

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
CIVIL – ANALISIS Y DISEÑO DE OBRAS PARA VÍAS TERRESTRES

MODELO SIMPLIFICADO DE DAÑO VISCOELÁSTICO CONTINÚO APLICADO AL ANÁLISIS DE MEZCLAS ASFÁLTICAS

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA:
NOÉ HERNÁNDEZ FERNÁNDEZ

TUTOR PRINCIPAL
ALEXANDRA OSSA LÓPEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA
COMITÉ TUTOR
JOHN T. HARVEY, UNIVERSITY OF CALIFORNIA IN DAVIS
B. SHANE UNDERWOOD, NORTH CAROLINA STATE UNIVERSITY
RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO, FACULTAD DE INGENIERÍA
EDUARDO BOTERO JARAMILLO, INSTITUTO DE INGENIERÍA

Copyright 2019 Noé Hernández Fernández

JURADO ASIGNADO:

Presidente:	Dr. Rivera Constantino Rigoberto
Secretario:	Dr. Botero Jaramillo Eduardo
Vocal:	Dra. Ossa López Alexandra
1 er. Suplente:	Dr. Harvey John Thaddeus
2 do. Suplente:	Dr. Underwood Benjamin Shane

Lugar donde se realizó la tesis:
Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México

TUTOR DE TESIS:

Dra. Alexandra Ossa López

FIRMA

(Segunda hoja)

RESUMEN

A diferencia de otras estructuras de ingeniería, una estructura típica de pavimento asfáltico es diseñada para fallar por agrietamiento de fatiga al final del periodo de diseño. Por lo tanto, una correcta predicción de la vida a fatiga es un aspecto clave en el diseño de los pavimentos, ya que una mala estimación puede resultar en la falla prematura por agrietamiento. Sin embargo, el agrietamiento por fatiga es uno de los fenómenos de daño más complejos que experimentan los pavimentos asfálticos, ya que es dependiente de la estructura del pavimento, las propiedades del concreto asfáltico, las características de las cargas del tránsito y las condiciones ambientales. A pesar de que, en las últimas décadas se han hecho enormes esfuerzos para mejorar la caracterización de los materiales y los modelos de predicción de fatiga, este fenómeno aun no es bien comprendido.

Una de las practicas más comúnmente usadas para mejorar la resistencia a la fatiga de los pavimentos asfálticos es el empleo de asfaltos modificados, buscando mejorar las propiedades del ligante asfáltico y, por lo tanto, el desempeño de la estructura de pavimento. Sin embargo, no todos los modificadores le proporcionan una mayor resistencia a la fatiga, y la forma en la que estos aditivos modifican el comportamiento a la fatiga de los asfaltos en los que son incorporados no es bien entendida. Por lo que, esta investigación está dirigida a mejorar este entendimiento, a través del estudio del efecto que distintos modificadores tienen en las propiedades reológicas de un asfalto base, escalando el nivel de análisis a las propiedades viscoelásticas y de fatiga del concreto asfáltico, además del efecto en el desempeño a fatiga en la estructura de pavimento.

La desviación del comportamiento termo-reológico simple fue el principal fenómeno observado con la incorporación de los distintos aditivos en el asfalto base. Acompañada de una reducción de la componente viscosa y un incremento en la componente elástica en las propiedades reológicas de los asfaltos modificados. Este cambio fue asociado con la presencia de una red entrelazada en la estructura de los asfaltos modificados con polímero, mejorando sus características de recuperación elástica y, por lo tanto, su resistencia a la fatiga.

Las propiedades viscoelásticas del concreto asfáltico tanto en el dominio de la frecuencia como del tiempo son afectadas por el historial de carga aplicado durante su caracterización principalmente a altas temperaturas de ensayo. Cuando se aplicó un historial de carga haversine (compresión) la rigidez se incrementó a altas temperaturas y el ángulo de fase disminuyó,

exhibiendo un comportamiento más elástico. Este comportamiento se debe al incremento del entrelace del agregado provocado por la presencia de deformación permanente en los especímenes cuando se aplican cargas de compresión. Por lo contrario, cuando se aplicó un historial de carga sinusoidal (tensión-compresión) el comportamiento de las mezclas fue más viscoso, ya que la deformación no recuperable fue poca o nula, y las propiedades viscoelásticas son resultado de las características del ligante asfáltico.

El comportamiento a fatiga en el concreto asfáltico fue evaluado a través de ensayos de fatiga cíclica uniaxial en especímenes cilíndricos usando el modelo simplificado de daño continuo viscoelástico (S-VECD). Un modelo viscoelástico fue incorporado a la formulación del modelo S-VECD con el propósito de facilitar su calibración y mejorar la precisión de los resultados. En general, las mezclas fabricadas con asfalto modificado con polímero presentaron el mejor desempeño ante el daño por fatiga. Como resultado de un análisis de sensibilidad realizado se concluyó que los ensayos de fatiga uniaxial y módulo complejo se deben de realizar aplicando el mismo historial de carga para relacionar de forma más efectiva los efectos de la viscoelasticidad con el crecimiento del daño.

Finalmente, de las simulaciones realizadas para evaluar el desempeño de una estructura de pavimento en servicio utilizando herramientas empírico-mecanicistas, se observó que las mezclas fabricadas con asfaltos modificados con polímero presentan el mejor desempeño en el pavimento. A pesar de que cada una de las herramientas utilizadas tiene una base teórica distinta, se concluyó que tanto CalME como FlexPAVE^{TM} son capaces de simular de forma correcta el comportamiento de los pavimentos en servicio, ya que los resultados de las simulaciones fueron comparados con el desempeño observado de la sección de estudio a través de campañas de auscultaciones, mostrando una tendencia en general similar.

ABSTRACT

In contrast with other engineering areas, a typical pavement structure is designed to fail by fatigue cracking at the end of its design life. Therefore, an accurate prediction of the fatigue life is a key aspect in the pavement design process, since a wrong fatigue life prediction may be caused by the premature failure of the pavement structure. However, fatigue cracking distress is still difficult to predict due to its complexity, since its dependent on pavement structure, asphalt mixture properties, traffic, and environmental conditions. Even though, during the last decades numerous efforts to improve materials characterization and the fatigue prediction models, this phenomenon itself is not well understood.

One of the most common practices used to improve the fatigue performance of pavements is the use of polymer modified binders, searching for the improvement of the binder properties, and therefore, the performance of the pavement structure. However, not all modifiers produced higher fatigue resistance, and the way that these modifiers change fatigue behavior is not well understood. This research focuses to improve the understanding through the study of the effect that different modifiers caused into the rheological properties of a base binder, and the study of this effects is scaled to the asphalt concrete behavior related to the undamaged (linear viscoelastic) and damaged (fatigue) properties, moreover the effects on the fatigue performance in a pavement structure.

A deviation of the thermorheological simplicity was the main phenomenon observed with the addition of the modifiers into the neat binder. For all modifiers, this behavior was observed in combination with a decrease of the peak master curve phase angle and an increase of the complex shear modulus master curves. Those changes were associated with the presence of an entanglement network for polymer modified asphalts, improving its elastic-recovery properties, and therefore, its fatigue properties.

The linear viscoelastic properties of the AC either time or frequency domains were affected by the applied load history. When a haversine load history (compression) was applied an increase of the stiffness and a decrease of the phase angle for high test temperatures were observed, which was associated with the increase of the aggregate interlock caused by the presence of permanent deformation in the test specimens when compressive loads are applied for high test temperatures. In contrast, when a sinusoidal (tension-compression) load history was applied more viscous

behavior was observed, represented by the increase of the phase angle master curve peaks, its behavior was associated by the absence of permanent deformation, and therefore, the viscoelastic properties were the result of the asphalt binder characteristics.

Fatigue performance was evaluated through uniaxial cyclic tests using the Simplified Viscoelastic Continuum Damage (S-VECD) model. An entire viscoelastic model was incorporated into the S-VECD model formulation to facilitate its calibration and to improve the accuracy of the model results. In general, polymer modified mixtures presented the best fatigue performance. As a result of a sensitivity analysis performed was concluded that both undamaged (linear viscoelastic) and damaged (fatigue) tests must be performed applying the same loading history to relate in the same way the viscosity effects to damage growth into the model.

Finally, the results from the fatigue performance simulations using Mechanistic-Empirical methodologies showed that the polymer modified mixtures have the best fatigue performance in the pavement structure. Even though the ME tools used have a different theoretical framework both CalME and FlexPAVE^{TM} are capable to simulate correctly the performance of the in-service pavement since the performance calculated was compared with the field observed in a study section showing a similar overall tendency.

DEDICATORÍA

Este trabajo está dedicado a mi familia, en especial a mis padres María y Alberto, quienes siempre me han apoyado e impulsado en las decisiones de mi vida.

Para Rosita, por su amor, apoyo, y paciencia sin los cuales nada de este trabajo hubiera sido posible. Soy muy afortunado de contar contigo.

Finalmente, para mis amigos que me han apoyado en cada una de las etapas de mi vida.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar y principalmente, me gustaría reconocer mis agradecimientos a la Dra. Alexandra Ossa López por darme la oportunidad de realizar mi investigación doctoral en el Instituto de Ingeniería, por proporcionarme todos los recursos necesarios para llevarla a cabo, por financiar mi beca el último semestre y sobre todo por haber confiado en mi proyecto de investigación. También me gustaría expresar mi sincero agradecimiento al Dr. Rigoberto Rivera Constantino y al Dr. Eduardo Botero Jaramillo por haber aceptado ser parte de mi comité tutorial desde que llegue a la UNAM. Quiero dar un agradecimiento especial al Dr. John T. Harvey por su amistad, apoyo y las reuniones que tuvimos relacionadas con mi investigación las cuales me dieron nuevas ideas. Además, me gustaría extender este agradecimiento especial al Dr. B. Shane Underwood por su apoyo gran apoyo en diversas ocasiones, inclusive antes de que iniciará mi investigación, a través de correos electrónicos y por las diferentes reuniones para hablar del progreso de mi investigación las cuales me inspiraron a trabajar en aspectos que no había considerado inicialmente.

Esta investigación fue posible gracias al soporte económico proporcionado por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) a través de la beca para estudios de doctorado, la cual se me proporcionó a través de mi número de becario 227311. Por este apoyo quiero agradecer sinceramente al CONACYT.

Un agradecimiento especial al Instituto de Ingeniería, UNAM. Por permitirme integrarme como uno más del gran grupo de Becarios con los que cuenta, por permitirme desarrollar mi investigación en sus instalaciones y por financiar mi último semestre de beca Doctoral.

También quiero agradecer a todos los amigos y compañeros del Laboratorio de Vías Terrestres y a su personal por hacer mi estancia en el laboratorio inolvidable. Un agradecimiento especial al Dr. Mario Flores Guzmán por su amistad, apoyo y proporcionarme todos los medios necesarios para llevar a cabo mi investigación. Al taller de metalmecánica por apoyarme con la fabricación de las distintas piezas necesarias para realizar los ensayos, en especial al Ing. David Santoyo y al Ing. Ariel Santoyo.

Esta investigación es un ejemplo de colaboración entre los diferentes actores de la industria del asfalto, lo cual debería de realizarse en muchos proyectos más. Por este motivo, me gustaría agradecer a todos quienes me proporcionaron los recursos para desarrollar la investigación descrita

en esta tesis. Al Grupo Corporativo Interestatal (GCI) parte del grupo PINFRA por proporcionarme los agregados pétreos para realizar todos los ensayos, a la compañía Ergon Asfaltos México (antes SemMaterials México) por proporcionarme los asfaltos, parte fundamental de mi investigación en especial al Ing. Luis Bernal por preparar los asfaltos modificados, a la empresa LASFALTO parte del grupo SURFAX por complementar el asfalto para mis ensayos en especial al Ing. Israel Sandoval por su apoyo, a la empresa Rocher Ingeniería por permitirme realizar los ensayos en los asfaltos en sus instalaciones en especial al Ing. José Luis Rocher, a la Universidad de las Américas Puebla (UDLAP) por permitirme realizar los primeros ensayos de módulo dinámico en sus instalaciones en especial al Dr. Rosemberg Reyes por su apoyo, a la empresa Geotechnical Consulting & Testing System (GCTS) en especial al Dr. Manuel Padilla y al Ing. Tamas Vicsocsean por desarrollar el software para realizar los ensayos de fatiga unixial, a la Dirección General de Servicio Técnicos (DGST) por proporcionarme la información de las campañas de auscultación en especial a la Lic. Carlota Andrade y su grupo de trabajo, al M.I. Roberto Hernández de la empresa CEVITER (antes del IMT) por proporcionarme los datos de las estaciones de pesaje, al Centro de Investigación en Pavimentos de la Universidad de California en Davis (UCPRC) por proporcionarme el software CalME, al grupo de investigación en pavimentos de la universidad Estatal de Carolina del Norte por proporcionarme el software FlexPAVE™.

TABLA DE CONTENIDOS

Pagina

RESUMEN II

ABSTRACT IV

DEDICATORÍA VI

AGRADECIMIENTOS VII

TABLA DE CONTENIDOS IX

LISTA DE FIGURAS XII

LISTA DE TABLAS XVII

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN 1

1.1. Antecedentes 1
1.2. Estado del problema 2
1.3. Objetivos 4
1.4. Alcance 5
1.5. Estructura de la tesis 5

CAPÍTULO 2 MODELACIÓN DEL COMPORTAMIENTO TERMO-REOLÓGICO COMPLEJO DE ASFALTOS MODIFICADOS 7

2.1. Resumen 7
2.2. Introducción 7
2.3. Viscoelasticidad en líquidos 9
2.3.1. Caracterización reológica por corte oscilatorio 10
2.3.2. Principio de superposición tiempo-temperatura 13
2.4. Programa experimental 14
2.4.1. Materiales y equipo utilizado 15
2.4.2. Ensayos reológicos 17
2.5. Análisis y discusión de resultados 18
2.5.1. Verificación del comportamiento termo-reológico simple 18
2.5.2. Modelación de las propiedades viscoelásticas 20
2.5.3. Resultados de los modelos 25
2.5.4. Ensayos de fluencia-recuperación con carga repetida 32
2.6. Resumen y conclusiones 35

CAPÍTULO 3 CARACTERIZACIÓN DE LAS PROPIEDADES VISCOELÁSTICAS DEL CONCRETO ASFÁLTICO A TRAVÉS DE DISTINTOS HISTORIALES DE CARGA37

3.1. Resumen 37
3.2. Introducción 37
3.3. Marco teórico 40
3.3.1. Módulo complejo 42
3.4. Metodología 43
3.4.1. Materiales 43
3.4.2. Fabricación de especímenes para módulo complejo 43
3.4.3. Protocolo de ensayo para el módulo complejo 44
3.4.4 Construcción de las curvas maestras 47
3.5. Resultados y discusión 50
3.5.1. Diferencias entre los distintos modos de control de ensayo 50
3.5.2. Diferencias en las propiedades viscoelásticas 55
3.5.3. Interconversión entre las propiedades viscoelásticas del concreto asfáltico 60
3.6. Conclusiones 67

CAPÍTULO 4 EVALUACIÓN DEL DAÑO POR FATIGA EN EL CONCRETO ASFÁLTICO INCORPORANDO UN MODELO VISCOELÁSTICO LINEAL EN LA FORMULACIÓN DEL MODELO S-VECD 70

4.1. Resumen 70
4.2. Introducción 70
4.3. Objetivos 73
4.4. Modelo VECD 73
4.4.1. Modelo simplificado de daño continuo viscoelástico 78
4.4.2. Procedimiento de calibración del modelo S-VECD 80
4.5. Implementación de un modelo VEL completo a la formulación del modelo S-VECD 81
4.5.2. Modelo Havriliak-Negami (HN) 81
4.5.1. Módulo de relajación continuo y discreto 82
4.5.3. Espectro de relajación continuo y discreto 83
4.6. Materiales y métodos de prueba 84
4.6.1. Materiales 84
4.6.2. Métodos de prueba 85
4.7. Resultados y discusión 87
4.7.1. Propiedades viscoelásticas lineales 87
4.7.2. Curvas características de daño 92
4.7.3. Criterio de falla a fatiga 95
4.7.4. Sensibilidad de alfa (α) con respecto al tipo de control de ensayo 103
4.8. Conclusiones 105

CAPÍTULO 5 SIMULACIÓN DEL COMPORTAMIENTO A FATIGA EN UNA SECCIÓN DE PAVIMENTO CON HERRAMIENTAS EMPIRÍCO-MECANICISTAS 107

5.1. Introducción 107
5.2. Modelos de daño utilizados para el análisis 110

5.2.1. CalME 110
5.2.2. FlexPAVE 113
5.3. Recopilación de la información utilizada 115
5.3.1. Información de la sección de estudio 115
5.3.2. Tránsito 116
5.3.3. Condiciones climáticas 118
5.3.4. Estructura del pavimento 118
5.3.5. Desempeño de la sección de estudio 121
5.4. Simulación del comportamiento a fatiga 123
5.4.1. Información de entrada para los métodos de análisis 123
5.4.2. Análisis de resultados y discusión 127
5.5. Conclusiones 137

CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 140

6.1. Conclusiones 140
6.1.1. Ligantes asfálticos 140
6.1.2. Propiedades viscoelásticas lineales 141
6.1.3. Caracterización del daño a fatiga 142
6.1.4. Simulación del comportamiento a fatiga en el pavimento 143
6.2. Recomendaciones 145

REFERENCIAS 147

ANEXO A. PARAMETROS DE LOS MODELOS 2S2P1D Y HN OBTENIDOS DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS EN ESTUDIO 158

LISTA DE FIGURAS

Pagina

Figura 1-1. Evolución del mercado de asfalto en México del año 2013 al año 2018 en: (a) millones de dólares y (b) miles de barriles (elaboración propia con información de PEMEX y la SE) 2

Figura 1-2. Indicadores de desempeño superficial evaluados durante las campañas de auscultación realizadas por la DGST para las estaciones denominadas como: (a) San Luis Rio Colorado (Sonora), (b) Victor Rosales (Zacatecas), (c) Tizayuca (Hidalgo) y (d) Kua (Yucatán)..... 3

Figura 2-1. Función del esfuerzo (τ) y función de la deformación (γ) resultante con unidades arbitrarias (*u.a.*) 11

Figura 2-2. Representación esquemática del principio de superposición tiempo-temperatura 14

Figura 2-3. Diagrama de Black mostrando como los asfaltos modificados se alejan del comportamiento termo-reológico simple 19

Figura 2-4. Curvas maestras del módulo de corte complejo a una temperatura de referencia de 40°C, ajustadas con los modelos *2S2P1D y MHN* 27

Figura 2-5. Curvas maestras del módulo de almacenamiento a una temperatura de referencia de 40°C, ajustadas con los modelos *2S2P1D y MHN* 27

Figura 2-6. Curvas maestras de la viscosidad compleja a una temperatura de referencia de 40 °C, ajustadas con los modelos 2S2P1D y MHN. 28

Figura 2-7. Curvas maestras del ángulo de fase a una temperatura de referencia de 40°C, ajustadas con los modelos *2S2P1D* y *MHN* 29

Figura 2-8. Plano de Cole-Cole de los distintos asfaltos en estudio obtenido con los modelos *2S2P1D* y *MHN*, y calculados con las siguientes variantes: (a) permitiendo que G_g se modifique durante la optimización y (d) fijando el valor de G_g a 1GPa sin permitir que se modifique durante la optimización..... 31

Figura 2-9. Valores de $tan\ \delta$ obtenidos con los modelos *2S2P1D* y *MHN*..... 32

Figura 2-10. Fluencia y recuperación a 0.1 kPa y 3.2 kPa para los asfaltos en estudio 33

Figura 2-11. Deformación normalizada y recuperación para el ciclo 10 a 0.1 kPa..... 34

Figura 2-12. Deformación normalizada y recuperación para el ciclo 20 a 3.2 kPa..... 34

Figura 3-1. Curva granulométrica de diseño para las mezclas asfálticas evaluadas..... 44

Figura 3-2. Ensayo de especímenes usando el equipo ATM-025..... 45

Figura 3-3. Diferentes formas de onda usadas y amplitudes de esfuerzo/deformación..... 46

Figura 3-4. Diagrama del procedimiento experimental 47

Figura 3-5. Variación del lazo de histéresis con la frecuencia a una temperatura de ensayo de 54 °C en un espécimen de concreto asfáltico fabricado con asfalto convencional (PG64-16_2) para las distintas condiciones de ensayo: (a) control-deformación (*DefSeno*), (b) control-esfuerzo (*EsfSeno*), (c) control de esfuerzo en compresión (*EsfHsne*) para los últimos diez ciclos y (d) control de esfuerzo en compresión (*EsfHsne*) promedio de los últimos diez ciclos 52

Figura 3-6. Variación del lazo de histéresis con la frecuencia a una temperatura de ensayo de 54 °C en un espécimen de concreto asfáltico fabricado con asfalto modificado SBS (SBS76E-22_5) para las distintas condiciones de ensayo: (a) control-deformación (*DefSeno*), (b) control-esfuerzo (*EsfSeno*), (c) control de esfuerzo en compresión (*EsfHsne*) últimos diez ciclos y (d) control de esfuerzo en compresión (*EsfHsne*) promedio de los últimos diez ciclos 54

Figura 3-7. Curvas maestras del módulo complejo (E^*) construidas a una temperatura de referencia de 20°C para las distintas condiciones de ensayo (*EsfHsne*, *DefSeno* y *EsfSeno*) de las mezclas fabricadas con los asfaltos: (a) PG64-16, (b) PPA76H-16, (c) TER76E-16, y (d) SBS76E-22. 56

Figura 3-8. Curvas maestras del ángulo de fase (φ) construidas a una temperatura de referencia de 20°C para las distintas condiciones de ensayo (*EsfHsne*, *DefSeno* y *EsfSeno*) de las mezclas fabricadas con los asfaltos: (a) PG64-16, (b) PPA76H-16, (c) TER76E-16, y (d) SBS76E-22. 57

Figura 3-9. Gráficas de la relación de módulo complejo para: (a) $RMDDefSeno, EsfHsne$, (c) $RMDEsfSeno, EsfHsne$ y (e) $RMDDefSeno, EsfSeno$; de la relación del ángulo de fase para: (b) $RAFDefSeno, EsfHsne$, (d) $RAFEsfSeno, EsfHsne$, y (f) $RAFDefSeno, EsfHsne$ 59

Figura 3-10. Espectros de relajación continuos para las distintas condiciones de ensayo (*EsfHsne*, *DefSeno* y *EsfSeno*) de las mezclas fabricadas con los asfaltos: (a) PG64-16, (b) PPA76H-16, (c) TER76E-16, y (d) SBS76E-22. 62

Figura 3-11. Curvas maestras del módulo de relajación construidas a una temperatura de referencia de 20°C para las distintas condiciones de ensayo (*EsfHsne*, *DefSeno* y *EsfSeno*) de las mezclas fabricadas con los asfaltos: (a) PG64-16, (b) PPA76H-16, (c) TER76E-16, y (d) SBS76E-22. 63

Figura 3-12. Pendiente máxima de las curvas maestras del módulo de relajación de los asfaltos en estudio por tipo de ensayo. 64

Figura 3-13. Curvas maestras del módulo complejo de Young obtenidas a través del espectro de relajación construidas a una temperatura de referencia de 20°C para las distintas

condiciones de ensayo (*EsfHsne*, *DefSeno* y *EsfSeno*) de las mezclas fabricadas con los asfaltos: (a) PG64-16, (b) PPA76H-16, (c) TER76E-16, y (d) SBS76E-22. 65

Figura 3-14. Curvas maestras del ángulo de fase obtenidas a través del espectro de relajación construidas a una temperatura de referencia de 20°C para las distintas condiciones de ensayo (*EsfHsne*, *DefSeno* y *EsfSeno*) de las mezclas fabricadas con los asfaltos: (a) PG64-16, (b) PPA76H-16, (c) TER76E-16, y (d) SBS76E-22. 66

Figura 4-1. Preparación de los especímenes de ensayo fabricados con: (a) compactador giratorio y (b) compactador de rodillo 85

Figura 4-2. Representación del historial de carga para los distintos ensayos de módulo complejo: (a) sinusoidal y (b) haversine 86

Figura 4-3. Diagrama de los modos de control de ensayo: (1) desplazamiento del actuador (CX) y (2) deformación en el espécimen (COS); acercamiento para un ciclo de carga: (3) CX y (4) COS; historiales de esfuerzo-deformación: (5) CX y (6) COS..... 87

Figura 4-4. Curvas maestras del módulo complejo de Young para una temperatura de referencia de 20 °C, obtenidas en especímenes de 100 mm y 70 mm de diámetro para las mezclas fabricadas con los asfaltos: (a) convencional, (b) modificado con PPA, (c) modificado con TER y (d) modificado con SBS..... 88

Figura 4-5. Curvas maestras del ángulo de fase para una temperatura de referencia de 20 °C, obtenidas en especímenes de 100 mm y 70 mm de diámetro para las mezclas fabricadas con los asfaltos: (a) convencional, (b) modificado con PPA, (c) modificado con TER y (4) modificado con SBS..... 89

Figura 4-6. Comparación de resultados obtenidos para especímenes de 100 mm vs 70 mm para: (a) módulo complejo de Young y (b) ángulo de fase..... 90

Figura 4-7. Curvas maestras del módulo de relajación para una temperatura de referencia de 20 °C, obtenidas en especímenes de 100 mm y 70 mm de diámetro para las mezclas fabricadas con los asfaltos: (a) convencional, (b) modificado con PPA, (c) modificado con TER y (4) modificado con SBS..... 91

Figura 4-8. Relación de pseudo-rigidez versus parámetro de daño obtenida en especímenes de 100 mm de diámetro para las mezclas asfálticas fabricadas con los asfaltos: (a) convencional, (b) modificado con PPA, (c) modificado con Terpolímero y (d) modificado con SBS..... 92

Figura 4-9. Relación de pseudo-rigidez versus parámetro de daño obtenida en especímenes de 70 mm de diámetro para las mezclas asfálticas fabricadas con los asfaltos: (a) convencional, (b) modificado con PPA, (c) modificado con Terpolímero y (d) modificado con SBS..... 93

Figura 4-10. Diagramas de caja y bigotes del factor de forma de las curvas características con respecto a los diferentes diámetros de los especímenes..... 94

Figura 4-11. Comparación de la relación de pseudo rigidez versus parámetro de daño para las distintas geometrías de ensayo y mezclas asfálticas 95

Figura 4-12. Criterio de falla experimental con gráficas de reducción de la rigidez normalizada para los ensayos: (a) deformación controlada en el espécimen y (c) control de desplazamiento del actuador; y con las gráficas de pseudo-rigidez por el número de ciclo versus el número de ciclos del ensayo: (b) deformación controlada en el espécimen y (d) control de desplazamiento del actuador..... 97

Figura 4-13. Relación de la acumulación de la pseudo-rigidez a la falla (sum(1-C)) versus el número de ciclos a la falla de las mezclas en estudio para: (a) especímenes de 100 mm de diámetro y (b) especímenes de 70 mm de diámetro..... 98

Figura 4-14. Comparación del comportamiento de los ensayos COS medidos y estimados a una frecuencias de 10 Hz para: (a) PG64-16_F(19), (b) TER76E_E(19), (c) SBS76V-22_F(19), y (d) TER76E-22_E(22)..... 101

Figura 4-15. Simulación de la vida a fatiga utilizando el criterio de falla D^R a 20°C y 10 Hz de las mezclas en estudio para: (a) especímenes de 100 mm de diámetro y (b) especímenes de 70 mm de diámetro..... 102

Figura 4-16. Comparación de la vida a fatiga para un nivel de deformación de 400 $\mu\varepsilon$, de las distintas geometrías de ensayo para las mezclas asfálticas en estudio..... 103

Figura 4-17. Variación de alfa con respecto al tipo de control de ensayo. 104

Figura 4-18. Comparación de vida a fatiga utilizando los distintos valores de alfa obtenidos con los dos modos de control de ensayo para: (a) todo el rango de niveles de deformación y (b) para un nivel de deformación de 400 με..... 105

Figura 5-1. Localización de la sección de estudio y detalle de su conectividad con otras carreteras importantes en la región centro de México (Edo. Hidalgo 2011)..... 115

Figura 5-2. Evolución del TDPA del año 2012 al año 2018..... 116

Figura 5-3. (a) Distribución de la carga por tipo de eje y (b) distribución normal acumulada por tipo de eje 117

Figura 5-4. (a) Temperatura máxima-mínima y (b) gradiente de temperatura con la profundidad del pavimento estimada para el año 2012 118

Figura 5-5. Deflexiones de superficie obtenidas durante las campañas de auscultación y espesores de la estructura de pavimento de la sección de estudio..... 119

Figura 5-6. Distribución normal acumulada de los módulos elásticos del concreto asfáltico normalizados a 20 °C y promedio de los módulos elásticos de las distintas capas del pavimento..... 120

Figura 5-7. Características de superficie de la sección de estudio del año 2012 al año 2017: (a) agrietamiento, (b) IRI, (c) profundidad de rodera y (d) macrotextura 122

Figura 5-8. Promedio de los indicadores de superficie evaluados del año 2012 al año 2017 122

Figura 5-9. Módulos elásticos de las capas no estabilizadas de la estructura de pavimento de la sección de estudio..... 123

Figura 5-10. Curvas maestras ajustadas a una temperatura de referencia de 20°C de las mezclas asfálticas en estudio: (a) definiendo y fijando el valor mínimo de la curva maestra en 200 MPa y (a) ajustando libremente todos los parámetros del modelo de la curva maestra 125

Figura 5-11. (a) Curvas de reducción de rigidez simuladas con el modelo S-VECD y (b) comparación entre la relación de la rigidez medida y calculada..... 126

Figura 5-12. Curvas maestras construidas a una temperatura de referencia de 20 °C de: (a) módulo complejo y (b) ángulo de fase 127

Figura 5-13. (a) Daño y agrietamiento obtenidos de las simulaciones realizadas en CalME para la sección de estudio y las distintas mezclas asfálticas. 129

Figura 5-14. Resultados del análisis probabilista realizado en CalME para las distintas mezclas en estudio de: (a) agrietamiento y (b) propagación del agrietamiento 131

Figura 5-15. Comparación entre el agrietamiento calculado y observado en la sección de estudio 132

Figura 5-16. Área de referencia para la definición del porcentaje de daño en FlexPAVE™..... 133

Figura 5-17. Contornos de daño de la sección de estudio para 7 años de simulación obtenidos con FlexPAVE™ para las mezclas asfálticas fabricadas con los siguientes asfaltos:(a) PG64-16, (b) PPA76H-16, (c) TER76E-22 y (d) SBS76V-22 134

Figura 5-18. Porcentaje de daño simulado con FlexPAVE™ para las diferentes mezclas en estudio en la estructura de pavimento representadas en: (a) escala semilogarítmica y (b) escala aritmética 135

Figura 5-19. Contornos de daño de la sección de estudio para 7 años de simulación obtenidos con FlexPAVE™ usando un eje de diseño con una carga de 52 kN para las mezclas fabricadas con los asfaltos: (a) PG64-16, (b) PPA76H-16, (c) TER76E-22 y (d) SBS76V-22..... 136

Figura 5-20. Porcentaje de daño simulado con FlexPAVE™ usando un eje de diseño de 52 kN de carga para las diferentes mezclas en la estructura de pavimento de la sección de estudio en: (a) escala semilogarítmica y (b) escala aritmética 137

LISTA DE TABLAS

Pagina

Tabla 2-1. Características de los ligantes asfálticos utilizados 16

Tabla 2-2. Criterio para la clasificación subjetiva de la bondad de ajuste (Witczak et al. 2002). 25

Tabla 2-3. Parámetros de los modelos obtenidos por medio del ajuste con los datos experimentales 26

Tabla 2-4. Estadísticas de la bondad de ajuste de G^* y δ para los dos modelos utilizados 30

Tabla 3-1. Tipo de asfalto utilizado en cada mezcla y temperatura de compactación utilizada ... 44

Tabla 3-2. Número de ciclos aplicado por tipo de ensayo y frecuencia 51

Tabla 4-1. Características de las mezclas utilizadas para evaluar el comportamiento a fatiga 84

Tabla 4-2. Coeficientes del modelo S-VECD para las mezclas en estudio 101

Tabla 5-1. Información del tránsito vehicular en la sección de estudio para el año 2012 116

Tabla 5-2. Umbrales de aceptación/rechazo para la red básica libre (DGST 2018) 121

Tabla 5-3. Parámetros de ajuste de las curvas maestras para las mezclas asfálticas en estudio. 124

Tabla 5-4. Parámetros de los modelos de daño por fatiga para las mezclas en estudio 125

Tabla 5-5. Parámetros de las propiedades de fatiga de las mezclas en estudio obtenidas con el modelo S-VECD 127

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

El transporte es uno de los motores de la expansión de la economía de mercado. La disponibilidad de poner en movimiento la oferta de bienes materiales ha sido el origen de la construcción de los espacios económicos; la especialización espacial de la producción y la polarización del desarrollo (Cortez 1995). En México el transporte por carretera constituye la columna vertebral de la infraestructura de transporte, ya que el autotransporte de carga desplaza el 55.7% del volumen de la carga a nivel nacional y moviliza el 95.8% de los pasajeros en toda la extensión del territorio nacional. Tan solo en el año 2017 se movilizaron 577 millones de toneladas por autotransporte y se trasladaron 3,701 millones de pasajeros por carretera. (SCT 2017).

Para atender la demanda del traslado de mercancías y pasajeros antes mencionada, México cuenta con un importante patrimonio carretero. Definido como la Red Nacional de Caminos (RNC), la cual integra el total de la red pavimentada y parte de importante de los caminos no pavimentados de México, además de las vialidades urbanas y rurales con las que se conectan. La RNC tiene una longitud total de 582,175 km, de los cuales 171, 347 km son carreteras pavimentadas (IMT 2018). La red carretera federal a cargo de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), está constituida por la red libre con 50,435 km y la red de cuota con 10,557 km (IMT 2018). La red carretera federal es de vital importancia ya que en ella se desarrollan 15 corredores carreteros, los cuales son el conjunto de tramos y puentes, libres y de cuota, que enlazan las regiones del país y que conectan los puntos importantes generadores y receptores de carga y de pasaje (DGST 2018).

De la red carretera federal de acuerdo con información de la RNC hasta el año 2014 el 96 por ciento de las carreteras contaban con una superficie asfáltica y el resto (4 por ciento) con una superficie de concreto hidráulico (IMT 2018). Esto hace al concreto asfáltico (CA) el material de pavimentación preferido debido a su disponibilidad, su habilidad de ser aplicado en carreteras tanto de bajo como alto volumen de tránsito, y la facilidad de su manipulación durante la construcción. El mercado del asfalto, principal material con el que se fabrica el concreto asfáltico en conjunto con los agregados, dejó una derrama aproximada de 584 millones de dólares en el año 2018, de acuerdo con información de Petróleos Mexicanos (PEMEX) y la Secretaría de Economía (SE). La Figura 1-1 muestra cómo ha evolucionado el mercado de asfalto en México en los últimos años,

se observa que la producción de PEMEX ha tenido una tendencia hacia la baja y la importación de asfalto una tendencia hacia el alza. Esto ha generado que cada vez más se importe asfalto de diversos orígenes y de distintas calidades al que comúnmente se utilizaba de parte de PEMEX.

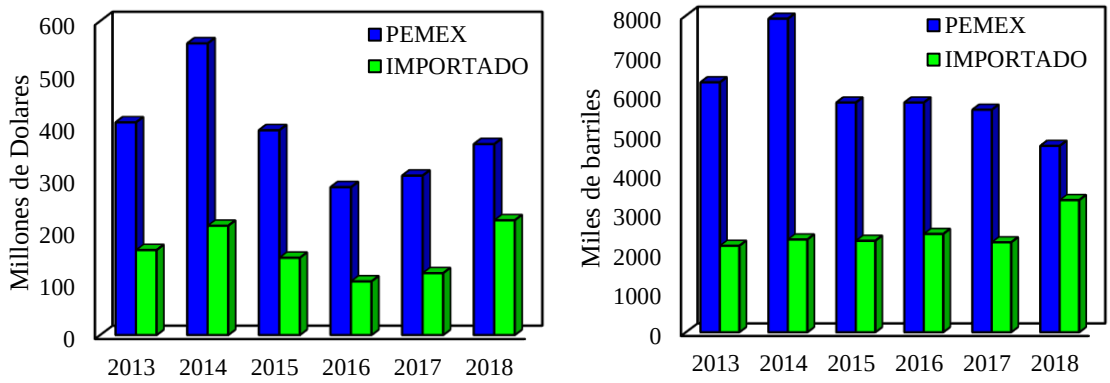


Figura 1-1. Evolución del mercado de asfalto en México del año 2013 al año 2018 en: (a) millones de dólares y (b) miles de barriles (elaboración propia con información de PEMEX y la SE)

1.2. Estado del problema

El agrietamiento por fatiga se presenta de forma prematura en las estructuras de los pavimentos de la red nacional de caminos, el cual se ha vuelto el principal modo de deterioro que genera la necesidad de la rehabilitación de los pavimentos. Prácticas de mantenimiento adoptadas por algunas agencias, como las descritas por Arroyo et al. (2018), en donde se busca privilegiar las obras en una mayor cantidad de kilómetros de la red, pero sin atacar el problema de raíz y con una vida útil muy baja; agravan el deterioro de los pavimentos. Esto se ejemplifica en la Figura 1-2, donde se muestra los resultados de las campañas de auscultación de la red carretera federal (DGST 2018) realizada por la Dirección General de Servicios Técnicos (DGST) de algunos tramos de pavimento en distintos estados del país (Sonora, Zacatecas, Hidalgo y Yucatán). Todos los tramos de pavimento mostrados en la Figura 1-2 muestran el mismo comportamiento, un incremento considerable en la cantidad de agrietamiento superficial que se detona de un año al otro, provocado en su mayoría por la aplicación de tratamientos superficiales que tienen una vida útil muy baja, generando que el agrietamiento se manifieste en la superficie con un incremento considerable en el año crítico. Otro aspecto que destacar en la Figura 1-2 es que los demás indicadores evaluados permanecen dentro de un rango tolerable durante el periodo de observación, por lo que, para estos tramos carreteros el agrietamiento es el principal tipo de deterioro que causa la falla de las estructuras de pavimento.

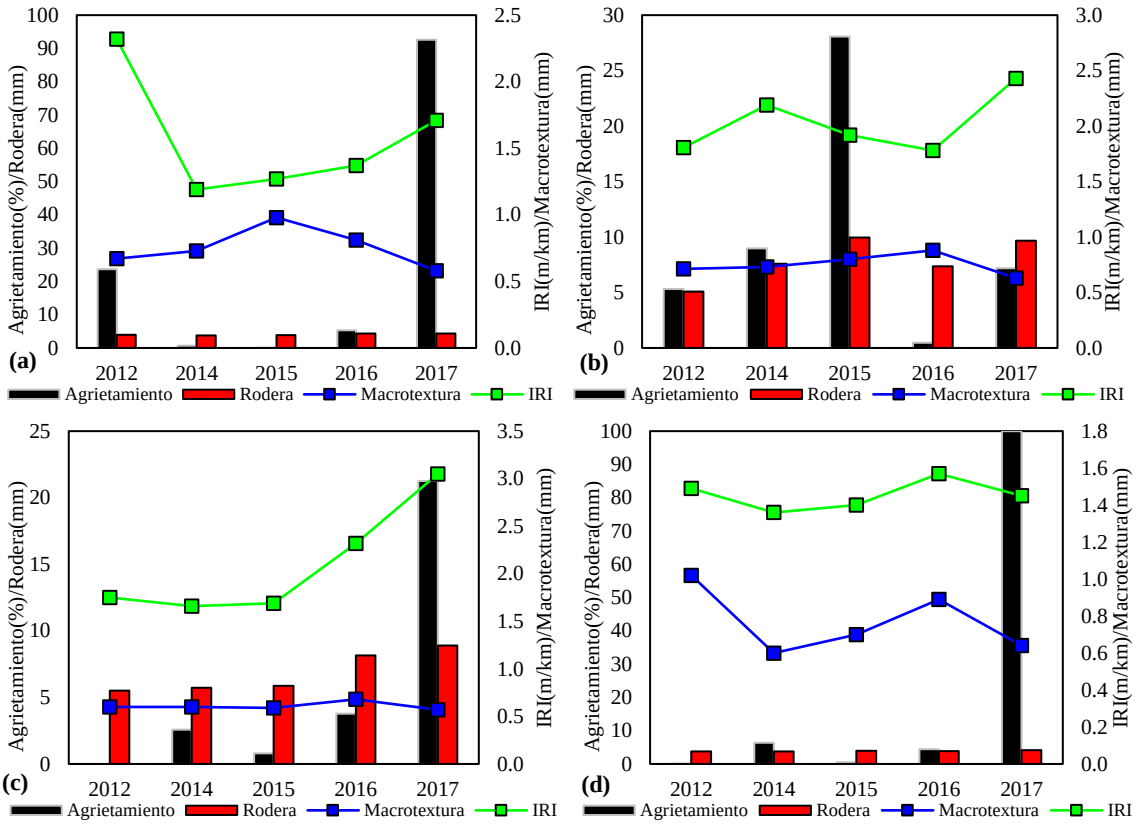


Figura 1-2. Indicadores de desempeño superficial evaluados durante las campañas de auscultación realizadas por la DGST para las estaciones denominadas como: (a) San Luis Rio Colorado (Sonora), (b) Victor Rosales (Zacatecas), (c) Tizayuca (Hidalgo) y (d) Kua (Yucatán)

Diversos factores son los causantes de que el agrietamiento sea el principal modo de deterioro que genera la falla prematura de los pavimentos asfálticos a continuación, se mencionan algunos de ellos de acuerdo con los diversos factores que influyen en el comportamiento del pavimento. Con respecto a los asfaltos, el uso de aditivos (como son el Ácido Polifosfórico, Aceites de motor refinados, entre otros) generan asfaltos más rígidos y, por lo tanto, más susceptibles a fatigarse de forma prematura. Con respecto al diseño de las mezclas asfálticas, el uso de metodologías de diseño basadas en sistemas piramidales, en donde se busca privilegiar el diseño de mezclas más resistentes a las deformaciones permanentes y con una mayor rigidez, lo cual impacta en el desempeño a la fatiga del CA. El diseño estructural de la sección de pavimento, es decir el diseño de los espesores de las capas del pavimento y sus características, juega un papel fundamental en el desempeño ante el daño por fatiga, ya que la vida de la sección está altamente influenciada con el espesor de la capa del CA, en este aspecto la selección del espesor en base al menor costo inicial del proyecto destina a la estructura a una vida de servicio baja. Otro aspecto

para considerar dentro del diseño estructural del pavimento son los métodos de diseño utilizados, ya que son metodologías desarrollas desde hace más de dos décadas y nos son capaces de adaptarse a las necesidades actuales.

Otros factores que influyen en la generación del deterioro de fatiga de los pavimentos asfálticos son las cargas del tráfico, factor considerado dentro del diseño de la estructura de pavimento, sin embargo, la presencia de sobrecarga en algunos tipos de vehículos disminuye considerablemente la vida de diseño del pavimento. Las condiciones climáticas también juegan un factor preponderante para la generación de otro tipo de agrietamiento conocido como térmico, el cual es causado por los esfuerzos generados sobre todo en el ligante asfáltico por los gradientes de temperatura en un mismo día. Este tipo de agrietamiento no es analizado en la presente investigación.

Por otro lado, la ingeniería de pavimentos ha avanzado considerablemente en las últimas décadas en áreas como la caracterización de materiales, diseño estructural del pavimento y la modelación del comportamiento con enfoques mucho más cercanos a la realidad con el objetivo de reproducir de forma más confiable el efecto de las solicitaciones en servicio, provocadas por las cargas del tráfico y los efectos ambientales, buscando siempre un mejor desempeño en servicio de los pavimentos. Sin embargo, para aplicar estos desarrollos a la práctica en el diseño y construcción de pavimentos es necesario realizar estudios para evaluar su factibilidad y una correcta aplicación, ya que de lo contrario todo avance se convertiría en un retroceso y en mayor cantidad de deterioros en la red carretera de México.

1.3.Objetivos

El objetivo principal de esta investigación es: implementar una metodología para la caracterización de las propiedades viscoelásticas lineales y las propiedades de fatiga del concreto asfáltico que sea aplicable para el análisis a la fatiga de la estructura de un pavimento en servicio.

Para llevar a cabo el objetivo principal se plantearon una serie de objetivos particulares los cuales se mencionan a continuación:

- Análisis y modelación del comportamiento termo-reológico de los asfaltos en estudio
- Desarrollo de un procedimiento para caracterizar las propiedades viscoelásticas lineales del concreto asfáltico

- Modelación de las propiedades viscoelásticas lineales en el dominio de la frecuencia y el tiempo por medio del espectro de relajación del CA
- Implementación y validación del modelo Simplificado de Daño Continuo Viscoelástico (S-VECD), utilizando distintos tipos de compactación y geometrías de los especímenes de ensayo para mejorar la precisión de los resultados
- Simulación del daño por fatiga en una estructura de pavimento asfáltico en servicio utilizando metodologías Empírico-Mecanicistas (EM)

1.4. Alcance

Los objetivos planteados anteriormente se limitan al alcance definido a continuación. La caracterización de seis ligantes asfálticos, uno convencional que sirvió de base para producir los otros cinco asfaltos modificados con los siguientes aditivos: Ácido Polifosfórico (*PPA*), Terpolímero de Etileno Reactivo (*RET*), y Copolímero Estireno-Butadieno-Estireno (*SBS*).

Las propiedades viscoelásticas lineales del concreto asfáltico se evaluaron en seis mezclas fabricadas con los ligantes asfalticos descritos anteriormente, para lo cual se utilizó el mismo tipo de agregado de origen basáltico, la misma granulometría de tipo densa y el mismo contenido de vacíos de aire de los especímenes de CA.

Las características de fatiga del CA se obtuvieron por medio del modelo S-VECD para cuatro tipos de mezclas asfálticas (incluyendo el asfalto convencional y los tres tipos de aditivos usados), usando dos tipos de dispositivos (compactador giratorio y compactador de placa) para compactar los especímenes de ensayo, para dos diferentes geometrías de especímenes de ensayo distintas.

La simulación del daño a fatiga en la estructura de un pavimento flexible se realizó utilizando los datos de una sección de estudio con información obtenida de las campañas anuales de auscultación por parte de la DGST, y se utilizaron las propiedades de las cuatro mezclas en estudio para analizar su comportamiento en las simulaciones.

1.5. Estructura de la tesis

Esta tesis está dividida en cinco diferentes capítulos, una lista de referencias y un anexo. A continuación, se menciona una breve descripción de cada uno de los capítulos de la investigación.

Capítulo 1. Introducción, se centra en describir la importancia de las carreteras como principal medio de transporte en México, y el contexto de los pavimentos asfálticos en el transporte de cargas y pasajeros. También se describe la problemática que enfrentan los pavimentos flexibles haciendo énfasis del agrietamiento como principal tipo de deterioro, por último, se definen los objetivos y alcance de la tesis.

Capítulo 2. Modelación del comportamiento termo-reológico complejo de asfaltos modificados, este capítulo describe como el comportamiento termo-reológico complejo, generado por la incorporación de los modificadores en el asfalto base, puede ser modelado con una precisión significativa utilizando modelos tanto mecánicos como empíricos.

Capítulo 3. Caracterización de las propiedades viscoelásticas lineales del concreto asfáltico a través de distintos historiales de carga, este capítulo está dedicado a evaluar las diferencias en el comportamiento viscoelástico lineal del concreto asfáltico sometido a ensayos con diferentes modos de aplicación y control de carga.

Capítulo 4. Evaluación del daño por fatiga en el concreto asfáltico incorporando un modelo viscoelástico lineal en la formulación del modelo S-VECD, en este capítulo se evalúa la susceptibilidad del CA al daño por fatiga en ensayos uniaxiales cíclicos aplicando dos historiales de carga en dos geometrías distintas de los especímenes de ensayo. Además, se discute ampliamente el criterio de falla adoptado.

Capítulo 5. Simulación del comportamiento a fatiga en una sección de pavimento con herramientas empírico-mecanicistas (EM), describe las herramientas EM utilizadas para realizar el análisis de daño por fatiga, el procedimiento adoptado para recopilar los insumos de diseño de distintas fuentes y la introducción de cada uno de ellos en las herramientas. Por último, se discuten los resultados obtenidos y se comparan con el desempeño observado en la sección de estudio durante el periodo de análisis.

Capítulo 6. Conclusiones y recomendaciones, resume las conclusiones clave obtenidas en esta investigación y presenta las recomendaciones para investigaciones futuras.

CAPÍTULO 2 MODELACIÓN DEL COMPORTAMIENTO TERMO-REOLÓGICO COMPLEJO DE ASFALTOS MODIFICADOS

2.1. Resumen

La modificación de asfaltos es la forma más común de mejorar las propiedades reológicas de los asfaltos convencionales, incorporando los beneficios de los modificadores en el comportamiento de los asfaltos modificados. Como parte del proceso de modificación cambios significativos ocurren en la dependencia tiempo-temperatura de los asfaltos modificados generando una transición hacia un comportamiento termo-reológico complejo. El objetivo de este capítulo es demostrar que el comportamiento complejo observado en los asfaltos modificados puede ser modelado con una precisión significativa para propósitos de ingeniería.

Las propiedades viscoelásticas de tres modificadores incorporados en un asfalto convencional fueron estudiadas. Todos los modificadores exhibieron algún grado de complejidad en su comportamiento, generando curvas isotérmicas discretas en el espacio de Black. Los asfaltos modificados mostraron el mayor comportamiento dependiente con la temperatura, debido al entrelace en su estructura interna. Dos tipos de modelos fueron empleados para representar el comportamiento reológico de los asfaltos en estudio. Uno de ellos es definido de tipo reológico y el otro tiene una base matemática empírica. Los dos modelos fueron capaces de modelar con una alta precisión las distintas curvas maestras de las propiedades viscoelásticas obtenidas de seis asfaltos, uno convencional y cinco modificados. Además, los dos modelos mostraron el mismo desempeño representando precisamente el comportamiento reológico para las condiciones de observación de frecuencias y temperaturas obtenidas en laboratorio.

Palabras clave: asfaltos modificados, comportamiento complejo, propiedades reológicas

2.2. Introducción

Las características reológicas de los asfaltos son considerablemente alteradas con el uso de modificadores, los cuales son empleados con el objetivo de mejorar su desempeño en servicio ante los efectos de las cargas del tráfico y las condiciones climáticas (Yildirim 2007). Por lo cual, el comportamiento de los asfaltos modificados no puede ser caracterizado de forma precisa con las pruebas convencionales. Esto a su vez ha llevado a que las propiedades reológicas de los asfaltos

se determinen utilizando un Reómetro de Corte Dinámico (*DSR*), permitiendo que sus propiedades viscoelásticas sean evaluadas en un rango de frecuencias y temperaturas. Con esta información es posible construir curvas maestras, una de las principales técnicas analíticas usadas para procesar la información obtenida del *DSR*.

Para obtener las curvas maestras el principio de superposición tiempo-temperatura (*PSTT*) es comúnmente aplicado (Gross 1969; Ferry 1980). El cual estipula que, para algunos materiales denominados "*termo-reologicamente simples*", los datos a diferentes temperaturas (*T*) pueden ser desplazados horizontalmente a una temperatura de referencia (T_0) para formar una curva suave y continua. Los asfaltos convencionales suelen presentar un comportamiento *termo-reológico simple*. Sin embargo, diversos estudios han comprobado que para algunos asfaltos modificados, el comportamiento es *termo-reológico complejo* (Airey 2002; Olard et al. 2003; Airey et al. 2016; Gallego et al. 2016; Laukkanen y Winter 2017) identificado por una desviación del diagrama de *Black*, el cual es comúnmente utilizado para evaluar la simplicidad termo-reológica. Por lo que, el reto en la caracterización reológica de los asfaltos modificados es simular el comportamiento *termo-reológico complejo* observado de forma confiable.

A través de los años se han desarrollado numerosos modelos que buscan representar las propiedades viscoelásticas lineales de los asfaltos por medio de la modelación de las curvas maestras. Yusoff et al. (2011) presentan un resumen de los modelos más utilizados para representar el comportamiento reológico de los asfaltos, ellos clasifican estos modelos en dos tipos: metodologías basadas en elementos mecánicos (modelos reológicos) y ecuaciones algebraicas empíricas (modelos matemáticos).

Los *modelos reológicos*, constituyen una representación física del proceso viscoelástico que ocurre cuando un material es sujeto a las cargas (Oeser y Pellinien 2012). Estos modelos están basados en una simple combinación de resortes y amortiguadores con diferentes arreglos para simular el comportamiento viscoelástico de los asfaltos. Uno de los modelos más ampliamente utilizado de este tipo es el modelo *2S2P1D*, representado por dos resortes, dos elementos parabólicos y un amortiguador (Olard y Di Benedetto 2003). Distintos estudios han mostrado que este modelo no es capaz de representar el comportamiento del ángulo de fase de forma precisa, sobre todo para asfaltos modificados que exhiben un comportamiento *termo-reológico complejo* (Olard et al. 2003; Asgharzadeh et al. 2015).

Los *modelos matemáticos*, principalmente se han enfocado en representar el módulo de corte complejo (G^*) y para el ángulo de fase (δ) utilizan una ecuación distinta. Yusoff et al. (2013) evaluaron distintos modelos matemáticos para la curva maestra de G^*, donde observaron que los modelos describen de forma adecuada el comportamiento de asfaltos convencionales con y sin envejecer, sin embargo, no son capaces de describir el comportamiento de asfaltos modificados, los cuales presentan un comportamiento *termo-reológico complejo*. Zhao et al. (2016) propusieron un modelo matemático derivado del modelo *Havriliak-Negami* (Havriliak y Negami 1967) para hacerlo capaz de representar el comportamiento de un líquido viscoelástico, este modelo definido como "Havriliak-Negami modificado" (*MHN*) tiene la capacidad de representar distintas funciones viscoelásticas lineales de los asfaltos. Además, este modelo demostró representar de forma precisa las propiedades de asfaltos convencionales y modificados. Sin embargo, el estudio se centró en evaluar asfaltos con un comportamiento de un líquido o solido viscoelástico y no en un comportamiento *termo-reológico complejo* presente en algunos asfaltos modificados.

En este capítulo se plantean dos objetivos, uno de ellos es realizar una comparación de los modelos *2S2P1D* y *MHN*, ya que a pesar de ser los más utilizados para representar el comportamiento viscoelástico lineal de los materiales asfálticos, no hay una comparación directa entre ellos, y el otro es demostrar que estos modelos son capaces de representar el comportamiento *termo-reológico complejo* de los asfaltos modificados con polímero de forma confiable. En primer lugar, se realizó la verificación del comportamiento *termo-reológico simple* para los ligantes asfalticos en estudio. Posteriormente, los resultados de los dos modelos aplicados son presentados y, por último, los resultados de ensayos de fluencia-recuperación realizados a los asfaltos son discutidos.

2.3. Viscoelasticidad en líquidos

Los líquidos no tienen una forma específica. Excepto por una contribución de alguna presión que actué igualitariamente en todas las direcciones, el esfuerzo en un líquido viscoso perfecto depende solamente de la velocidad de deformación. El esfuerzo a cada momento depende de que tan rápido el líquido este siendo deformado en un momento especifico. En un líquido viscoelástico perfecto, el historial pasado de deformaciones es irrelevante. Un líquido viscoelástico perfecto no tiene memoria. Todo el trabajo mecánico utilizado en producir la deformación es disipado, convertido instantáneamente a energía térmica.

Un sólido, por otro lado, tiene una forma específica, la forma que asume espontáneamente cuando no se aplican fuerzas, también llamada forma de reposo. En un sólido elástico perfecto, el esfuerzo (nuevamente, excepto por la presión) depende solamente de la cantidad de la deformación desde esta forma específica. Todo el trabajo mecánico utilizado en deformar el sólido elástico perfecto desde su estado de reposo es almacenado como energía elástica.

El comportamiento mecánico de un material viscoelástico exhibe tanto disipación como almacenamiento de energía. En un líquido viscoelástico, el esfuerzo depende del historial de deformación. Un cierto tiempo finito debe pasar para que un líquido viscoelástico "*olvide*" la secuencia de formas que ha tenido en el pasado.

Todas las sustancias reales son viscoelásticas. Como responda cada una de ellas a una situación particular depende de la velocidad de la solicitación comparada con la velocidad de la reorganización estructural espontanea a nivel molecular (Ferry 1980).

Por otro lado, si la deformación es pequeña o es aplicada lo suficientemente lento, el arreglo molecular nunca se aleja de su equilibrio. La respuesta mecánica es, por lo tanto, solo una reflexión del proceso dinámico a nivel molecular el cual avanza constantemente, inclusive por un sistema en equilibrio. Este es el dominio de la viscoelasticidad lineal. Las magnitudes del esfuerzo y deformación son relacionadas linealmente, y el comportamiento para cualquier liquido es descrito completamente por una simple función del tiempo (Graessley 2003).

En el caso de los materiales viscoelásticos como el concreto asfáltico, se observa una dependencia del tiempo o la velocidad de aplicación de la carga. Demostrando que la respuesta del material depende no solamente del estado de la entrada actual, sino también de todo el historial de entradas pasadas, es decir, el material tiene una memoria para todo el historial de entradas pasadas.

2.3.1. Caracterización reológica por corte oscilatorio

Los experimentos reológicos de tipo oscilatorios pueden ser llevados a cabo bajo condiciones de una pequeña amplitud (*Small Amplitude Oscillatory Shear*, *SAOS*) o una larga amplitud de corte oscilatorio (*Large Amplitude Oscillatory Shear*, *LAOS*). La siguiente sección se enfoca en las condiciones de *SAOS* debido al interés en investigar y cuantificar las condiciones del comportamiento viscoelástico lineal (*VEL)* de los ligantes asfálticos.

Una perturbación sinusoidal de esfuerzo de corte, $\tau(t)$, es aplicada a la muestra cuando se realizan ensayos dinámicos-mecánicos usando un modo de control de esfuerzo en el Reómetro de Corte Dinámico *(DSR)*. Este valor es seleccionado en el régimen del rango *VEL* y deberá ser lo suficientemente grande para proporcionar una resolución satisfactoria.

$$\tau(t) = \tau_0 \cdot seno(\omega t) \tag{2-1}$$

Donde τ_0 es la amplitud de deformación de corte, ω es la frecuencia de oscilación y t el tiempo. El esfuerzo oscilatorio aplicado produce una deformación dependiente del tiempo, $\gamma(t)$, en la muestra y es dada por:

$$\gamma(t) = \gamma_0 \cdot seno(\omega t + \delta) \tag{2-2}$$

Donde γ_0 es la amplitud de la deformación y δ es el ángulo de fase entre el $\tau(t)$ aplicado y las ondas de la $\gamma(t)$ resultante, como se muestra en la Figura 2-1.

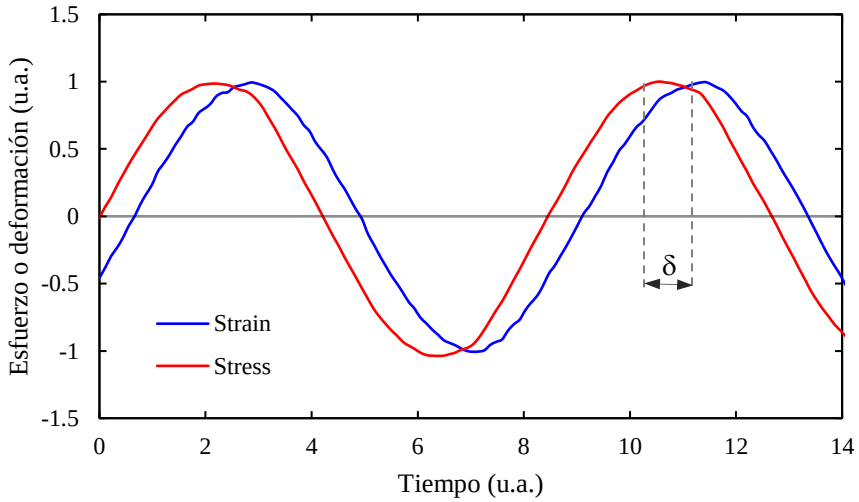


Figura 2-1. Función del esfuerzo *(τ)* y función de la deformación *(γ)* resultante con unidades arbitrarias (*u.a.*)

Para materiales puramente elásticos, el esfuerzo y la deformación están en fase *(δ = 0°)*. En contraste, el esfuerzo y la deformación están fuera de fase *(δ = 90°)* cuando materiales puramente viscosos son considerados. Los asfaltos se definen como materiales viscoelásticos y presentan un rango de δ desde 0 a 90°.

De la relación del esfuerzo aplicado a la deformación resultante, se define la magnitud del módulo complejo de corte $|G^*(\omega)|$, el cual es la respuesta global del sistema, y es calculado como sigue:

$$|G^*(\omega)| = {}^{\tau_0}/_{\gamma_0} \tag{2-3}$$

Usando identidades trigonométricas $|G^*(\omega)|$ puede ser separado en dos componentes:

- Una componente elástica, denominada módulo de almacenamiento $(G'(\omega))$ la cual está en fase con la deformación:

$$G'(\omega) = |G^*(\omega)| \cdot cos\delta(\omega) \tag{2-4}$$

G' es el grado en el cual un material se comporta como un sólido elástico y almacena energía.

- Un módulo viscoso, conocido como módulo de pérdida $(G''(\omega))$ el cual está en fase con la tasa de deformación

$$G''(\omega) = |G^*(\omega)| \cdot seno\delta(\omega) \tag{2-5}$$

G'' es el grado en el cual un material se comporta como un líquido ideal y disipa energía.

Los módulos de almacenamiento y pérdida son las componentes real e imaginaria del módulo complejo, G^*, el cual es definido como sigue:

$$G^*(\omega) = G'(\omega) + iG''(\omega) \tag{2-6}$$

Una representación alternativa de los datos dinámicos es en términos de la viscosidad compleja. η^*, definida como sigue:

$$\eta^* = \eta' + i\eta'' \tag{2-7}$$

Donde las componentes, real (η') e imaginarias (η'') las cuales son función de la frecuencia y son relacionadas con los módulos de almacenamiento y pérdida como sigue:

$$\eta' = {}^{G'}/_{\omega} \tag{2-8}$$

$$\eta'' = {}^{G''}/_{\omega} \tag{2-9}$$

La magnitud de la viscosidad compleja, η^*, es de interés ya que está conectada con la regla de Cox-Merz, la cual la relaciona con la viscosidad de equilibrio de corte (Dealy y Larson 2006).

En condiciones ideales de medición, un barrido isotérmico de frecuencias limita la estimación de las propiedades viscoelásticas a un rango de frecuencias de 4 décadas (0.01-99.95 Hz). Por lo tanto, el régimen terminal permanecerá experimentalmente inestimado para materiales con tiempos de relajación largos. Frecuencias infinitamente bajas no son accesibles usando

experimentos oscilatorios de corte debido a los tiempos de medición extensos. Un barrido de frecuencias con 10 puntos por década y con una frecuencia mínima de medición de 0.01 Hz, toma cerca de 24 minutos. Por lo cual, los barridos de frecuencias a muy bajas frecuencias de ensayo son un método inefectivo ya que estas mediciones puedan tener una posible degradación debido al efecto térmico (Cailloux 2015).

Estas limitaciones experimentales pueden ser superadas usando el *principio de Superposición Tiempo - Temperatura* (*PSTT*). En donde, las mediciones de barridos isotérmicos de frecuencias a diferentes temperaturas son superpuestas, mejora la estimación de los datos del comportamiento *VEL* a través de un rango más amplio de frecuencias.

2.3.2. Principio de superposición tiempo-temperatura

La esencia del concepto del *PSTT* es que si todos los fenómenos de relajación involucrados en el módulo de relajación (*G(t)*) tienen la misma dependencia con la temperatura, entonces, cambiando la temperatura de una medición se tendría el mismo efecto en los datos como si se desplazaran horizontalmente en el eje del *log*(*tiempo*) o *log*(*frecuencia*), lo cual se muestra en la Figura 2-2. Por lo que, se puede decir que un cambio en la temperatura desde un valor de referencia T_0 a una temperatura diferente T tiene el mismo efecto en todos los tiempos de relajación (Dealy and Larson 2006):

$$\tau_i(T) = a_T(T)\ \tau_i(T_0) \tag{2-10}$$

Donde τ_i es el tiempo de relajación; a_T es el *factor de desplazamiento horizontal*, el cual es utilizado para desplazar los datos de una temperatura T a través del eje del tiempo, con lo cual se considera que estos datos serian iguales que si hubieran sido obtenidos a una temperatura de referencia, T_0. Esto nos lleva a la definición de tiempo reducido t_r para ser usado en la construcción de una *curva maestra* independiente de la temperatura, donde el tiempo es definido como sigue:

$$t_r \equiv t/a_T \tag{2-11}$$

Cuando se busque desplazar datos oscilatorios de corte, el factor de desplazamiento de la frecuencia es simplemente a_T, y la frecuencia reducida es:

$$\omega_r \equiv \omega \cdot a_T \tag{2-12}$$

Dependiendo del rango de temperaturas en estudio y su distancia del punto de *transición vítrea* (T_g), la dependencia de a_T con la temperatura puede seguir tanto la función de *Arrhenius* (Ecuación (2-13)) como la función *Williams-Landen-Ferry* (*WLF*) (Ecuación (2-14))

$$a_T(T) = \frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right) \tag{2-13}$$

$$a_T(T) = \frac{-C_1(T - T_0)}{[C_2 + (T - T_0)]} \tag{2-14}$$

Donde E_a es la energía de activación por flujo y R es la constante de gas ideal. C_1 y C_2 son constantes empíricas obtenidas por el ajuste de la curva. T_0 es la temperatura de referencia y T la temperatura de medición.

La ecuación de *WLF* es adecuada para modelar la dependencia de la temperatura de los datos reológicos de un material para un rango dentro de 100 °C con respecto a su T_g. Por otro lado, si el rango de temperatura es superior a los 100 °C de su T_g, la fórmula de Arrhenius describe de mejor forma la relación de a_T con la temperatura (Dealy y Larson 2006; Park et al. 2006; Cailloux 2015) del material en estudio.

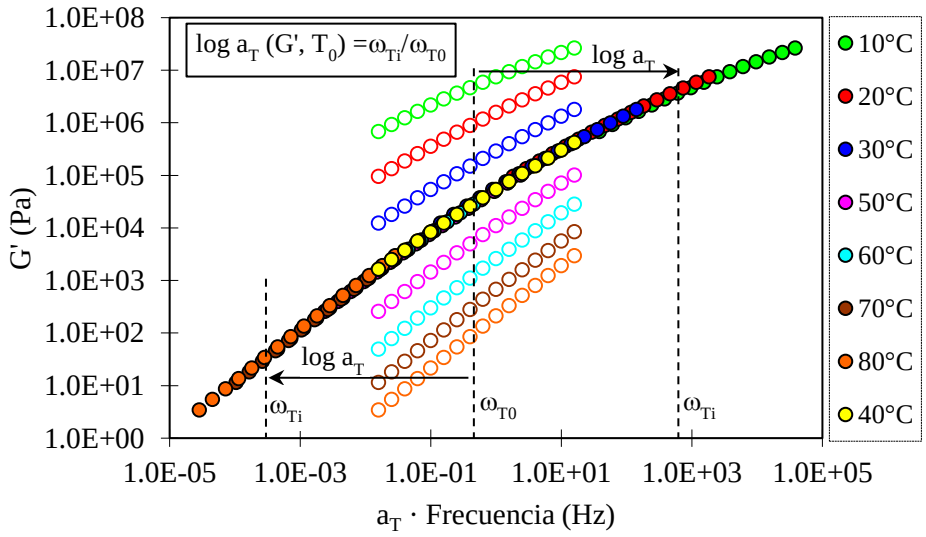


Figura 2-2. Representación esquemática del principio de superposición tiempo-temperatura

2.4. Programa experimental

En la presente sección se describen los materiales utilizados y los experimentos realizados en la investigación. Lo cual, incluye los detalles de los procedimientos de ensayo y la información obtenida.

2.4.1. Materiales y equipo utilizado

Un asfalto convencional denominado *EKBE*, proveniente de la refinería Miguel Hidalgo (Tula, Hidalgo, México) fue usado como asfalto base para producir los asfaltos modificados utilizados en el estudio, este asfalto cumple con un grado *PG 64-16* de acuerdo con AASHTO M320-09. A continuación, se describen los modificadores utilizados.

Ácido Polifosfórico (*PPA*). Es un oligómero de H_3PO_4, el cual puede tener más de 10 unidades de repetición (la longitud de la cadena principalmente depende del método de producción) (Masson 2008). A pesar de que es reconocido que el *PPA* reacciona con el asfalto, la naturaleza exacta de la reacción no es completamente comprendida y existen diversos estudios que han propuesto diferentes mecanismos (Masson et al. 2008; Lesueur 2009; Jasso et al. 2015a; Polacco et al. 2015). Sin importar el tipo de reacción, el efecto general es que altera la solvatación de los asfáltenos, de este modo incrementa la fracción sólida y, por lo tanto, la viscosidad y la característica de gel del asfalto (Polacco et al. 2015). El uso de PPA incrementa el grado de desempeño a altas temperaturas sin un cambio significativo en el grado de desempeño a baja temperatura. Otro motivo de usar PPA en la modificación del asfalto es que disminuye la cantidad de polímero necesario mejorando las condiciones de procesamiento, viscosidad a altas temperaturas y estabilidad de almacenamiento (Trakarnpruk y Chanathup 2005).

Terpolímero de Etileno Reactivo (*RET*). Puede ser caracterizado como un sistema 3D químico reticulado/entrecruzado. El entrecruzamiento tiene lugar cuando el polímero es expuesto a la influencia del calor y presión o a un catalizador (Jasso et al. 2015a). Por lo general, presentan una buena compatibilidad con el asfalto, incrementan la viscosidad y mejoran la resistencia del asfalto a la deformación permanente a altas temperaturas. Sin embargo, no mejoran las propiedades del asfalto a bajas temperaturas y pueden causar el riesgo de gelación si usa en altas concentraciones (Zhu et al. 2014).

Copolímero Estireno-Butadieno-Estireno (*SBS*). Es el grupo de polímeros más usado en la industria del asfalto. Cuando se incorporan al asfalto, la fase de butadieno del copolímero se hincha con las fracciones de los aceites (es decir, máltenos). Como consecuencia el volumen original del polímero incrementa alrededor de 4 a 10 veces. Este fenómeno es clave en el desarrollo de una red 3D polimérica en la mezcla con el asfalto, con el SBS pasando las propiedades elastoméricas a la mezcla y manteniendo sus propiedades de fundición a altas temperaturas (Jasso et al. 2015a). Una vez que se ha formado la fase rica en SBS se incrementa el módulo complejo y la viscosidad,

mejorando su respuesta elástica y mejorando su resistencia al agrietamiento a bajas temperaturas. Sin embargo, presenta inestabilidad en el almacenamiento debido a la baja compatibilidad con el asfalto, otra desventaja es su baja resistencia al calentamiento y oxidación (Zhu et al. 2014).

El contenido de cada modificador incorporado al asfalto base fue elegido buscando cumplir con los siguientes objetivos: lograr el mismo grado de desempeño a alta temperatura (PG76-xx) de los asfaltos modificados, y mejorar la recuperación elástica a alta temperatura incrementando el grado de desempeño (PG76X-xx) de acuerdo con AASHTO M332. Determinado con el ensayo de fluencia-recuperación con carga repetida (MSCR, por sus siglas en inglés) (AASHTO T350-14). La Tabla 2-1, muestra los asfaltos utilizados en el estudio, donde se incluye la identificación, el tipo de modificador y el grado PG final de cada asfalto.

El copolímero *RET* compuesto por Etileno-Acrilato de butilo y Metacrilato de glicidilo, comercialmente distribuido por Elvaloy®, fue usado en conjunto con *PPA* como agente catalizador en diferentes dosificaciones para lograr distintos grados PG a alta temperatura. En conjunto con el polímero SBS se utilizó Azufre como agente entrecruzante, en distintas dosificaciones para lograr los grados PG mostrados en la Tabla 2-1. El asfalto convencional y cuatro asfaltos modificados fueron proporcionados por la empresa *Ergon México*, en donde el asfalto convencional *EKBE* proveniente de la refinería de Tula, fue usado como ligante base para producir los asfaltos modificados; mientras que el asfalto RET76E-22 fue proporcionado por la empresa *Surfax S.A. de C.V* usando un asfalto base EKBÉ proveniente de la refinería de Salamanca (Guanajuato, México). Se seleccionaron este tipo de asfaltos modificados ya que son los más utilizados en la construcción de carreteras en México.

Tabla 2-1. Características de los ligantes asfálticos utilizados

Identificación	Tipo de ligante	Grado PG[1]
PG64-16	Asfalto convencional	64-16
PPA76H-16	PPA, tráfico Pesado (H)[1]	76H-16
RET76V-16	Elvaloy® + PPA, tráfico Muy Pesado (V)[1]	76V-16
RET76E-22	Elvaloy® + PPA, tráfico Extremo (E)[1]	76E-22
SBS76V-22	SBS + Azufre, tráfico Muy Pesado (V)[1]	76V-22
SBS76E-22	SBS + Azufre, tráfico Extremo (E)[1]	76E-22

[1] Ensayo Multiple-Stress Creep-Recovery (MSCR), de acuerdo con AASHTO T350 y AASHTO M332

El equipo utilizado para llevar a cabo la parte experimental fue un Reómetro de Corte Dinámico (*DSR*) *AR-1500* de la compañía *TA Instruments*. Este equipo se encuentra equipado con

un sistema de calentamiento de platos Peltier con un rango de temperatura de -20 °C a 150 °C y tiene la capacidad de realizar ensayos tanto en control de esfuerzo como de deformación.

2.4.2. Ensayos reológicos

Las propiedades viscoelásticas de los ligantes asfálticos se obtuvieron por medio de un *Análisis Mecánico-Dinámico* (*DMA*, por sus siglas en inglés) empleando ensayos de corte oscilatorio realizados en el *DSR*, los cuales se buscó se ubicarán en la región del comportamiento *VEL*.

Tres tipos de pruebas fueron realizados a los distintos asfaltos evaluados. El primer grupo de ensayos consistió en *barridos de deformaciones* para cada uno de los asfaltos en estudio a una frecuencia de 1.6 Hz, se utilizó una geometría de ensayo de 8 mm para las temperaturas de 10 °C a 40 °C y una geometría de 25 mm para las temperaturas de 50 °C a 80 °C. El barrido de deformaciones consistió en incrementar el torque aplicado desde el nivel más bajo (0.1 % deformación) hasta el nivel más alto (100 % de deformación) o hasta el punto en que la muestra experimentó un daño mecánico severo. En los ensayos de barrido de deformación, G' permanece constante a un bajo nivel de deformación, pero disminuye con el incremento del nivel de deformación, indicando una respuesta no-lineal. El limite *VEL* fue considerado como el punto al cual G' disminuye un *5%* desde su valor inicial a un bajo nivel de deformaciones.

El segundo grupo de ensayos consistió en *barridos de frecuencias*, los cuales se realizaron en modo de control de deformación para un rango de frecuencias desde 0.016 a 16 Hz en escala logarítmica adquiriendo 4 puntos por década, el rango de temperaturas de ensayo fue desde 10°C hasta 80°C dividido en intervalos de 10 °C. En todos los casos los ensayos desde 10 °C y hasta 40 °C se realizaron con platos de 8 mm de diámetro y una altura de 2 mm de la geometría de ensayo, para las temperaturas desde 50 °C a 80 °C se usaron platos de 25 mm de diámetro y 1 mm de altura de la geometría de ensayo.

Las propiedades viscoelásticas de los ligantes asfálticos fueron analizadas en términos de su módulo de corte complejo *(G^*)*, ángulo de fase *(δ)*, módulo de almacenamiento *(G')*, módulo de perdida *(G'')* y factor de pérdida (*tan* δ) a diferentes temperaturas y frecuencias de ensayo. Una combinación de las curvas maestras a una temperatura de referencia de 40 °, diagramas de *Black*

y *Cole y Cole* fueron utilizadas para modelar y representar el comportamiento reológico de los asfaltos modificados en comparación con el asfalto convencional.

Ensayos de fluencia conformaron el tercer grupo de pruebas realizadas a los ligantes asfálticos, este tipo de pruebas fueron realizadas para complementar la caracterización reológica de los asfaltos. En esta investigación se realizaron ensayos de fluencia y recuperación con carga repetida para un numero de ciclos definido en orden de evaluar la resistencia de la deformación no recuperable y la existencia de las propiedades de recuperación elástica de los asfaltos bajo distintas condiciones de cargas. El procedimiento de prueba se realizó de acuerdo con lo establecido en AASHTO T350, consistiendo en aplicar un esfuerzo de 0.1 kPa por 1 segundo para provocar la deformación de la muestra de asfalto y dejarla recuperar por 9 segundos sin inducirle ningún tipo de esfuerzo, por lo tanto, cada ciclo de esfuerzo-deformación-recuperación dura en total 10 segundos. El ensayo *MSCR* fue desarrollado para evaluar la respuesta a altas temperaturas de los asfaltos a esfuerzos de corte, por lo tanto, se llevó a cabo a la temperatura de servicio más alta esperada del pavimento. En este estudio, el asfalto convencional (PG64-16) se evalúo a 64 °C y los asfaltos modificados a 76 °C.

2.5. Análisis y discusión de resultados

2.5.1. Verificación del comportamiento termo-reológico simple

Los diagramas de *Black* (módulo de corte complejo versus ángulo de fase) pueden ser usados satisfactoriamente para evaluar "*la simplicidad termo-reológica*" y por lo tanto, la aplicabilidad del *PSTT* de diferentes ligantes asfálticos (Airey 2002). Debido a que esta gráfica permite que los datos de los ensayos oscilatorios sean mostrados sin la necesidad de realizar manipulaciones del *PSTT* en los datos experimentales, el diagrama de *Black* proporciona una verificación muy útil de la equivalencia tiempo-temperatura (Airey et al. 2016). Una superposición o entrelace de los datos que generen una curva suave y continua, indican el establecimiento de la equivalencia tiempo-temperatura, mientras que curvas discontinuas que no se entrelacen entre ellas, indican el rompimiento del *PSTT*, usualmente asociado en asfaltos con un alto contenido de ceras, la estructuración de los asfáltenos o modificación con polímeros (Lesueur et al. 1996; Airey et al. 2016).

Las curvas de *Black* mostradas en la Figura 2-3, representan la verificación del *PSTT* para los asfaltos en estudio. Se observa que el asfalto convencional (*PG64-16*) cumple

satisfactoriamente con el *PSTT*, ya que genera una curva suave por medio de la superposición de los datos para las distintas frecuencias y temperaturas. Por otro lado, los asfaltos PPA76H-16 y TER76V-16 muestran un ligero desviamiento de la curva de Black suave y continua. Sin embargo, los asfaltos modificados RET76E-22 y SBS presentan una clara discontinuidad entre los datos reológicos producidos a diferentes temperaturas y rango de frecuencias. Esas curvas discontinuas debidas a la presencia de una estructura dependiente de la temperatura para los asfaltos modificados es una clara indicación de que el *PSTT* no es aplicable para esos asfaltos.

Graessley (1982) estudió la separación de la superposición tiempo-temperatura en polímeros asociada con la presencia de cadenas alargadas y propuso dos razones para el comportamiento termo-reológico complejo observado. La primera relacionada con la dependencia de la temperatura y la densidad del entrecruzamiento, y la segunda relacionada con la diferencia en las trayectorias de la relajación conformacional en las cadenas lineales y ramificadas. Los polímeros RET y SBS tienen la característica de generar una estructura altamente entrecruzada en los asfaltos modificados, lo cual explica el comportamiento termo-reológico complejo observado en la Figura 2-3. El comportamiento termo-reológico complejo también fue observado por otros investigadores (Airey 2002; Olard et al. 2003; Da Silva et al. 2004; Asgharzadeh et al. 2015; Airey et al. 2016) que estudiaron asfaltos modificados con polímeros. Sin embargo, aún es posible generar curvas maestras únicas y continuas para otras propiedades viscoelásticas distintas al ángulo de fase, como fue demostrado por Olard et al. (2003) y Airey et al. (2016).

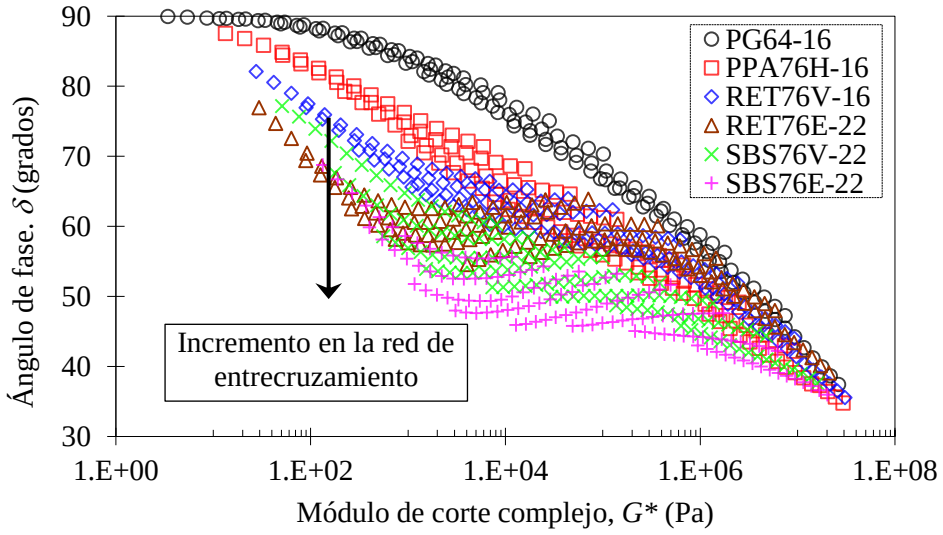


Figura 2-3. Diagrama de Black mostrando como los asfaltos modificados se alejan del comportamiento termo-reológico simple

2.5.2. Modelación de las propiedades viscoelásticas

En la presente investigación el comportamiento viscoelástico lineal de los asfaltos en estudio es representado por dos tipos de modelos. El primero de tipo fenomenológico que está relacionado con el *principio de superposición de Boltzmann*, el cual forma la base analítica del comportamiento de la teoría viscoelástica lineal. Este modelo de tipo *reológico* está compuesto por elementos mecánicos (resortes o amortiguadores) que representan las propiedades del material en análisis, con arreglos definidos ya sea en serie, paralelo o con una combinación de ambos.

El segundo modelo constituido por *funciones matemáticas* de tipo empírico, que comúnmente son ecuaciones utilizadas para realizar el ajuste de los datos experimentales con los parámetros de los modelos. Este tipo de modelos son útiles cuando es deseable describir el comportamiento viscoelástico lineal con una poca cantidad de parámetros que son fácilmente manejables (Tschoegl 1989).

En términos de la teoría *Viscoelástica Lineal*, las partes *real* e *imaginaria* de la respuesta de un valor complejo a una carga cíclica están asociadas una con otra a través de las relaciones de *Kronig-Kramer* (Tschoegl 1989). Estas relaciones, las cuales son ciertas para funciones que cumplen el *principio de superposición de Bolzman* y el *principio de causalidad*, pueden ser aplicadas para el *módulo de corte complejo*. Los modelos utilizados en este estudio satisfacen las relaciones de *Kronig-Kramer*, ya que son derivados de la misma función del *módulo complejo*, como se describe a continuación.

2.5.2.1. Modelo 2S2P1D

El modelo mecánico *2S2P1D* desarrollado por investigadores de la Escuela Nacional de Trabajos Públicos del Estado (*Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, ENTPE*) en Francia, es uno de los modelos más utilizados para analizar las propiedades viscoelásticas de los ligantes asfálticos (Yusoff et al. 2011). El modelo *2S2P1D*, es una abreviación de la combinación de dos resortes, dos elementos parabólicos y un amortiguador, basado en la generalización del modelo de *Huet-Sayegh* y usado para describir las propiedades reológicas de asfaltos y mezclas asfálticas (Olard et al. 2003; Olard y Di Benedetto 2003; Di Benedetto et al. 2004b; Di Benedetto et al. 2007; Tiouajni et al. 2011; Yusoff et al. 2011; Airey et al. 2016).

El modelo *2S2P1D* consiste en siete parámetros con los cuales, *G**, puede ser calculado con la siguiente expresión

$$G^*(i\omega\tau) = G_s + \frac{G_g - G_s}{1 + \alpha(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h} + (i\omega\beta\tau)^{-1}} \quad (2\text{-}15)$$

Donde i es un número complejo definido por $i^2 = -1$; ω es la frecuencia (Hz o rad·s^{-1}); k y h son exponentes con $0 < k < h < 1$; α es una constante; G_s es el módulo estático cuando $\omega \rightarrow 0$; G_g es el módulo vítreo cuando $\omega \rightarrow$ infinito; β es una constante definida por la siguiente expresión:

$$\eta = (G_g - G_0)\beta\tau \quad (2\text{-}16)$$

Donde η es la viscosidad Newtoniana y τ es el tiempo característico, una función de la temperatura. La evolución de τ puede ser aproximada a una ley de factor de desplazamiento tal como las ecuaciones de *Williams-Landen-Ferry* o *Arrhenius* en los rangos de temperatura de estudio en laboratorio (Di Benedetto et al. 2007):

$$\tau = a_T(T) \times \tau_0 \quad (2\text{-}17)$$

Es de enfatizarse que este modelo solo necesita de siete parámetros para determinar todas las propiedades reológicas de los materiales. Sin embargo, G_0 es comúnmente muy cercano a cero para ligantes asfálticos y, por lo tanto, los parámetros se reducen a seis. Además de la estimación de G^*, el ángulo de fase puede determinarse como:

$$\delta = tan^{-1}\left(\frac{G''}{G'}\right) \quad (2\text{-}18)$$

Donde G' y G'' son el módulo de almacenamiento y el módulo de pérdida. Los cuales se obtienen con las siguientes expresiones (Olard and Di Benedetto 2003; Di Benedetto et al. 2004b; Di Benedetto et al. 2007):

$$G'_1 = (G_g - G_0)\left[1 + \alpha(\omega\tau)^{-k}cos\left(\frac{k\pi}{2}\right) + (\omega\tau)^{-h}cos\left(\frac{h\pi}{2}\right)\right] \quad (2\text{-}19)$$

$$G'_2 = (G_g - G_0)\left[\alpha(\omega\tau)^{-k}seno\left(\frac{k\pi}{2}\right) + (\omega\tau)^{-h}seno\left(\frac{h\pi}{2}\right) + (\omega\tau\beta)^{-1}\right] \quad (2\text{-}20)$$

$$DEN = \left(\frac{G'_1}{G_g - G_0}\right)^2 + \left(\frac{G'_2}{G_g - G_0}\right)^2 \quad (2\text{-}21)$$

$$G' = G_0 + \frac{G'_1}{DEN} \quad (2\text{-}22)$$

$$G'' = \frac{G'_2}{DEN} \quad (2\text{-}23)$$

2.5.2.2. Modelo Havriliak-Negami

Havriliak y Negami (1966) propusieron el siguiente modelo para caracterizar el comportamiento dieléctrico complejo de la dispersión de α en polímeros:

$$\varepsilon^*(\omega) = \varepsilon_\infty + \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_\infty}{[1 + (i\omega\tau_0)^{(1-\alpha)}]^\beta} \tag{2-24}$$

En donde: $i\ es\sqrt{-1}$ un número imaginario unitario; ω es la frecuencia angular; ε_0 y ε_∞ son constantes dieléctricas complejas cuando ω se aproxima a 0 y ∞, respectivamente; ε_0 es el comportamiento de equilibrio; y ε_∞ es el comportamiento instantáneo; τ_0 es relacionado a la posición horizontal de la parte real o imaginaria a través del eje de la frecuencia; α y β controlan el ancho y la asimetría del pico del módulo de pérdida. Posteriormente, Havriliak y Negami (1967) comprobaron que no existía una gran diferencia entre las funciones que describen el comportamiento mecánico y dieléctrico de los polímeros. Desde entonces el modelo *Havriliak – Negami (HN)* ha sido ampliamente usado para caracterizar el comportamiento mecánico de polímeros, metales de transición, ligantes asfálticos y otros materiales (Szabo y Keough 2002; Hartmann et al. 1994; Matteo et al. 2008; Vargas et al. 2007; Zhao et al. 2013).

Zhao et al. (2013, 2014) demostraron que el modelo *HN*, mostrado en la Ecuación (2-25), puede caracterizar el comportamiento *VEL* del concreto asfáltico de forma precisa.

$$E^*_{HN}(i\omega) = E_e + \frac{E_g - E_e}{\left[1 + \left(\frac{\omega_0}{i\omega}\right)^\alpha\right]^\beta} \tag{2-25}$$

En donde: E_g es el módulo vítreo; E_e es el módulo de equilibrio, ω_0 es el parámetro de ubicación que controla la posición horizontal de la curva maestra; α y β son asociados con los mecanismos de relajación, controlando el ancho y la asimetría del pico del módulo de pérdida.

Sin embargo, la Ecuación (2-25) representa el comportamiento de un sólido viscoelástico y el comportamiento de los asfaltos por lo general, es semejante a un líquido viscoelástico. Por lo que, Zhao et al. (2016) modificaron el modelo *HN* por medio de la adición de un amortiguador aislado conectado en serie para obtener la fluencia lenta del modelo y posteriormente, obtener el módulo complejo de un liquido viscoelastico como el reciproco de la fluencia lenta compleja, el cual denominaron como modelo *Havriliak – Negami Modificado* (*MHN*) y se obtiene con la siguiente ecuación:

$$G^*(\omega) = \frac{1}{\frac{1}{G_g}\left[1 + \left(\frac{\omega_0}{i\omega}\right)^{\alpha}\right]^{\beta} + \frac{\psi_f}{j\omega}} \tag{2-26}$$

Donde ψ_f es la fluidez o el reciproco de la viscosidad del amortiguador conectado en serie.

Es importante resaltar que para realizar el ajuste de la curva maestra del módulo complejo para ligantes asfálticos con el modelo *MHN* solo se requieren de cinco parámetros los cuales se muestran en la Ecuación (2-26), debido a que generalmente G_e es muy cercano a cero en el caso de un líquido viscoelástico, por lo tanto, se omite de la ecuación

Las curvas maestras del módulo de almacenamiento *(G')* y pérdida *(G'')* del módulo complejo en la Ecuación (2-26), son derivadas a través del algebra compleja, resultando en las siguientes ecuaciones (Zhao et al. 2016).

$$G'(\omega) = \frac{\omega^2 A cos\beta\theta(\omega)}{\omega^2 + \psi_f A\left[\psi_f A + 2\omega sin\beta\theta(\omega)\right]} \tag{2-27}$$

$$G''(\omega) = \frac{\omega A\left[\omega sin\beta\theta(\omega) + \psi_f A\right]}{\omega^2 + \psi_f A\left[\psi_f A + 2\omega sin\beta\theta(\omega)\right]} \tag{2-28}$$

$$A = \frac{G_g(\frac{\omega}{\omega_0})^{\alpha\beta/2}}{\left[\left(\frac{\omega_0}{i\omega}\right)^{\alpha} + 2\cos(\alpha\pi/2) + \left(\frac{\omega_0}{i\omega}\right)^{\alpha}\right]^{\beta/2}} \tag{2-29}$$

$$\tan\theta\,(\omega) = \frac{\sin(\alpha\pi/2)}{\left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^{\alpha} + \cos(\alpha\pi/2)} \tag{2-30}$$

Al igual que el modelo *2S2D1P*, el ángulo de fase se obtiene con la siguiente expresión:

$$\delta = tan^{-1}\left(\frac{G''}{G'}\right) \tag{2-31}$$

2.5.2.3. Cálculo de las curvas maestras

Para realizar el ajuste de los coeficientes de cada modelo se usó la función objetivo mostrada en la Ecuación (2-32). El ajuste se realizó por medio de la función *SOLVER* incluida en el software *Microsoft Excel*.

$$f_1 = \frac{1}{N}\sqrt{\sum_{i=1}^{N}\left(\frac{G'_{med,i} - G'_{est,i}}{G'_{med,i}}\right)^2} + \frac{1}{N}\sqrt{\sum_{i=1}^{N}\left(\frac{tan\partial_{med,i} - tan\partial_{est,i}}{tan\partial_{med,i}}\right)^2} \tag{2-32}$$

Donde: $G'_{med,i}$ y $tan\partial_{med,i}$ son el módulo de almacenamiento y la tangente de delta, respectivamente, medidos a la *enésima* condición de frecuencia y temperatura. $G'_{est,i}$ y $tan\partial_{est,i}$ son el *módulo de almacenamiento* y la *tangente de delta*, respectivamente, estimados usando los dos modelos para la *enésima* condición de prueba; *N* es el número de puntos de datos utilizados en la optimización.

En esta investigación, el factor de desplazamiento tiempo-temperatura es modelado como una función de la temperatura utilizando la ecuación de *Williams – Landel - Ferry (WLF)*.

$$\log \alpha_T = \frac{-C_1(T - T_0)}{C_2 + (T - T_0)} \tag{2-33}$$

En donde: C_1 y C_2 son los coeficientes del modelo; T_0 es temperatura de referencia.

Una de las desventajas de utilizar *SOLVER* para minimizar el error en la función objetivo es que el resultado es altamente dependiente de los valores iniciales predefinidos (Zhao et al. 2016). Además, cada uno de los modelos utilizados presenta un diferente nivel de sensibilidad con respecto a los valores iniciales de los parámetros, por ejemplo, se observó que el modelo MHN era menos sensible a los valores iniciales propuestos, convergiendo a una solución óptima de forma más eficiente en comparación con el modelo 2S2P1D. Por este motivo en primer lugar se realizó la optimización con el modelo MHN tomando valores iniciales de la literatura para el asfalto convencional, los valores optimizados de este asfalto se fueron usados para ajustar los parámetros del siguiente asfalto (PPA76H-16) y los resultados obtenidos fueron nuevamente utilizados para ajustar el siguiente asfalto (TER76V-16), este proceso se siguió para todos los asfaltos utilizando la secuencia de los asfaltos mostrada en la Tabla 2-1 (PG64-16 → SBS76E-22).

Para la optimización de los parámetros del modelo 2S2P1D se siguió el procedimiento descrito anteriormente. En primer lugar, se ajustaron los parámetros del asfalto convencional utilizando valores iniciales obtenidos de la literatura y se siguió la secuencia de la Tabla 2-1 (PG64-16 → SBS76E-22). Sin embargo, debido a que este modelo es más sensible a los valores iniciales propuestos, se utilizaron los valores de los parámetros G_g y τ_0 ($1/\omega_0$) obtenidos con el modelo MHN para optimizar cada uno de los asfaltos con el modelo 2S2P1D, con el objetivo de converger a una solución adecuada de forma más efectiva.

El ajuste de los modelos con los datos experimentales fue evaluado a través de la estadística de la bondad de ajuste, por medio del coeficiente de determinación *(R^2)* y la relación de error estándar *(Se/Sy)*, estos métodos fueron seleccionados debido a que son ampliamente utilizados

para evaluar los modelos aplicados en los materiales asfálticos (Yousefdoost et al. 2013; Yusoff et al. 2013). La estimación del error estándar *(Se)* y la desviación del error estándar *(Sy)*, se define como:

$$S_e = \sqrt{\frac{\sum\left(Y - \hat{Y}\right)^2}{(n-k)}} \tag{2-34}$$

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum(Y - \bar{Y})^2}{(n-1)}} \tag{2-35}$$

Donde *n* es el tamaño de la muestra, *k* es el número de variables independientes en el modelo, *Y* es el parámetro experimental, $\hat{Y}$ es el parámetro estimado y $\bar{Y}$ es la media del parámetro experimental. Por lo tanto, la relación *Se/Sy* es una medición de la mejora en la precisión de la modelación debido a la ecuación predictiva. Cuando la relación es pequeña, es decir, cercana a cero, mayor variación en los datos cerca de la media puede ser descrita por la ecuación. Un valor pequeño indica una mejor descripción (Yusoff et al. 2013).

El coeficiente de determinación es una medición de la precisión del modelo y es obtenido con la siguiente expresión:

$$R^2 = 1 - \frac{(n-k)}{(n-1)} \times \left(\frac{S_e}{S_y}\right)^2 \tag{2-36}$$

Los símbolos fueron definidos previamente. Para un ajuste perfecto $R^2 = 1$. Un criterio subjetivo, el cual fue usado en el proyecto NCHRP 9-19 Parte C, se utilizó para evaluar el desempeño de los modelos en este estudio, el cual se muestra en la Tabla 2-2 (Witczak et al. 2002).

Tabla 2-2. Criterio para la clasificación subjetiva de la bondad de ajuste (Witczak et al. 2002)

Criterio	*R^2 (%)*	*Se/Sy*
Excelente	>90	<0.35
Bueno	70-89	0.36-0.55
Aceptable	40-69	0.56-0.75
Malo	20-39	0.76-90
Muy malo	<19	>0.90

2.5.3. Resultados de los modelos

Los coeficientes de los modelos 2*S2P1D* y *MHN* a una temperatura de referencia de 40°C obtenidos a través del proceso de ajuste son mostrados en la Tabla 2-3. Los valores obtenidos del módulo vítreo (G_g) para los dos modelos son inferiores de 1 GPa, valor máximo comúnmente

esperado para los ligantes asfálticos (Lesueur 2009). En los asfaltos convencional y modificados con el polímero *RET* se obtuvieron valores muy cercanos tanto de G_g como de los parámetros dependientes de la temperatura (C_1 y C_2) para los dos modelos utilizados, indicando que no hay diferencia substancial entre los modelos *2S2P1D* y *MHN* al estimar el comportamiento para estos asfaltos.

Tabla 2-3. Parámetros de los modelos obtenidos por medio del ajuste con los datos experimentales

Tipo de asfalto	Modelo	Parámetro							
		Gg	α/k	β/h	ψ_f/δ	ω_0/τ_0	–/β	C_1	C_2
PG64-16	MHN	2.23E+08	0.254	2.543	8.23E-06	121724.7	-	12.2	138.5
	2S2P1D	2.23E+08	0.355	0.661	3.880	1.43E-06	60.7	12.3	139.3
PPA76H-16	MHN	6.02E+08	0.184	3.496	8.31E-07	431355.9	-	15.3	152.3
	2S2P1D	3.23E+08	0.358	0.636	5.414	7.03E-07	928.5	16.3	161.1
RET76V-16	MHN	2.83E+08	0.233	2.870	4.17E-07	119761.0	-	14.3	147.8
	2S2P1D	2.91E+08	0.354	0.658	4.851	9.06E-07	1616.1	14.5	148.4
RET76E-22	MHN	1.61E+08	0.314	2.010	2.95E-07	372412.5		13.8	144.2
	2S2P1D	1.64E+08	0.308	0.633	2.218	4.40E-07	8375.9	14.2	148.1
SBS76V-22	MHN	5.48E+08	0.191	3.079	1.59E-07	3137389.9		15.5	159.4
	2S2P1D	2.81E+08	0.338	0.583	3.835	1.34E-07	26405.5	15.5	159.3
SBS76E-22	MHN	5.21E+08	0.202	2.730	3.86E-08	3816629.0		15.0	152.3
	2S2P1D	3.84E+08	0.313	0.543	3.266	5.21E-08	223924.7	16.0	159.6

En las curvas maestras es posible distinguir la existencia de tres regiones básicas del comportamiento viscoelástico de los asfaltos (Wloczysiak et al. 1997; Jasso et al. 2015b). Una región con una respuesta viscosa dominante, es decir, una zona Newtoniana, puede ser observada a bajas frecuencias (alta temperatura) en esta región el módulo de almacenamiento (G') es menor que el módulo de pérdida (G''). Otra región puede ser observada a frecuencias intermedias, donde el cruce de G' y G'' tiene lugar. La última región del comportamiento viscoelástico de los ligantes asfalticos es una región transitoria. Esta región está asociada con la temperatura de transición vítrea y el máximo absoluto de G''. El rango de valores de G' en el estado vítreo alcanzan varios GPa.

La Figura 2-4 muestra las curvas maestras del módulo de corte complejo (G^*) construidas a una temperatura de referencia de 40°C, ajustadas con los modelos 2*S2P1D (línea roja discontinua)* y *MHN (línea negra continua*), las curvas maestras muestran un buen ajuste con los datos experimentales para el rango completo de frecuencias de ensayo. El efecto de los modificadores puede observarse a bajas frecuencias reducidas $1E^{-01}$ Hz (altas temperaturas), donde

los valores de *G** incrementan en comparación con el asfalto convencional. El asfalto modificado con el copolímero *SBS* mostró los valores más altos en comparación con los otros modificadores.

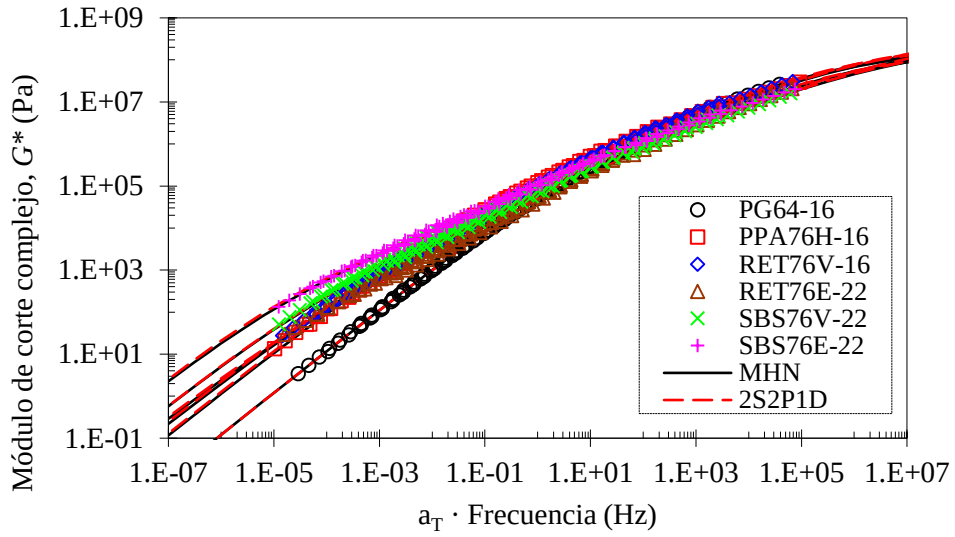


Figura 2-4. Curvas maestras del módulo de corte complejo a una temperatura de referencia de 40°C, ajustadas con los modelos *2S2P1D y MHN*

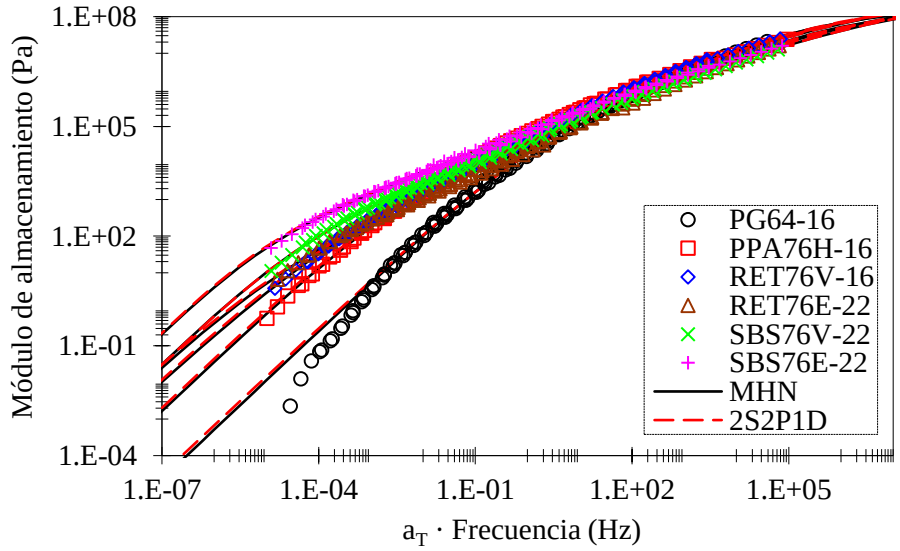


Figura 2-5. Curvas maestras del módulo de almacenamiento a una temperatura de referencia de 40°C, ajustadas con los modelos *2S2P1D y MHN*

La Figura 2-5 muestra las curvas maestras del módulo de almacenamiento construidas a una temperatura de referencia de 40°C para los asfaltos convencional y modificados. Diferencias significativas en $G'(\omega)$ pueden ser observadas a bajas frecuencias reducidas (menores a $1E^{-01}$ Hz)

entre el asfalto convencional y los asfaltos modificados, donde se puede observar la presencia de un ligero hombro. Este hombro puede ser una representación del inicio de la evolución de una planicie para una cuarta región de comportamiento, la cual es característica para sistemas poliméricos con un alto entrelace (Jasso et al. 2015a). Los asfaltos modificados exhiben valores de $G'(\omega)$ más altos en comparación con el asfalto convencional en el rango de bajas frecuencias. Esta tendencia indica una mejora de la resistencia a la deformación a altas temperaturas. Sin considerar que, el asfalto convencional presenta una ligera desviación de los modelos a bajas frecuencias ($1.^{E-03}$ Hz) cambiando la pendiente de la zona terminal, indicando un comportamiento no-lineal, los asfaltos modificados muestran un buen ajuste con los dos modelos en todo el rango de frecuencias.

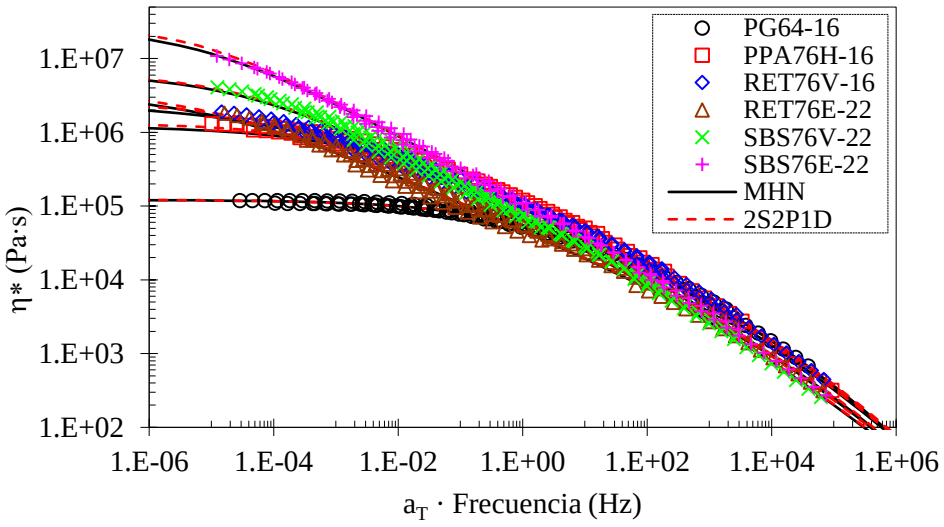


Figura 2-6. Curvas maestras de la viscosidad compleja a una temperatura de referencia de 40 °C, ajustadas con los modelos 2S2P1D y MHN.

Las curvas maestras de la viscosidad compleja para todos los asfaltos a una temperatura de referencia de 40 °C son mostradas en la Figura 2-6. Se observa que, el régimen terminal lineal es alcanzado por el asfalto convencional, sin embargo, para los asfaltos modificados la frecuencia reducida más baja en los datos experimentales desplazados está aún lejos de la zona terminal. Esto debido a que, los asfaltos modificados no alcanzaron la planicie (*Viscosidad a Corte Cero, ZSV*). Además, del incremento de los valores de η^* a bajas frecuencias, la ausencia de la zona plana de *ZSV* para los asfaltos modificados con polímero puede ser atribuida a la alteración de la movilidad molecular debido al incremento en el número de entrecruzamientos (Dealy y Larson 2006).

Finalmente, se observa un buen ajuste para los dos modelos usados con los datos experimentales en la Figura 2-6.

Las curvas maestras del ángulo de fase a una temperatura de referencia de 40°C se muestran en la Figura 2-7. Como se discutió anteriormente, los asfaltos modificados con polímero exhiben un comportamiento termo-reológico complejo, presentando curvas isotérmicas discretas. La forma plana relativa en la curva maestra del asfalto *PPA76H-16* puede ocurrir como resultado de la conversión de aromáticos a resinas y de resinas a asfáltenos durante la modificación con *PPA*, generando un incremento en el contenido de asfáltenos (Masson et al. 2008), o debido al hinchamiento de los asfáltenos y disminución de la fracción de resinas (Asgharzadeh et al. 2015). La forma discontinua de las isotermas en la curva maestra del ángulo de fase del polímero *RET* puede ser atribuida a la cantidad limitada en la reacciones químicas entre el polímero y el asfalto (Polacco et al. 2015). Causando un incremento en el contenido de los asfáltenos y la creación de una estructura compleja de asfáltenos (Jasso et al. 2015a). La forma plana del ángulo de fase para el asfalto modificado con polímero *SBS* indica la presencia de redes elásticas formadas por el entrelace físico de los bloque de Poliestireno entre el polímero y las moléculas de asfalto (Asgharzadeh et al. 2015). La vulcanización generada por la adición de azufre genera la formación de un red elástica fuerte, la cual se manifiesta en la reducción del ángulo de fase (Jasso et al. 2015a).

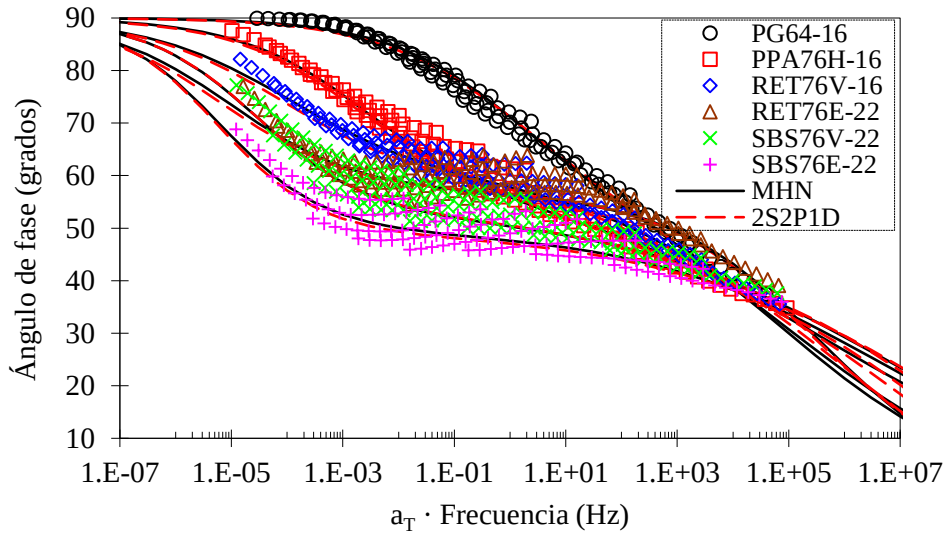


Figura 2-7. Curvas maestras del ángulo de fase a una temperatura de referencia de 40°C, ajustadas con los modelos *2S2P1D* y *MHN*

A pesar de que los asfaltos modificados presentan una forma discontinua, los modelos *2S2P1D* y *MHN* siguen la trayectoria general de los datos experimentales para el rango completo de frecuencias. Esto es una indicación de que el comportamiento termo-reológico complejo de los asfaltos modificados con polímeros puede ser modelados con un alto grado de confiabilidad para propósitos de ingeniería.

Para evaluar el desempeño de los modelos estudiados, se evalúa una correlación entre los valores medidos y estimados de G^* y δ mediante el uso de estadísticas de bondad de ajuste. Los resultados son mostrados en la Tabla 2-4. La relación de la estimación del error estándar y la desviación del error estándar (S_e/S_y) y el coeficiente de correlación (R^2), muestran que ambos modelos presentan una correlación excelente para el módulo complejo y para el ángulo de fase de excelente (PG64-16, PPA76H-16 y RET76V-16) a buena (RET76E-22, SBS76V-22 y SBS76E-22), de acuerdo con los criterios subjetivos propuestos anteriormente. Estos resultados infieren que los dos modelos son capaces de describir satisfactoriamente las propiedades reológicas para los asfaltos en estudio. Los valores en la Tabla 2-4 demuestran que los dos modelos tienen el mismo desempeño.

Tabla 2-4. Estadísticas de la bondad de ajuste de G^* y δ para los dos modelos utilizados

Tipo de asfalto	Módulo de corte complejo (G*)				Ángulo de fase (δ)			
	MHN		2S2P1D		MHN		2S2P1D	
	R^2	Se/Sy	R^2	Se/Sy	R^2	Se/Sy	R^2	Se/Sy
PG64-16	0.999	0.033	0.999	0.035	0.989	0.108	0.991	0.095
PPA76H-16	0.992	0.091	0.990	0.101	0.978	0.152	0.979	0.149
RET76V-16	0.996	0.068	0.993	0.085	0.966	0.187	0.956	0.212
RET76E-22	0.996	0.065	0.993	0.084	0.802	0.453	0.799	0.455
SBS76V-22	0.996	0.064	0.994	0.078	0.876	0.359	0.878	0.355
SBS76E-22	0.993	0.086	0.993	0.085	0.823	0.427	0.804	0.450

Los dos modelos muestran un excelente ajuste en el caso de los módulos complejo, almacenamiento y pérdida. En el caso del ángulo de fase, la precisión de ajuste fue de excelente a buena como se mencionó anteriormente. Para el modelo *MHN* un mismo nivel de precisión fue obtenido por Zhao et al. (2016) tanto para asfaltos convencionales como modificados. Con respecto al modelo *2S2P1D* algunos autores (Olard et al. 2003; Olard and Di Benedetto 2003; Asgharzadeh et al. 2013; Airey et al. 2016) mostraron ciertas discrepancias del ajuste del modelo

con los datos experimentales de δ tanto para asfaltos convencionales como modificados. Por otro lado, Sun et al. (2016) demostró que este modelo es capaz de caracterizar de forma precisa el comportamiento de un líquido o solido viscoelástico tanto de asfaltos convencionales como modificados, sin embargo, en ese estudio los asfaltos modificados no mostraron una amplia desviación del comportamiento termo-reológico simple. En todos los casos mencionados anteriormente, se utilizaron los datos de G' y G'' (*plano de Cole-Cole*) como parámetros para minimizar el error en el ajuste del modelo, lo cual es muy común debido a que son independientes de la temperatura (Cho 2012).

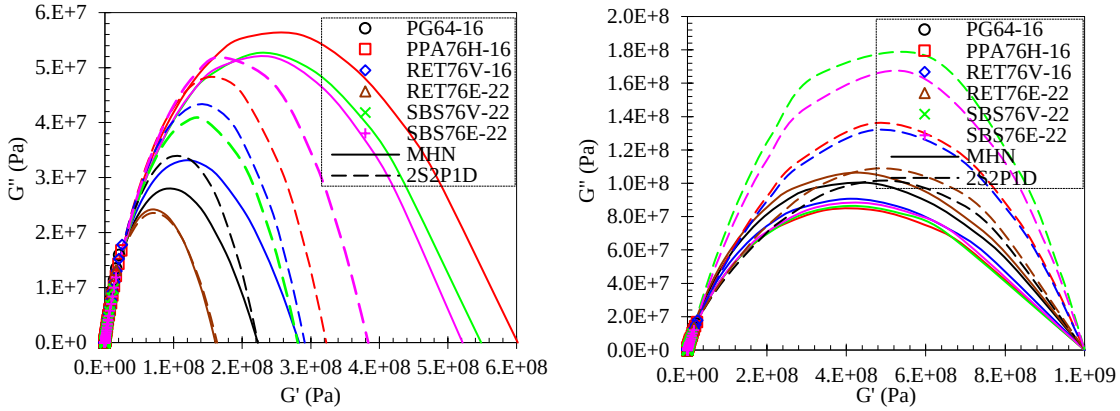


Figura 2-8. Plano de Cole-Cole de los distintos asfaltos en estudio obtenido con los modelos *2S2P1D* y *MHN*, y calculados con las siguientes variantes: (a) permitiendo que G_g se modifique durante la optimización y (d) fijando el valor de G_g a 1GPa sin permitir que se modifique durante la optimización

En nuestro caso se utilizaron los datos de G' y *tan* δ (G''/G') como parámetros de ajuste en la función objetivo de la Ecuación (2-32) aplicada a los modelos utilizados. La decisión de utilizar la *tan* δ en lugar de G'', se debió a que los datos experimentales de G' y G'' solo representan una pequeña parte plano de *Cole-Cole*, como se muestra en la Figura 2-8, debido al estrecho rango de temperaturas de ensayo (*10°C* a *80°C*). Para obtener una mejor representación gráfica de los datos experimentales en el plano de Cole-Cole, se permitió que el parámetro del módulo vítreo (G_g) se modificara durante el proceso de optimización, los resultados de este procedimiento se observan en la Figura 2-8(a), como parámetro de comparación se realizó la optimización de los datos experimentales fijando el parámetro G_g a un 1 GPa que representa el valor máximo esperado para asfaltos (Lesueur 2009). Los resultados de este procedimiento se muestran en la Figura 2-8(b), se observa que los datos experimentales solo representan una pequeña parte del plano de Cole-Cole.

Es importante mencionar que no se observó un cambio en la representación de las propiedades viscoelásticas (G^*, G', G'', δ, η^* y *tan* δ) dentro del rango de las frecuencias reducidas ($1E^{-7}$ – $1E^{+7}$) utilizadas para analizar las curvas maestras, utilizando cualquiera de los dos métodos descritos anteriormente.

Mavridis y Shroff (1992) demostraron que el factor de pérdida (*tan* δ) permanece invariable con el desplazamiento de temperatura, por lo que, redefinieron distintas propiedades viscoelásticas en función del factor de pérdida y la temperatura, generando parámetros escalables igual de aceptables que los utilizados en un plano independiente de la temperatura (*Cole-Cole*). Por lo cual, el utilizar el *factor de pérdida* en la Ecuación (2-32) resulta en un buen ajuste para todas las propiedades viscoelásticas. La Figura 2-9, muestra las curvas maestras del *factor de pérdida* obtenidas con los modelos *2S2P1D* y *MHN*. La forma plana de los asfaltos modificados corrobora la presencia de una cuarta fase en el comportamiento de estos asfaltos, la cual ha sido reconocida como una característica del entrelace del sistema polimérico (Jasso et al. 2015b).

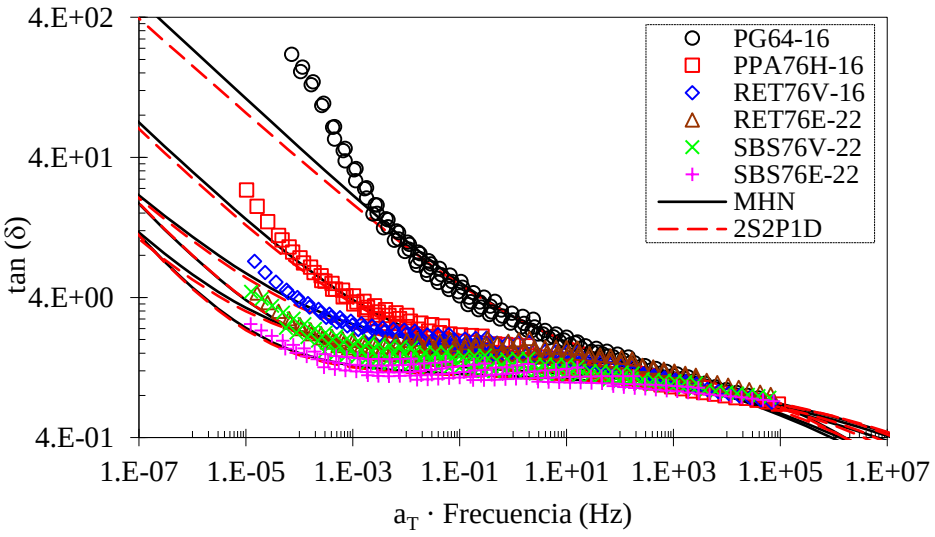


Figura 2-9. Valores de *tan* δ obtenidos con los modelos *2S2P1D* y *MHN*

2.5.4. Ensayos de fluencia-recuperación con carga repetida

Los resultados típicos de un ensayo de fluencia-recuperación repetida se muestran en la Figura 2-10. En esta gráfica la deformación acumulada para todos los asfaltos en 20 ciclos y dos niveles de esfuerzo (0.1 y 3.2 kPa) son mostradas. El asfalto base ensayado a 64 °C presentó un comportamiento relativamente fluido, generándose valores amplios de deformación permanente

acumulada y un muy bajo valor de recuperación, este comportamiento era de esperarse debido a la alta temperatura que se realizó el ensayo. Los asfaltos modificados fueron ensayados a una temperatura de 76 °C, de estos asfaltos el modificado con *PPA* presento el peor desempeño, debido a la presencia de grandes acumulaciones de deformación, principalmente para el segundo nivel de esfuerzo aplicado (3.2 kPa). Una ligera diferencia en la tasa de deformación acumulada fue observada para el asfalto modificado con polímero *RET* en los dos niveles de esfuerzo, presentado una buena resistencia a la deformación permanente. Finalmente, los asfaltos modificados con el copolímero *SBS* presentaron la tasa de deformación acumulada más baja de todos los asfaltos en estudio para los dos niveles de esfuerzo.

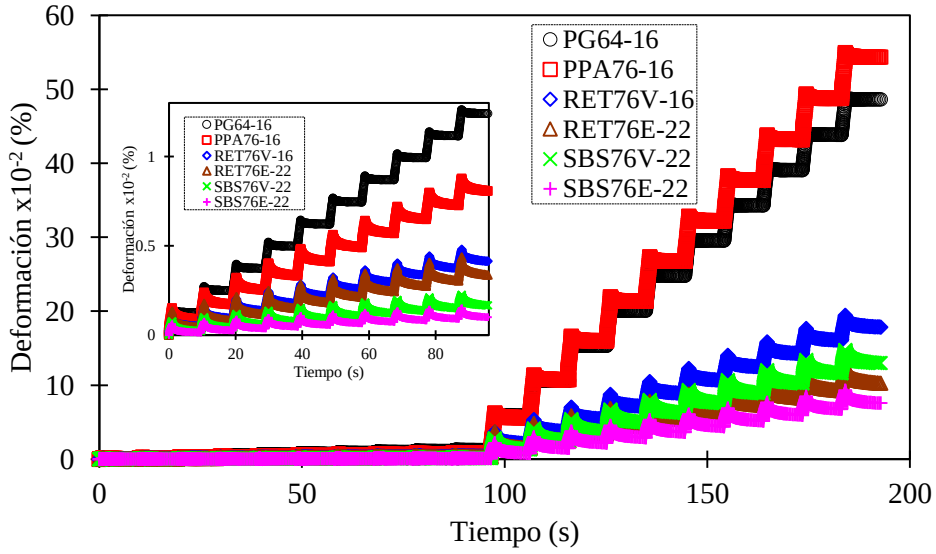


Figura 2-10. Fluencia y recuperación a 0.1 kPa y 3.2 kPa para los asfaltos en estudio

La Figura 2-11 muestra las curvas de fluencia-recuperación para el ciclo 10 al final del primer bloque de ensayo (esfuerzo de 0.1 kPa) normalizadas con respecto a la deformación al final del periodo de fluencia (0.1 segundos). El asfalto convencional exhibió un porcentaje de recuperación muy pequeña en comparación con los asfaltos modificados. El asfalto modificado con *PPA* presentó una aceptable recuperación elástica mejorando la resistencia a la deformación a 76 °C y un esfuerzo de 0.1 kPa. La reacción química generada por el polímero *RET* con el asfalto base mejora la recuperación elástica de este asfalto modificado exhibiendo una deformación permanente baja como se puede observar en la Figura 2-11. La modificación con el copolímero

SBS genera un alto porcentaje de recuperación elástica en comparación con los demás modificadores utilizados para el primer bloque de ensayo con un esfuerzo de 0.1 kPa.

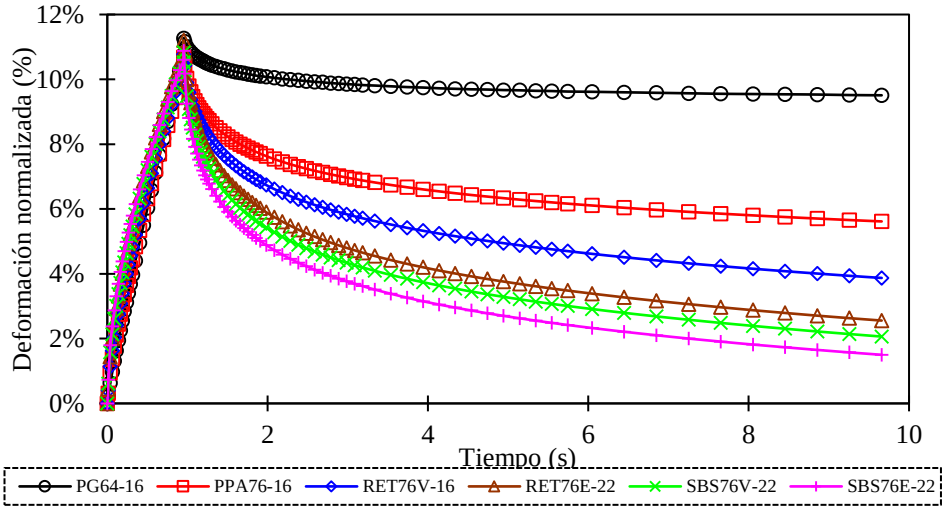


Figura 2-11. Deformación normalizada y recuperación para el ciclo 10 a 0.1 kPa

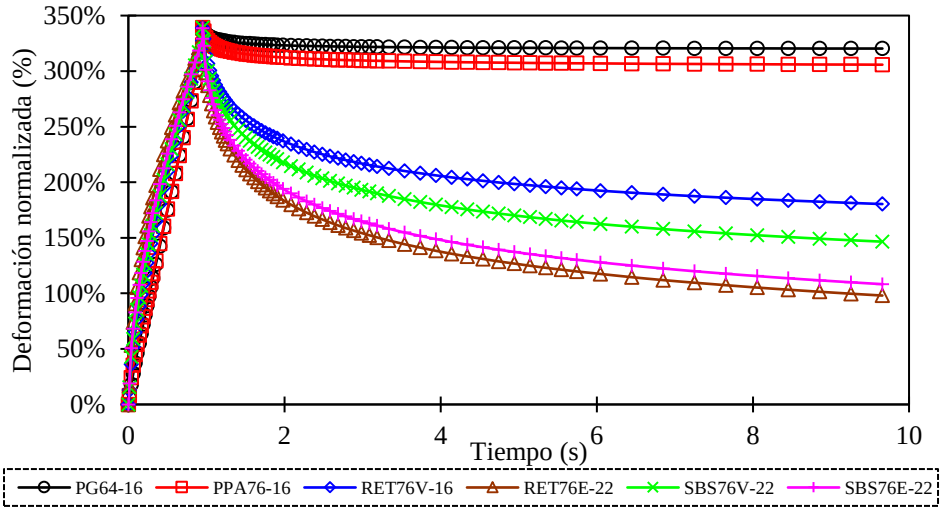


Figura 2-12. Deformación normalizada y recuperación para el ciclo 20 a 3.2 kPa

Las curvas normalizadas para el ciclo 20, al final del segundo bloque de ensayo con un esfuerzo de 3.2 kPa son mostradas en la Figura 2-12. Para este incremento de largas deformaciones el asfalto convencional mostró una recuperación nula. Por otro lado, el asfalto modificado con *PPA* mostró una alta sensibilidad al incremento del esfuerzo manifestando una muy baja recuperación elástica, similar a la observada en el asfalto convencional, aunque a diferente temperatura de ensayo, lo que implica que este tipo de modificador se ve afectado con el

incremento a largas deformaciones durante el ensayo. El asfalto modificado con polímero *RET* fue producido usando *PPA* como catalizador, cuando los efectos de los dos modificadores se combinan el resultado es un alto porcentaje de recuperación elástica, como se puede ver en la Figura 2-12. Los asfaltos modificados con *SBS* exhibieron una muy buena recuperación elástica para el nivel de esfuerzo de 3.2 kPa, creada por la red entrecruzada de su estructura interna.

2.6. Resumen y conclusiones

Los efectos de tres distintos modificadores en las propiedades reológicas de un asfalto convencional usado como base para producir los asfaltos modificados fueron investigadas. El primer modificador fue *PPA*, el segundo fue un terpolímero reactivo *Elvaloy*® en conjunto con *PPA* usado como catalizador, y el tercero fue un copolímero *SBS* en conjunto con azufre usado como agente vulcanizador.

Un comportamiento termo-reológico complejo fue el primer efecto observado por los modificadores en el asfalto convencional usado como base para producir los asfaltos modificados, caracterizado por una serie de isotermas discretas en el espacio de Black, tendencia que incrementó con el aumento del grado de desempeño a la alta temperatura de los asfaltos modificados. El comportamiento termo-reológico complejo fue asociado con la red entrecruzada creada durante el proceso de modificación del asfalto base.

Las curvas maestras proporcionan una herramienta muy útil de la influencia de los modificadores en las propiedades reológicas de los asfaltos modificados. A pesar del comportamiento complejo observado en los asfaltos modificados, fue posible generar curvas maestras para las distintas propiedades viscoelásticas. Los modelos *2S2P1D* y *MHN* fueron usados para representar las propiedades viscoelásticas de los asfaltos en estudio, los dos modelos mostraron una buena representación de las distintas curvas maestras evaluadas, teniendo una buena precisión de acuerdo con los criterios estadísticos establecidos.

Existen diferencias notables entre los tres modificadores. El ligante modificado con *PPA* manifestó un incremento en la rigidez en un el rango de bajas frecuencias reducidas para las curvas del módulo complejo y de almacenamiento, esta mejora fue comprobada con la disminución en las curvas maestras del ángulo de fase y la tangente de pérdida, sin embargo, este fenómeno no incremento la recuperación elástica a altas temperaturas, como se demostró en los resultados de fluencia-recuperación, especialmente cuando se incrementó el nivel de esfuerzo aplicado,

mostrando una alta influencia para un alto nivel de deformaciones, lo cual resultó en una nula recuperación elástica.

La reacción química generada por el proceso de modificación con el polímero *RET* y el uso de *PPA* como agente catalizador, generó una mejora en las propiedades reológicas, mostrando un incremento en los módulos complejo y de almacenamiento, y presentando una planicie en las curvas maestras del ángulo de fase y la tangente de pérdida, además del incremento en la recuperación elástica producida por la red interna entrelazada.

La modificación con el copolímero *SBS* generó la creación de una red altamente entrelazada en el asfalto modificado, transfiriendo las propiedades elásticas del *SBS* al asfalto modificado y con la incorporación del azufre en la modificación da como resultado la formación de una red elástica más fuerte, lo cual se manifestó en el comportamiento de las curvas maestras de las propiedades viscoelásticas, y fue reafirmado en los ensayos de fluencia-recuperación.

Se demostró que los dos modelos son adecuados para representar las características de los asfaltos convencionales y modificados. La selección de cual modelo es mejor es una cuestión preferencia personal, ya que los dos modelos necesitan de pocos parámetros para implementarse y son fáciles de manipular.

CAPÍTULO 3 CARACTERIZACIÓN DE LAS PROPIEDADES VISCOELÁSTICAS DEL CONCRETO ASFÁLTICO A TRAVÉS DE DISTINTOS HISTORIALES DE CARGA

3.1. Resumen

La respuesta del concreto asfáltico es dependiente de las acciones de las cargas aplicadas por los vehículos, así como de la estructura y la temperatura del pavimento. Por lo tanto, una correcta simulación de la forma de la carga en la caracterización de laboratorio es muy importante para determinar las propiedades viscoelásticas, las cuales son usadas para estimar el desempeño del concreto asfáltico en servicio. El objetivo de este capítulo es evaluar las diferencias en el comportamiento viscoelástico lineal del concreto asfáltico sometido a ensayos con diferentes modos de aplicación y control de carga, la teoría viscoelástica lineal es utilizada para mostrar las propiedades viscoelásticas en el dominio de la frecuencia y tiempo. Las curvas maestras del módulo complejo y el ángulo de fase mostraron que los ensayos con historiales de carga sinusoidales exhibieron un comportamiento más viscoso que los ensayos con historial de carga haversine, esto como resultado de como los componentes de la mezcla (asfalto y agregado) interactúan con las cargas. Esta afirmación también fue comprobada en el dominio del tiempo a través del módulo de relajación, donde se obtuvieron mayores procesos de relajación para las pruebas sinusoidales representando un comportamiento más viscoso que las pruebas haversine.

Palabras clave: concreto asfáltico, propiedades viscoelásticas, módulo complejo, cargas de tensión-compresión, espectro de relajación.

3.2. Introducción

El concreto asfáltico (CA) es el principal responsable de resistir las solicitaciones generadas por las cargas de los vehículos y las condiciones climáticas en una estructura de pavimento flexible, por lo tanto, una mezcla asfáltica que se deba de comportar de forma adecuada en servicio debe de ser diseñada para resistir el daño provocado por las cargas y el clima. El daño puede tomar muchas formas, tales como agrietamiento por fatiga, deformación permanente, envejecimiento, daño por humedad, entre otros (Zhang et al. 2012). La caracterización del comportamiento viscoelástico lineal (VEL) es el primer paso para evaluar cualquier daño subsecuente causado en el CA. El comportamiento en el dominio de bajas deformaciones

(amplitud de deformación < 10^{-5}) y para un relativo número pequeño de ciclos pueden ser considerado como viscoelástico lineal (Gayte et al. 2016).

El CA es un material compuesto, el cual se comporta de forma distinta bajo la interacción de cargas en tensión y compresión. En un pavimento flexible el CA es expuesto a diferentes condiciones de tráfico y cargas móviles, las cuales resultan en distintos modos de carga en distintas partes de la capa y en diferentes direcciones, incluyendo tensión, compresión y corte. Condiciones de esfuerzos de corte, tensión, compresión, o una alternancia entre tensión y compresión, conocida como tensión-compresión, pueden ser aplicadas en laboratorio para caracterizar el material que se utilizará en una capa de un pavimento asfáltico (Khanal y Mamlouk 1995, Forough *et al.* 2016). Por lo tanto, el entendimiento de los efectos en la caracterización de las propiedades viscoelásticas de diferentes condiciones de esfuerzos e historiales de carga es un aspecto importante en el aseguramiento confiable de la predicción de los distintos daños en el CA. Lo cual, ha sido documentado por algunos estudios como se describe a continuación.

En ensayos con carga uniaxial en el dominio de la frecuencia, el módulo complejo del concreto asfáltico en compresión es mayor en comparación con los módulos obtenidos en tensión para temperaturas superiores a 21 °C, y la diferencia incrementa con la reducción de las frecuencias de ensayo (Kallas 1970; Khanal y Mamlouk 1995). Un comportamiento similar fue observado por Lytton et al. (1993), quien realizó ensayos de barridos de frecuencias con control de carga para una misma amplitud de carga en tensión y compresión, sin embargo, la amplitud de la deformación resultante fue asimétrica, exhibiendo una mayor deformación en tensión en comparación con la deformación en compresión. Este comportamiento fue justificado con el siguiente argumento: “es de esperarse estas diferencias en el comportamiento debido a que la respuesta en la porción de carga en tensión es controlada principalmente por las propiedades del asfalto, mientras que la respuesta de compresión refleja más las propiedades del agregado”.

Las diferencias en el comportamiento viscoelástico en ensayos a tensión y compresión también han sido estudiadas en el dominio del tiempo. Por ejemplo, Zhang et al. (2012) realizaron ensayos de fluencia en especímenes de concreto asfáltica tanto en tensión como en compresión uniaxial, además de ensayos de fluencia a tensión indirecta. Ellos desarrollaron una metodología basada en la teoría VEL para separar las propiedades del CA a tensión y compresión, en donde observaron diferencias significativas. Además, los picos del ángulo de fase fueron generalmente mayores bajo condiciones de tensión. Marcadas diferencias en las propiedades de anisotropía en

compresión también fueron observadas. En otro estudio, Levenberg (2015) desarrollo ensayos en el CA bajo secuencias de carga-descarga-reposo en tensión y compresión a una temperatura de 30 °C. El análisis de las propiedades viscoelásticas se realizó por medio de las curvas de fluencia y relajación, en donde observaron que para cortos tiempos las propiedades viscoelásticas eran similares e inician a desviarse para largos tiempos. Por lo que, las curvas de relajación de compresión fueron mayores que las correspondientes curvas a tensión y el pico del ángulo de fase fue mayor en tensión.

Una serie de estudios (anteriores a 1990) de fatiga y cargas de rigidez, son resumidos en el Programa Estratégico de Investigación de Carreteras (NCHRP) Reporte A-312 (Tangella et al. 1990), el cual muestra que los efectos en la rigidez y las tasas de daño por fatiga de diferentes esfuerzos, modos de control (esfuerzo o deformación), forma de las ondas de carga, y cargas de tipo haversine versus sinusoidal habían sido de interés desde 1960. Por ejemplo, una función haversine (una forma de onda de tipo seno moviéndose solo en una dirección desde el inicio hasta el periodo de reposo) versus carga sinusoidal (una forma de onda de tipo seno centrada desde el inicio hasta el periodo de reposo) ha sido estudiada con respecto a la fatiga por Raithby y Sterling (1972) para condiciones de carga uniaxial bajo condiciones de carga controlada, las cuales mostraron que la dirección inicial del pulso de carga (compresión o tensión) tenían un efecto importante en la vida a fatiga, y que la tensión uniaxial de tipo haversine caía dentro de dos trayectorias de carga sinusoidal (compresión o tensión iniciales). Las cargas de tipo haversine versus sinusoidal han sido estudiadas recientemente por Mateos *et al.* (2018) para la rigidez y daño en vigas a flexión en cuatro puntos a 10 Hz y 20°C, ellos observaron que la vida a fatiga, la forma de las curvas de la reducción de la rigidez, módulo dinámico inicial y ángulo de fase, y los diagramas de Black fueron esencialmente los mismos para los dos modos de carga. Esta similitud fue atribuida a la naturaleza viscoelástica de las mezclas asfálticas, la cual causa que la viga en la posición de reposo en el ensayo haversine rápidamente se mueve a la mitad entre cero y el desplazamiento máximo, por lo que, se produce el miso esfuerzo por los desplazamientos de tipo haversine y sinusoidales, tan rápido como las amplitudes pico a pico se igualan.

En la ingeniería de pavimentos, es una práctica común que las propiedades del CA sean medidas en el dominio de la frecuencia, por medio del módulo complejo y el ángulo de fase. Sin embargo, existen algunas diferencias en los procedimientos de ensayo para medir el módulo complejo. Por ejemplo, en los Estados Unidos se realiza bajo un historial de carga de tipo

haversine, es decir, compresión de acuerdo con AASHTO T342 (AASHTO 2015), Por otro lado, en Europa el módulo complejo se realiza con un historial de carga sinusoidal, es decir, en tensión-compresión de acuerdo con BS EN 12697-26 (2012). A pesar de que, el CA se comporta de forma diferente bajo historiales de carga en tensión y compresión, no se encuentra disponible alguna investigación publicada que compare las propiedades de los historiales de carga haversine y sinusoidal para la rigidez uniaxial a través de un rango de temperaturas y frecuencias o que hayan sido analizadas tanto en el dominio de la frecuencia como del tiempo.

El objetivo de este capítulo es realizar ensayos en el CA bajo la aplicación de distintos historiales de carga, y mostrar como las propiedades VEL varían acorde con la carga aplicada. Dos historiales de carga fueron aplicados, uno de tipo sinusoidal y el otro haversine, primero con control de esfuerzo y control de deformación, y el segundo solo con control de esfuerzo. Con el propósito de mostrar las diferencias en el comportamiento VEL, seis mezclas asfálticas fueron ensayadas. Las propiedades VEL fueron evaluadas usando las curvas maestras del módulo complejo y el ángulo de fase construidas usando dos modelos con diferente base analítica, uno de ellos de tipo reológico y el otro de tipo empírico-matemático. Las propiedades en el dominio del tiempo fueron calculadas por medio de interconversión usando soluciones analíticas del espectro de relajación para los dos modelos.

3.3. Marco teórico

Para materiales *VEL*, las relaciones constitutivas de una dimensión entre el esfuerzo (σ) y la deformación (ε), bajo condiciones isotérmicas y de no envejecimiento, pueden ser expresadas por las integrales de superposición de Boltzmann.

$$\sigma(t) = \int_{0^-}^{t} E(t - \lambda) \frac{d\varepsilon}{d\lambda} d\lambda \tag{3-1}$$

$$\varepsilon(t) = \int_{0^-}^{t} D(t - \lambda) \frac{d\sigma}{d\lambda} d\lambda \tag{3-2}$$

donde *t* es el tiempo de interés, *E(t)* es el módulo de relajación, *D(t)* es la fluencia lenta y λ es la variable de integración. Las ecuaciones (3-1) y (3-2) representan dos formas equivalentes, correspondientes a un historial de deformaciones y un historial de esfuerzos aplicado, respectivamente.

El módulo de relajación *E(t)* de los sólidos *VEL* es comúnmente representado por el modelo generalizado de Maxwell (*GM*), el cual es compuesto de un resorte y series de elementos de Maxwell en paralelo. La expresión analítica puede ser representada por una superposición de exponenciales, comúnmente conocidos como series de Prony o Dirichlet (Tschoegl 1997).

$$E(t) = E_e + \sum_{i=1}^{N} E_i\left(e^{-t/\tau_i}\right) = E_g - \sum_{i=1}^{N} E_i\left(1 - e^{-t/\tau_i}\right) \tag{3-3}$$

donde τ_i y E_i son el enésimo tiempo y resistencia de relajación, respectivamente; E_e es el módulo de equilibrio, es decir, $lim_{t\to\infty}E(t)$; y $E_g = E_e + \sum_{i=1}^{N} E_i$ es el módulo vítreo (o instantáneo), es decir, $lim_{t\to 0}E(t)$. El número finito de parámetros $\{\ \tau_i, E_i\ \}(i = 1,\ldots, N)$ en Ecuación (3-3) constituye el llamado espectro de relajación discreto, el cual representa una distribución de módulos a través de los tiempos de relajación. La precisión de la representación de las series de Prony en la caracterización de las propiedades *VEL* mejora con el incremento en número y densidad de los tiempos de relajación (Sun et al. 2015a). Cuando los tiempos de relajación son espaciados infinitamente cercanos, se puede obtener un espectro de relajación continuo $H(\tau)$. En consecuencia, el módulo de relajación $E(t)$ es definido en una forma integral como sigue (Tschoegl 1989).

$$E(t) = E_e + \int_{-\infty}^{\infty} H(\tau)e^{-t/\tau}\, d\ln\tau = E_g - \int_{-\infty}^{\infty} H(\tau)(1 - e^{-t/\tau})\, d\ln\tau \tag{3-4}$$

En términos de la transformada de Carson, es decir, trasformada de Laplace *s*-múltiple, $E(t)$ puede ser convertida en el módulo operacional $\tilde{E}(s)$ en el dominio de la transformada de Laplace como se muestra a continuación (Sun et al. 2015a).

$$\begin{aligned}\tilde{E}(s) = s\int_0^{\infty} E(t)e^{-st}dt &= E_e + \int_{-\infty}^{\infty} H(\tau)\frac{s\tau}{1+s\tau}d\ln\tau \\ &= E_g - \int_{-\infty}^{\infty} H(\tau)\frac{1}{1+s\tau}d\ln\tau\end{aligned} \tag{3-5}$$

donde *s* es la variable de la transformada de Laplace. El módulo complejo $E^*(\omega)$, módulo de almacenamiento $E'(\omega)$ y el módulo de pérdida $E''(\omega)$ en el dominio de la frecuencia puede ser determinado remplazando *s* con $i\omega$, como se muestra en las Ecuaciones (3-16) - (3-18).

$$E^*(\omega) = \tilde{E}(s)|_{s=i\omega} = E'(\omega) + iE''(\omega) \tag{3-6}$$

$$E'(\omega) = E_e + \int_{-\infty}^{\infty} H(\tau) \frac{\omega^2\tau^2}{1+\omega^2\tau^2} d\ln\tau = E_g - \int_{-\infty}^{\infty} H(\tau) \frac{1}{1+\omega^2\tau^2} d\ln\tau \quad (3\text{-}7)$$

$$E''(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} H(\tau) \frac{\omega\tau}{1+\omega^2\tau^2} d\ln\tau \quad (3\text{-}8)$$

donde $\omega = 2\pi f$ es la frecuencia angular; f es la frecuencia de carga; y $i = \sqrt{-1}$ es la unidad imaginaria.

De acuerdo con Jalocha et al. (2015) el módulo complejo de un problema viscoelástico es la transformada conforme de una función tipo *S*. A partir de la Ecuación (3-7), el módulo complejo puede ser expresado como sigue:

$$E^*(\omega) = E_e + \int_{-\infty}^{\infty} H(\tau) \frac{i\omega\tau}{1+i\omega\tau} d\ln\tau \quad (3\text{-}9)$$

Evidentemente, una vez que el espectro de relajación y retardación combinado con las constantes viscoelásticas (E_e, y E_g,) para una mezcla asfáltica son conocidas, cualquier respuesta uniaxial de esfuerzo o deformación puede ser inmediatamente calculada usando las ecuaciones presentadas anteriormente (Sun et al. 2015a).

3.3.1. Módulo complejo

El módulo complejo (E^*) es comúnmente usado en la caracterización del comportamiento *VEL* del concreto asfáltico, en el cual un esfuerzo en dirección uniaxial es aplicado a una muestra cilíndrica y la deformación resultante es medida. El estado estable de la respuesta esfuerzo-deformación del concreto asfáltico puede ser descrito por los siguientes exponenciales complejos (o fasores) (Graziani et al. 2017):

$$\sigma(\omega) = \sigma_0 e^{i\omega t} \quad (3\text{-}10)$$

$$\varepsilon(\omega) = \varepsilon_0 e^{i(\omega t - \varphi)} \quad (3\text{-}11)$$

donde σ_0 es la amplitud del esfuerzo, ε_0 y, φ es el ángulo de fase. Ya que, el cambio de fase entre los fasores en realidad representa los desfases de tiempo entre las señales en el correspondiente dominio del tiempo $\varphi = \omega\Delta t_i$, φ representa el desfase de tiempo de $\sigma(t)$ con respecto a $\varepsilon(t)$.

El módulo complejo puede ser calculado por la relación de la entrada del esfuerzo de la deformación resultante como sigue:

$$E^* = \frac{\sigma_0 e^{i\omega t}}{\varepsilon_0 e^{i(\omega t - \varphi)}} = |E^*|(\cos\varphi + i\,\text{seno}\,\varphi) = E' + E'' \quad (3\text{-}12)$$

donde $|E^*| = E_0 = \sigma_0/\varepsilon_0$ es la norma (también conocido como módulo dinámico).

El ángulo de fase (φ) relaciona a la parte real (módulo de almacenamiento, E') y la parte imaginaria (módulo de pérdida, E'') del módulo complejo, como se muestra a continuación:

$$\varphi(\omega) = \arctan\frac{E''}{E'} \quad (3\text{-}13)$$

3.4. Metodología

3.4.1. Materiales

En este estudio se prepararon seis tipos de mezclas densas para realizar los ensayos de módulo complejo. Las seis mezclas fueron fabricadas con la misma granulometría y solo se cambió el tipo de asfalto utilizada en cada una de ellas. Se utilizó un agregado pétreo de origen basáltico con tamaño nominal de 19 mm, la distribución granulométrica de los agregados se muestra en la Figura 3-1. Un asfalto convencional y cinco modificados fueron empleados para fabricar las distintas mezclas asfálticas evaluadas, las características de cada tipo de asfalto utilizado se encuentran en el capítulo 2. Un contenido de 5.6 % de asfalto con respecto a la mezcla fue obtenido usando una granulometría densa Superpave 19mm para una energía de compactación de 100 giros y 4% de vacíos de aire de diseño. El proceso de diseño de la mezcla asfáltica se realizó siguiendo las recomendaciones de caracterización de agregados, mezclado, acondicionamiento (envejecimiento a corto plazo) y compactación especificas por el método de diseño de mezclas asfálticas Superpave.

3.4.2. Fabricación de especímenes para módulo complejo

Los especímenes de módulo complejo se fabricaron con el Compactador Giratorio Superpave (SGC), de acuerdo con el procedimiento descrito en AASHTO T 342 (AASHTO 2015a). Las temperaturas de compactación utilizadas para cada mezcla asfáltica se muestran en la Tabla 3-1. Las dimensiones de los especímenes fabricados con el SGC fueron 175 mm de altura por 150 mm de diámetro. Una vez que los especímenes se enfriaron fueron extraídos y cortados a las dimensiones finales de ensayo 150 mm de altura y 100 mm de diámetro para obtener una distribución más uniforme de vacíos de aire. El contenido de los vacíos de aire objetivo de todas

las mezclas asfálticas fue de 6.0 ± 0.5%. Tres replicas fueron preparadas para cada tipo de mezcla con el objetivo de verificar la repetibilidad de los ensayos de módulo complejo, en la Tabla 3-1 se muestra el promedio de vacíos de aire de los tres especímenes utilizados.

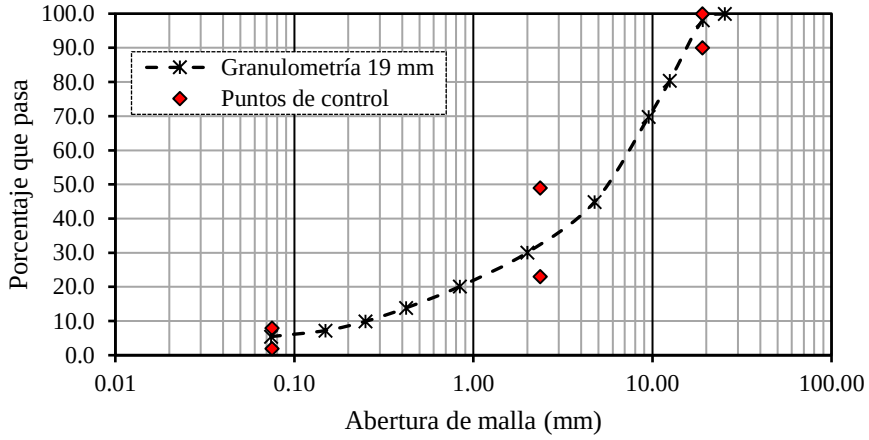


Figura 3-1. Curva granulométrica de diseño para las mezclas asfálticas evaluadas

Posteriormente, tres pares de pines fueron pegados con una separación de 120° entre cada uno en la superficie del espécimen para colocar los transductores diferenciales de variación línea (LVDT). La distancia vertical entre cada par de pines fue de 100 mm para proporcionar una longitud de la galga de medición de 100 mm en la parte media del espécimen, como se puede observar en la Figura 3-2.

Tabla 3-1. Tipo de asfalto utilizado en cada mezcla y temperatura de compactación utilizada

Mezcla	Tipo de asfalto	Temperatura de compactación (°C)	Vacíos de aire promedio (%)
PG64-16	Asfalto convencional	145	6.2
PPA76H-16	PPA, tráfico Pesado (H)[1]	158	6.0
TER76V-22	Elvaloy® + PPA, tráfico Muy Pesado (V)[1]	160	5.9
TER76E-22	Elvaloy® + PPA, tráfico Extremo (E)[1]	160	5.8
SBS76V-22	SBS + Azufre, tráfico Muy Pesado (V)[1]	165	5.9
SBS76E-22	SBS + Azufre, tráfico Extremo (E)[1]	165	5.6

[1] Ensayo Multiple-Stress Creep-Recovery (MSCR), de acuerdo con AASHTO T350 y AASHTO M332

3.4.3. Protocolo de ensayo para el módulo complejo

Los ensayos de módulo complejo fueron realizados en los especímenes fabricados usando el equipo Automatic Testing Machine (ATM-025) fabricado por la empresa Geotechnical Consulting & Testing System (GCTS). Este dispositivo ATM-025 cuenta con un actuador servo-

hidráulico de 25 kN con una capacidad de desplazamiento de 100 mm y está equipado con una cámara de temperatura capaz de controlar la temperatura objetivo con una aproximación de ± 0.2°C. El software de GCTS tiene la capacidad de realizar un control ya sea del esfuerzo o deformaciones basándose en el tamaño y geometría del espécimen. Previo al ensayo, los platos de carga superior e inferior fueron pegados con plasti-acero Devcon 10240® de curado rápido (5 minutos), un dispositivo especial fue fabricado para realizar el proceso de pegado con el objetivo de garantizar una alineación correcta de los platos con los especímenes.

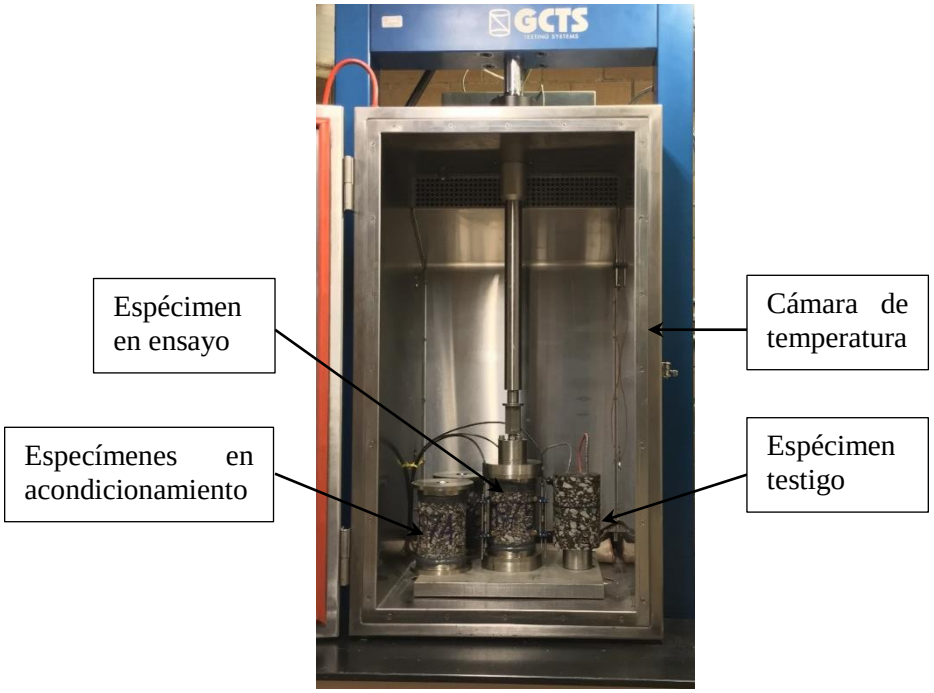


Figura 3-2. Ensayo de especímenes usando el equipo ATM-025

Todos los especímenes de ensayo fueron sujetos a diferentes historiales de carga a cinco temperaturas (-10, 4, 20, 38 y 54°C) y seis frecuencias (0.1, 0.5, 1.0, 5.0, 10.0 y 25 Hz). Para minimizar el daño y la deformación permanente, cada espécimen fue ensayado desde la temperatura más baja a la más alta, y de la frecuencia más alta a la más baja. Antes de realizar el ensayo, los especímenes fueron acondicionados a la temperatura deseada por un tiempo mínimo de dos horas y hasta alcanzar el equilibrio de la temperatura en el espécimen testigo. La Figura 3-2 muestra los especímenes de ensayo, acondicionados y testigo.

El protocolo de prueba consistió en realizar ensayos bajo distintos modos de control, aplicando dos tipos distintos de historial de carga (sinusoidal y haversine, respectivamente),

tratando de obtener la misma deformación pico-pico (ε_0) independientemente del control de ensayo o historial de carga, como se puede ver esquemáticamente en la Figura 3-3. El ensayo sinusoidal puede ser controlado bajo el modo de esfuerzo o deformación, dependiendo de cuál parámetro se seleccionado en el software del equipo ATM-025. En este tipo de ensayo, la trayectoria de la onda se desplaza hacia la región de abajo al inicio, como se observa en la Figura 3-3(a) (tensión). El ensayo de tipo haversine solo es posible realizarlo por medio del control de esfuerzo, y la trayectoria de la onda esta siempre en la región de compresión, como se observa en la Figura 3-3(b) (compresión).

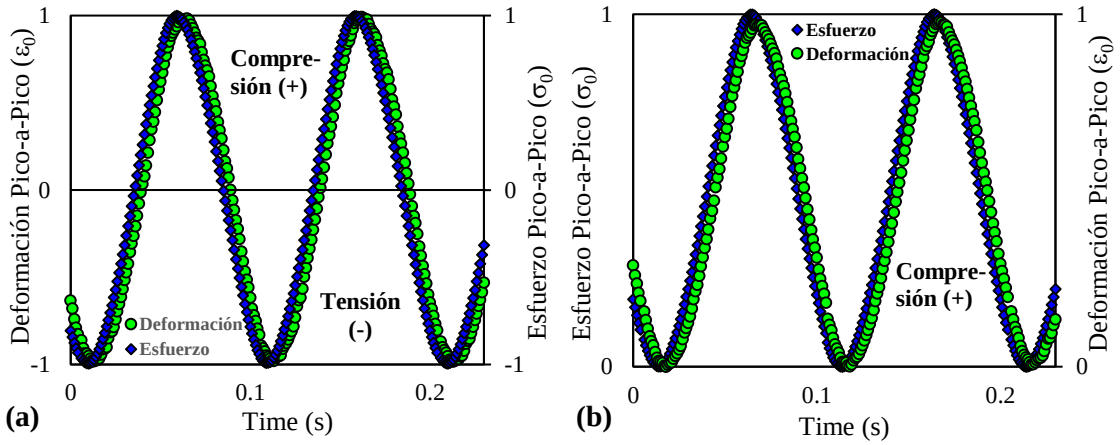


Figura 3-3. Diferentes formas de onda usadas y amplitudes de esfuerzo/deformación

Una completa descripción del procedimiento de ensayo realizado en la presente investigación es descrito en los siguientes párrafos, y descrito esquemáticamente en la Figura 3-4.

1. Control de deformación para un historial de carga sinusoidal, es decir, tensión-compresión (*DefSeno*). En este modo de ensayo los LVDTs registran la deformación axial del espécimen en tiempo real, mientras que el software CATS asociado al equipo GCTS ajusta automáticamente el esfuerzo aplicado para lograr la deformación objetivo-definida. En nuestro caso, la deformación objetivo fue de 70 ± 5 $\mu\varepsilon$ para todas las frecuencias y temperaturas. La deformación pico-pico en el espécimen es la entrada (parámetro de control del equipo) y el esfuerzo resultante es la salida.
2. Control de esfuerzo para un historial de carga sinusoidal, es decir, tensión-compresión (*EsfSeno*). Previo al inicio de este tipo de ensayo es necesario definir el esfuerzo que será aplicado para cada frecuencia. Se utilizaron los valores de esfuerzo obtenidos previamente en el ensayo *DefSeno* con el objetivo de obtener las mismas amplitudes de deformaciones

pico-pico (*65-75*$\mu\varepsilon$). El esfuerzo pico-pico es la entrada (parámetro de control del equipo) y la deformación resultante es la salida.

3. Control de esfuerzo para un historial de carga haversine, es decir, compresión (*EsfHsne*). Al igual que en el ensayo *EsfSeno*, se utilizaron los valores de esfuerzo obtenidos previamente en el ensayo *DefSeno* para obtener la misma amplitud pico-pico (*65-75*$\mu\varepsilon$). El esfuerzo pico-pico es la entrada (parámetro de control del equipo) y la deformación resultante es la salida.

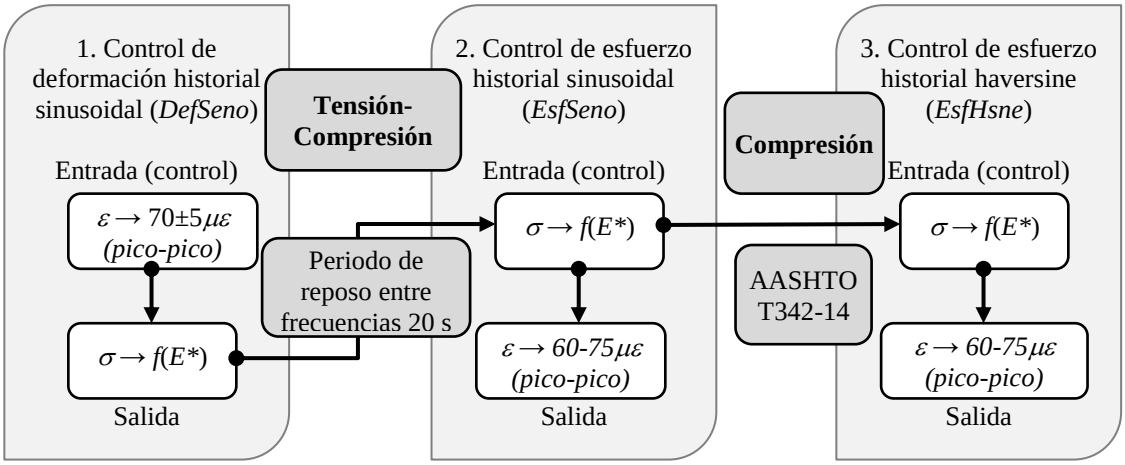


Figura 3-4. Diagrama del procedimiento experimental

3.4.4 Construcción de las curvas maestras

Dos metodologías fueron propuestas para la construcción de las curvas maestras de las distintas propiedades viscoelásticas, una de tipo reológico y la otra de tipo empírico-matemático, las cuales se describen a continuación.

El primer modelo llamado *2S2P1D*, fue desarrollado en la universidad de Lyon/*ENTPE* y es una generalización del modelo *Huet-Sayegh*. Este modelo es basado en una simple combinación de elementos físicos: 2 resortes, 2 elementos parabólicos y 1 amortiguador. El modelo *2S2P1D* ha sido ampliamente usado para modelar el comportamiento *VEL* de los materiales asfálticos (ligantes, masticos y mezclas) (Olardy Di Benedetto 2003; Delaporte et al. 2009; Tiouajni et al. 2011; Mangiafico et al. 2013; Lachance-Tremblay et al. 2018).

$$E^*(i\omega\tau) = E_s + \frac{E_g - E_s}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h} + (i\omega\beta\tau)^{-1}} \quad (3\text{-}14)$$

La expresión analítica del módulo complejo de Young para *2S2P1D*, a una temperatura de referencia específica es expresada por la Ecuación (3-14), donde *i* es la unidad imaginaria, ω es la frecuencia angular ($\omega = 2\pi f$, donde *f* es la frecuencia), *k*, *h* son exponentes tales que $0 < k < h < 1$, δ es una constante, E_s el módulo estático ($\omega \to 0$), E_g es el módulo vítreo ($\omega \to \infty$), β es un parámetro relacionado con η, la viscosidad Newtoniana del amortiguador, $\eta = (Eg - Es)\beta\tau$, y τ es el tiempo característico con valores dependientes solamente de la temperatura y tienen una evolución similar al siguiente modelo:

$$\tau(T) = a_{Tref}(T)\tau_0 \tag{3-15}$$

donde $a_{Tref}(T)$ es el factor de desplazamiento, τ_0 es el factor de desplazamiento del tiempo característico a una temperatura de referencia.

El segundo modelo basado en las investigaciones desarrolladas por Havriliak & Negami (1966), quienes propusieron un modelo para caracterizar el comportamiento complejo de la dispersión α en polímeros, este es una generalización de los modelos Cole-Cole y Cole-Davison, el cual posteriormente ha sido usado para caracterizar el comportamiento mecánico de polímeros, metales de transición y materiales asfálticos (Szabo y Keough 2002b; Matteo et al. 2008; Zhao et al. 2014b; Hao y Li 2015). En esta investigación, el modelo *Havriliak-Negami* (*HN*) es aplicado para estudiar las propiedades viscoelásticas de las mezclas asfálticas, ya que diversos estudios han demostrado que puede caracterizar de forma precisa el comportamiento *VEL* del concreto asfáltico (Gudmarsson et al. 2012; Zhao et al. 2013; Sun et al. 2015b; Sun et al. 2015a). La ecuación del modelo *HN*, relaciona el módulo complejo de Young E^* con el régimen de equilibrio a bajas frecuencias E_e, y el régimen del módulo vítreo a altas frecuencias E_g y puede ser escrito como:

$$E^*(\omega) = \frac{E_e - E_g}{[1 + (i\omega\tau_0)^{\alpha}]^{\beta}} + E_g = E'(\omega) + iE''(\omega) \tag{3-16}$$

donde ω es la frecuencia angular ($\omega = 2\pi f$, f es la frecuencia en Hz), τ_0 es el tiempo de relajación dependiente de la temperatura, *i* es el número unitario imaginario, α controla el ancho del espectro de relajación y β gobierna la asimetría del espectro de relajación. $E'(\omega)$ y $E''(\omega)$ son el módulo de almacenamiento y el módulo de pérdida, respectivamente.

El concreto asfáltico dentro del rango *VEL* es considerado comúnmente como termo-reológico simple (Nguyen et al. 2009), por lo tanto, el principio de superposición tiempo-temperatura (*PSTT*) puede ser utilizado para la construcción de las curvas maestras por medio del

desplazamiento horizontal de los datos experimentales de diferentes temperaturas hacia las frecuencias reducidas correspondientes a una temperatura de referencia seleccionada arbitrariamente en la escala logarítmica de la frecuencia, la cual se define en la Ecuación (3-17).

$$t_r = \frac{t}{a_T}\ y, \omega_r = a_T \cdot \omega \tag{3-17}$$

donde t_r y ω_r son el tiempo reducido y la frecuencia angular reducida, respectivamente; a_T es el factor de desplazamiento tiempo-temperatura, el cual es una función de la temperatura. Una forma analítica del factor de desplazamiento, generalmente llamado ecuación de *Williams-Landen-Ferry* (*WLF*), fue utilizada en este estudio:

$$a_T(T) = \frac{-C_1(T - T_0)}{[C_2 + (T - T_0)]} \tag{3-18}$$

donde C_1 y C_2 son constantes del modelo, T y T_0 son las temperaturas de ensayo y de referencia, respectivamente.

Los parámetros de cada modelo, siete para *2S2P1D* (E_s, E_g, δ, β, τ_0, k y h), cinco para *HN* (E_e, E_g, α, β, y τ_0), así como los dos parámetros de la ecuación de *WLF* (C_1 y C_2) relacionados con el desplazamiento tiempo-temperatura pueden ser simultáneamente determinados por medio de un algoritmo de minimización no lineal en la función objetivo del error F como se define a continuación (Sun et al. 2015a):

$$F = \frac{1}{N}\sqrt{\sum_{i=1}^{N}\left(\frac{E'_{med,i} - E'_{est,i}}{E'_{med,i}}\right)^2} + \frac{1}{N}\sqrt{\sum_{i=1}^{N}\left(\frac{\tan\varphi_{med,i} - \tan\varphi_{est,i}}{\tan\varphi_{med,i}}\right)^2} \tag{3-19}$$

Donde: $E'_{med,i}$ y $\tan\varphi_{med,i}$ son el módulo de almacenamiento y la tangente pérdida, respectivamente, medidos a la *enésima* condición de frecuencia y temperatura. $E'_{est,i}$ y $\tan\varphi_{est,i}$ son el *módulo de almacenamiento* y la *tangente de pérdida*, respectivamente, estimados usando los dos modelos para la *enésima* condición de prueba; N es el número de puntos de datos utilizados en la optimización. La minimización no-lineal fue implementada usando la función *Solver* incluida en el software Microsoft Excel®, valores iniciales de cada uno de los parámetros fueron definidos previamente. Como se discutió previamente en el Capítulo 2, la optimización de los modelos es dependiente de los valores iniciales propuestos, además cada uno de los modelos exhibió un distinto nivel de sensibilidad con respecto a los valores iniciales. Por lo que, para llevar a cabo la optimización de los modelos se siguió el siguiente procedimiento.

En primer lugar, se realizó la optimización del modelo 2S2P1D, ya que demostró ser menos sensibles a los parámetros iniciales propuestos a diferencia del comportamiento observado en la representación de las propiedades viscoelásticas de los asfaltos, donde este modelo mostró un mayor nivel de sensibilidad con respecto a los parámetros iniciales. La mezcla fabricada con el asfalto convencional (PG64-16) fue la primera en la cual se realizó el ajuste de los parámetros del modelo con la función objetivo, posteriormente estos valores fueron usados para optimizar los valores del modelo para la mezcla PPA76H-16, y se siguió el orden de ajuste del modelo con las mezclas siguiendo el orden presentado en la Tabla 3-1 (PG64-16 $\rightarrow$ SBS76E-22).

En segundo lugar, se realizó el ajuste del modelo HN con los datos experimentales siguiendo el orden descrito en el ajuste del modelo 2S2P1D (PG64-16 $\rightarrow$ SBS76E-22), sin embargo, debido a que el modelo HN exhibió una mayor sensibilidad a los parámetros iniciales se fijó el valor de E_g con el valor obtenido previamente con el modelo 2S2P1D, con el objetivo de obtener converger a una solución durante la optimización con *Solver* de forma más rápida y eficiente. El anexo A, muestra los parámetros de cada modelo obtenidos con el procedimiento descrito anteriormente.

3.5. Resultados y discusión

3.5.1. Diferencias entre los distintos modos de control de ensayo

Dos tipos de historiales de carga fueron aplicados a las muestras ensayadas, el primero de tipo sinusoidal y el segundo de tipo haversine. Ensayos tanto de control-deformación como control-esfuerzo fueron realizados para el primer tipo, en cuanto al segundo tipo solamente se realizó bajo control-esfuerzo. El cálculo de las funciones *VEL* del material en el dominio de la frecuencia debe de realizarse en el *estado estacionario*, por lo cual, un cierto número de ciclos debe de aplicarse para disipar los efectos transitorios, debidos a las condiciones iniciales de reposo. De acuerdo con Gayte et al.(2016), dos o tres ciclos son suficientes para obtener el régimen de estado estacionario, sin embargo, esto es dependiente de la frecuencia de ensayo. Por otro lado, el número de ciclos máximo debe de ser limitado para restringir los efectos de calentamiento y daño debido a cada ciclo de carga (Nguyen et al. 2013).

Con el objetivo de satisfacer las condiciones mencionadas anteriormente, se seleccionó el número de ciclos mostrados en la Tabla 3-2 para los ensayos con un historial de carga sinusoidal,

en cuanto al historial de carga haversine se utilizó el número de ciclos recomendó por AASHTO T342 (AASHTO 2015a) para cada frecuencia. El número de ciclos para los ensayos de tensión-compresión fue definido en base a la observación en tiempo real de la evolución del esfuerzo y deformación mostrados por el software CATS y, el posterior procesamiento-análisis de los datos en bruto, en donde se buscó que el lazo de histéresis se superpusiera en los últimos 10 ciclos del ensayo. Para todos los tipos de ensayo, el cálculo de las funciones *VEL* (E^* y φ) se realizó con los últimos 10 ciclos de cada frecuencia, adquiriendo 100 puntos por cada ciclo de acuerdo con el procedimiento descrito en AASHTO T342 (AASHTO 2015a).

Tabla 3-2. Número de ciclos aplicado por tipo de ensayo y frecuencia

Frecuencia (Hz)	Tipo de ensayo/Número de ciclos		
	DefSeno	*EsfSeno*	*EsfHsne*
25	50	50	200
10	50	50	200
5	30	30	100
1	15	15	20
0.5	13	13	15
0.1	13	13	15

Las temperaturas altas de ensayo son la condición más desfavorable, que puede causar el mayor daño en los especímenes durante los distintos modos de control evaluados, debido a la susceptibilidad tiempo-temperatura inherente al comportamiento viscoelástico del concreto asfáltico. Por lo tal motivo, en la Figura 3-5 se muestran las gráficas esfuerzo-deformación de la muestra PG64-16_2 (fabricada con asfalto convencional) para una temperatura de 54 °C obtenidas de las distintas configuraciones de prueba. La Figura 3-5(*a*) control-deformación con historial de carga sinusoidal (tensión-compresión) (*DefSeno*), muestra los lazos de histéresis para cada frecuencia obtenidos de los 10 últimos ciclos de ensayo, se observa cómo se superponen los datos de cada ciclo uno con otro demostrando que se ha alcanzado el estado estacionario y que no existe deformación permanente durante el ensayo. Esto último, se puede comprobar observando el centro de cada bucle de histéresis para cada frecuencia, el cual se sitúa en el contorno del origen de la gráfica esfuerzo-deformación para cada frecuencia. En la frecuencia de 5 Hz se observa una desviación de la forma elíptica del bucle de histéresis, la cual se debió al uso de valores de ganancias (PID) incorrectas en el software de control del equipo de ensayo.

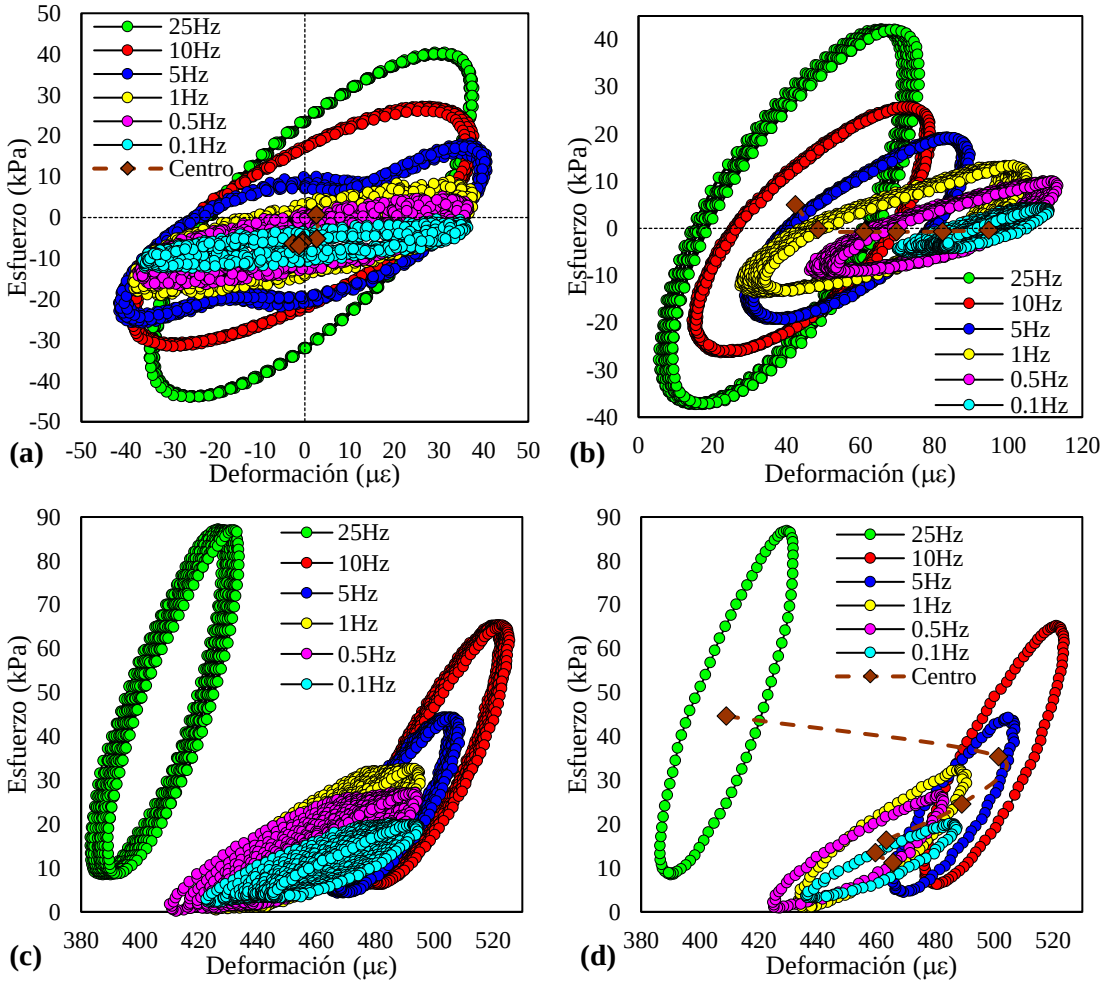


Figura 3-5. Variación del lazo de histéresis con la frecuencia a una temperatura de ensayo de 54 °C en un espécimen de concreto asfáltico fabricado con asfalto convencional (PG64-16_2) para las distintas condiciones de ensayo: (a) control-deformación (*DefSeno*), (b) control-esfuerzo (*EsfSeno*), (c) control de esfuerzo en compresión (*EsfHsne*) para los últimos diez ciclos y (d) control de esfuerzo en compresión (*EsfHsne*) promedio de los últimos diez ciclos

Los lazos de histéresis del ensayo *EsfSeno* para cada frecuencia se muestran en la Figura 3-5(b). Se observa que a pesar de que los lazos de histéresis no se superponen, indicando que se no se alcanzó el estado estacionario durante el ensayo, además se observa que para todas las frecuencias los lazos de histéresis se desplazan sobre el eje horizontal (deformación), debido a la deformación no recuperable que se va acumulando durante el ensayo. Eso se hace más evidente cuando se observa el centro de cada bucle de histéresis para las distintas frecuencias, el cual se desplaza en el eje de la deformación. Esta característica expone la principal diferencia entre los dos tipos de ensayos sinusoidales, cuando el control del ensayo es por medio del esfuerzo el equipo busca que el valor medio del esfuerzo sea igual a cero y por los efectos de la viscoelasticidad

(retraso de la respuesta), el valor de la deformación incrementa durante cada ciclo y frecuencia. Por otro lado, cuando el ensayo es por medio de control de deformación el equipo busca que el valor medio de la deformación sea cero, en este caso el esfuerzo se desvía del eje horizontal desplazándose en el eje del esfuerzo para mantener la deformación media en cero.

La Figura 3-5(c) muestra los últimos 10 ciclos de histéresis del ensayo *EsfHsne* para cada frecuencia. Se observa que no se alcanza el estado estacionario para este ensayo, debido a que los lazos de histéresis no se superponen uno con otro para cada ciclo, además se observa que el espécimen experimenta una importante deformación no recuperable durante el tiempo del ensayo, ya que como se puede ver los bucles de histéresis se ubican después de un valor de deformación de 380 microdeformaciones. Esto se hace más evidente en la Figura 3-5(d), donde se muestra el bucle de histéresis promedio de los últimos 10 ciclos de ensayo para cada frecuencia, además del centro de cada bucle. En la trayectoria de los bucles de histéresis se observa una disminución de la deformación no recuperable después de la frecuencia de 10 Hz, un comportamiento similar fue observado por Rowe et al. (2009). Sin embargo, ellos asociaron este comportamiento con un error del software de adquisición de datos del equipo de ensayo. En este estudio se observó que esta recuperación se generaba durante el tiempo de reposo entre frecuencias de 2 minutos, el cual es recomendado por AASHTO T342 (AASHTO 2015a), el porcentaje de recuperación después de cada frecuencia de ensayo fue constante, sin embargo, la disminución del esfuerzo y un menor número de ciclos para frecuencias inferiores a 5 Hz provocan que se genere una deformación no recuperable de menor magnitud en comparación con las frecuencias más altas, por lo cual, la trayectoria del centro de cada bucle de histéresis llega a un máximo en 10 Hz y después disminuye para las frecuencias inferiores con excepción de la frecuencia de 0.1 Hz.

El comportamiento observado en las gráficas de la Figura 3-5(a)-(b) de los ensayos sinusoidales, desviación del eje del esfuerzo o del eje de la deformación según el tipo de control en el ensayo, es derivado de la componente viscosa del asfalto convencional ya que a temperaturas altas (superiores a los 35 °C) o ciertas frecuencias reducidas, el comportamiento del asfalto convencional es dominado por la componente viscosa, como se puede observar en la Figura 2-9. Con el objetivo de validar esta aseveración se muestran los resultados del ensayo de la muestra SBS76E-22_5 fabricada con asfalto modificado con polímero SBS en la Figura 3-6. Este asfalto exhibió un comportamiento dominado por la componente elástica en un mayor rango de frecuencias reducidas y, por lo tanto, un mayor rango de temperaturas en comparación con el

asfalto PG64-16 como se observa en la Figura 2-9. Los ensayos sinusoidales de la Figura 3-6 muestran dos diferencias notables con respecto a los resultados de la mezcla con fabricada con el asfalto convencional. Una reducción considerable de la desviación del eje esfuerzo/deformación en comparación con los resultados del asfalto convencional para las mismas condiciones de ensayo (temperaturas y frecuencias) y en los dos tipos de ensayo se alcanza el estado estacionario. En el caso del ensayo con control de deformación (Figura 3-6(a)), se observa que la desviación de los bucles de histéresis con respecto al origen es prácticamente nula.

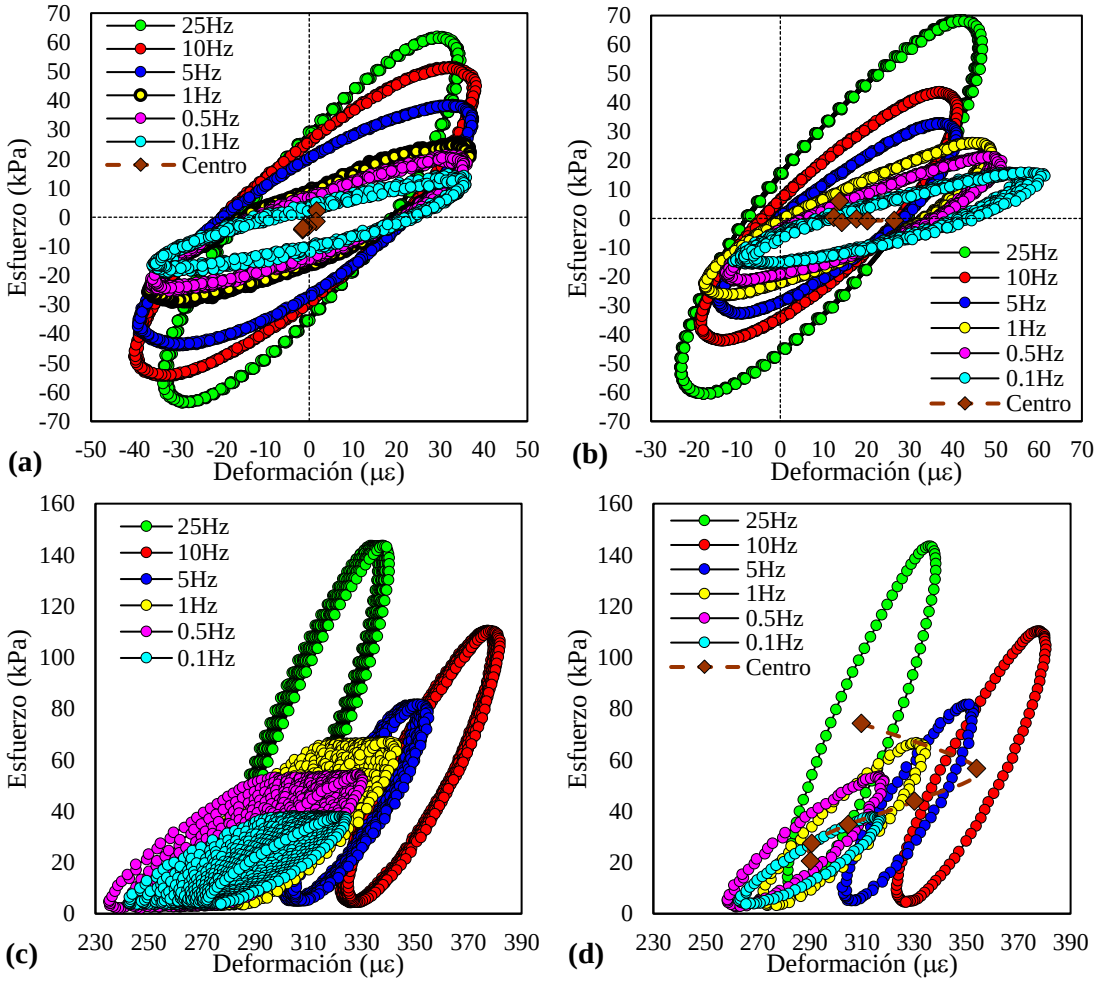


Figura 3-6. Variación del lazo de histéresis con la frecuencia a una temperatura de ensayo de 54 °C en un espécimen de concreto asfáltico fabricado con asfalto modificado SBS (SBS76E-22_5) para las distintas condiciones de ensayo: (a) control-deformación (*DefSeno*), (b) control-esfuerzo (*EsfSeno*), (c) control de esfuerzo en compresión (*EsfHsne*) últimos diez ciclos y (d) control de esfuerzo en compresión (*EsfHsne*) promedio de los últimos diez ciclos

De la misma forma al comparar los resultados del ensayo *EsfHsne* de la mezcla SBS (Figura 3-6(c)-(d)) con los resultados del mismo tipo de ensayo, pero de la mezcla convencional

(Figura 3-5(a)-(b)), se observa una disminución mayor a 100 microdeformaciones para todas las frecuencias de ensayo y la misma tendencia con respecto a la trayectoria del centro de los bucles de histéresis. Sin embargo, aun con que el comportamiento de la mezcla es dominado por la componente elástica, no se alcanza el estado estacionario para este tipo de ensayo. Como consecuencia de esto, una mayor dispersión relativa y baja confiabilidad de los resultados, especialmente del ángulo de fase, puede esperarse (Levenberg y Shah 2008). Por lo tanto, el ensayo de especímenes adicionales sería necesario para obtener las propiedades viscoelásticas representativas de un mismo tipo de CA.

3.5.2. Diferencias en las propiedades viscoelásticas

Las diferencias de las propiedades viscoelásticas son evaluadas a través de las curvas maestras del módulo complejo y ángulo de fase, los resultados mostrados representan el promedio de los resultados obtenidos del ensayo de tres muestras para cada mezcla asfáltica y la variabilidad entre los resultados de las tres muestras fue por debajo de las tolerancias especificadas por la norma AASHTO T342 (AASHTO 2015a). Por brevedad, solo las curvas maestras de cuatro de las mezclas asfálticas en estudio son mostradas en cada una de las figuras que se presentan.

La Figura 3-7 muestras las curvas maestras del módulo complejo (*E**) construidas a una temperatura de referencia de 20°C de los asfaltos en estudio para las distintas condiciones de ensayo, así como los modelos *2S2P1D* (línea discontinua) y *HN* (línea continua). En todos los casos se observa que las mezclas evaluadas convergen a una misma asíntota a altas frecuencias o bajas temperaturas. Sin embargo, la principal diferencia se observa a bajas frecuencias reducidas ($1E^{-2}$ Hz) o altas temperaturas (38°C). Además, del incremento de *E** causado por los modificadores en las mezclas fabricadas con asfalto modificado a bajas frecuencias, para todas las mezclas el ensayo con historial de carga haversine (*EsfHsne*) genera los valores más altos de *E** en comparación con los ensayos con historial de carga sinusoidal (*DefSeno* y *EsfSeno*). Este comportamiento está relacionado con lo observado previamente en los lazos de histéresis, donde el ensayo *EsfHsne* presenta la mayor cantidad de deformación permanente acumulada, lo cual resulta en el aumento del valor de *E**, debido al incremento en el esfuerzo de corte provocado por un mayor entrelace de las partículas de agregado y la rigidez del ligante asfáltico (Khanal and Mamlouk 1995).

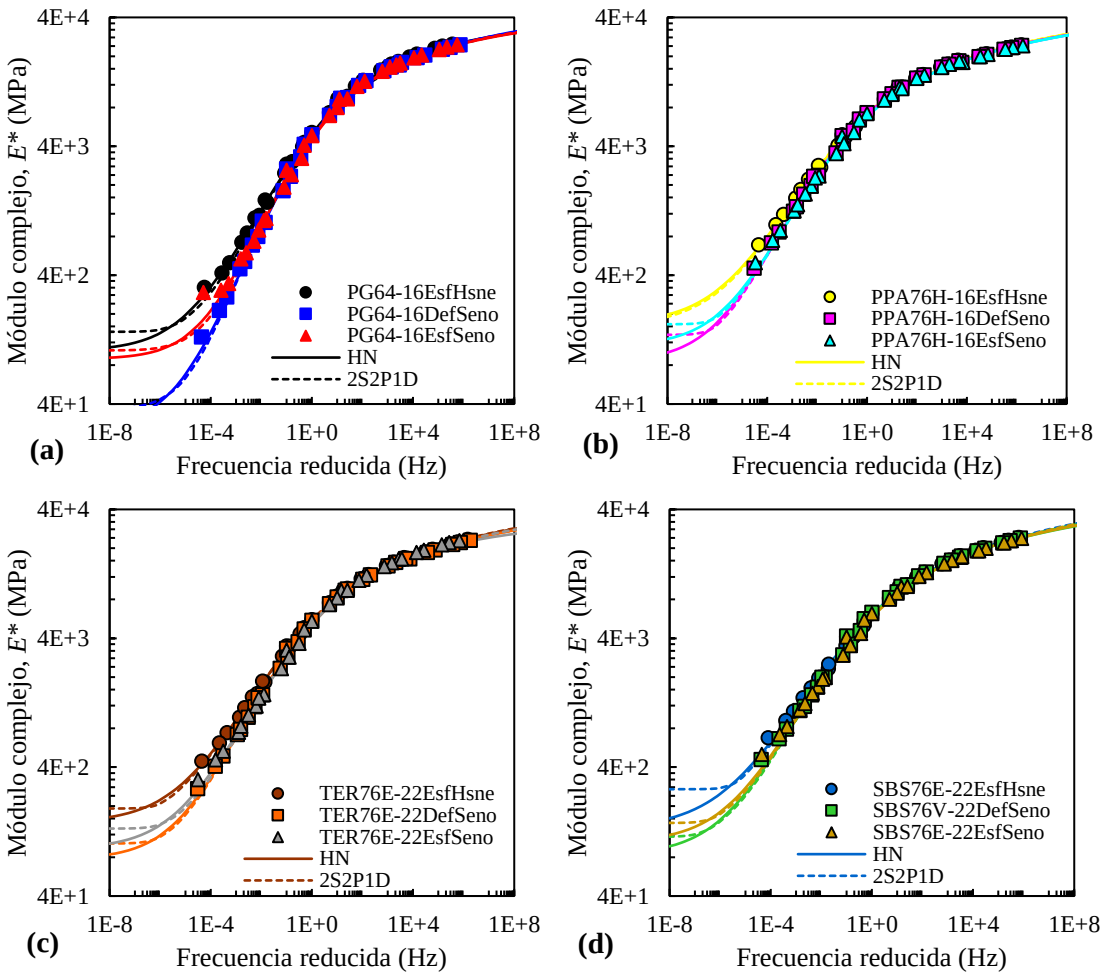


Figura 3-7. Curvas maestras del módulo complejo (*E**) construidas a una temperatura de referencia de 20°C para las distintas condiciones de ensayo (*EsfHsne*, *DefSeno* y *EsfSeno*) de las mezclas fabricadas con los asfaltos: (a) PG64-16, (b) PPA76H-16, (c) TER76E-16, y (d) SBS76E-22.

Las curvas maestras del ángulo de fase (φ) construidas a una temperatura de referencia de 20°C para cuatro mezclas bajo diferentes condiciones de carga se muestran en la Figura 3-8. Se observa que la mezcla asfáltica fabricada con asfalto convencional (PG64-16) presenta los mayores valores de φ, y consecuentemente, exhibe un comportamiento más viscoso en comparación con las mezclas fabricadas con los asfaltos modificados (PPA76H-16, TER76E-22, and SBS76E-22). Los ensayos en tensión-compresión (*DefSeno* y *EsfSeno*) presentan picos más altos de las curvas maestras en comparación con el ensayo en compresión (*esfHsne*). Un comportamiento similar fue observado por otros autores (Zhang et al. 2012; Levenberg 2015), quienes compararon las curvas maestras de φ obtenidas a través de tensión y compresión axial, y

observaron un mayor ángulo de fase en tensión. Zhang et al. (2012) argumento que este comportamiento era de esperarse debido a que: "el ligante asfáltico o el mastic soportan principalmente los esfuerzos de tensión cuando el concreto asfáltico está sometido a tensión, por lo tanto, el concreto asfáltico en tensión es más viscoso, lo cual genera un mayor ángulo de fase. En contraste, cuando el concreto asfáltico es sometido a compresión, es principalmente el agregado quien soporta los esfuerzos de compresión. Como resultado, el concreto asfáltico es menos viscoso en compresión, lo cual resulta en un menor ángulo de fase". Por último, en la Figura 3-8 se observa que los modelos *2S2P1D* y *HN* representan de forma correcta el comportamiento de φ para todas las configuraciones de ensayo y tipos de ligantes asfálticos.

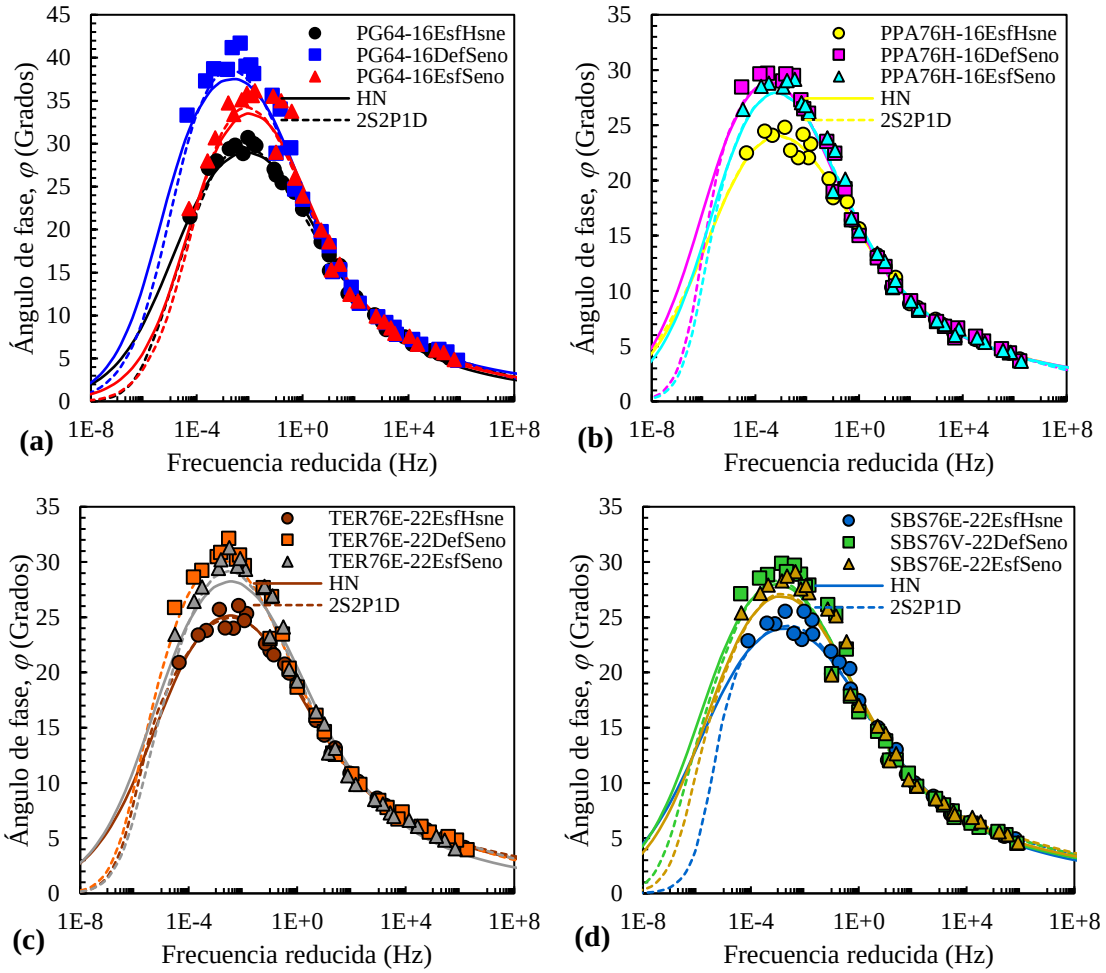


Figura 3-8. Curvas maestras del ángulo de fase (φ) construidas a una temperatura de referencia de 20°C para las distintas condiciones de ensayo (*EsfHsne*, *DefSeno* y *EsfSeno*) de las mezclas fabricadas con los asfaltos: (a) PG64-16, (b) PPA76H-16, (c) TER76E-16, y (d) SBS76E-22.

Para comparar los valores del módulo complejo y el ángulo de fase de las diferentes condiciones de aplicación de carga y control del ensayo, se calculó la relación de cada una de las

propiedades: relación de módulo complejo (RMC) y la relación del ángulo de fase (RAF) para todo el intervalo de frecuencias reducidas de evaluación de las curvas maestras. Las ecuaciones

$$RMD_{DefSeno,EsfHsne} = \frac{E^*_{DefSeno}}{E^*_{EsfHsne}}; RAF_{DefSeno,EsfHsne} = \frac{\varphi^*_{DefSeno}}{\varphi^*_{EsfHsne}} \quad (3\text{-}20)$$

$$RMD_{EsfSeno,EsfHsne} = \frac{E^*_{EsfSeno}}{E^*_{EsfHsne}}; RAF_{EsfSeno,EsfHsne} = \frac{\varphi^*_{EsfSeno}}{\varphi^*_{EsfHsne}} \quad (3\text{-}21)$$

$$RMD_{DefSeno,EsfSeno} = \frac{E^*_{DefSeno}}{E^*_{EsfSeno}}; RAF_{DefSeno,EsfHsne} = \frac{\varphi^*_{DefSeno}}{\varphi^*_{EsfSeno}} \quad (3\text{-}22)$$

Donde $E^*_{DefSeno}$ es el módulo complejo obtenido con un ensayo de control de deformación para un historial de carga sinusoidal (tensión-compresión), $\varphi^*_{DefSeno}$ es el ángulo de fase obtenido con un ensayo de control de deformación para un historial de carga sinusoidal, $E^*_{EsfHsne}$ es el módulo complejo obtenido con un ensayo de control de esfuerzo para un historial de carga haversine (compresión), $\varphi^*_{EsfHsne}$ es el ángulo de fase obtenido con un ensayo de control de esfuerzo para un historial de carga haversine, $E^*_{EsfSeno}$ es el módulo complejo obtenido con un ensayo de control de esfuerzo para un historial de carga sinusoidal, y $\varphi^*_{EsfSeno}$ es el ángulo de fase obtenido con un ensayo de control de esfuerzo para un historial de carga sinusoidal.

La Figura 3-9 muestra las RMD y las RAF para las distintas condiciones de ensayo, se observa que cuando los ensayos en tensión-compresión (sinusoidal), tanto en control de deformación como en control de esfuerzo, son comparados con el ensayo en compresión (haversine) para frecuencias reducidas más bajas de 1 Hz, el módulo complejo obtenido en tensión-compresión es inferior para todos los tipos de asfaltos en comparación con el módulo complejo obtenido en compresión (Figura 3-9(a)(c)). Con respecto al ángulo de fase, cuando se obtiene con ensayos de tensión-compresión resultó ser mayor en comparación con el ensayo de compresión (Figura 3-9(b)(d)) para frecuencias reducidas inferiores de 1 Hz y todos los asfaltos en estudio. El comportamiento observado en las Figura 3-9(a)-(d) muestra que cuando el ensayo se realiza en compresión el comportamiento del concreto asfáltico es influenciado por el agregado debido a la deformación no recuperable experimentada durante el ensayo y exhibiendo un comportamiento más elástico, con valores mayores de módulo complejo y valores menores de ángulo de fase, pero solo para frecuencias reducidas menores a 1 Hz. En contraste, cuando los ensayos se realizan en tensión-compresión el comportamiento del concreto asfáltico es dependiente del ligante asfáltico,

exhibe un comportamiento más viscoso, con valores menores de módulo complejo y valores de ángulo de fase mayores, aunque también solo para frecuencias reducidas inferiores a 1 Hz.

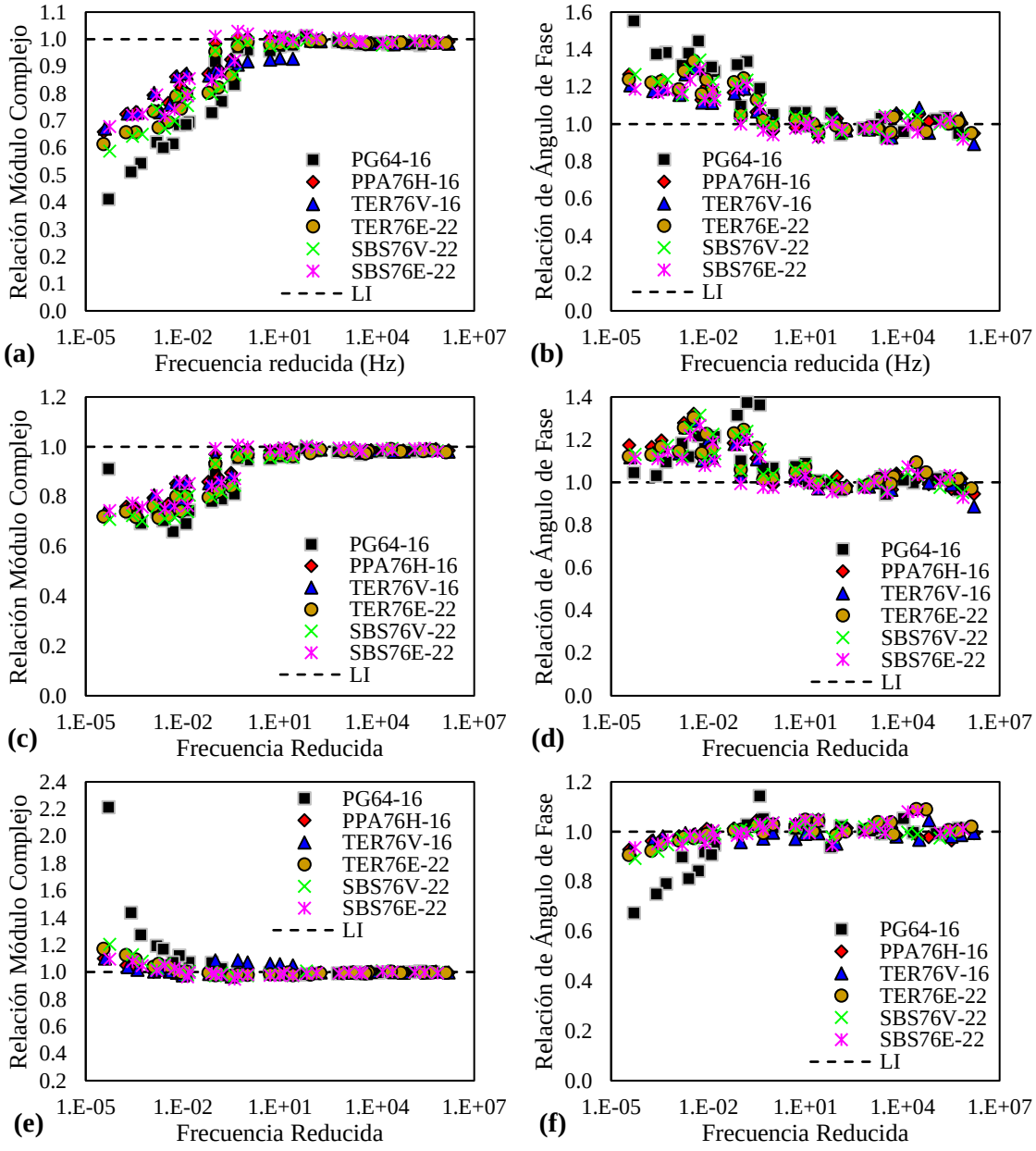


Figura 3-9. Gráficas de la relación de módulo complejo para: (a) $RMD_{DefSeno,EsfHsne}$, (c) $RMD_{EsfSeno,EsfHsne}$ y (e) $RMD_{DefSeno,EsfSeno}$; de la relación del ángulo de fase para: (b) $RAF_{DefSeno,EsfHsne}$, (d) $RAF_{EsfSeno,EsfHsne}$, y (f) $RAF_{DefSeno,EsfHsne}$

Resultados similares a los mostrados en las Figura 3-9(a)-(d) fueron obtenidos por otros (Kallas 1970; Khanal and Mamlouk 1995), quienes observaron que el módulo complejo y ángulo

de fase era mayores para ensayos de compresión en comparación con los obtenidos de ensayos en tensión o tensión compresión a altas temperaturas y bajas frecuencias de ensayo.

Cuando se comparan los dos tipos de ensayo sinusoidales, con control de deformación y control de esfuerzo mostrados en las Figura 3-9(e) y (f) para el módulo complejo y ángulo de fase, respectivamente. Se observa una menor diferencia de los dos tipos de ensayo en todo el intervalo de frecuencias reducidas de estudio, sin embargo, una excepción es el comportamiento observado en la mezcla asfáltica fabricada con asfalto convencional, en donde se observa una diferencia importante entre las propiedades viscoelásticas para frecuencias reducidas inferiores a $1.E^{-02}$ Hz, lo cual como se explicó en las Figura 3-5(*a*) y (*b*) es debido a que la componente viscosa domina el comportamiento del asfalto usado en la mezcla.

3.5.3. Interconversión entre las propiedades viscoelásticas del concreto asfáltico

El espectro de relajación, definido como la distribución de los tiempos de relajación, es una característica fundamental de un material con comportamiento viscoelástico lineal, desde el cual otras funciones viscoelásticas y respuestas pueden ser obtenidas. El espectro, ya sea discreto o continuo, es de considerable interés debido a que contiene la información completa sobre la dependencia del tiempo de las propiedades mecánicas, sin verse gravado por la contribución de la forma de la excitación elegida a la forma de la respuesta (Tschoegl 1997). El espectro por sí mismo no es accesible a través de experimentación directa, sin embargo, puede ser calculado desde un modelo matemático (Tschoegl 1989).

3.5.3.1. Determinación del espectro continuo de relajación

De acuerdo a la teoría *VEL*, $H(\tau)$ requerido en la Ecuación (3-4) puede ser derivado desde el módulo complejo mediante la realización de una transformada inversa de Fourier-Laplace en las Ecuaciones (3-14) y (3-16), substituyendo $i\omega$ con $\tau^{-1}e^{\pm i\pi}$, lo que da lugar a la siguiente formulación (Tschoegl 1989)

$$H(\tau) = \mp ImE^*\left(\tau^{-1}e^{\pm i\pi}\right) \tag{3-23}$$

donde *Im* significa retener la parte imaginaria de la función. La solución aproximada para $H(\tau)$ entonces se puede obtener reescribiendo la Ecuación (3-23), para cada modelo como se describe a continuación.

Modelo 2S2P1D, para este modelo Alavi et al. (2013) dedujo su representación satisfactoriamente a través de la Ecuación (3-23). La solución analítica obtenida es la siguiente:

$$H(\tau) = \frac{(E_g - E_s)B}{\pi(A^2 + B^2)} \tag{3-24}$$

$$A = 1 + \alpha {\tau_0}^{-k}\tau^k cos(k\pi) + {\tau_0}^{-h}\tau^h cos(h\pi) - {\tau_0}^{-1}\beta^{-1}\tau \tag{3-25}$$

$$B = \alpha {\tau_0}^{-k}\tau^k seno(k\pi) + {\tau_0}^{-h}\tau^h seno(h\pi) \tag{3-26}$$

Modelo HN, la deducción del espectro fue realizada por Havriliak and Negami (1967) a través del análisis complejo, resultando en la siguiente ecuación:

$$H(\tau) = \frac{(E_g - E_e)(\tau/\tau_0)^{\alpha\beta}\,\text{seno}(\beta\theta)}{\pi[1 + (\tau/\tau_0)^{2\alpha} + 2(\tau/\tau_0)^{\alpha}\cos(\alpha\pi)]^{\beta/2}} \tag{3-27}$$

$$\theta = arctan\frac{seno(\alpha\pi)}{\left(\tau/\tau_0\right)^{\alpha} + cos(\alpha\pi)} \tag{3-28}$$

Una vez que el espectro de relajación continuo es obtenido, todas las funciones de los módulos en los dominios del tiempo, transformada de Laplace y frecuencia pueden ser establecidas fácilmente por medio de las Ecuaciones (3-4)-(3-9).

Para calcular las integrales requeridas en las funciones viscoelásticas, la regla trapezoidal (Levenberg 2011; Zhao et al. 2013) fue adoptada debido a su simplicidad y practicidad. El rango de 10^{-40}–10^{+40} fue seleccionado para representar de forma aproximada el intervalo integral infinito, el cual fue igualmente dividido en 100 incrementos por década en escala logarítmica. La Figura 3-10 muestra los espectros continuos de relajación de cuatro de las mezclas asfálticas en estudio bajo las diferentes condiciones de ensayo. Las líneas discontinuas representan los espectros obtenidos con el modelo 2S2P1D y las líneas continuas representan los espectros obtenidos con el modelo HN.

El pico del espectro de relajación en la Figura 3-10, representa la mayor concentración de procesos de relajación y su correspondiente tiempo de relajación en la posición del pico es conocido como tiempo característico de relajación (τ_c). El pico en el espectro de relajación resulta de una interfaz viscosa, la cual aumenta de tamaño y ocurre en un tiempo más largo a medida de que aumentan las dimensiones de la región viscosa (Zener 1949; Christiansen y Miller 1981). La mezcla fabricada con el asfalto convencional presenta la mayor magnitud del pico, mostrando un comportamiento más viscoso en comparación con las mezclas fabricadas con los asfaltos

modificados. Para todas las mezclas, el ensayo de compresión (*EsfHsne*) presenta una mayor magnitud del pico de relajación, en comparación con los ensayos de tensión-compresión (*DefSeno* y *EsfSeno*), los cuales presentan valores del pico de relajación muy parecidos.

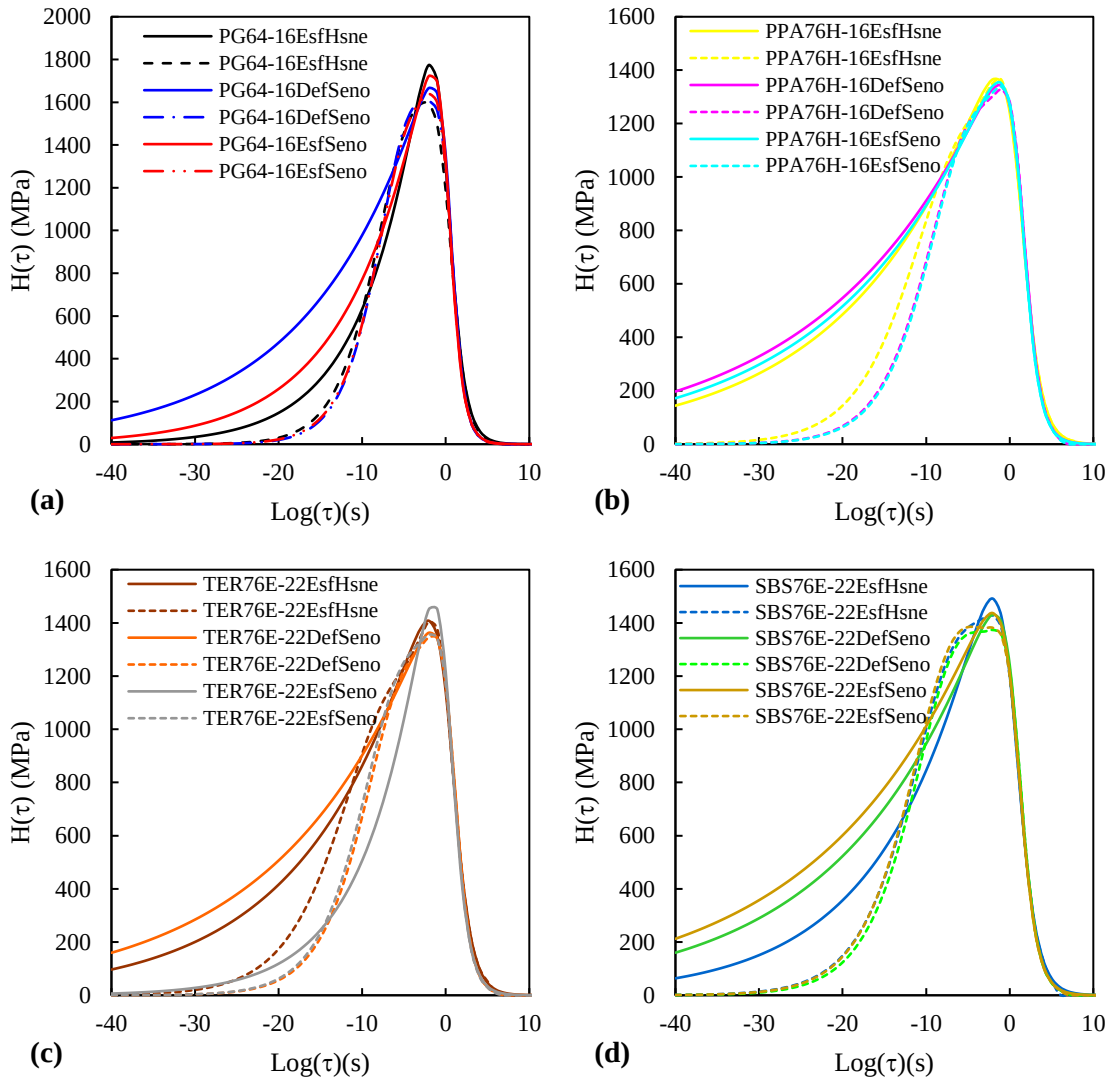


Figura 3-10. Espectros de relajación continuos para las distintas condiciones de ensayo (*EsfHsne*, *DefSeno* y *EsfSeno*) de las mezclas fabricadas con los asfaltos: (a) PG64-16, (b) PPA76H-16, (c) TER76E-16, y (d) SBS76E-22.

La forma de los espectros de relajación es similar a la curva maestra del ángulo de fase obtenida con cada modelo (2S2P1D y HN) en el eje del ángulo de fase, lo cual explica la diferencia en la forma de los espectros obtenidos con cada modelo. Un comportamiento similar fue observado por Ferry (1980), sin embargo, el asocio la forma del espectro de relajación con la forma del módulo de pérdida.

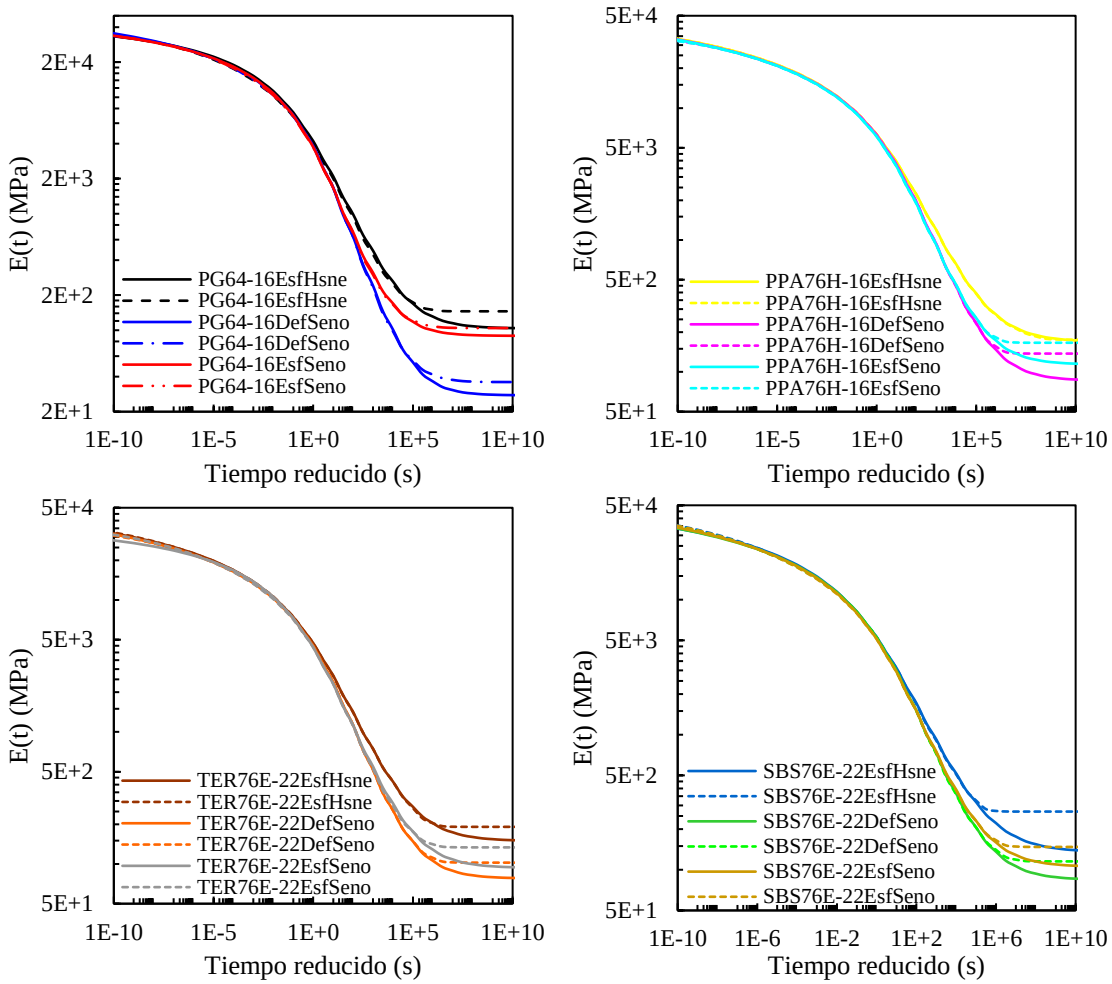


Figura 3-11. Curvas maestras del módulo de relajación construidas a una temperatura de referencia de 20°C para las distintas condiciones de ensayo (*EsfHsne*, *DefSeno* y *EsfSeno*) de las mezclas fabricadas con los asfaltos: (a) PG64-16, (b) PPA76H-16, (c) TER76E-16, y (d) SBS76E-22.

3.5.3.2. Curvas maestras del módulo de relajación

Basándose en la teoría viscoelástica lineal, las respuestas en el dominio del tiempo de los modelos empleados (2S2D1P y HN) pueden ser estimadas usando los espectros de relajación obtenidos. De acuerdo con la Ecuación (3-4), se obtuvieron las curvas maestras del módulo de relajación ($E(t)$) mostradas en la Figura 3-11. Se observa que los extremos de las curvas de $E(t)$ están limitados por el módulo vítreo (E_g) a tiempos de relajación muy pequeños y por el módulo de equilibrio (E_e) para grandes tiempos de relajación, en los tiempos de la zona de transición se observa que se presenta una significativa relajación de esfuerzos.

La mezcla fabricada con el asfalto convencional (PG64-16) presenta los menores valores de E_e para todos los tipos de ensayo y los dos modelos utilizados, el ensayo *DefSeno* presenta las curvas maestras de relajación con valores menores en todo el intervalo del tiempo de relajación para los dos modelos utilizados. De la Figura 3-11, se observa que los dos modelos (2S2D1P, líneas discontinuas y HN, líneas continuas) representan de la misma forma el módulo de relajación en la zona de transición, superponiéndose uno al otro. Las diferencias entre los modelos se observan en los extremos (E_g y E_e) y son debidas al ajuste que cada uno de ellos tiene con los datos experimentales.

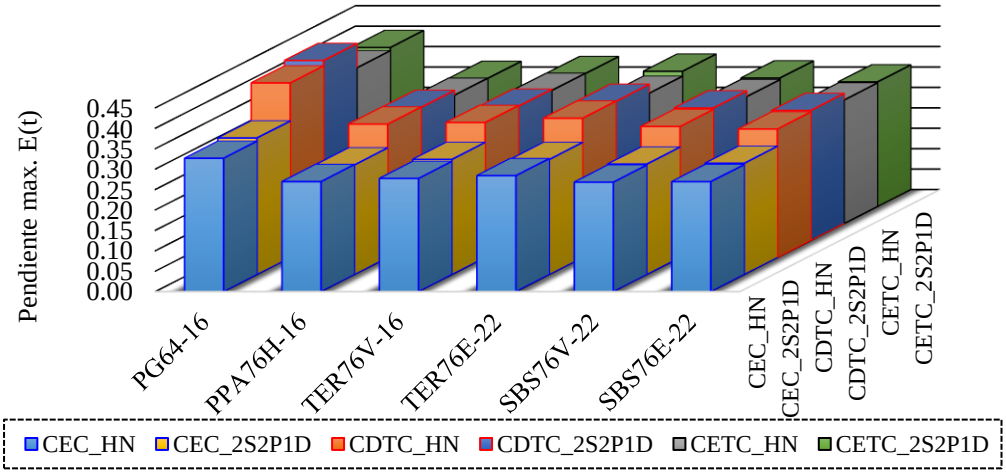


Figura 3-12. Pendiente máxima de las curvas maestras del módulo de relajación de los asfaltos en estudio por tipo de ensayo.

Una de las principales aplicaciones del módulo de relajación en la tecnología de asfaltos es el análisis de la evolución del daño, en donde el valor máximo de la pendiente en escala logarítmica de la curva maestra del módulo de relajación (m) se asume que relaciona la respuesta VEL con la tasa de evolución del daño (Underwood et al. 2010a; Kutay y Lanotte 2018). Por lo tanto, una correcta caracterización del valor m en el concreto asfáltico es importante. En la Figura 3-12 se muestran los valores de m obtenidos de las distintas mezclas en estudio para los diferentes tipos de ensayos. Se observa que el ensayo *DefSeno* presenta los valores más altos de m y el ensayo *EsfHsne* los valores más bajos. Con los dos modelos se obtienen los mismos valores de m, lo que significa que ambos presentan el mismo desempeño al momento de estimar $E(\tau)$.

3.5.3.3. Verificación del espectro continuo de relajación

La predicción de las propiedades viscoelásticas basándose en el $H(\tau)$ calculado y comparándolas con los datos experimentales, constituye el principal método para evaluar la consistencia del espectro (Mead 1994; Winter 1997). En esta investigación, las curvas maestras del módulo complejo y el ángulo de fase fueron calculadas por medio del espectro de relajación y posteriormente comparadas con los datos experimentales.

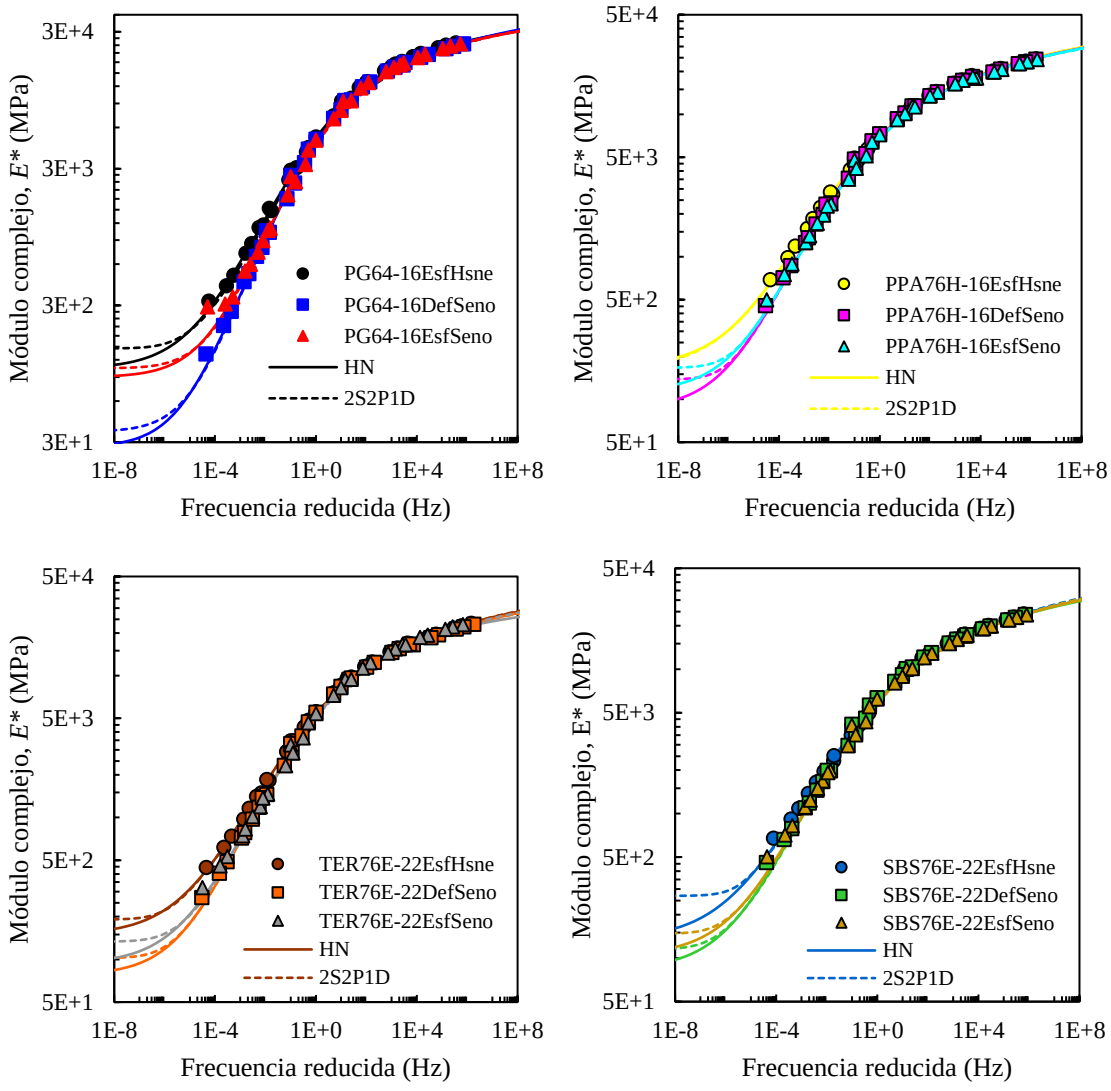


Figura 3-13. Curvas maestras del módulo complejo de Young obtenidas a través del espectro de relajación construidas a una temperatura de referencia de 20°C para las distintas condiciones de ensayo (*EsfHsne*, *DefSeno* y *EsfSeno*) de las mezclas fabricadas con los asfaltos: (a) PG64-16, (b) PPA76H-16, (c) TER76E-16, y (d) SBS76E-22.

Las curvas maestras de E^* construidas a una temperatura de referencia de 20°C obtenidas a través de interconversión y los datos experimentales de cuatro mezclas en estudio se muestran

en la Figura 3-13. Para los dos modelos (2S2D1P y HN), las curvas maestras obtenidas por interconversión con la Ecuación (3-9) se ajustan a los datos experimentales de forma similar a las curvas maestras calculadas, significando que el espectro de relajación describe de forma precisa el comportamiento VEL de las distintas mezclas en estudio y para las distintas condiciones de ensayo.

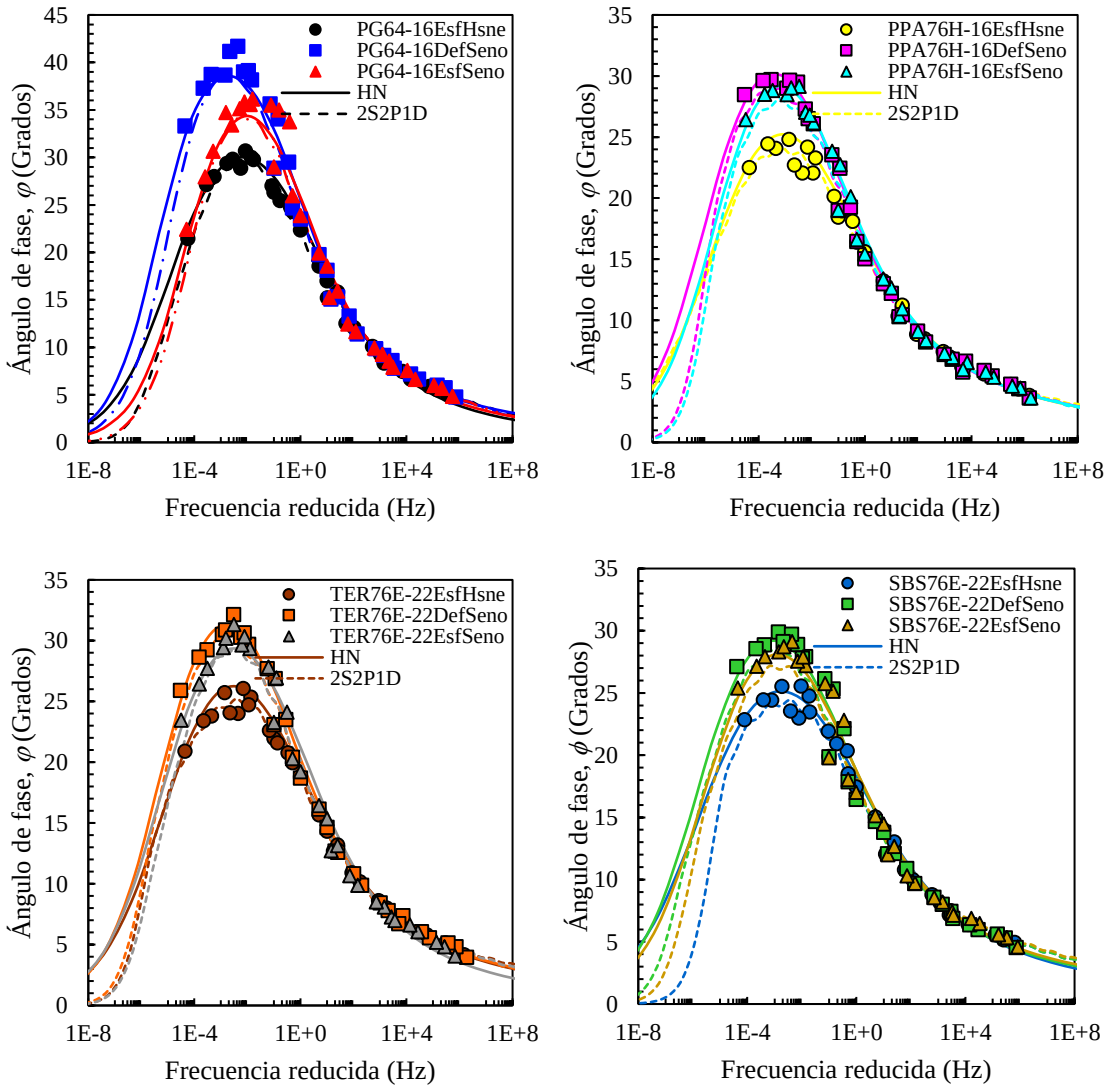


Figura 3-14. Curvas maestras del ángulo de fase obtenidas a través del espectro de relajación construidas a una temperatura de referencia de 20°C para las distintas condiciones de ensayo (*EsfHsne*, *DefSeno* y *EsfSeno*) de las mezclas fabricadas con los asfaltos: (a) PG64-16, (b) PPA76H-16, (c) TER76E-16, y (d) SBS76E-22.

Las curvas maestras del ángulo de fase mostraron las mayores diferencias entre los distintos modos de control de ensayo (*EsfHsne*, *DefSeno* y *EsfSeno*). Por lo tanto, una comparación de las curvas maestras del ángulo de fase obtenidas a través de interconversión por medio de la Ecuación

(3-13) con los datos experimentales es un paso muy importante para validar la precisión de los espectros de relajación.

La Figura 3-14, muestra las curvas maestras del ángulo de fase construidas a una temperatura de referencia de 20°C y obtenidas a través de interconversión desde el espectro de relajación y los datos experimentales de cuatro mezclas asfálticas para los distintos modos de control de ensayo. Las curvas maestras obtenidas a través de los espectros de relajación se ajustan muy bien a los datos experimentales de la misma forma que los modelos utilizados (2S2P1D y HN), lo que significa que los espectros de relajación describen de forma adecuada el comportamiento viscoelástico de las mezclas en estudio para las distintas condiciones de ensayo.

3.6. Conclusiones

En este capítulo, se discutieron las diferencias entre las propiedades VEL del concreto asfáltico medidas y calculadas bajo distintos historiales de carga. Las diferencias en el comportamiento *VEL* fueron analizadas en el dominio de la frecuencia y el tiempo, a través de dos modelos con diferentes bases teóricas. Para demostrar las diferencias observadas se presentaron resultados de los distintos tipos de mezclas asfálticas en estudio, donde la diferencia entre ellas es el tipo de asfalto utilizado, incluyendo un asfalto convencional y cinco modificados. La principal diferencia en la configuración de los ensayos realizados fue la aplicación de dos historiales de carga, uno de tipo sinusoidal (tensión-compresión) y el otro de tipo haversine (compresión) con aproximadamente la misma amplitud de deformación pico-pico para los dos. El primero se realizó tanto en control de deformación como de esfuerzo y el segundo solamente en control de esfuerzo.

El análisis de los ciclos de histéresis en el gráfico esfuerzo-deformación mostraron que, para los ensayos de tensión-compresión con control de deformación y esfuerzo (*DefSeno* y *EsfSeno*), el alcanzar el estado estacionario depende de la componente que domine el comportamiento en el asfalto usado para fabricar la mezcla, siendo que cuando la componente elástica fue la dominante se alcanzó el estado estacionario y se presentó un nivel más bajo de deformación no recuperable. Por el contrario, los ensayos de compresión con control de esfuerzo (*EsfHsne*) nunca se alcanzó la condición de estado estable para ningún tipo mezcla asfáltica, además de que se presenta una significativa deformación no recuperable durante el tiempo de ensayo. Como consecuencia de esta deformación no recuperable se observó una mayor dispersión en los resultados para un mismo concreto asfáltico.

Las principales diferencias observadas en el comportamiento VEL ocurrieron en las curvas maestras del módulo complejo de Young a bajas frecuencias reducidas o altas temperaturas, y a través de picos inferiores de las curvas maestras del ángulo de fase para los ensayos en compresión en comparación con los ensayos de tensión-compresión. Estas diferencias asociadas a la configuración del ensayo ocurren debido a que, en primer lugar, la deformación no recuperable (permanente) se presenta como resultado de aplicar solamente carga de compresión en el espécimen y, en segundo lugar, el impacto del agregado en la rigidez, debido al incremento en su entrelace y, por lo tanto, en el incremento en el módulo complejo. Los picos del ángulo de fase son reducidos debido el incremento de la componente elástica causado por el incremento en el entrelace del agregado. Cuando un historial de tensión-compresión es aplicado, ocurre una deformación permanente muy pequeña o nula. Consecuentemente, la rigidez resultante es principalmente dependiente de las propiedades del ligante asfáltico, y como resultado se obtienen picos del ángulo de fase mayores debido al incremento en la componente viscoelástica. Los modelos 2S2P1D y HN mostraron ser capaces de representar el comportamiento VEL de las diferentes mezclas asfálticas bajo las distintas configuraciones de carga.

Las expresiones analíticas del espectro de relajación continuo $H(\tau)$, para los modelos 2S2D1P y HN permitieron la construcción del módulo de relajación $E(t)$ en el dominio del tiempo a través de la integración numérica de las ecuaciones derivadas de cada modelo. Se observó una diferencia ligera en la forma de los espectros obtenidos con cada modelo sobre todo a bajos tiempos de relajación, lo cual se atribuyó al ajuste de cada modelo con los datos experimentales. A pesar de esto, los tiempos de relajación característicos fueron muy similares para ambos modelos. La mezcla fabricada con asfalto convencional mostró un comportamiento más viscoso en comparación con las mezclas fabricadas con asfaltos modificados, mientras que el ensayo *DefSeno* presentó los valores pico más altos de los espectros, representando un comportamiento más viscoso. Lo anterior fue comprobado con las curvas maestras de $E(t)$, en donde se observó una mayor relajación de esfuerzos para la mezcla convencional comparada con las mezclas modificadas con polímeros, y para los ensayos *DefSeno* comparados con los ensayos *EsfSeno* y *EsfHsne*. Además, una mayor pendiente (m) de la curva maestra de $E(t)$ fue obtenida para la mezcla convencional en comparación con las mezclas modificadas, y para los ensayos de tensión-compresión (*DefSeno* y *EsfSeno*) en comparación con los ensayos de compresión (*EsfHsne*).

Por último, para verificar la confiabilidad de espectros obtenidos con los modelos 2S2D1P y HN se obtuvieron las curvas maestras de E^* y φ a través de interconversión y se graficaron con los datos experimentales. Estas gráficas mostraron que los dos modelos se ajustan muy bien a los resultados de los ensayos, por lo cual, se verificó que los espectros obtenidos con las soluciones analíticas de los modelos pueden ser usados para representar el comportamiento VEL de forma precisa.

CAPÍTULO 4 EVALUACIÓN DEL DAÑO POR FATIGA EN EL CONCRETO ASFÁLTICO INCORPORANDO UN MODELO VISCOELÁSTICO LINEAL EN LA FORMULACIÓN DEL MODELO S-VECD

4.1. Resumen

Este capítulo evalúa la susceptibilidad del concreto asfáltico al agrietamiento por fatiga usando el modelo simplificado de daño continuo viscoelástico (S-VECD). Un modelo capaz de representar el comportamiento viscoelástico lineal (VEL) fue integrado a la formulación existente del modelo S-VECD, con el objetivo de expandir sus capacidades en la caracterización del daño por fatiga. El programa experimental incluyó la caracterización de las propiedades VEL de cuatro mezclas asfálticas fabricadas con un asfalto convencional y tres modificados, aplicando dos tipos de historial de carga en dos geometrías de especímenes distintas. Para la evaluación del daño a fatiga se realizaron ensayos de fatiga cíclica uniaxial en especímenes cilíndricos por medio de dos protocolos de ensayo distintos. Una detallada definición del criterio de falla experimental fue realizada, además de la verificación de este criterio, lo cual proporcionó mayor confiabilidad a los resultados obtenidos. Los resultados obtenidos mostraron que las mezclas asfálticas fabricadas con asfaltos modificado con polímeros presentaron la mejor resistencia a la fatiga. Finalmente, como resultado de un análisis de sensibilidad realizado, se recomienda que se aplique el mismo tipo de historial de carga tanto para los ensayos de caracterización de las propiedades VEL como para los ensayos de fatiga uniaxial, con la finalidad de relacionar de mejor forma la viscoelasticidad y el crecimiento del daño.

Palabras clave: viscoelasticidad lineal, fatiga cíclica, criterio de falla, crecimiento de daño

4.2. Introducción

La fatiga en los materiales se refiere a los cambios en sus propiedades como resultado de la aplicación de cargas cíclicas. La falla por fatiga es considerada como una de las principales fallas estructurales en los pavimentos flexibles. La cual, generalmente se produce bajo la aplicación de cargas con amplitudes de esfuerzos/deformaciones mucho menores que la capacidad de resistencia de los materiales causando su degradación y finalmente generando la falla en la

estructura. Los criterios clásicos para el diseño por fatiga involucran la caracterización de la vida a fatiga a la falla en términos del rango de esfuerzo o de deformación cíclicos. En estos métodos, el número de ciclos necesarios para inducir la falla de fatiga en especímenes de laboratorio es estimada bajo amplitudes controladas de esfuerzos o deformaciones cíclicas. La vida a la fatiga resultante incorpora el número de ciclos para el inicio de un agrietamiento dominante y para la propagación de este mecanismo de daño predominante hasta que la falla catastrófica ocurra (Suresh 1998).

Al igual que en otras áreas de ingeniería, la investigación del daño por fatiga en el concreto asfáltico (CA) ha sido un campo activo de investigación. Los estudios en este campo se han centrado en desarrollar un criterio unificado para la evaluación del comportamiento a fatiga del CA. Uno de estos estudios fue realizado en distintos laboratorios de Europa por Di Benedetto et al. (2004a), ellos evaluaron 11 diferentes métodos de prueba realizando más de 150 ensayos de fatiga durante la investigación. El análisis de resultados se realizó utilizando tanto el criterio clásico como el criterio de daño continuo. El criterio clásico fue considerado como limitado en la caracterización de la fatiga de los materiales asfálticos y estructuras de pavimentos, mientras que consideraron que los modelos basados en la teoría de daño continúo investigados pueden constituir los siguientes pasos hacia un modelo racional de caracterización de fatiga mecanicista.

En otro estudio realizado por Zhou et al. (2016) se evaluaron distintos ensayos de fatiga en el CA. El alcance de este estudio no solo se limitó a la evaluación de los ensayos para caracterizar el agrietamiento por fatiga sino también se evaluaron los ensayos para caracterizar el agrietamiento térmico y reflectivo. El estudio se centró en identificar los ensayos de agrietamiento más adecuados para ser usados en el diseño rutinario de las mezclas asfálticas y la predicción de su desempeño. Estos ensayos fueron propuestos para ser evaluados en otro estudio complementario por medio de un diseño experimental de campo para la validación de cada uno de ellos.

Una de las metodologías que ha ganado bastante aceptación en las últimas décadas y que es mencionada en los estudios anteriormente descritos, es el modelo de daño continuo viscoelástico (VECD), el cual está basado en el trabajo teórico de Schapery, inicialmente en la fractura de materiales viscoelásticos y posteriormente en el daño distribuido (Schapery 1981; Schapery 1997; Schapery 1999). Aunque la teoría fundamental que sustenta al modelo VECD ha estado vigente por muchos años, la solución precisa para cada uno de sus componentes ha evolucionado con el tiempo (Braham y Underwood 2016). El trabajo inicial para el desarrollo del modelo fue llevado

a cabo por Kim y Little (1990) quienes aplicaron la teoría de daño continuo para describir el comportamiento de una arena con asfalto bajo carga cíclica con control de deformación. Lee y Kim (1998a, 1998b) continuaron con el desarrollo del modelo para describir el comportamiento del CA bajo cargas cíclicas con control tanto de esfuerzo como de deformación. Ellos emplearon un parámetro de normalización de daño con respecto a su máximo valor, mostrando que ensayos a múltiples niveles de deformación podían ser descritos usando una sola función de daño. Daniel y Kim (2002) también utilizaron el modelo VECD, pero ellos se apegaron a la teoría original de Schapery en una forma matemática más rigurosa para eliminar el parámetro de normalización de daño. Además, Daniel y Kim propusieron el modelo VECD como una componente clave de un procedimiento de ensayo simplificado de fatiga. Chehab et al. (2002) demostraron que el mismo principio de superposición tiempo-temperatura que se aplica cuando se considera el comportamiento viscoelastico lineal (VEL) puede tambien aplicar cuando se presenta el crecimiento del daño.

Underwood et al. (2010b) refinaron el trabajo de Daniel y Kim (2002) y Chehab et al. (2002) para desarrollar una formulación que puediera modelar los resultados de la fatiga ciclica y los resultados bajo una carga monotonica con el fundamento de una simple funcion matematicamente rigurosa. Este modelo descrito como modelo simplificado de daño continuo viscolastico (S-VECD), realiza de forma distinta el cálculo del daño para el primer ciclo y para ciclos posteriores.

Si bien el modelo S-VECD ha tenido una gran aceptación y ha sido usado ampliamente para analizar el comportamiento a fatiga del CA (Zhang et al. 2013; Sabouri et al. 2015; Xie y Shen 2016; Yousefi Rad et al. 2017; Miglietta et al. 2018; Hasan et al. 2019), aún existen algunos aspectos que necesitan ser refinados con el objetivo de mejorar la confiabilidad de los resultados obtenidos, algunos de estos puntos de mejora son: el criterio de falla (Sabouri y Kim 2014; Wang y Kim 2017), la geometría de los especímenes de ensayo (Lee et al. 2017a; Lee et al. 2017b; Kutay y Lanotte 2018), la definición del parámetro alfa (Kutay et al. 2008; Underwood et al. 2010b). En la presenta investigación, se consideró que existen otros aspectos por mejorar, como: la caracterización viscoelástica lineal, el modo de compactación de los especímenes y la simulación de la vida a fatiga.

4.3. Objetivos

El objetivo principal de este capítulo es verificar las capacidades del modelo S-VECD para caracterizar el comportamiento a fatiga del CA, definiendo cada uno de los pasos necesarios para calibrar el modelo, incorporando una metodología completa para modelar el comportamiento viscoelástico lineal y comparando dos modos de compactación distintos.

Para cumplir con el objetivo planteado en primer lugar, una revisión detallada del modelo S-VECD y la formulación del modelo VEL es realizada. Para validar el modelo VEL propuesto, cuatro mezclas asfálticas fueron ensayadas variando las geometrías de los especímenes de ensayo y el historial de carga aplicado. Posteriormente, se presentan las curvas de daño para las dos geometrías y modos de control de ensayo, y se discute la variabilidad de cada una de ellas. A continuación, una definición detallada del criterio de falla experimental, del modelo y de la simulación de la vida a fatiga es presentada y ejemplificada. Finalmente, se realiza un análisis de sensibilidad del parámetro alfa.

4.4. Modelo VECD

El modelo de Daño Continuo Viscoelástico (VECD) es un modelo mecanicista que estima la progresión del daño en un material y la reducción de la rigidez resultante bajo la aplicación de cargas. La base del modelo VECD consiste en dos componentes clave: la relación del daño característico y el criterio de falla. La relación del daño característico es una función del material que describe la pérdida de integridad debido a la acumulación del daño, mientras que el criterio de falla sirve como fundamento para la predicción del desempeño a fatiga (Cao y Wang 2019).

El modelo VECD está construido sobre tres conceptos: (1) el principio de correspondencia elástico-viscoelástico basado en la pseudo-deformación (ε^R) para modelar el comportamiento viscoelástico del material; (2) la teoría de trabajo potencial basada en la mecánica del daño continuo para modelar los efectos del micro-agrietamiento en el comportamiento constitutivo global y (3) el principio de superposición tiempo-temperatura (PSt-T) con crecimiento de daño para incluir en conjunto los efectos de tiempo/incremento y temperatura (Underwood et al. 2010b).

El concepto llamado “principio de correspondencia elástico-viscoelástico (CE-V)” fue introducido por Schapery (1984), el cual puede ser aplicado para materiales viscoelásticos tanto lineales como no-lineales. De acuerdo con el principio CE-V, las ecuaciones constitutivas para un material viscoelástico son equivalentes a las ecuaciones de un material elástico, cuando el concepto

de pseudo-deformación es usado en lugar de la deformación actual. La pseudo-deformación puede ser considerada como el esfuerzo VEL, y es calculado por medio de una integral de convolución (Kutay y Lanotte 2018):

$$\varepsilon^R = \frac{1}{E_R}\int_0^t E(t-\tau)\frac{d\varepsilon}{d\tau}d\tau \tag{4-1}$$

donde ε^R es la pseudo-deformación, E_R es el módulo de referencia, $E(t)$ es el módulo de relajación VEL, t es el tiempo, y τ es la variable de integración. El módulo de referencia E_R es comúnmente definido como la unidad y tiene las mismas unidades que el módulo de relajación. Si se usa la pseudo-deformación en lugar de la deformación física, la relación constitutiva de esfuerzo-deformación, puede rescribirse como:

$$\sigma = E_R \cdot \varepsilon^R \tag{4-2}$$

En los modelos de daño continuo las observaciones a macroescala son usadas para caracterizar el material en lugar del comportamiento a microescala. El enfoque usado en el modelo VECD considera un cuerpo dañado con una distribución espacial de la rigidez, pero trata a este cuerpo como no-dañado con una rigidez homogénea, aunque reducida. A nivel de macroescala, el método más conveniente para evaluar la rigidez efectiva es el módulo secante instantáneo, el cual para el modelo VECD es definido en el espacio esfuerzo - pseudo-deformación y normalizado por la variabilidad de espécimen a espécimen, usando la relación de módulo dinámico (RMD) (Underwood 2016):

$$C = \frac{\sigma}{\varepsilon^R \cdot RMD} \tag{4-3}$$

donde C es el módulo pseudo-secante. El cual puede ser definido como la relación del módulo a cierto tiempo de carga con el módulo inicial (sin daño – VEL), donde C=1 es el valor máximo y C=0 es el valor mínimo (Kutay y Lanotte 2018).

La RMD, es usada para asegurar que los transductores de medición y el actuador de carga están adecuadamente alineados, además de identificar cualquier problema potencial que pueda existir en el espécimen de ensayo (Underwood et al. 2012). Y se calcula como sigue:

$$RMD = \frac{E^*_{singular}}{E^*_{VEL}} \tag{4-4}$$

El $E^*_{singular}$ (también conocido como fingerprint modulus) se obtienen para cada espécimen de ensayo, aplicando 50 ciclos con un historial de carga sinusoidal (esfuerzo medio igual a cero) a una magnitud de carga que induzca una magnitud de deformación pico a pico de 50-75 microdeformaciones, ya que mayores magnitudes de deformación pueden dañar el espécimen. Por otro lado, el E^*_{VEL} es el módulo promedio representativo para la mezcla de interés a la temperatura y frecuencia de interés y se calcula con la siguiente ecuación:

$$E^*_{VEL} = \sqrt{\left[E_\infty + \sum_{m=1}^{N} \frac{E_m \omega_R^2 \rho_m^2}{\omega_R^2 \rho_m^2 + 1}\right]^2 + \left[\sum_{m=1}^{N} \frac{E_m \omega_R^2 \rho_m^2}{\omega_R^2 \rho_m^2 + 1}\right]^2} \tag{4-5}$$

donde ω es la frecuencia angular usada en el experimento del módulo singular, E_∞, E_m y ρ_m son los términos de los coeficientes de Prony, y ω_R es la frecuencia reducida usada en el experimento de módulo singular, definido como: $\omega_R = \omega * a_T$, a_T es el factor de desplazamiento tiempo-temperatura para el experimento de módulo singular.

Con respecto al el daño, este es cuantificado por analogía a la teoría de trabajo potencial de Schapery, originalmente derivada para condiciones de carga axiales y posteriormente generalizado para una representación completa de tres dimensiones (Schapery 1990). Las ecuaciones básicas para la teoría de daño son:

1) La función de densidad de energía de la pseudo-deformación

$$W^R = f(\varepsilon^R, S) \tag{4-6}$$

2) La relación esfuerzo - pseudo-deformación

$$\sigma = \frac{\partial W^R}{\partial \varepsilon} \tag{4-7}$$

3) Y la ley de evolución de daño

$$\frac{dS}{dt} = \left(-\frac{\partial W^R}{\partial S}\right)^\alpha \tag{4-8}$$

En las Ecuaciones (4-6)-(4-8), *S* es la variable interna de estado que representa el daño y cuantifica los cambios microestructurales que resultan en la reducción de la rigidez y α es la tasa de evolución del daño. Para el concreto asfáltico *S*, representa la cantidad/extensión/volumen de las microgrietas/micro-daño y es válido solo para la región del comportamiento en el material, antes de que el daño se conecte y se localice en una sola macrogrieta dominante (proceso también

conocido como *localización*), y antes de que las suposiciones relacionadas con la naturaleza del continuo sean violadas y se deban hacer ajustes teóricos.

El parámetro α representa la propensión del material de disipar energía durante el agrietamiento. Es equivalente al exponente (*k*) de la integral *J* usado en mecánica de fractura que determina la velocidad del agrietamiento usando la siguiente ecuación (Kutay y Lanotte 2018):

$$\frac{da}{dt} = A(J_v)^k \tag{4-9}$$

donde *da*/*dt* es la velocidad de agrietamiento, J_v es la integral *J* generalizada y, *A* y *k* son constantes. Schapery (1975) mostró que k (=α) está relacionada con las curvas de fluencia o relajación del material. El parámetro α está relacionado a través de la inherente dependencia con el tiempo en la viscoelasticidad, como se expresa en el valor de la pendiente máxima (*m*) del módulo de relajación en escala logarítmica (Underwood et al. 2010b). En el caso de una simple macrogrieta, si la energía de fractura del material y el esfuerzo de falla son constantes, entonces $\alpha = 1/m + 1$, pero si el proceso de factura incrementa y la energía de fractura son constantes, entonces $\alpha = 1/m$. En el caso de microgrietas distribuidas no hay una relación teórica, pero es considerado una ventaja el relacionar α con la VEL inherente (Underwood et al. 2010b).

El cálculo de la ecuación de daño puede ser obtenida de acuerdo al procedimiento descrito por Underwood et al. (2006) utilizando las Ecuaciones (4-6)-(4-8). La ecuación final de daño en forma discreta es la siguiente:

$$dS_i = \left(-\frac{1}{2}(\varepsilon_i^R)^2 \Delta C_i\right)^{\alpha/1+\alpha} (\Delta\xi)_i^{1/1+\alpha} \tag{4-10}$$

donde las variables $\varepsilon^R, \Delta C$ y $\Delta\varepsilon$ son conocidas a cada paso del tiempo (*i*) para todo el historial de carga. El término ΔC en la Ecuación (4-10) indica la diferencia finita entre los valores de *C* para ciclos consecutivos *i* y *i* – 1. Para caracterizar o aplicar este modelo a datos cíclicos se requiere que la pseudo-deformación, pseudo-rigidez y el daño deben ser calculados y acumulados para el historial de carga completo.

La idea principal del modelo VECD es que la curva C (pseudo rigidez) vs S (daño) es independiente de la temperatura, magnitud, velocidad y modo de carga, por lo cual, también se le conoce como curva característica. Por lo tanto, teóricamente una vez que la curva característica de un CA es obtenida usando un solo tipo de ensayo a cierta temperatura especifica/modo de carga/velocidad de carga, la respuesta esfuerzo-deformación del mismo material a otras

temperaturas, magnitudes, velocidades y modos de carga puede ser calculada desde esta curva C vs S. Sin embargo, este tipo de curva no es universal ya que cambios en la microestructura del material, como el contenido de vacíos de aire pueden cambiar la curva C vs S (Kutay y Lanotte 2018).

Para ajustar a una función la curva C vs S, se pueden utilizar cualquiera de las Ecuaciones (4-11), con una forma exponencial o (4-12), con una forma de potencia. La decisión de cual forma del modelo utilizar es dependiente de la mezcla que se esté evaluando y el modelo seleccionado deberá de representar de forma adecuada el comportamiento de la curva C vs S.

$$C(S) = e^{aS^b} \tag{4-11}$$

$$C(S) = 1 - C_{11}S^{C_{12}} \tag{4-12}$$

donde *a*, *b*, C_{11} y C_{12} son las constantes de ajuste de los modelos.

El ultimo concepto sobre el cual se fundamenta el modelo VECD es principio de superposición tiempo-temperatura (PSt-T) para grandes deformaciones. El PSt-T con crecimiento de daño es usado para hacer posible la predicción de los esfuerzos/deformaciones a diferentes temperaturas con el modelo VECD. En el CA, la validación del PSt-T para grandes deformaciones fue realizada por Schwartz et al. (2002) y Chehab et al. (2002) para compresión y tensión, respectivamente. Ellos mostraron que los factores obtenidos de la caracterización VEL pueden ser aplicados a estados de daño. El principio de superposición tiempo-temperatura establece que las variables del tiempo (*t*) y la frecuencia (*f*) pueden ser remplazadas con por el tiempo reducido (ξ) y frecuencias reducida (f_R), respectivamente. Con la finalidad de formar una curva suave desplazando horizontalmente las curvas isócronas obtenidas a diferentes temperaturas. Estas variables reducidas son función de la temperatura:

$$t_R = \frac{t}{a_T} \tag{4-13}$$

$$f_R = f * a_T \tag{4-14}$$

Schwartz et al. (2002) y Chehab et al. (2002) demostraron que:

$$a_{T-VEL} \cong a_{T-D} \cong a_{T-VP} \tag{4-15}$$

donde a_{T-VEL}, a_{T-D} y a_{T-VP} son los factores de desplazamiento tiempo-temperatura en el rango VEL, con daño y en estado viscoplástico, respectivamente. Como resultado, el a_T medido en los ensayos del módulo dinámico puede ser usado en estados con daño y también cuando existen deformaciones viscoplásticas. Uno de los modelos más ampliamente usados para obtener el factor

de desplazamiento es el de Williams-Landen-Ferry, el cual fue usado en esta investigación para ajustar las curvas maestras de las diferentes propiedades viscoelásticas analizadas.

$$a_T = \frac{-C_1(T - T_0)}{[C_2 + (T - T_0)]} \tag{4-16}$$

donde C_1 y C_2 son constantes del modelo, T y T_0 son las temperaturas de ensayo y de referencia, respectivamente.

4.4.1. Modelo simplificado de daño continuo viscoelástico

En el caso de ensayos de fatiga con carga cíclica, el uso de las ecuaciones del modelo VECD es más complejo y propenso a introducir errores adicionales en el cálculo del daño. Para resolver esta problemática, Underwood et al. (2010b) desarrolló el modelo de daño continuo viscoelástico simplificado (S-VECD). El modelo S-VECD contempla el cálculo del daño en dos etapas: en la primera considera la acumulación del daño en la trayectoria de la mitad inicial del primer ciclo de carga y la segunda considera el daño para los ciclos adicionales de carga. La proporción de carga en la mitad inicial del primer ciclo es significativa, debido a que el crecimiento del daño puede ser muy importante. Además, de que la suposición del estado estable en esta proporción del historial de carga es demasiado imprecisa (Underwood et al. 2010b).

Las ecuaciones necesarias para caracterizar el modelo S-VECD se muestran en las Ecuaciones (4-17) a (4-19). Debe de notarse que se utiliza una metodología de muestreo por partes para determinar algunos parámetros, debido a que los cálculos son diferentes para la trayectoria del primer ciclo de carga que para los ciclos subsecuentes del ensayo. De acuerdo a Underwood et al. (2012) los primeros cinco ciclos del ensayo también son afectados por las simplificaciones adoptadas. Por lo que, como práctica recomendada, el cálculo del daño incluye el primer ciclo de carga, pero no incluye los resultados de los cuatro ciclos posteriores. La metodología adoptada en el modelo S-VEC, hace uso del rigor teórico con soluciones prácticas y produce curvas características de daño precisas.

$$\varepsilon^R \begin{cases} \varepsilon^R = \dfrac{1}{E_R}\displaystyle\int_0^{\xi} E(\xi - \tau)\frac{d\varepsilon}{d\tau}d\tau & \xi \le \xi_p \\ (\varepsilon^R_{0,ta})_{ciclo\ i} = \dfrac{1}{E_R}\cdot\dfrac{\beta+1}{2}\left(\left(\varepsilon_{0,pp}\right)_i |E^*|_{VEL}\right) & \xi > \xi_p \end{cases} \tag{4-17}$$

$$C\begin{cases} C = \dfrac{\sigma}{\varepsilon^R \cdot RMD} & \xi \le \xi_p \\ C^* = \dfrac{\sigma_{0,ta}}{\varepsilon^R_{0,ta} \cdot RMD} & \xi > \xi_p \end{cases} \tag{4-18}$$

$$dS\begin{cases} (dS_{transitorio})_{pasodeltiempo\ j} = \left(-\dfrac{RDM}{2}(\varepsilon^R)_j^2\,\Delta C_j\right)^{\alpha/\alpha+1} \cdot (\Delta\xi)_j{}^{1/\alpha+1} & \xi \le \xi_p \\ (dS_{ciclico})_{ciclo\ i} = \left(-\dfrac{RDM}{2}\left(\varepsilon^R_{0,ta}\right)_i^2\,\Delta C_i\right)^{\alpha/\alpha+1} \cdot \left[\Delta N_i \cdot \Delta\xi_p \cdot K_1\right]^{1/\alpha+1} & \xi > \xi_p \end{cases} \tag{4-19}$$

donde ε^R es la pseudo-deformación, ε es la deformación, $E(\xi)$ es el módulo de relajación VEL, τ es la variable de integración, ξ es el tiempo reducido (Ecuación (4-20)), ξ_p es el pulso de tiempo reducido (Ecuación (4-21)), $\varepsilon_{0,pp}$ es la magnitud de deformación pico-pico (especifica de un ciclo), $\varepsilon^R_{0,ta}$ es la amplitud de la pseudo-deformación de tensión (especifica de un ciclo), $\sigma_{0,ta}$ es la magnitud del esfuerzo pico-pico (especifico de un ciclo), β es el factor de forma de carga (Ecuación (4-22)), *dS* es el incremento del crecimiento del daño durante el paso del cálculo, ΔC_j es la diferencia finita entre los valores de *C* pasos de tiempo consecutivos *j* y *j*-1, ΔC_i es la diferencia finita entre los valores de *C* a los ciclos *i* y *i*-ΔN, $\Delta\xi$ es la diferencia finita entre el tiempo reducido a pasos consecutivos de tiempo *j* y *j*-1, ΔN_i es el número de ciclos entre los pasos de cálculo para una proporción cíclica y K_1 es el factor de forma de carga (Ecuación (4-23)).

$$\xi = \frac{t}{a_T} \tag{4-20}$$

$$\xi_p = \frac{t_p}{a_T} \tag{4-21}$$

donde *t* es el tiempo, t_p es el pulso de tiempo y a_T es el factor de desplazamiento tiempo-temperatura de la caracterización VEL.

$$\beta_i = \frac{\left(\sigma_{pico}\right)_i + (\sigma_{valle})_i}{\left|\sigma_{pico}\right|_i + \left|\sigma_{valle}\right|_i} \tag{4-22}$$

$$K_1 = \frac{1}{\xi_{final} - \xi_{inicial}} \int_{\xi_{inicial}}^{\xi_{final}} (f(\xi))^{2\alpha} d\xi \tag{4-23}$$

donde $\xi_{inicial}$ es el tiempo reducido inicial cuando el daño inicia en el ciclo de carga (Ecuación (4-24)), ξ_{final} es el tiempo reducido final cuando el daño se detiene en carga cíclica (Ecuación (4-25)), *f* es la frecuencia de carga y $f(\xi)$ es la función de carga.

$$\xi_{inicial} = \frac{\cos^{-1}(\beta)}{2\pi f} \tag{4-24}$$

$$\xi_{final} = \frac{1}{f} - \frac{\cos^{-1}(\beta)}{2\pi f} \tag{4-25}$$

4.4.2. Procedimiento de calibración del modelo S-VECD

La calibración del modelo S-VECD involucra el cálculo de la pseudo-rigidez (C) y el parámetro de daño (S) desde las pruebas de laboratorio realizadas con distintos protocolos y posteriormente, realizar el ajuste de una ecuación a la curva característica. En la presente investigación se utilizó el procedimiento descrito a continuación, el cual está basado en las recomendaciones emitidas por Underwood et al. (2012) y Kutay y Lanotte (2018), para calcular los valores de C vs S a distintos tiempos usando los datos de esfuerzo-deformación-tiempo.

Etapa 1. Realizar el ensayo de módulo complejo (E^*) (AASHTO T-342 2015a) y obtener la curva maestra de E^*, el modelo más ampliamente utilizado para obtener la curva maestra es la función sigmoidea (AASHTO R-62 2013):

$$\log|E^*| = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta + \gamma \log(f_R)}} \tag{4-26}$$

donde $|E^*|$ es el módulo dinámico y, α, β, δ y γ son los parámetros de ajuste

Etapa 2. Calcular la curva maestra del módulo de relajación ($E(t)$) a través de interconversión (Park y Schapery 1999), siguiendo el procedimiento descrito en AASHTO TP-107 (AASHTO 2014). En donde se recomienda utilizar la función sigmoidea para obtener la curva maestra del módulo de almacenamiento (E').

$$\log E' = k + \frac{\beta}{1 + e^{\delta + \gamma log(f_R)}} \tag{4-27}$$

donde k, β, δ y γ son los parámetros de ajuste.

Posteriormente, se calcula el exponente de daño $\alpha = 1/m$ o $\alpha = 1/m + 1$, donde m es la pendiente máxima de la curva maestra del módulo de relajación. En esta investigación α fue calculada como $\alpha = 1/m + 1$ para todos los resultados presentados a menos que se indique lo contrario.

Etapa 3. Realizar los ensayos de fatiga cíclica uniaxial, con historial de carga sinusoidal (tensión-compresión). La forma más simple de llevar a cabo el ensayo es por medio del

control del desplazamiento del actuador (CX), aunque también se puede realizar con control de esfuerzo/deformación. En esta investigación los dos métodos de control fueron utilizados.

Etapa 4. Calcular la pseudo-deformación vs tiempo usando la Ecuación (4-17), de acuerdo con cada intervalo del ensayo

Etapa 5. Calcular la pseudo-rigidez vs tiempo usando la Ecuación (4-18).

Etapa 6. Calcular el parámetro de daño vs tiempo usando la Ecuación (4-19).

Etapa 7. Graficar la curva C vs S y realizar el ajuste con el modelo seleccionado para obtener la relación C(S), usando cualquiera de las Ecuaciones (4-11) o (4-12).

4.5. Implementación de un modelo VEL completo a la formulación del modelo S-VECD

Una de las modificaciones propuestas en la presente investigación es la de aplicar un modelo que cumpla con la teoría VEL, el cual sea aplicable para todas las propiedades viscoelásticas (es decir, módulo complejo, ángulo de fase, módulo de almacenamiento, módulo de pérdida, viscosidad compleja, tangente de pérdida, etc.) utilizando los mismos factores de desplazamiento obtenidos para una de ellas (por ejemplo, obtenidos para E^*). Con lo cual, se simplificaría el proceso de calibración del modelo S-VECD descrito anteriormente. A continuación, se define el modelo propuesto para cumplir con este propósito, así como las ecuaciones requeridas.

4.5.2. Modelo Havriliak-Negami (HN)

El desarrollo de este modelo se basó en las investigaciones realizadas por Havriliak & Negami (1966), al estudiar el comportamiento complejo de dispersión α en polímeros. En esta investigación, el modelo *Havriliak-Negami* (*HN*) es aplicado para estudiar las propiedades viscoelásticas de las mezclas asfálticas, ya que su confiabilidad para representar el comportamiento VEL del concreto asfáltico ha sido comprobada por diversos estudios (Gudmarsson et al. 2012; Zhao et al. 2013; Sun et al. 2015b; Sun et al. 2015a). La ecuación del modelo *HN*, relaciona el módulo complejo de Young E^* con el régimen de equilibrio a bajas frecuencias E_e, y el régimen del módulo vítreo a altas frecuencias E_g y puede ser escrito como:

$$E^*(\omega) = \frac{E_e - E_g}{[1 + (i\omega\tau_0)^{\alpha}]^{\beta}} + E_g = E'(\omega) + iE''(\omega) \quad (4\text{-}28)$$

donde ω es la frecuencia angular ($\omega=2\pi f$, f es la frecuencia en Hz), τ_0 es el tiempo de relajación dependiente de la temperatura, i es el número unitario imaginario, α controla el ancho del espectro de relajación y β gobierna la asimetría del espectro de relajación. $E'(\omega)$ y $E''(\omega)$ son el módulo de almacenamiento y el módulo de pérdida, respectivamente.

Las curvas maestras del módulo de almacenamiento $(E'(\omega))$ y pérdida $(E''(\omega))$ del módulo complejo en la Ecuación (4-28), son derivadas a través del algebra compleja, resultando en las siguientes ecuaciones (Zhao et al. 2016).

$$E'(\omega) = E_g + \frac{E_e - E_g \cos(\beta\phi)}{[1 + 2\omega^2{\tau_0}^2 \cos\left(\frac{\alpha\pi}{2}\right) + \omega^{2\alpha}{\tau_0}^{2\alpha}]^{\beta/2}} \tag{4-29}$$

$$E''(\omega) = \frac{(E_e - E_g)\,\text{seno}(\beta\phi)}{[1 + 2\omega^2{\tau_0}^2 \cos\left(\frac{\alpha\pi}{2}\right) + \omega^{2\alpha}{\tau_0}^{2\alpha}]^{\beta/2}} \tag{4-30}$$

$$\phi = arctan\frac{\omega^{\alpha}{\tau_0}^{\alpha}\,\text{seno}(\frac{\alpha\pi}{2})}{1 + \omega^{\alpha}{\tau_0}^{\alpha}\cos\left(\frac{\alpha\pi}{2}\right)} \tag{4-31}$$

El ángulo de fase (δ) se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\delta = tan^{-1}\left(\frac{G''}{G'}\right) \tag{4-32}$$

4.5.1. Módulo de relajación continuo y discreto

El módulo de relajación de la Ecuación (4-1), el cual es basado en un modelo generalizado de Maxwell consiste en una serie de resortes y amortiguadores en la forma de series de Prony, puede ser expresado como sigue (Mun y Zi 2010):

$$E(t) = E_e + \sum_{i=1}^{N} E_i\left(e^{-t/\tau_i}\right) = E_g - \sum_{i=1}^{N} E_i\left(1 - e^{-t/\tau_i}\right) \tag{4-33}$$

donde τ_i y E_i son el enésimo tiempo y resistencia de relajación, respectivamente; E_e es el módulo de equilibrio, es decir, $lim_{t\to\infty}E(t)$; y $E_g = E_e + \sum_{i=1}^{N} E_i$ es el módulo vítreo (o instantáneo), es decir, $lim_{t\to 0}E(t)$. El número finito de parámetros $\{\ \tau_i, E_i\ \}(i = 1,\ldots, N)$ en Ecuación (4-33) constituye el llamado espectro de relajación discreto, el cual representa una distribución de módulos a través de los tiempos de relajación. La precisión de la representación de las series de Prony en la caracterización de las propiedades *VEL* mejora con el incremento en número y

densidad de los tiempos de relajación (Sun et al. 2015a). Cuando los tiempos de relajación tienen un espaciamiento infinitamente cercano, se puede obtener un espectro de relajación continuo $H(\tau)$. En consecuencia, el módulo de relajación $E(t)$ es definido en una forma integral como sigue (Tschoegl 1989).

$$E(t) = E_e + \int_{-\infty}^{\infty} H(\tau) e^{-t/\tau}\, d\ln\tau = E_g - \int_{-\infty}^{\infty} H(\tau)(1 - e^{-t/\tau})\, d\ln\tau \tag{4-34}$$

4.5.3. Espectro de relajación continuo y discreto

De acuerdo a la teoría *VEL*, el espectro de relajación continuo ($H(\tau)$) requerido en la Ecuación (4-34) puede ser derivado desde el módulo complejo de Young mediante la realización de una transformada inversa de Fourier-Laplace en la Ecuación (4-28), substituyendo $i\omega$ con $\tau^{-1}e^{\pm i\pi}$, lo que da lugar a la siguiente formulación (Tschoegl 1989)

$$H(\tau) = \mp ImE^*\left(\tau^{-1}e^{\pm i\pi}\right) \tag{4-35}$$

donde *Im* significa retener la parte imaginaria de la función. La solución aproximada para $H(\tau)$ entonces se puede obtener reescribiendo la Ecuación (4-35), como se muestra a continuación.

$$H(\tau) = \frac{\left(E_g - E_e\right)(\tau/\tau_0)^{\alpha\beta}\,\text{seno}(\beta\theta)}{\pi[1 + (\tau/\tau_0)^{2\alpha} + 2(\tau/\tau_0)^{\alpha}\cos(\alpha\pi)]^{\beta/2}} \tag{4-36}$$

$$\theta = arctan\frac{seno(\alpha\pi)}{\left(\tau/\tau_0\right)^{\alpha} + cos(\alpha\pi)} \tag{4-37}$$

Como se señaló anteriormente, el espectro de relajación continuo es el caso donde las constantes del tiempo del espectro discreto son infinitamente densas. Por lo tanto, las expresiones de las series de Prony del espectro discreto en la Ecuación (4-33) puede ser interpretado como la aproximación discreta de las integral en la Ecuación (4-34), como sigue (Sun et al. 2015a):

$$\begin{aligned} E(t) = E_e + \int_{-\infty}^{\infty} H(\tau) e^{-t/\tau} d\ln\tau \;&\approx E_e + \sum_{i=1}^{N}[H(t_i) \times \Delta\ln\tau_i] e^{-t/\tau_i} \\ &= E_e + \sum_{i=1}^{N} E_i e^{-t/\tau_i} \end{aligned} \tag{4-38}$$

Lo cual, implica que el espectro discreto puede ser eficientemente calculado por la siguiente ecuación.

$$E_i = H(\tau_i) \times \Delta \ln \tau_i \quad (4\text{-}39)$$

Es necesario mencionar que previo al cálculo del espectro discreto, un conjunto de τ_i debe de ser preseleccionado en el eje del tiempo en escala logarítmica, el cual es generalmente especificado equidistantemente. En este caso, $\Delta \ln \tau_i$ es definido como sigue:

$$\Delta \ln \tau_i = \ln 10^{1/n} \quad (4\text{-}40)$$

donde *n* es el número de τ_i por década.

4.6. Materiales y métodos de prueba

4.6.1. Materiales

Con la finalidad de comprobar la metodología propuesta en este estudio, cuatro mezclas asfálticas fabricadas con una misma granulometría y cambiando el tipo de asfalto fueron evaluadas. Para lo cual, cuatro ligantes asfálticos y un mismo tipo de agregado fueron empleados. Un asfalto convencional con clasificación grado de desempeño PG 64-16, sirvió de base para modificar los otros tres asfaltos, una descripción detallada de cada modificador empleado se incluye en el capítulo 2. El agregado pétreo de origen Basáltico fue obtenido de un banco de material ubicado en Ixtapaluca, Edo. de México. Se utilizó una granulometría densa con tamaño máximo nominal de 19 mm, la distribución granulométrica de los agregados se muestra en el capítulo 3. Las mezclas asfálticas fueron diseñadas acorde a la metodología Superpave para una energía de compactación de 100 giros y 4% de vacíos de aire, el contenido de asfalto de diseño fue de 5.6 % con respecto al peso de la mezcla. La Tabla 4.1, contiene las características de las mezclas asfálticas utilizadas en este capítulo.

Tabla 4-1. Características de las mezclas utilizadas para evaluar el comportamiento a fatiga

Mezcla	Tipo de asfalto	Temperatura de compactación (°C)
PG64-16	Asfalto convencional	145
PPA76H-16	PPA, tráfico Pesado (H)[1]	158
TER76V-22	Elvaloy® + PPA, tráfico Muy Pesado (V)[1]	160
SBS76V-22	SBS + Azufre, tráfico Muy Pesado (V)[1]	165

[1] Ensayo Multiple-Stress Creep-Recovery (MSCR), de acuerdo con AASHTO T350 y AASHTO M332

Dos equipos de compactación fueron usados para fabricar los especímenes de ensayo. Un equipo fue el compactador giratorio Superpave (SGC), con el cual se fabricaron muestras

cilíndricas y el otro fue el compactador de rodillo (Dyna-Comp®) para fabricar muestras prismáticas (placas). Las dimensiones de los especímenes fabricados con el SGC fueron de 150 mm de diámetro y 175 mm de altura, posteriormente fueron extraídos y cortados a la geometría final de ensayo que fue: 100 mm x 150 mm (diámetro x altura) para el ensayo de módulo complejo y 100 mm x 130 mm (diámetro x altura) para el ensayo de fatiga uniaxial, como se muestra en la Figura 4-1a. Las placas fabricadas con el equipo Dyna-Comp® tuvieron las siguientes dimensiones: 300 mm x 400 mm x 90 mm (ancho x largo x alto), posteriormente fueron cortadas a la mitad de su longitud (200 mm) para después extraer muestras cilíndricas y finalmente fueran cortadas a la geometría de ensayo de 70 mm x 140 mm (diámetro x altura), el proceso de fabricación de los especímenes y las dimensiones se muestran de forma esquemática en la Figura 4-1b.

Después de ser extraídas y cortadas a la geometría final de ensayo, los vacíos de aire de todas las muestras fueron medidos de acuerdo con AASHTO T-166 (AASHTO 2015b). Los vacíos objetivo de los especímenes de ensayo fueron 6.0 ± 0.5 % para todas las muestras, los especímenes que no entraron dentro de este rango fueron descartados para ser ensayados.

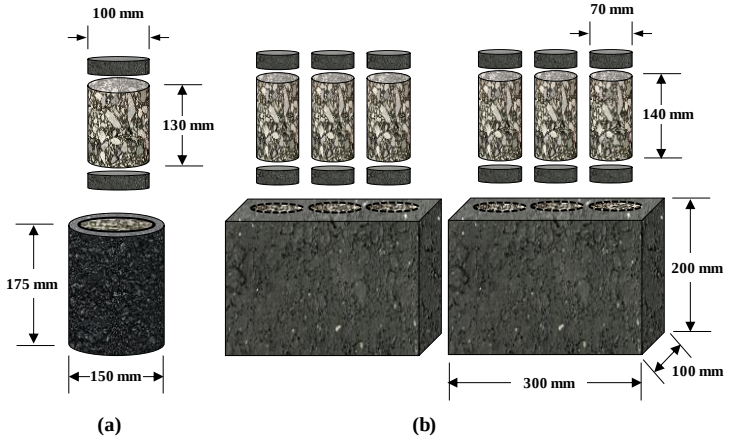


Figura 4-1. Preparación de los especímenes de ensayo fabricados con: (a) compactador giratorio y (b) compactador de rodillo

4.6.2. Métodos de prueba

Como se describió anteriormente, el procedimiento para calibrar el modelo S-VECD involucra el evaluar las propiedades viscoelásticas lineales del material, lo cual se lleva a cabo por medio del ensayo de módulo complejo y posteriormente se realiza la evaluación a la fatiga por medio del ensayo de fatiga uniaxial. A continuación, se describe el procedimiento para llevar acabo cada uno de estos ensayos.

El ensayo de módulo complejo se realizó bajo dos tipos de historiales de carga para los especímenes fabricados con el SGC, sinusoidal (es decir, tensión-compresión) bajo dos modos distintos de control de carga (deformación y esfuerzo) y haversine (es decir, compresión), los cuales se muestran en la Figura 4-2. El detalle de cada tipo de ensayo, así como las diferencias observadas en el comportamiento VEL para cada tipo de ensayo se discuten en el Capítulo 3. En el caso de los especímenes fabricados con el compactador de rodillo, también se aplicaron dos historiales de carga (sinusoidal y haversine) a los especímenes, sin embargo, en el caso del historial de carga sinusoidal, el ensayo solo se realizó bajo control de deformación debido a que los resultados obtenidos con el modo de control de esfuerzo son muy parecidos.

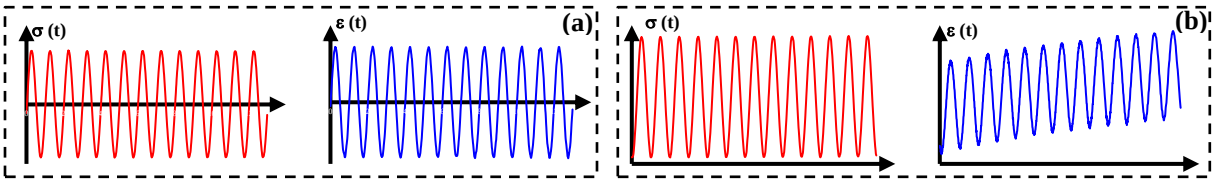


Figura 4-2. Representación del historial de carga para los distintos ensayos de módulo complejo: (a) sinusoidal y (b) haversine

El ensayo de módulo complejo se realizó para un rango de temperaturas de -10 °C a 54 °C y frecuencias de 25 Hz a 0.1 Hz. En el caso de la mezcla asfáltica fabricada con asfalto convencional se realizó una modificación a la temperatura más alta de ensayo para los especímenes de 70 mm x 140 mm (diámetro x altura) disminuyendo a 50° la temperatura máxima, debido a que los especímenes experimentaban una deformación permanente muy alta.

El ensayo de fatiga uniaxial se realizó de acuerdo con procedimiento descrito en AASHTO TP 107 (AASHTO 2014), bajo dos modos de control: por medio del desplazamiento del actuador (CX) y por medio de la deformación promedio en el espécimen (COS). La Figura 4-3 muestra de forma esquemática cada uno de los modos de control para el ensayo de fatiga uniaxial. En el ensayo CX, el desplazamiento del actuador se mantiene constante durante todo el ensayo (ver (1)) aplicando una función de tipo sinusoidal (3), por lo que, el historial esfuerzo-deformación varían a lo largo del ensayo hasta que se presenta la falla del espécimen, incrementándose exponencialmente la deformación y disminuyendo el esfuerzo (5). Por otro lado, en el ensayo COS la deformación promedio del espécimen es constante durante todo el ensayo, como se puede ver en (2) los primeros ciclos la amplitud de la función sinusoidal (4) aplicada se va ajustando hasta lograr la amplitud objetivo, lo cual resulta en que el historial esfuerzo-deformación sea variable al

inicio del ensayo, posteriormente la deformación se vuelve constante y el esfuerzo va disminuyendo hasta la falla del espécimen, en donde la deformación incrementa considerablemente y el desfuerzo disminuye (6).

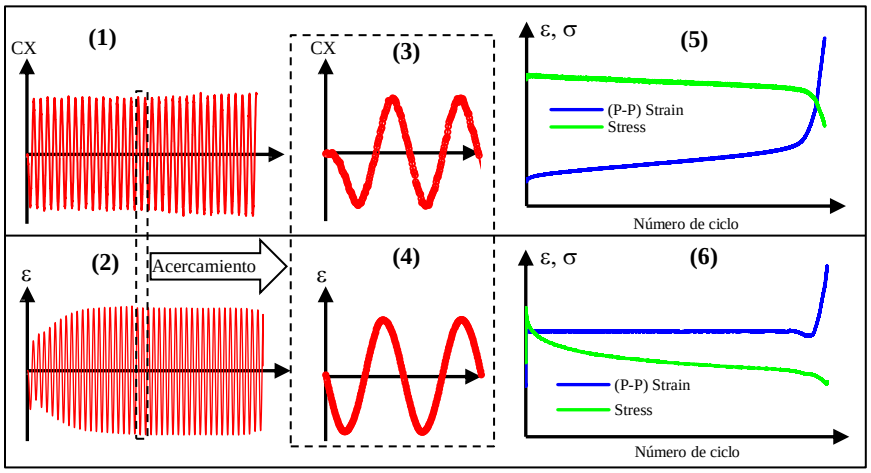


Figura 4-3. Diagrama de los modos de control de ensayo: (1) desplazamiento del actuador (CX) y (2) deformación en el espécimen (COS); acercamiento para un ciclo de carga: (3) CX y (4) COS; historiales de esfuerzo-deformación: (5) CX y (6) COS

4.7. Resultados y discusión

4.7.1. Propiedades viscoelásticas lineales

Las propiedades viscoelásticas lineales de las mezclas en estudio fueron evaluadas a través del módulo complejo de Young (E^*) y el ángulo de fase (δ). La Figura 4-4, muestra las curvas maestras de E^* a una temperatura de referencia de 20 °C obtenidas para el ensayo de control de deformación con un historial de carga sinusoidal. La leyenda en cada una de las gráficas significa lo siguiente: tipo de asfalto usado para producir el CA (por ejemplo, PPA), siguiente el grado del asfalto (por ejemplo, 76H-16), posteriormente, el tipo de control del ensayo (por ejemplo, *DefSeno*, control de deformación con historial de carga en tensión-compresión), y finalmente el diámetro del espécimen con 100 mm para los especímenes del SGC (marcadores circulares) y 70 mm para los especímenes del compactador de rodillo (marcadores cuadrados). La leyenda HN representa el modelo ajustado con los datos experimentales.

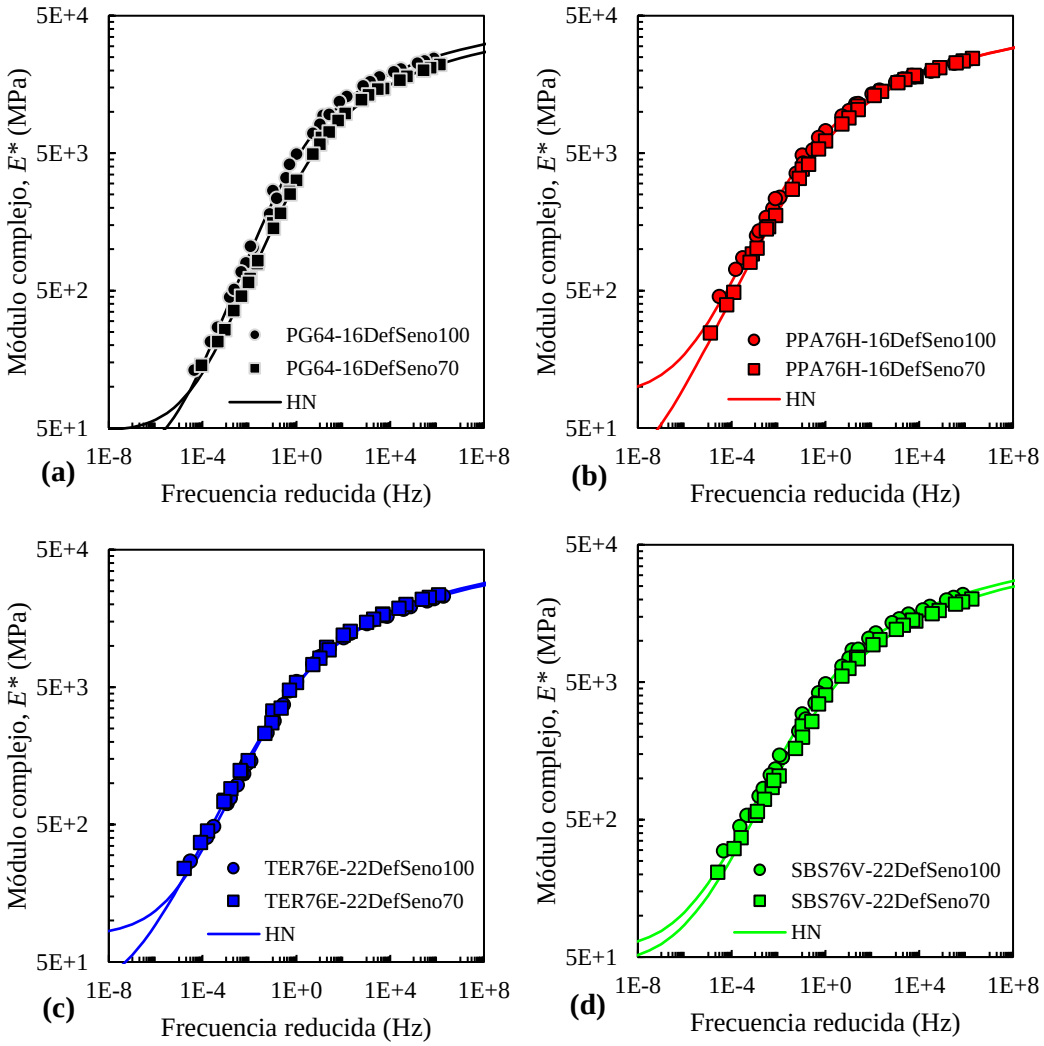


Figura 4-4. Curvas maestras del módulo complejo de Young para una temperatura de referencia de 20 °C, obtenidas en especímenes de 100 mm y 70 mm de diámetro para las mezclas fabricadas con los asfaltos: (a) convencional, (b) modificado con PPA, (c) modificado con TER y (d) modificado con SBS

De la Figura 4-4, se observa que los resultados experimentales de E^* para las dos geometrías/modos de compactación son muy parecidas, ya que las curvas maestras casi se superponen unas con otras. La mayor diferencia en las curvas maestras obtenidas con el modelo HN, se observa en la asíntota inferior (E_e) debido a que los especímenes de 70 mm presentaron valores inferiores a altas temperaturas, siendo este rango de datos el que presenta mayor dispersión cuando se comparan las dos geometrías.

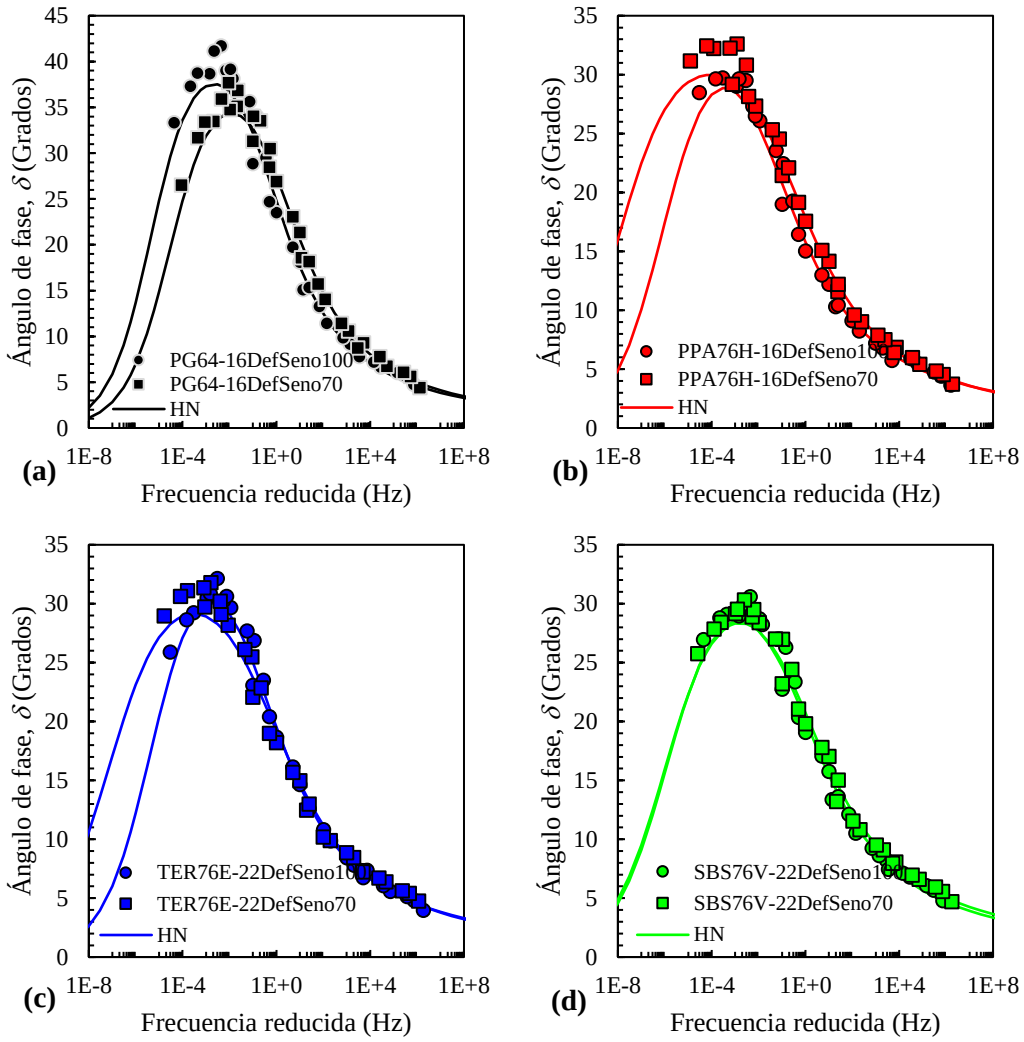


Figura 4-5. Curvas maestras del ángulo de fase para una temperatura de referencia de 20 °C, obtenidas en especímenes de 100 mm y 70 mm de diámetro para las mezclas fabricadas con los asfaltos: (a) convencional, (b) modificado con PPA, (c) modificado con TER y (4) modificado con SBS

La Figura 4-5, muestra las curvas maestras de δ para las distintas mezclas en estudio a una temperatura de referencia de 20 °C obtenidas para las dos geometrías de las muestras utilizadas. Se observa que para altas frecuencias reducidas (bajas temperaturas de ensayo) los valores de ángulo de fase para las dos geometrías (100 y 70 mm de diámetro) se superponen unos con otros, mostrando un comportamiento muy parecido. Los picos del ángulo de fase son muy parecidos para los asfaltos modificados, en tanto que para el asfalto convencional la geometría de 100 mm de diámetro presenta un valor de pico ligeramente más alto, esto puede ser debido a la mayor

temperatura a la que se ensayó (54 °C), en comparación con la temperatura de 50 °C para la geometría de 70 mm.

Una comparación de los valores de E^* y δ para las dos geometrías empleadas se muestran en la Figura 4-6. Se observa de la Figura 4-6(a) que los valores de E^* para los dos tipos de historial de carga (sinusoidal y haversine) son muy parecidos, presentando la misma dispersión y el mismo coeficiente de correlación (R^2), lo que significa que no hay una diferencia significativa en los resultados de E^* al cambiar la forma de compactación de las muestras y la geometría de ensayo, esto para la granulometría evaluada y los asfaltos en estudio. Con respecto a δ, la Figura 4-6(b) muestra los resultados de las geometrías y los tipos de carga aplicados para las mezclas en estudio, como se puede ver cuando se aplica carga de compresión (haversine) se obtienen valores de ángulo de fase ligeramente mayores en los especímenes de 70 mm de diámetro en comparación con los especímenes de 100 mm de diámetro. En el caso donde la carga se aplicada en tensión-compresión (sinusoidal), se obtienen prácticamente los mismos valores para las dos geometrías empleadas, solamente con algunos valores que muestran una cierta dispersión en la parte superior de la gráfica (altas temperaturas).

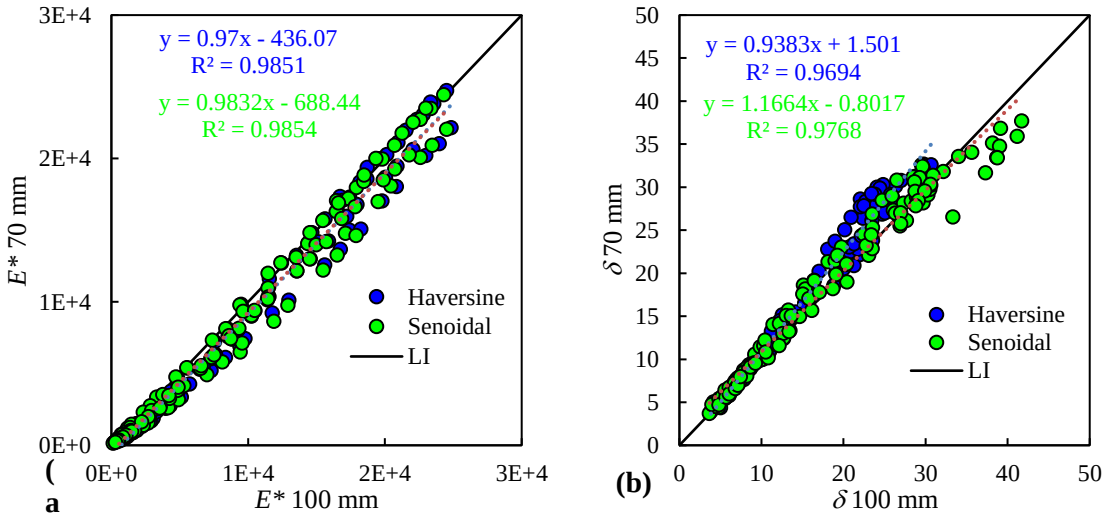


Figura 4-6. Comparación de resultados obtenidos para especímenes de 100 mm vs 70 mm para: (a) módulo complejo de Young y (b) ángulo de fase

Otra de las propiedades viscoelásticas requeridas en el modelo S-VECD, es el módulo de relajación ($E(t)$), del cual se muestran sus curvas maestras a una temperatura de referencia de 20 °C para las mezclas en estudio y las distintas geometrías de ensayo en la Figura 4-7. Se puede observar que las curvas maestras de $E(t)$ prácticamente se superponen para las dos geometrías de

ensayo, con excepción del asfalto convencional que presenta una ligera desviación en los tiempos de relajación intermedios. La mayor diferencia se observa en la asíntota inferior (de forma similar a las curvas maestras de E^*) para las mezclas fabricadas con asfaltos modificados, debido al menor módulo de equilibrio obtenido para la geometría de 70 mm, la excepción a este comportamiento es la mezcla fabricada con asfalto convencional, ya que la geometría de 70 mm presenta el módulo de equilibrio mayor, esto se puede deber a que se evaluó a una temperatura máxima de 50 °C. Como se puede ver, no existen diferencia entre el cálculo del módulo de relajación continuo y discreto.

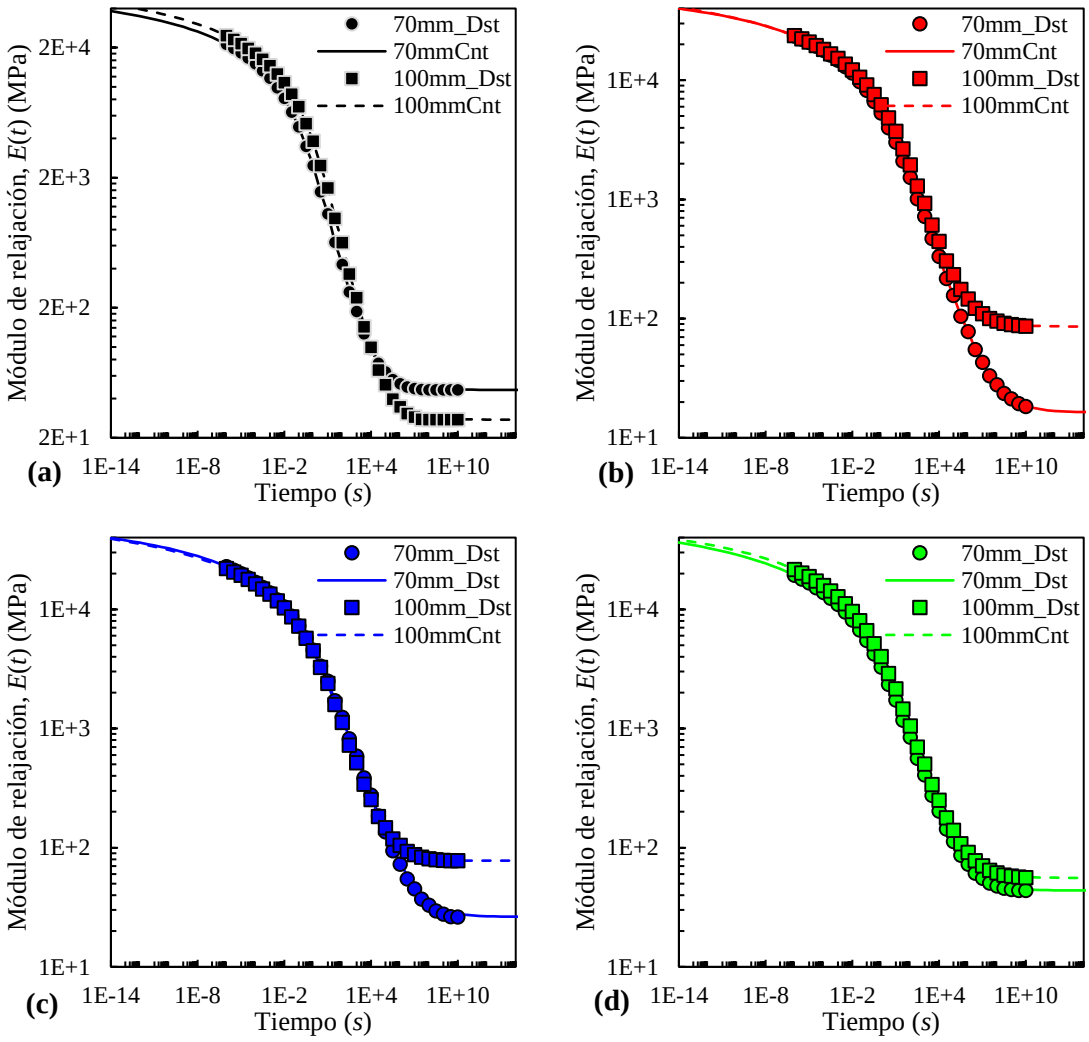


Figura 4-7. Curvas maestras del módulo de relajación para una temperatura de referencia de 20 °C, obtenidas en especímenes de 100 mm y 70 mm de diámetro para las mezclas fabricadas con los asfaltos: (a) convencional, (b) modificado con PPA, (c) modificado con TER y (4) modificado con SBS

4.7.2. Curvas características de daño

Los ensayos de fatiga uniaxial se realizaron por medio de dos tipos de control de ensayo: CX y COS; aplicando un historial de carga sinusoidal (tensión-compresión) a una frecuencia cíclica de 10 Hz. Para los dos métodos de compactación y geometrías de especímenes. La Figura 4-8 muestra las curvas características de daño para los especímenes de 100 mm de diámetro ensayados a diferentes temperaturas (15 y 19°C). La leyenda en las gráficas contiene el ligante asfáltico usado (por ejemplo, SV, polímero SBS), el modo de control del ensayo (por ejemplo, CX) y la temperatura de ensayo (por ejemplo, 15°C). La relación de la pseudo rigidez vs el parámetro de daño colapsan para todas las mezclas en una sola curva, como se puede ver en la Figura 4-8. Significando, que las curvas C vs S obtenidas con el modelo S-VECD son independientes del tipo de control del ensayo, temperatura y la amplitud esfuerzo/deformación. La relación C(S) fue ajustada usando el modelo de ley de potencia.

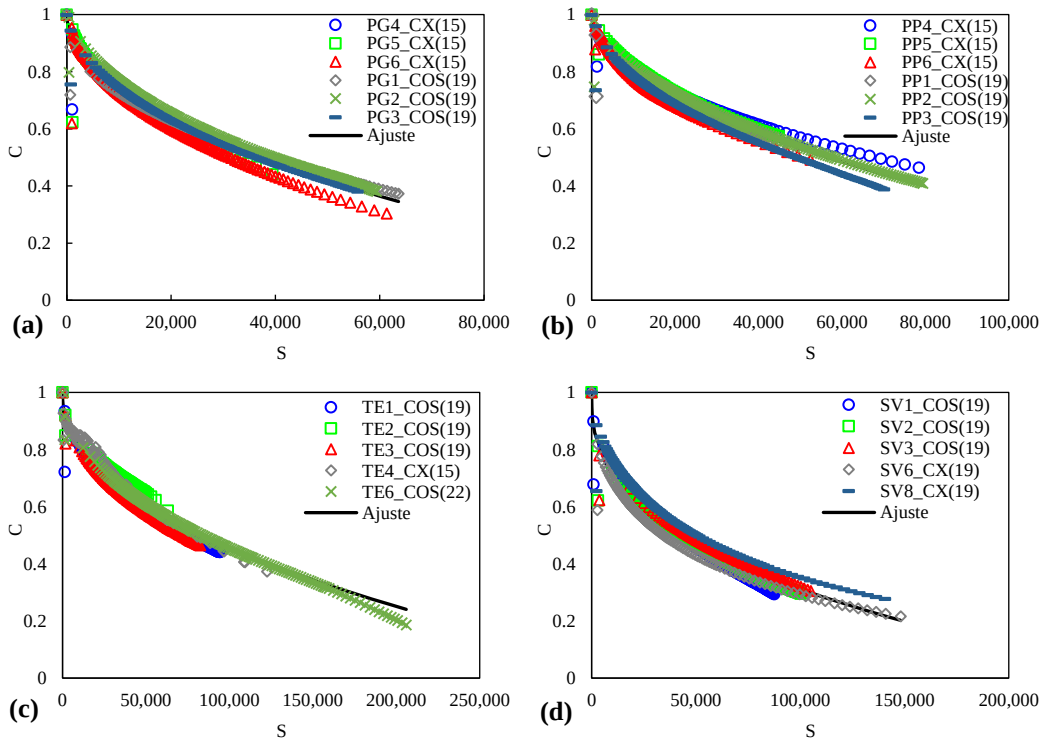


Figura 4-8. Relación de pseudo-rigidez versus parámetro de daño obtenida en especímenes de 100 mm de diámetro para las mezclas asfálticas fabricadas con los asfaltos: (a) convencional, (b) modificado con PPA, (c) modificado con Terpolímero y (d) modificado con SBS

La Figura 4-9, contiene la relación de la pseudo-rigidez versus el parámetro de daño obtenida de los especímenes fabricados con el compactador de rodillo y de 70 mm de diámetro

para las diferentes mezclas en estudio. En este caso todos los ensayos se realizaron a una misma temperatura (19°C), variando la amplitud del desplazamiento del actuador en el caso de los ensayos CX y solo se realizó un ensayo en el modo de control COS para cada CA con la finalidad de comprobar su ajuste con los demás ensayos. Como se puede ver en la Figura 4-9 las distintas curvas C(S) colapsan en una sola curva característica para cada tipo CA, demostrando ser independiente de la amplitud y tipo de ensayo. La relación C(S) también fue ajustada usando el modelo de ley de potencia.

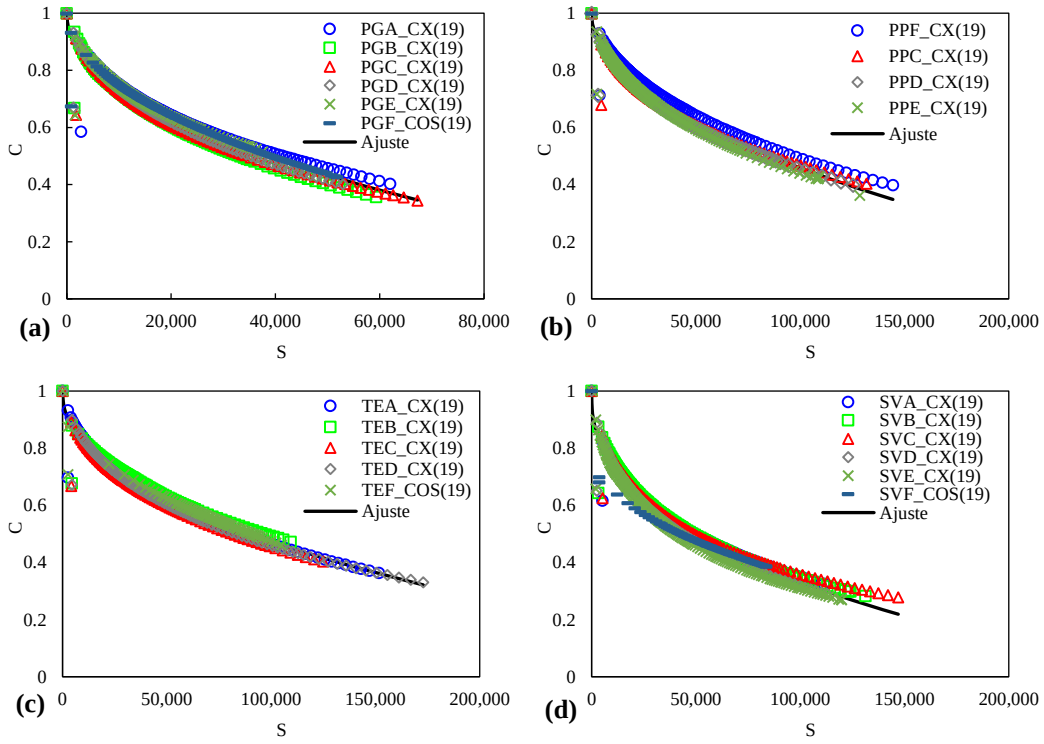


Figura 4-9. Relación de pseudo-rigidez versus parámetro de daño obtenida en especímenes de 70 mm de diámetro para las mezclas asfálticas fabricadas con los asfaltos: (a) convencional, (b) modificado con PPA, (c) modificado con Terpolímero y (d) modificado con SBS

La repetibilidad de las curvas características presentadas anteriormente, fue evaluada de acuerdo con el procedimiento propuesto por Lee et al. (2018) utilizando el concepto de factor de forma, el cual es un indicador de la diferencia entre la curva de ajuste y los resultados de una réplica individual de ensayo. Si el factor de forma es cercano a 1.0 la réplica tiene una buena concordancia con la curva de ajuste y, por lo tanto, indica que los resultados del espécimen son válidos. De acuerdo con Lee et al. (2018) los factores de forma dentro del rango de 0.9 a 1.1 representan una variabilidad aceptable de espécimen a espécimen, y las réplicas fuera de este rango

deben descartarse del análisis. El factor de forma es calculado como la relación del área por encima de la curva característica de daño de una réplica de ensayo individual (es decir, A_{medida}) entre el área por encima de la curva característica de daño del modelo ajustado (es decir, $A_{estimada}$). Las Ecuaciones (4-41) y (4-42), pueden ser usadas para calcular el área por encima de la curva característica y el factor de forma, respectivamente.

$$A = \int_0^{S_f} (1 - C) dS \tag{4-41}$$

$$Factor\ de\ forma = \frac{A_{medida}}{A_{estimada}} \tag{4-42}$$

donde A es el área por encima de la curva característica de daño y S_f es el daño a la falla, definido en nuestro caso por el punto máximo en la gráfica pseudo-rigidez por número de ciclo versus número de ciclo.

En las curvas características de la Figura 4-8 y la Figura 4-9, cada replica cumple con el rango del factor de forma definido previamente (0.9 – 1.1). La Figura 4-10 muestra el diagrama de caja y bigotes realizados con los datos del factor de forma por tipo de geometría de espécimen usada. De la Figura 4-10 se observa que los especímenes de 70 mm de diámetro presentan una media más cercana a 1.0, además de que el rango Inter cuartil se encuentra más agrupado y presenta menos dispersión en comparación con los especímenes de 100 mm, los cuales presentan valores máximos y mínimos más cercanos al límite de aceptación establecido para el factor de forma.

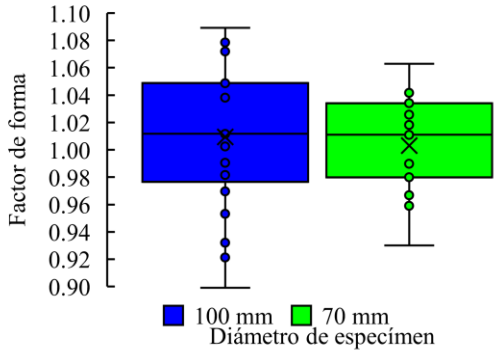


Figura 4-10. Diagramas de caja y bigotes del factor de forma de las curvas características con respecto a los diferentes diámetros de los especímenes

La Figura 4-11 muestra la relación C(S) para las diferentes geometrías de ensayo y las mezclas en estudio. Las líneas continuas representan los especímenes de 100 mm de diámetro y

las líneas discontinuas representan los especímenes de 70 mm de diámetro. La mezcla PPA exhibe la mayor diferencia entre las curvas de las dos geometrías. En contraste, las otras mezclas muestran una buena coincidencia entre las dos geometrías. Un caso especial es la mezcla fabricada con asfalto convencional (PG64-16), en la cual una mezcla adicional fue ensayada con un contenido de vacíos de aire menor del 4 por ciento (en comparación con el 6 por ciento de todas las mezclas). Esta mezcla tiene un valor de pseudo rigidez menor con la capacidad de soportar un mayor daño en comparación con la mezcla del mismo tipo, pero con mayor contenido de vacíos de aire.

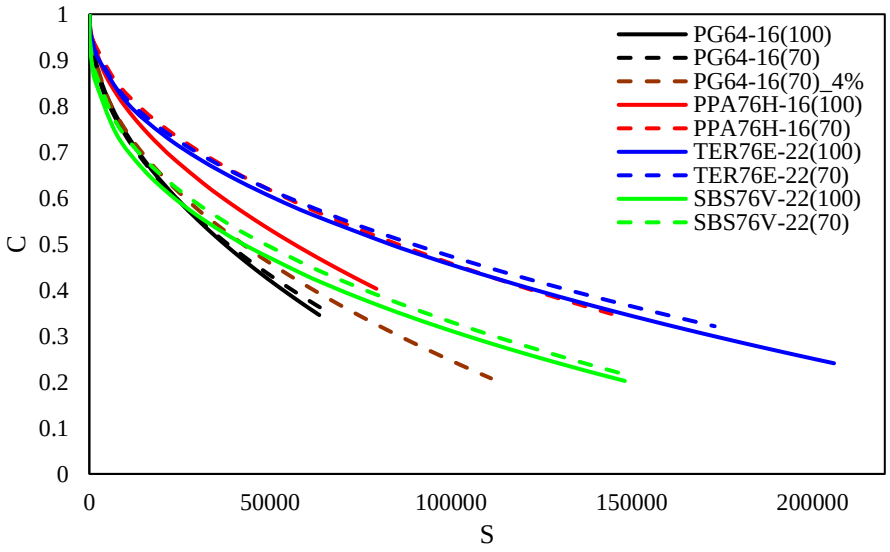


Figura 4-11. Comparación de la relación de pseudo rigidez versus parámetro de daño para las distintas geometrías de ensayo y mezclas asfálticas

4.7.3. Criterio de falla a fatiga

4.7.3.1. Criterio de falla experimental

Diversos criterios han sido utilizados con la finalidad de definir en qué momento se presenta la falla en el espécimen durante la aplicación de la carga. Una revisión amplia de los criterios de falla comúnmente utilizados en los ensayos de fatiga uniaxial es presentada por otros (Kutay et al. 2008; Gudipudi y Underwood 2016; Cao y Wang 2018). En esta investigación, el criterio de falla experimental fue definido como el valor pico del producto del número de ciclos (N) y la pseudo rigidez (C) a su correspondiente ciclo. Este criterio de falla es ilustrado en las Figura 4-12(b) y (d).

Un problema importante que comúnmente ocurre en los ensayos de fatiga uniaxial es la conocida como “falla de borde”, la cual es principalmente causada por el gradiente de los vacíos

de aire a través del diámetro y la altura los especímenes compactados con el dispositivo SGC (Lee et al. 2017a). La falla de borde ocurre fuera de la longitud de la galga de los transformadores diferenciables de variación lineal (LVDT), lo que puede causar un error significativo en el criterio de falla adoptado, por lo tanto, la falla de borde tiene un impacto importante en la predicción de desempeño a fatiga, como fue mostrado por Lee et al. (2017a), quien recomienda un cambio en la altura del espécimen de 150 mm a 130 mm para ensayos de fatiga uniaxial, con el objetivo de mejorar la falla media (dentro de la longitud de la galga de los LVDTs) en los ensayos de fatiga uniaxial.

Para ilustrar como la falla de borde afecta la caracterización de la fatiga, las Figura 4-12(a) y (c) muestran la reducción de la rigidez normalizada versus el número de ciclos para los ensayos COS y CX, respectivamente. Los especímenes que exhiben la falla de borde (leyenda NDF, es decir, no definida la falla) solamente muestran dos etapas de reducción de rigidez, mientras que los especímenes que exhiben la falla media (leyenda DF, es decir, definida la falla) muestran tres etapas de reducción de la rigidez. Estas tres etapas de la reducción de la rigidez están conectadas con diferentes mecanismos de daño. En la primera etapa, se crean microgrietas en la película del ligante entre los agregados, y este proceso es representado por la caída inicial de la curva de reducción de rigidez. En la etapa dos, las grietas iniciadas crecen, conduciendo a un patrón de microagrietamiento progresivo. Posteriormente, en la etapa tres, una solo macrogrieta se propaga hasta que la falla del espécimen ocurre (Bodin et al. 2002). Las etapas uno y dos corresponden al proceso de la iniciación del agrietamiento, mientras que el inicio de la fase tres es usado para definir la falla experimental.

Las gráficas de las Figura 4-12(b) y (d) representan el criterio de falla experimental adoptado. Los especímenes con falla definida (leyenda, DF) exhiben un valor pico que es usado para identificar la localización del macroagrietamiento durante el ensayo de fatiga cíclica. En contraste, los especímenes que experimentan la falla no definida (NDF) no tienen un valor pico, por lo tanto, no se puede hacer una clara definición de la localización de la falla. En adición, las Figura 4-12(b) y (c) muestran unas imágenes para las dos fallas de los especímenes, de borde y media, respectivamente. En el caso de los especímenes de 100 mm de diámetro, 35 por ciento de los especímenes ensayados experimentaron falla de borde, y todos los especímenes fueron usados para determinar la curva característica de daño. Para los especímenes de 70 mm de diámetro, solamente el 10 por ciento experimento falla de borde y estos especímenes no fueron usados para

determinar la curva característica, lo cual explica la mayor dispersión mostrada en la gráfica de caja y bigotes en la Figura 4-10 para los especímenes de 100 mm de diámetro en comparación con los especímenes de 70 mm de diámetro.

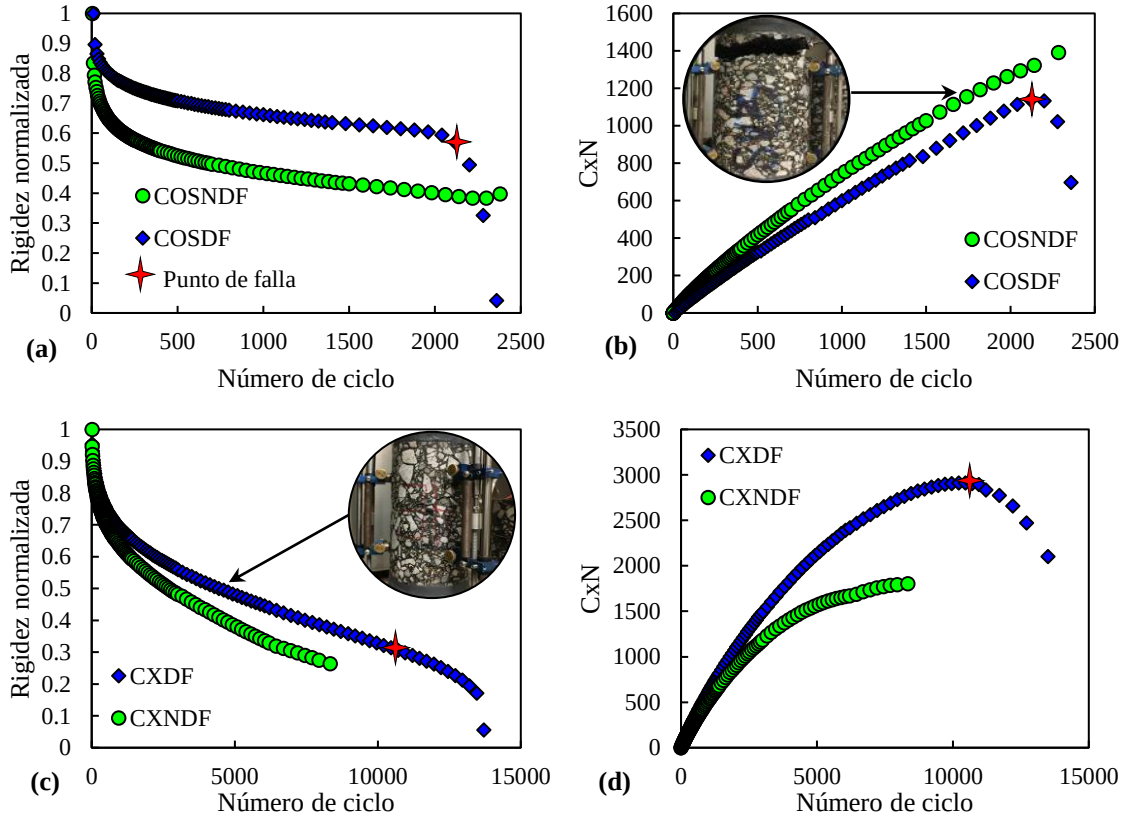


Figura 4-12. Criterio de falla experimental con gráficas de reducción de la rigidez normalizada para los ensayos: (a) deformación controlada en el espécimen y (c) control de desplazamiento del actuador; y con las gráficas de pseudo-rigidez por el número de ciclo versus el número de ciclos del ensayo: (b) deformación controlada en el espécimen y (d) control de desplazamiento del actuador

4.7.3.2. Criterio de falla del modelo

En este estudio se utilizó un criterio de falla basado en la energía, el cual fue creado específicamente para el modelo S-VECD y fue desarrollado por Wang y Kim (2017). Este criterio definido como la reducción promedio de la pseudo-rigidez a la falla, también conocido como D^R, es una constante del material independiente del modo de carga, temperatura y amplitud de esfuerzo/deformación.

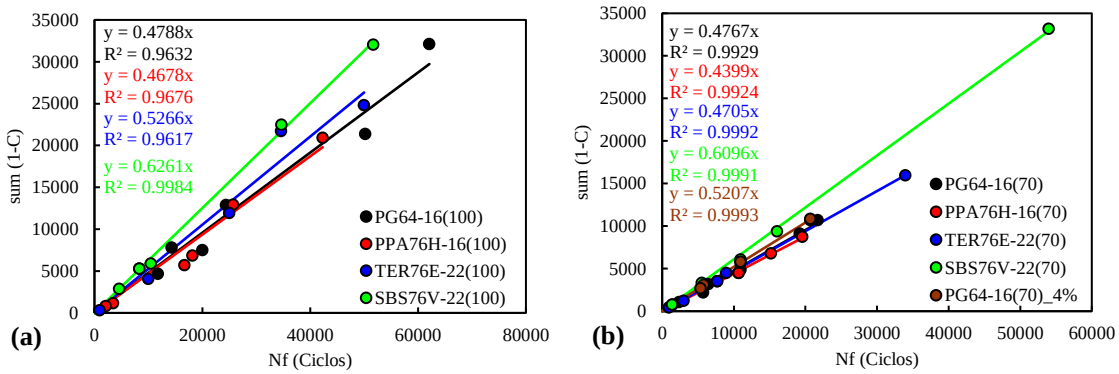


Figura 4-13. Relación de la acumulación de la pseudo-rigidez a la falla (sum(1-C)) versus el número de ciclos a la falla de las mezclas en estudio para: (a) especímenes de 100 mm de diámetro y (b) especímenes de 70 mm de diámetro

La Figura 4-13 muestra la relación de la pseudo-rigidez a la falla "Sum(1-C)" versus el número de ciclos a la falla (N_f) de las distintas mezclas en estudio y las dos geometrías de los especímenes utilizadas. En las gráficas de la Figura 4-13, cada uno de los marcadores representa un ensayo de fatiga llevado a cabo bajo un nivel inicial de deformación, un modo de carga y una temperatura específicos. Como se puede observar estos dos parámetros presentan una muy buena correlación en escala aritmética, lo cual se puede verificar con el coeficiente de correlación (R^2) que se encuentra dentro de cada gráfica. Sin embargo, los ensayos realizados en los especímenes de 70 mm de diámetro presentan una menor dispersión en comparación con los resultados de los especímenes de 100 mm de diámetro. Es de destacar que la relación entre Sum(1-C) a la falla y el N_f pasa por el origen, lo cual hace a la pendiente la propiedad del material que define la falla del material, la cual es definida como D^R y es definida por la siguiente ecuación (Wang y Kim 2017):

$$D^R = \frac{\int_0^{N_f}(1-C)dN}{N_f} \tag{4-43}$$

A mayor valor de D^R mejor resistencia a la fatiga del material, como se puede ver para las dos geometrías de los especímenes el CA fabricado con asfalto modificado SBS presenta la pendiente más alta, indicando una mejor resistencia en comparación con los demás CA. Por otro lado, el CA fabricado con PPA presenta la pendiente más baja, indicando una menor resistencia a la fatiga.

4.7.3.3. Simulación de la vida a fatiga

La aplicación más directa del modelo S-VECD es en la caracterización de la relación de fatiga tradicional (empírica). En este proceso, el modelo S-VECD es reorganizado de forma tal que pueda predecir el número de ciclos a la falla (N_{falla}) para una entrada determinada. La relación de fatiga tradicional es caracterizada por primero estimar el número de ciclos a la falla para múltiples niveles de entrada, temperaturas y frecuencias. Después, esas predicciones son usadas para determinar los coeficientes del modelo empírico vía regresión (Underwood et al. 2012).

La derivación de una solución aproximada para estimar el número de ciclos a la falla desde un nivel de deformación especifico, inicia con la ley de evolución de año del modelo S-VECD, Ecuación (4-44). Esta ley de evolución es expresada en términos del tiempo reducido y puede ser redefinida en términos del número de ciclos (N), con el uso de la Ecuación (4-45). En esta ecuación, la derivada parcial del tiempo reducido con respecto a número de ciclos es simplemente la inversa de la frecuencia reducida (f_{red}), Ecuación (4-46), la cual es definida usando el factor de desplazamiento VEL tiempo-temperatura previamente mencionado.

$$\frac{dS}{d\xi} = \left(-\frac{1}{2}\left(\varepsilon_{0,ta}^{R}\right)^{2}\frac{\partial C}{\partial S}\right)^{\alpha} K_1 \tag{4-44}$$

$$\frac{dS}{dN} = \frac{dS}{d\xi}\frac{d\xi}{dN} = \frac{dS}{d\xi}\frac{1}{f_{red}} = \left(-\frac{1}{2}\left(\varepsilon_{0,ta}^{R}\right)^{2}\frac{\partial C}{\partial S}\right)^{\alpha} K_1\left(\frac{1}{f_{red}}\right) \tag{4-45}$$

$$f_{red} = f \times a_T \tag{4-46}$$

El modelo de la ley de potencia (Ecuación (4-12)) es asumido para describir la relación característica de daño en esta derivación.

$$\frac{\partial C}{\partial S} = -C_{11}C_{12}S^{C_{12}-1} \tag{4-47}$$

Substituyendo la Ecuación (4-47) en la Ecuación (4-45), aislando lo términos relacionados con el daño, y reacomodando, nos conduce a una forma basada en las derivadas:

$$\left(S^{(C_{12}-1)}\right)^{\alpha} dS = \left(\frac{1}{2}\left(\varepsilon_{0,ta}^{R}\right)^{2}C_{11}C_{12}\right)^{\alpha} K_1\left(\frac{1}{f_{red}}\right) dN \tag{4-48}$$

Integrando la Ecuación (4-48) a través de los limites desde el daño después del primer ciclo (S_{ini}) al daño a la falla (S_{falla}), y desde el ciclo 1 hasta el ciclo a la falla (N_{falla}) produce lo siguiente:

$$\int_{S_{ini}}^{S_{falla}} \left(S^{(C_{12}-1)}\right)^{\alpha} dS = \int_{1}^{N_{falla}} \left(\frac{1}{2}\left(\varepsilon_{0,ta}^{R}\right)^{2}C_{11}C_{12}\right)^{\alpha} K_1\left(\frac{1}{f_{red}}\right) dN \tag{4-49}$$

Después de simplificar esta ecuación se convierte en:

$$\frac{S^{\alpha-\alpha C_{12}+1}}{\alpha-\alpha C_{12}+1}=\left(\frac{1}{2}\left(\varepsilon_{0,ta}^{R}\right)^{2}C_{11}C_{12}\right)^{\alpha}K_1\left(\frac{1}{f_{red}}\right)(N-1) \tag{4-50}$$

Asumiendo que S_{ini} es substancialmente menor que S_{falla}, N_{falla} es substancialmente mayor que uno y reacomodando, se obtiene:

$$N=\frac{(f_{red})(2^{2\alpha})S^{p}}{p\cdot(C_{11}C_{12})^{\alpha}\left(\varepsilon_{0,ta}^{R}\right)^{2\alpha}K_1} \tag{4-51}$$

$$p=\alpha-\alpha C_{12}+1 \tag{4-52}$$

Substituyendo la proporción cíclica de pseudo deformación en la Ecuación (4-17) en la Ecuación (4-51), reconociendo que $E^R = 1$, y reacomodando para despejar S en el lado izquierdo

$$S=\left[\frac{N\cdot p\cdot(C_{11}C_{12})^{\alpha}\left[\frac{(\beta+1)}{2}\left(\varepsilon_{0.pp}\right)\left(|E*|_{LVE}\right)\right]^{2\alpha}K_1}{f_R\cdot 2^{2\alpha}}\right]^{\frac{1}{p}} \tag{4-53}$$

Para relacionar el parámetro de daño del material (S) con el criterio de falla del modelo (D^R), la Ecuación (4-12) es reacomodada en la siguiente forma:

$$1-C=C_{11}S^{C_{12}} \tag{4-54}$$

Substituyendo la Ecuación (4-54) en la Ecuación (4-43), agrupando el termino N_{falla} en el lado izquierdo y simplificando, resulta en la formula final para la simulación de la vida a la fatiga con deformación controlada, usando el modelo de ley de potencia y el criterio de falla del modelo D^R.

$$N_f=\left[\frac{\left(\frac{D^R}{C_{11}}\right)^{\frac{p}{C_{12}}}f_R\cdot 2^{2\alpha}}{p\cdot(C_{11}C_{12})^{\alpha}\left[\frac{(\beta+1)}{2}\left(\varepsilon_{0.pp}\right)\left(|E*|_{LVE}\right)\right]^{2\alpha}K_1}\right] \tag{4-55}$$

Para validar las formulaciones anteriores, la reducción de la rigidez en ensayos con control de deformación en el espécimen (COS) fue simulada y después comparada con los resultados experimentales, usando los parámetros de calibración del modelo S-VECD para calcular el parámetro de daño de las mezclas en estudio. La Tabla 4-2 muestra los parámetros del modelo usados para simular el comportamiento de la reducción de la rigidez, estos parámetros fueron obtenidos de la calibración del modelo S-VECD usando en su mayoría ensayos de tipo CX y solamente un ensayo de tipo COS, en el caso de los especímenes de 70 mm de diámetro.

Tabla 4-2. Coeficientes del modelo S-VECD para las mezclas en estudio

Mezcla	α	f_R	$E^*_{singular}$[1]	C_{11}	C_{12}	β	K_1
PG64-16	3.6	13.3	6468	0.00326	0.477	0.0198	0.286
PPA76H-16	4.0	13.7	9763	0.00168	0.502	0.0254	0.272
TER76E-22	4.1	13.6	8457	0.00255	0.463	0.0311	0.269
SBSV-22	4.1	13.5	6731	0.00647	0.405	0.0320	0.266

[1]En MPa a 19°C y frecuencia de 10 Hz

Para simular el comportamiento del módulo complejo en ensayos de fatiga uniaxial, se siguió el siguiente procedimiento. En primer lugar, el parámetro de daño es calculado usando la Ecuación (4-53) y los coeficientes mostrados en la Tabla 4-2, para un definido número de ciclos. Posteriormente, la pseudo rigidez es calculada usando la Ecuación (4-12). Finalmente, el módulo complejo es calculado usando la siguiente ecuación.

$$E^* = C \times E^*_{LVE} \tag{4-56}$$

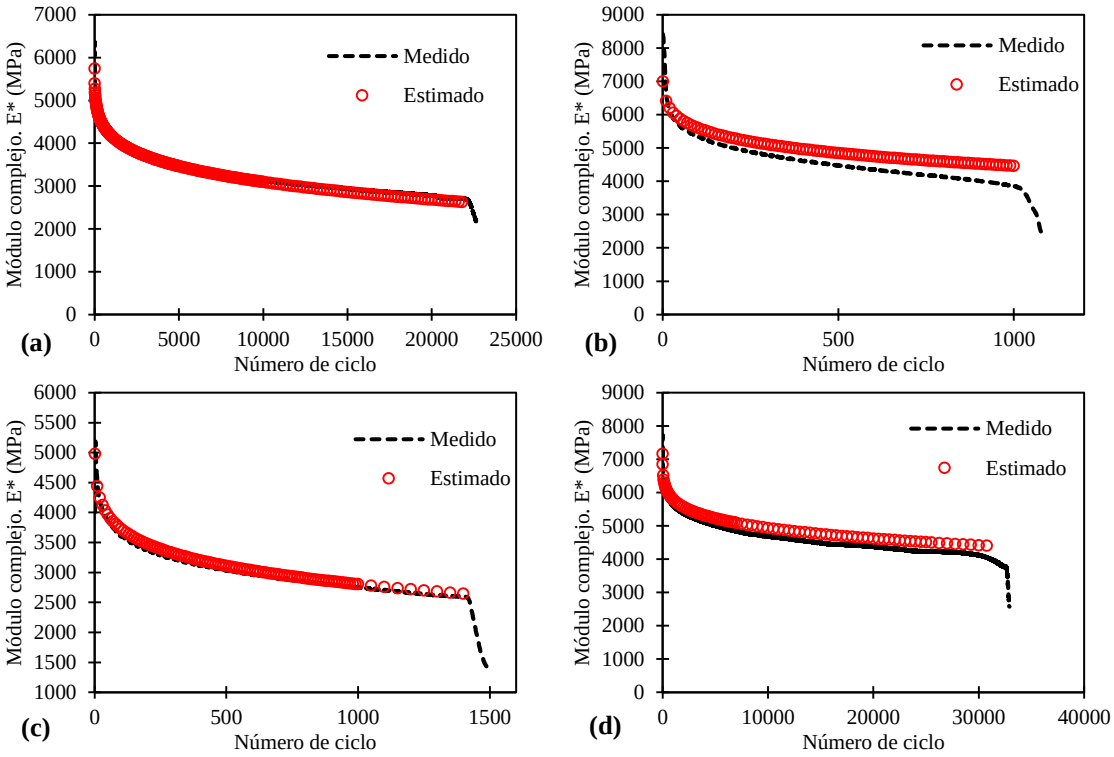


Figura 4-14. Comparación del comportamiento de los ensayos COS medidos y estimados a una frecuencias de 10 Hz para: (a) PG64-16_F(19), (b) TER76E_E(19), (c) SBS76V-22_F(19), y (d) TER76E-22_E(22)

La Figura 4-14 muestra el comportamiento del módulo complejo medido versus simulado para los ensayos de fatiga uniaxial con control COS y las diferentes mezclas en estudio. Las gráficas de las

Figura 4-14(a) a (c) representan el módulo complejo ensayado a 19°C, como se puede ver los datos simulados se superponen a los datos experimentales para las Figura 4-14(a) y (c). En el caso de la Figura 4-14(b) los datos simulados se ubican por encima de la curva de reducción del módulo complejo, lo cual es causado por un módulo complejo inicial inferior al módulo complejo singular ($E^*_{singular}$) obtenido durante la calibración del modelo, sin embargo, los datos simulados siguen la trayectoria de los datos experimentales. Un caso especial es la curva de reducción del módulo complejo mostrada en la Figura 4-14(d), debido a que este espécimen fue ensayado a 22°C y el comportamiento del módulo complejo fue simulado aplicando el principio de superposición tiempo-temperatura en el modelo S-VECD. Los resultados mostrados en la Figura 4-14 demuestran la precisión del modelo S-VECD para caracterizar el comportamiento a fatiga uniaxial del CA.

Con el objetivo de comparar el desempeño a la fatiga de las distintas mezclas en estudio, las predicciones de la vida a fatiga para las distintas geometrías de los especímenes se muestran en la Figura 4-15a y b. Se observa que, para las dos geometrías del espécimen de ensayo, las mezclas fabricadas con el asfalto modificado SBS muestran el mejor desempeño a la fatiga en todo el rango de amplitud de deformaciones evaluado, por otro lado, la mezcla fabricada con el asfalto PPA presenta el peor desempeño a fatiga para las dos geometrías. Además, se observa una mejora en la vida a la fatiga para el asalto convencional al disminuir el contenido de vacíos de aire en los especímenes de 70 mm de diámetro.

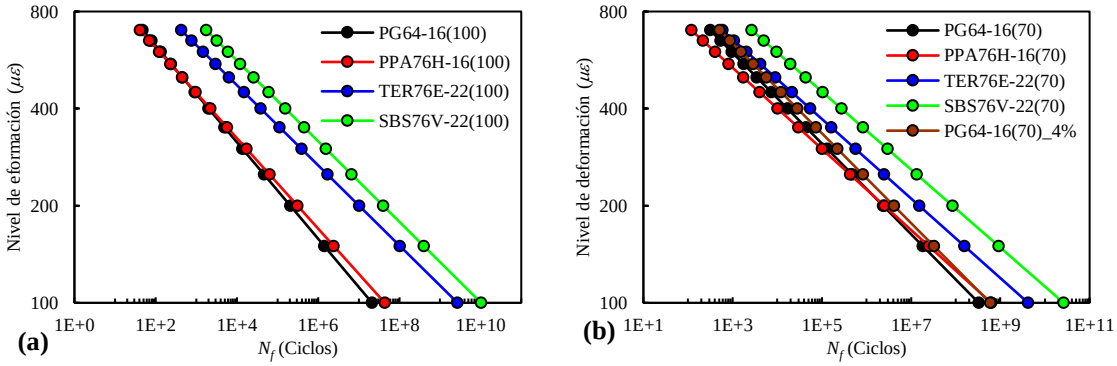


Figura 4-15. Simulación de la vida a fatiga utilizando el criterio de falla D^R a 20°C y 10 Hz de las mezclas en estudio para: (a) especímenes de 100 mm de diámetro y (b) especímenes de 70 mm de diámetro

Con el objetivo de comparar los resultados del desempeño a la fatiga de las mezclas en estudio para las dos geometrías de ensayo utilizadas la Figura 4-16 muestra el número de ciclos a

la falla para un nivel de deformación de 400 microdeformaciones. Se observa que para todos los casos las geometrías de 70 mm presentan las mayores vidas a fatiga en comparación con las mezclas de 100 mm de diámetro. Además, se observa que en el caso del asfalto convencional con la disminución del contenido de vacíos de aire al 4% la vida a la fatiga incrementa en comparación con las mezclas de CA con 6% de vacíos de aire para la geometría de 70 mm de diámetro.

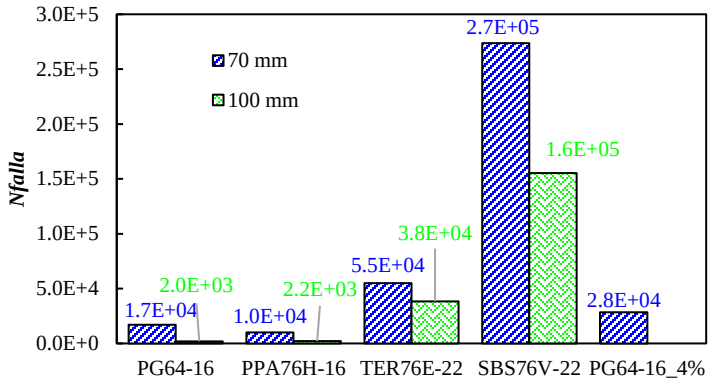


Figura 4-16. Comparación de la vida a fatiga para un nivel de deformación de 400 $\mu\varepsilon$, de las distintas geometrías de ensayo para las mezclas asfálticas en estudio

4.7.4. Sensibilidad de alfa (α) con respecto al tipo de control de ensayo

El parámetro α es introducido en el modelo S-VECD para considerar la dependencia con el tiempo del crecimiento del daño, este parámetro comúnmente expresado en función de la pendiente máxima (m) de la curva maestra de $E(t)$ en escala logarítmica. El parámetro α a estado expuesto a una gran controversia desde los origines del modelo VECD, ya que el colapso de las diferentes curvas C vs S para un mismo tipo de CA dependía de la forma en que se calculaba α de acuerdo al tipo de control de ensayo que se llevara a cabo ($\alpha = 1/m + 1$ para ensayos con control de deformación y $\alpha = 1/m$ para ensayos con control de esfuerzo), lo cual ha sido fuente de diversos análisis de sensibilidad (Kutay et al. 2008; Underwood et al. 2010b; Safaei et al. 2016). Sin embargo, en la presente investigación se observó que el colapso de las distintas curvas de daño para cada CA en estudio es independiente de la forma en la que se calcule α (tanto para los ensayos COS como CX). Pero es de resaltar que la forma final de las curvas características, si es dependiente de la ecuación con la que se calcule el parámetro α. Reduciéndose significativamente la vida a la fatiga cuando α se calcula para un ensayo con control de esfuerzo.

A pesar de que α relaciona la viscoelasticidad con el crecimiento del daño, hasta el momento no se ha realizado un análisis de sensibilidad para evaluar el efecto del tipo de ensayo usado para caracterizar las propiedades viscoelásticas lineales. Por lo que, este tema se aborda en la presente investigación. La Figura 4-17, muestra la variación del alfa ($\alpha = 1/m + 1$) con respecto al tipo de control de ensayo con el que se obtuvo E^* para las muestras con diámetro de 70 mm. Se observa que en todos los tipos de CA en estudio los valores de alfa son ligeramente menores para los ensayos con control de deformación e historial de carga sinusoidal (*DefSeno*, tensión-compresión), en comparación con los ensayos realizados con control de esfuerzo e historial de carga haversine (*EsfHsne*, compresión).

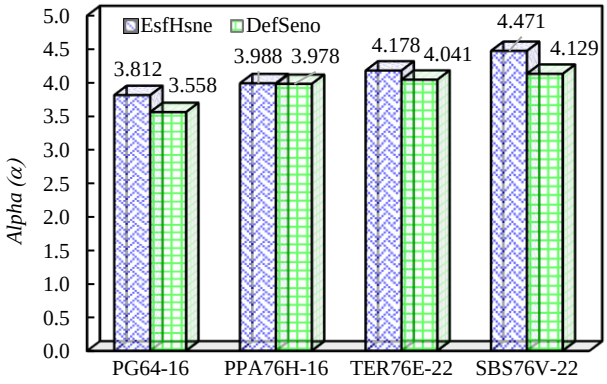


Figura 4-17. Variación de alfa con respecto al tipo de control de ensayo.

A pesar de que los valores de alfa resultaron ser muy cercanos para los distintos tipos de control de ensayo con los que se obtuvo E^*, es necesario evaluar la vida a la fatiga para visualizar de forma más clara el efecto en la variación de alfa. Por tal motivo, la Figura 4-18(a) muestra la vida a la fatiga de las distintas mezclas asfálticas en estudio, tanto para el ensayo realizado en tensión-compresión (marcador circular y líneas continuas) como para el ensayo realizado en compresión (marcador cuadrado y líneas discontinuas) con el que se obtuvieron las propiedades VEL. Se observa de la Figura 4-18(a), que no existe una variación significativa en la vida a la fatiga para todas las mezclas evaluadas, sin embargo, como la gráfica está en escala logarítmica es difícil percibir con claridad la variación en la vida a fatiga. Por lo cual, la Figura 4-18(b) presenta el número de ciclos a la falla (vida a fatiga) para un nivel de deformación de entrada de 400 microdeformaciones. Se puede ver que todas las mezclas asfálticas ensayadas en tensión-compresión presentan una menor vida a la fatiga en comparación con los ensayos realizados a

compresión para obtener las propiedades VEL. Es de destacar la diferencia que se obtiene para el CA fabricado con asfalto SBS, ya que esta es mayor al 90% de la vida a la fatiga.

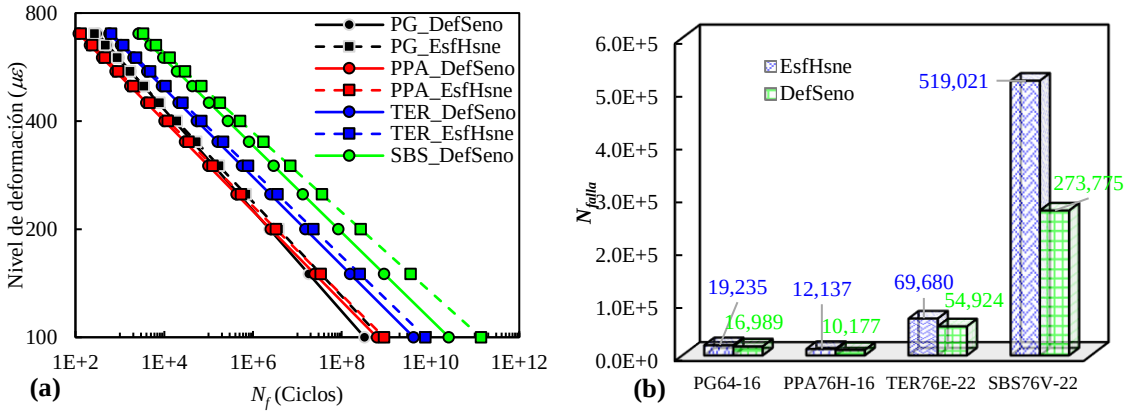


Figura 4-18. Comparación de vida a fatiga utilizando los distintos valores de alfa obtenidos con los dos modos de control de ensayo para: (a) todo el rango de niveles de deformación y (b) para un nivel de deformación de 400 με.

Los resultados de la Figura 4-18(b) demuestran la importancia de una adecuada caracterización de las propiedades viscoelásticas en el modelo S-VECD, ya que el parámetro alfa es quien relaciona el comportamiento viscoelástico con el crecimiento del daño, por lo que, se recomienda que los ensayos de E^* se realicen con el mismo historial de carga con el que se realicen los ensayos de fatiga uniaxial, es decir, si los ensayos de fatiga uniaxial se realizan con un historial de carga sinusoidal (tensión-compresión), el ensayo de módulo complejo se debe de realizar aplicando el mismo historial de carga para que no se vea afectada la vida a la fatiga.

4.8. Conclusiones

El modelo S-VECD es una herramienta muy poderosa para caracterizar el comportamiento a fatiga del concreto asfáltico desde un punto de vista mecanicista. En este capítulo se comprobó la eficiencia del modelo para estimar la vida a fatiga a través de la caracterización de mezclas asfálticas fabricadas con distintos tipos de ligantes asfalticos, incluyendo tanto asfaltos convencionales como modificados.

Para ampliar las capacidades del modelo S-VECD se incorporó con éxito en la formulación existente el modelo Havriliak-Negami (HN), el cual fue usado para caracterizar las propiedades VEL (E^* y $E(t)$) facilitando los cálculos necesarios dentro del modelo S-VECD y mejorando la precisión de los resultados en la simulación de la vida a la fatiga.

Otro de los aspectos evaluados del modelo S-VECD en este capítulo fue comparar dos métodos de compactación distintos, de los resultados obtenidos se observó que con respecto a las propiedades VEL no existe una diferencia significativa con cada uno de los métodos comparados, además de que modificar la geometría de ensayo tampoco significo un cambio importante. Sin embargo, la mayor diferencia de utilizar un método de compactación o una geometría de ensayo distinta a la comúnmente empleada se observó en los ensayos de fatiga uniaxial cíclica. En donde, al utilizar el compactador de rodillo para fabricar los especímenes de ensayo mejoro considerablemente la falla media en comparación con los especímenes fabricados con el compactador giratorio.

El criterio de falla experimental adoptado en este capítulo fue ampliamente comentado y demostrado, con lo cual se garantizó la confiabilidad de los resultados obtenidos. Un criterio de falla del modelo basado en la energía fue usado para realizar una primera evaluación de la resistencia a la fatiga de las mezclas asfálticas en estudio, observándose que la mezcla SBS presentaba la mejor resistencia a la fatiga y la mezcla PPA la peor resistencia a la fatiga. Lo cual, fue comprobado con las simulaciones de la vida a la fatiga realizadas.

Por último, se realizó un análisis de sensibilidad del parámetro α, el cual relaciona la viscoelasticidad con el crecimiento de daño. Se observo, que el protocolo utilizado para caracterizar las propiedades VEL influye de forma significativa en α, y por lo tanto en la simulación de la vida a la fatiga. Por lo que, se recomienda utilizar el mismo historial de carga tanto en la caracterización de las propiedades VEL como en los ensayos de fatiga uniaxial cíclica, es decir, si el ensayo de fatiga uniaxial se realiza con un historial de carga en tensión-compresión, el ensayo de módulo complejo se deberá de realizar aplicando el mismo historial de carga.

CAPÍTULO 5 SIMULACIÓN DEL COMPORTAMIENTO A FATIGA EN UNA SECCIÓN DE PAVIMENTO CON HERRAMIENTAS EMPIRÍCO-MECANICISTAS

5.1. Introducción

En el diseño de pavimentos empírico-mecanicista (EM) y los procedimientos de predicción del desempeño un modelo matemático es usado para calcular las respuestas del pavimento bajo las cargas del tráfico y las condiciones ambientales prevalecientes. Posteriormente, las respuestas son relacionadas con el desempeño del pavimento a través de funciones de transferencia (Ahmed y Erlingsson 2016). Estas funciones de trasferencia son la parte empírica de los métodos de diseño, ya que deben de ser calibradas basándose en las mediciones del desempeño de los pavimentos en servicio. Por lo que, dos componentes importantes deben de distinguirse en los métodos EM, la primera el modelo de análisis para obtener la respuesta (parte mecanicista), y la segunda, las funciones de transferencia (parte empírica) que relaciona la respuesta de la estructura con el deterioro que sufre el pavimento durante su vida de diseño.

La teoría elástica multicapas (TEM), la cual modela el pavimento como una combinación de capas linealmente elásticas, es aceptado que es la forma más simple de los modelos estructurales que son usados actualmente en el diseño EM de pavimentos. Con el objetivo de lograr una predicción más precisa de los esfuerzos, deformaciones y desplazamientos; métodos viscoelásticos y de subcapas han sido incorporados en los modelos de la TEM. Por otro lado, cuando se desea hacer uso de relaciones más complejas, los métodos de elementos finitos (EF) han sido aceptados como los más precisos para determinar la respuesta del pavimento. A pesar de que los métodos de EF proporcionan mejores predicciones, los modelos de la TEM son los modelos estándar usados en el diseño de pavimentos debido al corto tiempo requerido para el cálculo, lo cual hace posible realizar múltiples simulaciones para el cálculo del daño incremental-recursivo acumulado (Coleri y Harvey 2014).

Dos metodologías de diseño/análisis de pavimentos que han demostrado ser confiables para simular el comportamiento de secciones de pavimento en servicio son: CalME y FlexPAVE^{TM}. Ya que han sido utilizadas en diferentes proyectos a nivel mundial para analizar el desempeño de los pavimentos asfálticos. A continuación, se resumen una serie de proyectos donde estas metodologías han sido usadas para simular el comportamiento de los pavimentos.

Una de las ventajas del método de diseño y análisis de pavimentos asfalticos empírico-mecanicista de California conocido como “CalME”, el cual fue desarrollado por el Centro de Investigación en Pavimentos de la Universidad de California (UCPRC), es el procedimiento incremental-recursivo que utiliza para caracterizar el comportamiento de una estructura de pavimento ante la evolución de los distintos tipos de deterioros, ya que ha demostrado ser apto para simular el desempeño de pavimentos en servicio. Una prueba de ello fue el estudio realizado por Ullidtz et al. (2010), quienes utilizaron el software CalME para simular el comportamiento de la pista acelerada de pavimentos del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) en España. La pista del CEDEX fue completamente instrumentada y monitoreada regularmente para recopilar información de la respuesta, temperatura, contenido de humedad, deflexiones y el desempeño del pavimento en términos del agrietamiento en la superficie y la deformación permanente. Con esta información los autores verificaron los modelos de la respuesta mecanicista del pavimento, además de que calibraron los modelos de deterioro. Con respecto a la predicción del desempeño se observó que CalME simulaba razonablemente bien el comportamiento ante el agrietamiento y la deformación permanente de la estructura del pavimento analizada.

En otro estudio más reciente Lanotte y Kutay (2018) implementaron un algoritmo para incluir los resultados del análisis VECD para ensayos de fatiga uniaxial en el proceso incremental-recursivo de CalME con el objetivo de estimar el agrietamiento por fatiga de las mezclas utilizadas en la pista de ensayos acelerados de la Agencia Federal de Administración de Carreteras (FHWA ALF). Los resultados de este algoritmo con la metodología incremental-recursiva mostraron en general una tendencia buena con respecto al agrietamiento observado en las secciones de pavimento. Los modelos de predicción del desempeño de CalME han sido validados/calibrados con información de pavimentos en servicio en Suecia (Oscarsson and Popescu 2011), California (Wu 2008), y otros estados (Tsai and Wu 2009), además de información de pistas aceleradas (Westrack, NCAT, UCPRC).

FlexPAVE^{TM} es un programa de elemento finito en tres dimensiones que simula el comportamiento de los pavimentos flexibles, principalmente con respecto al agrietamiento por fatiga y la deformación permanente, esta herramienta fue desarrollada por el equipo de investigación de la Universidad Estatal de Carolina del Norte (NCSU). Antes de la formalización del software FlexPAVE^{TM}, se desarrollaron varios proyectos que sentaron las bases de la

herramienta actual. Por ejemplo, Kim et al. (2008) implementaron el modelo de daño continuo viscoelástico (VECD) dentro de un paquete de elemento finito (FEP++) para predecir el desempeño ante la fatiga del concreto asfáltico (CA). La ventaja de esta metodología propuesta fue que el modelo VECD consideraba la naturaleza viscoelástica con crecimiento del daño del CA, mientras que el modelo de elemento finito consideraba la temperatura, el espesor de las capas, el gradiente de rigidez, entro otros. La efectividad de este sistema fue verificada en la pista de la FHWA ALF de los Estados Unidos (USA). Los experimentos controlados en la FHWA ALF permitieron una directa comparación entre el desempeño simulado y el observado. Adicionalmente, estructuras de pavimento de la Corporación de Autopistas de Corea (KEC) fueron evaluadas, con lo cual determinaron que el modelo capturaba efectivamente las distintas variables analizadas como son diferentes espesores, materiales y tipos de capas. Finalmente, precisaron la necesidad de desarrollar las funciones de transferencia para comparar el desempeño simulado con el verdadero desempeño observado en las secciones de pavimento.

En otro estudio, Cao et al. (2016) simularon el desempeño a largo plazo de las secciones de pavimento perpetuo Binzhou construidas en la Provincia de Shandong, China. Para realizar las simulaciones utilizaron el software de elemento finito y análisis viscoelástico de pavimentos multicapas para deterioros críticos (layered viscoelastic pavement analysis for critical distreses, LVECD), el cual es el antecesor directo de FlexPAVE^{TM}. Las simulaciones se realizaron para un periodo de 15 años, en donde comprobaron que el desempeño a fatiga está altamente relacionado con el espesor del pavimento. Basándose en la predicción de la localización y severidad del daño, recomendaron que ciertas secciones fueran empleadas para el diseño de pavimentos perpetuos. La metodología actual de FlexPAVE^{TM} se ha ido refinando a través de distintos proyectos de pavimentos en servicio en Manitoba (Canadá), Rio de Janeiro (Brasil), Carolina del Norte y otros estados (USA); en conjunto con los resultados de pistas aceleradas (NCAT).

A diferencia del software Pavement ME Design (anteriormente conocido como Guía de Diseño de Pavimentos Empírico-Mecanicista, MEPDG) en donde el módulo dinámico es la propiedad que se utiliza para calcular la respuesta del pavimento y para determinar el daño por fatiga y deformación permanente (AASHTO 2008), las metodologías de CalME y FlexPAVE^{TM} establecen una completa caracterización del CA, desde sus propiedades viscoelásticas lineales (VEL) hasta las propiedades de fatiga y deformación permanente. Por este motivo, estas dos metodologías son utilizadas para simular el comportamiento en la presente investigación.

El objetivo de este capítulo es analizar el comportamiento ante el daño por fatiga de las mezclas asfálticas en estudio, simulando el comportamiento ante las cargas del tráfico y condiciones climáticas de una sección de pavimento en servicio. Para cumplir con este objetivo, se utilizó la información del tránsito, clima y propiedades de materiales no estabilizados de la sección de estudio, la cual fue procesada de distintas bases de datos. Además, los resultados de la caracterización de las mezclas asfálticas presentados en el Capítulo 4 fueron utilizados para representar el comportamiento de cada mezcla asfáltica en las herramientas EM, solo modificando la información a los formatos requeridos por cada metodología de análisis.

5.2. Modelos de daño utilizados para el análisis

5.2.1. CalME

En CalME se utiliza un proceso de predicción del desempeño incremental-recursivo para estimar el daño en una estructura de pavimento. En el que, "incremental" se refiere a la parte del proceso donde el desempeño del pavimento es estimado por cada incremento de tiempo (por defecto la duración de cada incremento es considerada de 30 días y puede ser modificada), y recursivo se refiere a la parte donde la condición del pavimento es actualizada usando el estado de los deterioros (o niveles) estimados durante el tiempo del incremento anterior, esto antes de que el deterioro del pavimento incremental sea estimado para el siguiente incremento de tiempo.

Una parte fundamental del proceso de predicción del desempeño incremental-recursivo es el subproceso definido en CalME como *proceso de predicción incremental de daño*, el cual aplica las cargas del tráfico y los efectos del clima para un determinado incremento del tiempo y estima el daño incremental (reducción de la rigidez o deformación permanente), además del cambio resultante en los deterioros del pavimento. Este subproceso involucra la interacción entre la caracterización del material y otros componentes del diseño EM. En esta investigación solo se discutirá el procedimiento de caracterización de materiales asfálticos relacionado con el deterioro por fatiga dentro de la predicción incremental del daño. Información detallada para la caracterización de materiales para determinar otro tipo de deterioro se puede obtener de Wu et al. (2018).

Un material asfáltico es clasificado en CalME, como aquel que tiene la suficiente adherencia proporcionada por el ligante para permitir la producción de especímenes de laboratorio

para realizar los ensayos de caracterización. Los materiales asfálticos son definidos por los siguientes modelos:

- La curva maestra de rigidez que describe como la rigidez del material cambia con la duración de la carga y la temperatura.
- La rigidez por envejecimiento que describe como la rigidez del material cambia con la edad.
- El daño por fatiga que describe como el daño por fatiga es acumulado en el material y como el daño por fatiga afecta su rigidez.
- El daño por agrietamiento reflectivo que describe como el daño por agrietamiento reflectivo es acumulado en el material, cuando es aplicable.
- La deformación permanente que describe como la deformación permanente es acumulada en el material asfáltico.

Ya que el interés de la presente investigación es solo caracterizar el agrietamiento por fatiga, solo los modelos de curva maestra y daño por fatiga serán discutidos.

5.2.1.1. Curva maestra de rigidez

La rigidez del material es modelada como una función de la temperatura y el tiempo de carga, comúnmente conocida como curva maestra. La curva maestra en CalME se basa en el modelo usado en la guía MEPDG desarrollada durante el proyecto NCHRP 1-37A (ARA 2004) con algunas simplificaciones. La misma ecuación que en la guía MEPDG es usada por CalME para relacionar la rigidez del CA y el tiempo reducido:

$$\log(E) = \delta + \frac{\alpha}{1 + exp^{(\beta + \gamma \log(tr))}} \tag{5-1}$$

donde E es la rigidez en MPa, t_r es el tiempo reducido en segundos y, α, β, δ y γ son constantes. El tiempo reducido es una función del tiempo actual (es decir, duración de la carga) y la temperatura.

$$t_r = \frac{l_t}{a_T} \tag{5-2}$$

donde l_t es la duración de la carga (en segundos), y a_T es el factor de desplazamiento de la temperatura. El tiempo de carga depende de la velocidad del vehículo (v) y el espesor de las capas, asumiendo que el esfuerzo se disipa en un ángulo de 45° con la profundidad y un área de contacto del neumático con diámetro de 200 mm:

$$l_t = \frac{200mm + 2 \times z_1/3}{v} \tag{5-3}$$

donde $z_1/3$ es la profundidad de la capa al punto de división del 1/3 superior. El factor de desplazamiento de temperatura a_T es a su vez, una función de la temperatura que utiliza la viscosidad del ligante como variable intermedia:

$$a = \left(\frac{\eta}{\eta_{ref}}\right)^{a_T} \tag{5-4}$$

donde η es la viscosidad del ligante a la temperatura de carga, η_{ref} es la viscosidad del ligante a la temperatura de referencia. La viscosidad del ligante puede ser calculada de la temperatura usando la siguiente ecuación:

$$\text{loglog}\,\eta = A + VTS \cdot \log T \tag{5-5}$$

donde η es la viscosidad del ligante en cPoise, *T* es la temperatura del ligante en grados Kelvin, y *A* y *VTS* son constantes de regresión.

5.2.1.2. Daño por fatiga

El daño por fatiga en los materiales asfálticos es causado por la aplicación repetida de deformaciones de tensión debidas tanto a las cargas del tráfico como a los ciclos diarios de temperaturas. En CalME, solamente se considera el daño por fatiga relacionado con el tráfico, el cual afecta la curva maestra de los materiales asfálticos (rigidez). Específicamente, la ecuación de la curva maestra para un material asfáltico (Ecuación (5-1)) con daño por fatiga, resulta en:

$$\log(E) = \delta + \frac{\alpha \times (1 - \omega)}{1 + exp^{(\beta + \gamma \log(tr))}} \tag{5-6}$$

donde ω es el daño por fatiga, el cual es calculado con la siguiente ecuación:

$$\omega = \left(\frac{MN}{FSF \times MN_p}\right)^{\alpha_f} \tag{5-7}$$

donde *MN* es el número de aplicaciones de carga en millones, MN_p es el número de aplicaciones de carga permisibles en millones, *FSF* es el factor de transferencia de fatiga, y α_f es un parámetro del modelo dependiente del material. El factor de transferencia de fatiga (*FSF*) es la parte empírica de la ecuación de fatiga. El cual convierte el desempeño de fatiga caracterizado en laboratorio al desempeño de fatiga en servicio. *FSF* es fijado como 1.0 cuando se realiza el ajuste de los resultados de laboratorio. MN_p es calculado con la siguiente ecuación:

$$MN_p = A \times \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ref}}\right)^{\beta} \times \left(\frac{E}{E_{ref}}\right)^{\frac{\beta}{2}} \quad (5\text{-}8)$$

donde ε es la deformación de flexión en la parte inferior de la capa de CA en $\mu\varepsilon$ (negativa para tensión), ε_{ref} es la deformación de flexión en tensión de referencia igual a -200 $\mu\varepsilon$, E_{ref} es la rigidez de referencia igual a 3000 MPa, y A y β son constantes del material.

Para caracterizar el comportamiento a fatiga del CA en laboratorio con las ecuaciones anteriores, solamente es necesario determinar los siguientes parámetros dependientes del material: α_f, A y β.

El efecto del daño en la rigidez puede ser estimado de la siguiente forma. De acuerdo con las Ecuaciones (5-1) y (5-6), la rigidez con daño $E_{dañada}$ y la rigidez sin daño $E_{nodañada}$ tiene la siguiente relación:

$$\log(E_{dañada}) - \log(E_{nodañada}) = -\frac{\alpha \cdot \omega}{1 + exp^{(\beta+\gamma \log(tr))}} \quad (5\text{-}9)$$

Lo cual puede ser simplificado como:

$$\log(E_{dañada}) - \log(E_{nodañada}) = -[\log(E_{nodañada}) - \delta] \cdot \omega \quad (5\text{-}10)$$

La relación entre la rigidez (SR) dañada y no dañada puede ser calculada como:

$$SR = \frac{E_{dañada}}{E_{nodañada}} = \left(\frac{10^{\delta}}{E_{nodañada}}\right)^{\omega} \quad (5\text{-}11)$$

5.2.2. FlexPAVE

El software FlexPAVE™ es una herramienta de análisis del desempeño del pavimento que es basada en un eficiente marco de referencia desarrollado para combinar la separación del tiempo-escala y el análisis de capas viscoelásticas. Primero, usando las diferencias de tiempo-escala entre las variaciones de temperatura, la frecuencia del tráfico, y la evolución de la fatiga/deformación permanente reduciendo el número de análisis de las respuestas del pavimento de millones de ciclos a solamente unas cuantas docenas de corridas de análisis. Después, el análisis esfuerzo-deformación puede ser realizado usando un análisis estructural de capas basado en la transformada de Fourier. Esta herramienta de análisis captura eficientemente los efectos de la viscoelasticidad de los materiales del pavimento, la temperatura (esfuerzos térmicos y cabios en las propiedades viscoelásticas), y la naturaleza de movimiento de las cargas del tráfico. (NCSU 2018). Una vez

que las respuestas del pavimento son determinadas, el desempeño a fatiga es estimado usando el modelo simplificado de daño continuo viscoelástico (S-VECD).

FlexPAVE™ es capaz de realizar dos tipos de análisis, uno denominado como análisis de la respuesta del pavimento, el cual produce solamente los resultados de esfuerzo-deformación y desplazamiento. Y el análisis del desempeño del pavimento, el cual proporciona la información de todo el daño causado en el pavimento, incluyendo agrietamiento por fatiga, esfuerzos térmicos y deformación permanente. Para fines de la presente investigación solo los resultados del daño por fatiga serán discutidos y analizados.

Las propiedades del concreto asfáltico requeridas por FlexPAVE™ para realizar la simulación del comportamiento a fatiga en una estructura de pavimento flexible son las siguientes: las propiedades viscoelásticas lineales y las propiedades a fatiga. Las propiedades VEL del concreto asfáltico pueden ser definidas por los resultados del módulo dinámico, la curva maestra del módulo dinámico con la forma que se muestra en la Ecuación (5-12) o por medio de las series de Prony definidas con la Ecuación (5-14). Independientemente de la forma en la que se definan las propiedades viscoelásticas es necesario introducir la relación de Poisson y la temperatura de referencia.

$$\log E^* = a + \frac{b}{1 + \frac{1}{\exp(d + g \log f_R)}} \tag{5-12}$$

$$f_R = a_T f \; y \log(a_T) = a_1 T^2 + a_2 T + a_3 \tag{5-13}$$

donde $a_1, a_2, y \; a_3$ son los coeficientes del factor de desplazamiento, y a, b, d y g son los coeficientes para la funciona sigmoidea.

$$E(t) = E_\infty + \sum_i E_i e^{-\frac{t}{T_i}} \tag{5-14}$$

donde $E_\infty, E_i \; y \; T_i$ son los coeficientes de Prony.

Para la caracterización de las propiedades a fatiga es necesario introducir los coeficientes del modelo S-VECD (Ecuación (4-12)), el factor de crecimiento de daño (α) y el criterio de falla del modelo (Ecuación (4-43)), los cuales se discuten ampliamente en el capítulo 4 y no serán discutidos nuevamente aquí.

5.3. Recopilación de la información utilizada

La información necesaria para realizar la simulación del daño por fatiga en una estructura de pavimento puede ser agrupada en tres categorías principales: tránsito, clima y estructura/características de los materiales. En caso de que se quiera calibrar los factores empíricos que usan las metodologías empírico-mecanicistas se podría definir una cuarta categoría, la información del desempeño, la cual proporciona resultados de mediciones del comportamiento de una estructura de pavimento de forma tal que el desempeño calculado se ajuste con el desempeño observado. Esta sección describe como se obtuvo la información requerida por las herramientas de análisis, a través de varias fuentes de datos disponibles.

5.3.1. Información de la sección de estudio

La sección de estudio se localiza en el estado de Hidalgo, el cual forma parte de la región Este de México. Específicamente se localiza en el municipio de Tizayuca, considerado como parte de la Zona Metropolitana del Valle de México, como se puede ver en la Figura 5-1(a). Este municipio cuenta con conexiones a una red de carreteras regionales, autopistas libres y de cuota, tal es el caso de la autopista México-Pachuca, Arco Norte y Circuito Mexiquense, como se observa en la Figura 5-1(b).

La sección de estudio es parte de la autopista México-Pachuca, se localiza en los limites Estado de México/Hidalgo, municipio de Tizayuca del kilómetro 54+600 al km 58+200 (longitud de 3.6 km) y es identificada con la clave: HGO085F--BT1-054.6-058.2, por parte de la Dirección General de Servicios Técnicos (DGST) de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

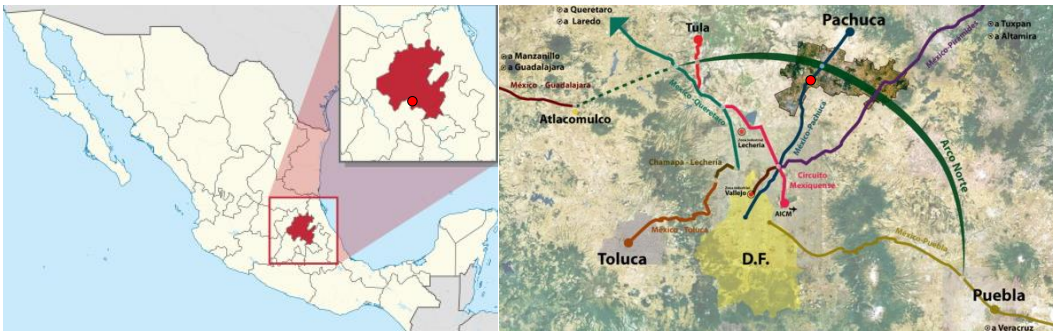


Figura 5-1. Localización de la sección de estudio y detalle de su conectividad con otras carreteras importantes en la región centro de México (Edo. Hidalgo 2011)

5.3.2. Tránsito

La información del tránsito fue obtenida de la página de la DGST, de donde dos tipos distintos de fuentes de datos fueron usados, una referente a los datos viales y la segunda proveniente de las encuestas origen destino. Los cuales se presentan a continuación.

De los datos viales (http://www.sct.gob.mx/) se obtuvo el Transito Diario Promedio Anual (TDPA), la distribución vehicular y el histórico del TDPA para estimar la tasa de crecimiento en el periodo de análisis. El año 2012 se tomó como año base para determinar las características del tránsito en la sección de estudio, debido a que es el primer año con el que se cuenta con información de las campañas de auscultación como se discutirá más adelante. La Tabla 5-1, muestra las características de la distribución vehicular para el año 2012 obtenidas de la estación de aforo Tizayuca. Esta tabla contiene el TDPA, la distribución vehicular por tipo de vehículo de acuerdo con la clasificación de la SCT y el factor direccional (D).

Tabla 5-1. Información del tránsito vehicular en la sección de estudio para el año 2012

Lugar	KM	TDPA	A	B	C2	C3	T3S2	T3S3	T3S2R4	OTROS	A	B	C	D
Tizayuca	52.5	15895	86.6	1.5	3.6	1.4	2.9	1.9	1.3	0.8	86.6	1.5	11.9	0.5

A partir del histórico del TDPA, se estimó la tasa de crecimiento para el periodo de estudio que comprendió del año 2012 al año 2019 (7 años), la Figura 5-2 muestra la evolución del TDPA durante el periodo de estudio. La tasa de crecimiento calculada fue de 10.5 % y se obtuvo con el modelo compuesto mostrado en la Ecuación (5-15).

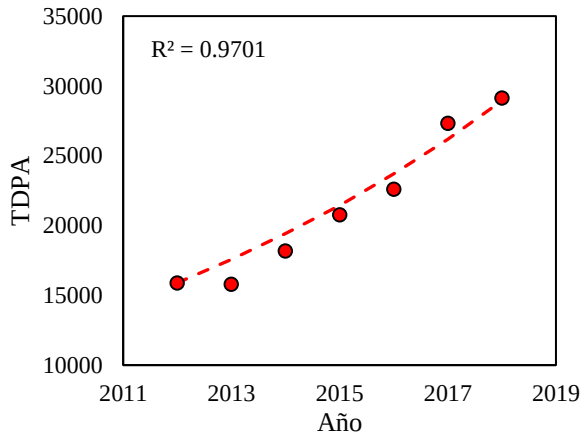


Figura 5-2. Evolución del TDPA del año 2012 al año 2018

$$Y_i = Y_0 \times (1 + r)^i \tag{5-15}$$

$$log(Y_i) = log(Y_0) + i \times log(1 + r)$$

donde *a* y *b* son parámetros del modelo, *x* es la variable dependiente (usualmente tiempo), Y_i es el volumen del tráfico en el año *i*, Y_0 es el volumen de tráfico en el año base, *r* es la tasa de crecimiento anual como porcentaje del volumen del año base e *i* es el número de años con respecto al año base.

La otra fuente de información consultada del portal de la DGST fue la referente a las encuestas origen-destino-peso (http://www.sct.gob.mx/), para obtener información de la distribución de las cargas por tipo de eje de los distintos vehículos. El estudio de origen-destino y peso se realizó del 17 al 20 de abril de 2012, el sitio de pesaje dinámico se ubicó en el km 58+800 de la carretera México-Pachuca libre en la estación Tizayuca. La Figura 5-3(a) muestra la distribución en porcentaje de los distintos tipos de ejes de los vehículos, además del porcentaje de cada tipo de eje con respecto al total observado en el periodo de medición. Se observa que el eje tándem es el predominante con un 35 por ciento y el eje tridem el de menor presencia con un 3 por ciento. Con respecto al cumplimiento de las cargas legales por tipo de eje la Figura 5-3(b) muestra la distribución normal acumulada para cada eje, en donde las líneas discontinuas representan el límite legal. Se observa que solo el eje tridem se encuentra por encima del límite legal en un 30 por ciento, sin embargo, debido a la poca cantidad observada de este tipo de eje, se considera que no tendrá mayor impacto en el cálculo de los Ejes Sencillos Equivalentes de Carga (ESAL, por sus siglas en ingles).

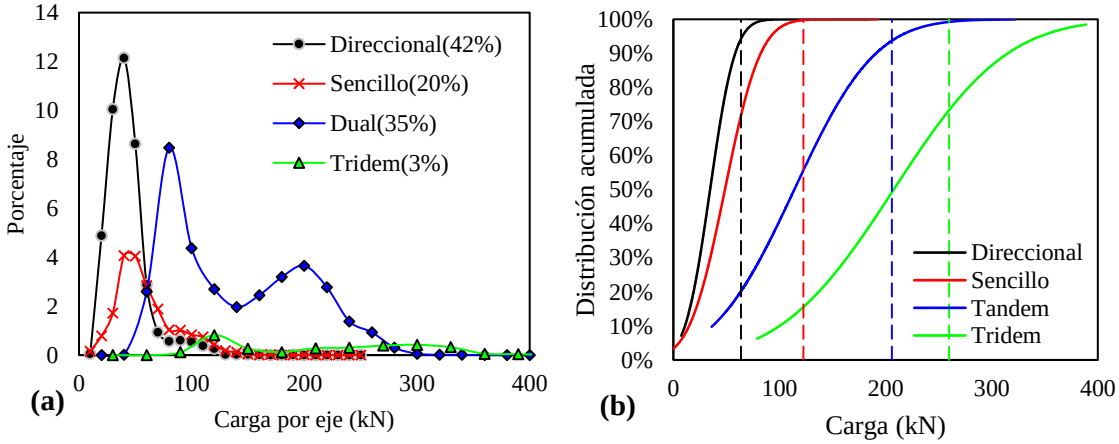


Figura 5-3. (a) Distribución de la carga por tipo de eje y (b) distribución normal acumulada por tipo de eje

5.3.3. Condiciones climáticas

La información referente a las condiciones climáticas se obtuvo de la herramienta web Long-Term Pavement Performance (LTPP) Climate Tool (https://infopave.fhwa.dot.gov/), la cual contiene información generada por la Administración Nacional de Aeronáutica y Espacio (NASA) de los datos climáticos Modern-Era Retrospective Analysis for Research and Applications (Análisis retrospectivo de la Era Moderna para Investigación y Aplicaciones, MERRA). La información obtenida consistió en temperatura del aire, velocidad del viento, porcentaje de sol, precipitación y humedad. Con esta información se estimó la temperatura del pavimento por medio del software Enhaced Integrated Climatic Model (EICM v3.2) (Zapata y Houston 2008). En la Figura 5-4(a) se observa las temperaturas máximas y mínimas de la superficie del pavimento estimadas para el año 2012. Y en la Figura 5-4(b) se muestra el gradiente de temperatura del pavimento con la profundidad para las distintas estaciones climáticas del año.

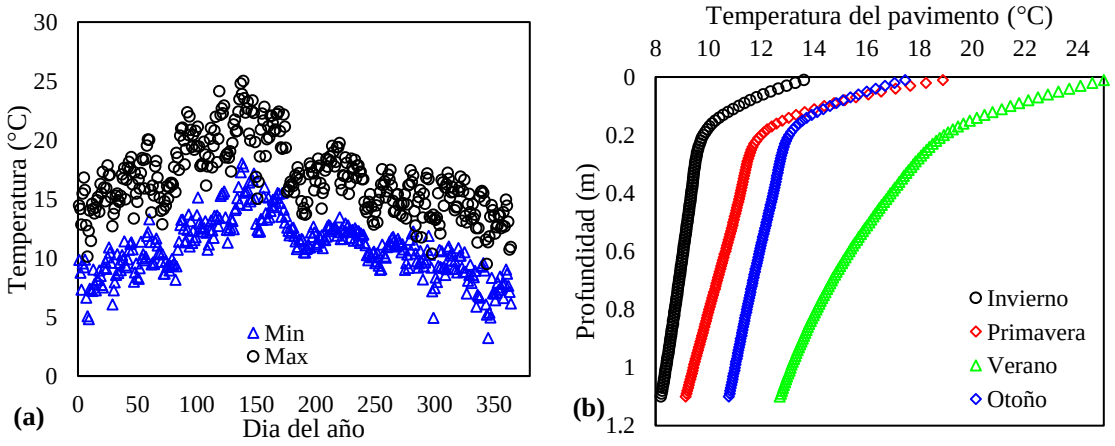


Figura 5-4. (a) Temperatura máxima-mínima y (b) gradiente de temperatura con la profundidad del pavimento estimada para el año 2012

5.3.4. Estructura del pavimento

Con el objetivo de evaluar la capacidad estructural del pavimento la DGST realiza la medición de deflexiones de superficie por medio del deflectómetro de impacto (FWD), con esta información y los umbrales de aceptación/rechazo definidos por la DGST, se realiza la calificación de la capacidad estructural de la red de carreteras de México. En la presente investigación las deflexiones de superficie medidas en el año 2012 son utilizadas para obtener los módulos elásticos de las capas no estabilizadas del pavimento de la sección de estudio, los cuales son un parámetro de entrada en las herramientas EM utilizadas en la presente investigación. Para obtener los

módulos elásticos se realiza un proceso conocido como retrocálculo o cálculo inverso, el cual se describe a continuación.

El retrocálculo es un procedimiento ampliamente utilizado para la cuantificación no destructiva de los módulos de las capas que conforman una estructura de pavimento existente. Este procedimiento involucra el uso de las deflexiones de superficie y el empleo de un análisis elástico multicapas en un proceso iterativo para determinar el conjunto más razonable de módulos in situ que minimicen la diferencia entre las deflexiones medidas y las calculadas. La información requerida para realizar el retrocálculo es las deflexiones de superficie, los espesores de las capas que constituyen la estructura del pavimento y el software para realizar el retrocálculo.

La Figura 5-5(a) muestra las deflexiones máximas medidas en las diferentes campañas de auscultación realizas por la DGST, para fines del proceso de retrocálculo solo se utilizarán las deflexiones obtenidas en el año 2012. Sin embargo, se incluyen las deflexiones máximas de las distintas campañas para mostrar como este parámetro se ve altamente influenciado por la temperatura de las capas asfálticas durante la medición. Es de esperarse que con el paso del tiempo las deflexiones máximas deban de incrementar, debido al deterioro que sufre la estructura del pavimento por el paso acumulado de las cargas de los vehículos, sin embargo, como se puede observar en la Figura 5-5(a) no se distingue una tendencia definida del incremento de las deflexiones con el paso del tiempo, debido principalmente a los efectos de la temperatura en la capa asfáltica, ya que como se muestra en la Figura 5-5(a) cada campaña se realizó a una temperatura distinta las cuales oscilan en un rango de 15 a 38°C.

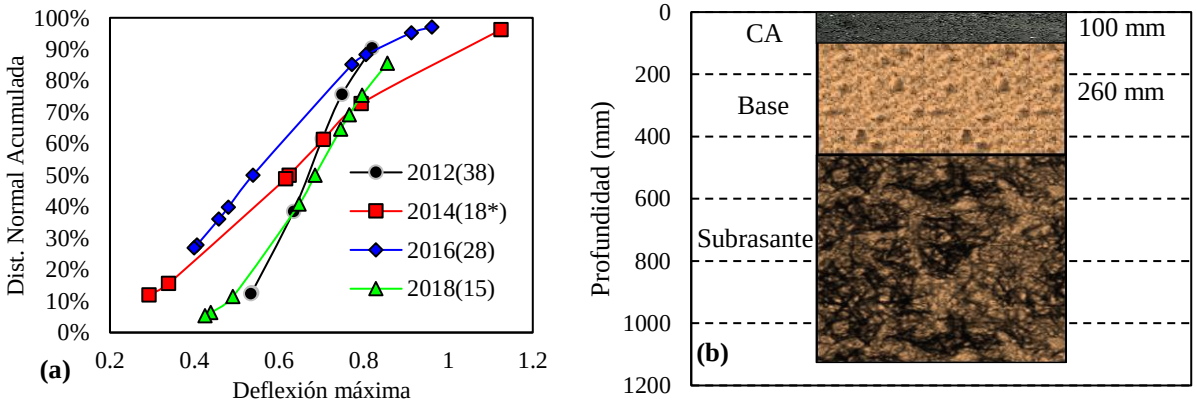


Figura 5-5. Deflexiones de superficie obtenidas durante las campañas de auscultación y espesores de la estructura de pavimento de la sección de estudio

Los espesores de las capas que constituyen a la estructura de pavimento se muestran en la Figura 5-5(b). Estos espesores fueron medidos durante la campaña de auscultación realizada en el año 2012 por medio del radar de penetración de tierra (GPR, por sus siglas en ingles) y verificados por medio de sondeos. Los espesores utilizados en el proceso de retrocálculo fueron: 100 mm de concreto asfáltico, 260 mm de base granular y una subrasante considerada con un espesor semi-infinito.

El software CalBakc (California Backcalculation) fue desarrollado por el Centro de Investigación de Pavimentos de la Universidad de California (UCPRC) con patrocinio del Departamento de Transporte de California. Calbakc cuenta con algunas características específicas que lo distinguen de otras herramientas para realizar el retrocálculo, como son tres motores de búsqueda para determinar el módulo, tres modelos de respuesta para el análisis de los pavimentos flexibles, entre otros (Lu et al. 2009). Un criterio para determinar si los módulos obtenidos por retrocálculo son adecuados es la raíz de la media cuadrática (RMS), la cual define un buen ajuste de la cuenca de deflexiones estimada con la cuenca medida. En la presente investigación se obtuvo un valor de RMS igual o menor a 3% para el proceso de retrocálculo del año 2012.

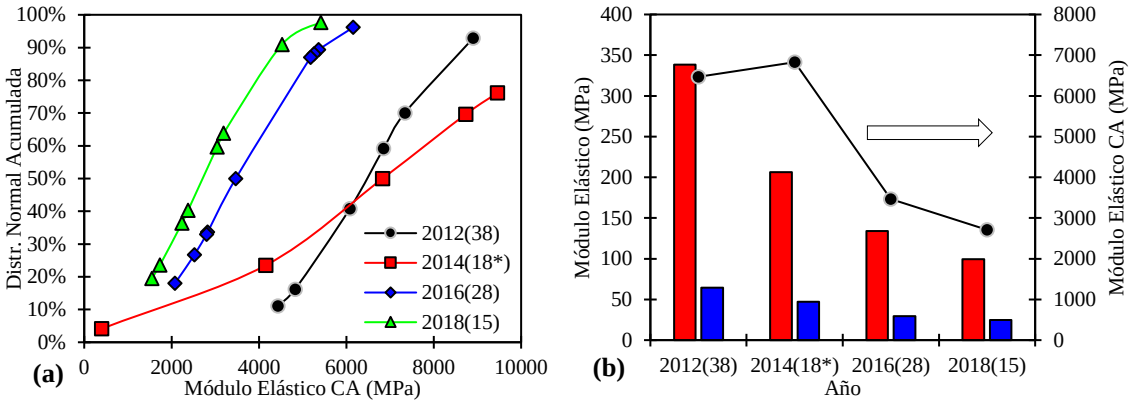


Figura 5-6. Distribución normal acumulada de los módulos elásticos del concreto asfáltico normalizados a 20 °C y promedio de los módulos elásticos de las distintas capas del pavimento

Una de las ventajas de realizar el retrocálculo de los módulos de las capas de un pavimento es que estos puedes ajustarse a una temperatura de referencia para quitar del análisis la variable de la temperatura al momento de la medición de las deflexiones. La Figura 5-6(a) muestra la distribución normal acumulada de los módulos elásticos normalizados a una temperatura de 20 °C obtenidos por retrocálculo para las distintas campañas de auscultación. Se observa como disminuye la distribución de los módulos con respecto al paso del tiempo, generado por el paso

acumulado de las cargas de los vehículos (daño por fatiga). Esta afirmación se puede visualizar de forma más clara en la Figura 5-6(b), donde se muestran los promedios de los módulos elásticos de las distintas capas del pavimento y se observa la tendencia de disminuir de los módulos con respecto al paso del tiempo.

5.3.5. Desempeño de la sección de estudio

El alcance de la presente investigación no involucra la calibración de los factores empíricos de las herramientas utilizadas. Sin embargo, se muestran los datos de la evolución del desempeño superficial del pavimento con el objetivo de visualizar como se fue cambiando el comportamiento del pavimento ante las cargas del tráfico durante el periodo de análisis. Los datos de la condición superficial del pavimento obtenidos a través de las diferentes campañas de auscultación de la red federal de carreteras, fueron evaluados con el objetivo de determinar las condiciones superficiales, estructurales y de seguridad de las carreteras de México por parte de la DGST (DGST 2018). La Figura 5-7 muestra la distribución normal acumulada de los distintos indicadores de superficie evaluados del año 2012 al año 2017 para: (a) agrietamiento, (b) IRI, (c) profundidad de rodera y (d) macrotextura. Estos indicadores son comparados de acuerdo con los umbrales de aceptación/rechazo definidos por la DGST para calificar la condición de la superficie del pavimento, la Tabla 5-2 contiene los umbrales utilizados por parte de la dependencia (DGST 2018).

Tabla 5-2. Umbrales de aceptación/rechazo para la red básica libre (DGST 2018)

Clasificación	IRI (m/km)	Macrotextura (mm)	Rodera (mm)	Agrietamiento (%)	Deflexión máxima (mm)
Bueno	< 2.5	> 0.9	< 7.0	< 7	0 – 0.5
Aceptable	2.5 - 3.5	0.65 - 0.80	7.1 - 9.0	7.1 - 9	> 0.5 – 0.8
Malo	> 3.5	< 0.65	9	> 9	> 0.8

Como se puede ver en la Figura 5-7 con excepción de la macrotextura el mayor porcentaje de la distribución normal acumulada de los demás indicadores, clasifican a la sección de estudio en el año 2012 con una condición de buena a aceptable.

La Figura 5-8 muestra el promedio de los indicadores de superficie evaluados durante las campañas de auscultación del año 2012 al año 2017. En esta figura se puede observar de una forma más clara la evolución de cada uno de los indicadores durante el periodo análisis, mostrando un incremento de los indicadores con respecto al paso del tiempo con excepción de la macrotextura que muestra el mismo valor durante el periodo de evaluación. Es importante definir que, para las

condiciones climáticas prevalecientes en el sitio de la sección de estudio, el incremento del agrietamiento es debido a la fatiga del pavimento provocada por las repeticiones del tráfico. Lo cual, está relacionado con la disminución de la rigidez mostrada en la Figura 5-6.

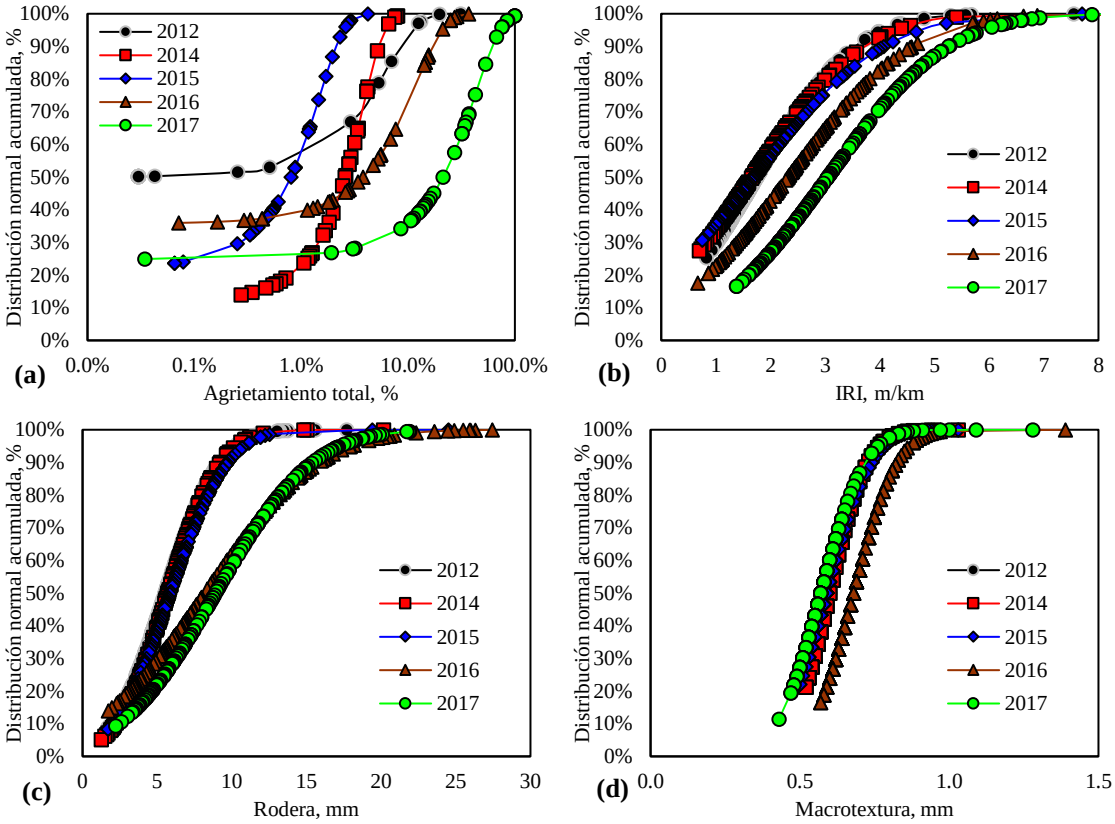


Figura 5-7. Características de superficie de la sección de estudio del año 2012 al año 2017: (a) agrietamiento, (b) IRI, (c) profundidad de rodera y (d) macrotextura

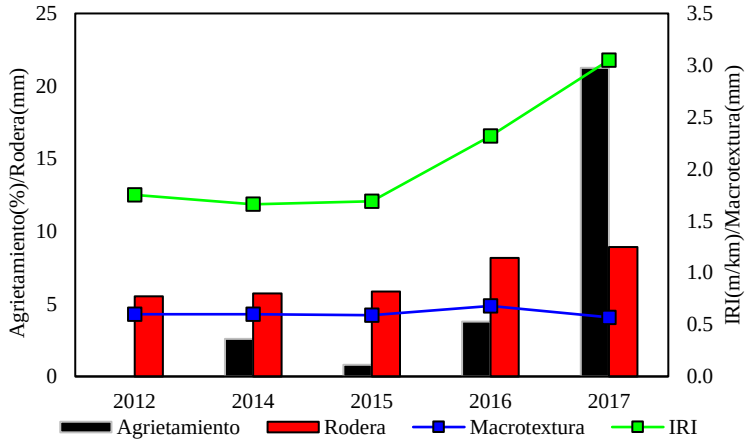


Figura 5-8. Promedio de los indicadores de superficie evaluados del año 2012 al año 2017

5.4. Simulación del comportamiento a fatiga

En esta sección se presentan los parámetros de entrada en los formatos que tanto CalME como FlexPAVE^{TM} especifican, además de la descripción de como cada uno de ellos realiza el cálculo del daño y la discusión de los resultados obtenidos del análisis de las distintas mezclas en estudio.

5.4.1. Información de entrada para los métodos de análisis

Cada una de las metodologías utilizadas para simular el daño por fatiga en el CA, requiere de los insumos para el análisis en un formato distinto, sin embargo, en ambos la estructura de pavimento es la misma, con respecto a los espesores de las capas y los módulos de las capas no estabilizadas, los cuales se muestran en la Figura 5-9.

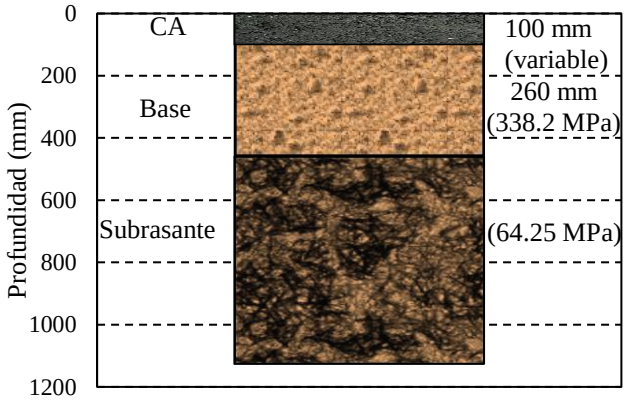


Figura 5-9. Módulos elásticos de las capas no estabilizadas de la estructura de pavimento de la sección de estudio

5.4.1.1. CalME

Los datos de entrada de tráfico en CalME incluyen los siguientes componentes: el espectro de carga, el número de ejes de tráfico y la tasa de crecimiento de los vehículos pesados. El espectro de carga es definido como una distribución de frecuencia en 24 periodos de una hora correspondientes a un día y en distintas categorías para cada tipo de ejes, el espectro utilizado se muestra en la Figura 5-3(a). El número de ejes de tráfico es número total de ejes de vehículos pesados acumulados en el primer año de la simulación, en nuestro caso se obtuvo un valor de 1, 104, 400 ejes, el cual fue calculado de los resultados de la encuesta origen-destino realizada por la SCT. Por último, la tasa de crecimiento utilizada fue de 10.5 por ciento, y en el apartado 5.4.2. Tránsito se discute como fue obtenida.

Los datos climáticos de entrada requeridos en CalME principalmente incluyen la temperatura de la superficie del pavimento para los siguientes rangos: temperatura de la superficie media anual (15.3 °C), rango anual de la temperatura de superficie (12.0 °C) y rango diario de la temperatura de la superficie (16.0 °C), estos valores fueron obtenidos con el software EICM (Zapata y Houston 2008) y con información climática obtenida de la herramienta web Long-Term Pavement Performance (LTPP) Climate Tool (https://infopave.fhwa.dot.gov/).

La información de las características del CA consiste en la obtención de la rigidez y el daño por fatiga. La rigidez se obtiene por medio de las curvas maestras con el modelo presentado en la Ecuación (5-1). Los resultados de laboratorio (E^*) para realizar el ajuste de la curva maestra fueron obtenidos de ensayos uniaxiales aplicando un historial de carga de tensión-compresión como se discutió en el Capítulo 4. La Tabla 5-3 contiene los parámetros de ajuste de las curvas maestras para las mezclas asfálticas en estudio, las cuales fueron construidas a una temperatura de referencia de 20°C. De acuerdo con el procedimiento recomendado por CalME, la parte inferior de la curva maestra (δ) se fijó a un valor de 200 MPa y no se permitió que se modificará durante el procedimiento de optimización. En el caso de la mezcla fabricada con asfalto modificado con polímero SBS (SBS76V-22), fue necesario realizar un segundo ajuste de la curva maestra permitiendo que el valor de δ se modificara, la curva resultante de este proceso se definió como SBS76V-22M y los parámetros se pueden ver en la Tabla 5-3. Este segundo ajuste fue necesario debido a que los resultados los resultados en la simulación de fatiga no fueron coherentes, los cuales se discutirán más adelante.

Tabla 5-3. Parámetros de ajuste de las curvas maestras para las mezclas asfálticas en estudio

Mezcla	**δ**	**α**	**β**	**γ**	**a_T**	***E*$_{ref}$ (MPa)*[1]**	**A[2]**	**VTS[2]**
PG64-16	2.301	1.957	-0.416	0.821	1.061	5812	10.717	-3.578
PPA76H-16	2.301	2.024	-1.055	0.621	1.222	9047	10.579	-3.527
TER76E-22	2.301	2.020	-0.892	0.611	1.751	8132	8.130	-2.646
SBS76V-22	2.301	1.958	-0.664	0.634	1.645	6304	7.773	-2.501
SBS76V-22M	1.578	2.786	-0.960	0.4123	1.717	6304	7.773	-2.501

[1]Módulo complejo de referencia medido a una temperatura de 20°C y 10Hz
[2]Constantes de viscosidad obtenidas con el modelo para cada asfalto

La Figura 5-10 muestra los datos de E^* obtenidos en laboratorio y las curvas maestras construidas a una temperatura de referencia de 20°C para las mezclas en estudio. En la Figura 5-10(a) la parte inferior de la curva maestra (δ) se fijó en un valor de 200 MPa y no se permitió que se modificara durante el proceso de ajuste, este procedimiento de ajuste es recomendado por

CalME, como se puede ver las asíntotas inferior y superior del modelo presentan una importante diferencia con los datos experimentales, lo cual es resultado de fijar el valor mínimo de la curva (asíntota inferior), ya que los resultados experimentales son inferiores que el valor mínimo establecido (200 MPa). Debido a la simetría de la función sigmoidea (modelo de la curva maestra) la asíntota superior presenta diferencias de ajuste con los datos experimentales. Como parámetro de comparación la Figura 5-10(b) muestra las curvas maestras calculadas permitiendo que todos los parámetros del modelo se modifiquen durante el proceso de optimización. En este caso se observa un mejor ajuste del modelo con los datos experimentales.

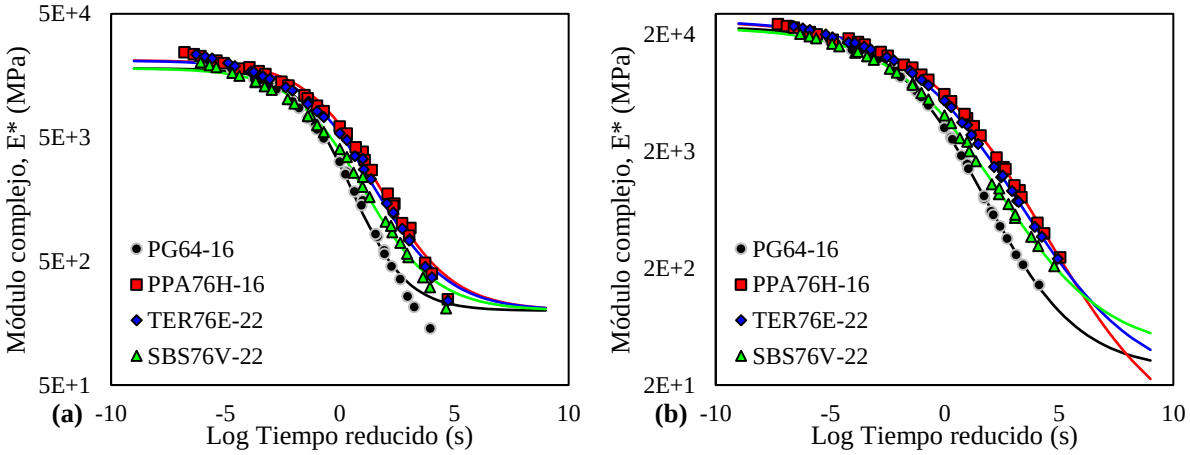


Figura 5-10. Curvas maestras ajustadas a una temperatura de referencia de 20°C de las mezclas asfálticas en estudio: (a) definiendo y fijando el valor mínimo de la curva maestra en 200 MPa y (a) ajustando libremente todos los parámetros del modelo de la curva maestra

Los parámetros del modelo de daño por fatiga definidos en las Ecuaciones (5-7) y (5-8) son determinados por medio del ajuste de las curvas de reducción de rigidez obtenidas en los ensayos de fatiga en flexión a cuatro puntos. Sin embargo, en la presente investigación los parámetros de daño a fatiga fueron obtenidos del ajuste las curvas de reducción de rigidez simuladas con el modelo S-VECD, las cuales se observan en la Figura 5-11(a). La Tabla 5-4 contiene los parámetros del modelo ajustados con las curvas de reducción de rigidez simuladas por medio del modelo S-VECD para las mezclas en estudio.

Tabla 5-4. Parámetros de los modelos de daño por fatiga para las mezclas en estudio

Mezcla	A	α_f	β	γ	α_0
PG64-16	3623.70	0.2345	-0.0914	-0.0457	-1.4505
PPA76H-16	11861.04	0.2349	-0.5330	-0.2665	-1.4486
TER76E-22	129224.61	0.2294	-4.5107	-2.2553	-1.4721
SBS76V-22	39089.86	0.2216	-6.4691	-3.2346	-1.5069

SBS76V-22M	238584.25	0.2215	-6.4713	-3.2356	-1.5068

La relación de las curvas de reducción de rigidez (líneas discontinuas) y las curvas obtenidas del ajuste del modelo de daño por fatiga (marcadores) se muestran en la Figura 5-11(a). La comparación entre la relación del módulo residual calculada y medida se presentan en la Figura 5-11(b), se observa un buen ajuste entre el modelo y los datos de reducción de rigidez simulados con el modelo S-VECD.

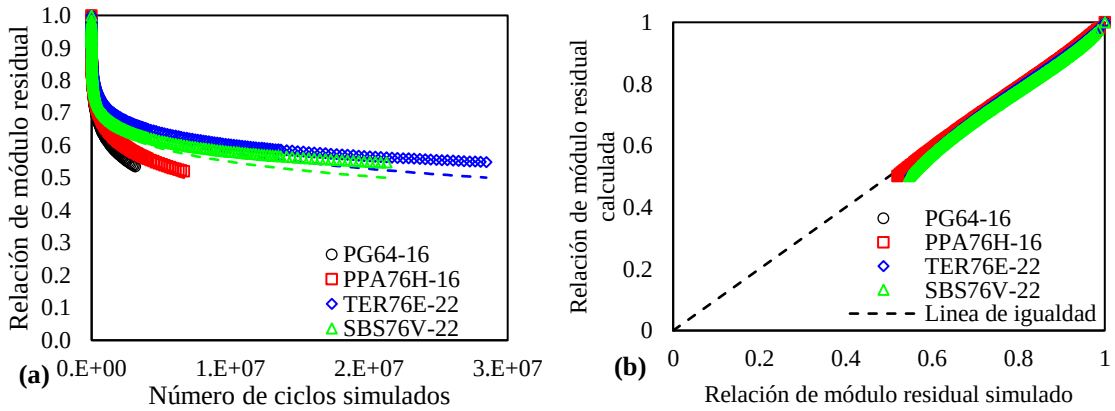


Figura 5-11. (a) Curvas de reducción de rigidez simuladas con el modelo S-VECD y (b) comparación entre la relación de la rigidez medida y calculada

5.4.1.2. FlexPAVE

En FlexPAVE™ los datos del tránsito mixto son convertidos en un vehículo de diseño, comúnmente se utiliza el eje estándar (ESAL) con una velocidad constante. Por lo que, la información del tránsito requerida es la siguiente: configuración del vehículo de diseño (se utilizó la configuración de ESAL), velocidad de diseño (25 m/s), número de ESALs diarios (2130), tasa de crecimiento (10.5%), factores de ajuste mensuales y la distribución horaria de los vehículos pesados fueron definidos con los valores por defecto.

La información climática solicitada por FlexPAVE™ es básicamente el perfil de la temperatura del pavimento con la profundidad con una distribución por hora. Solo es necesario introducir la información de la temperatura para un año y el software repite el historial de temperaturas para los años subsecuentes de la simulación, en nuestro caso se utilizó el perfil de la temperatura del pavimento determinado con el software EICM (Zapata y Houston 2008) y con información climática obtenida de la herramienta web Long-Term Pavement Performance (LTPP) Climate Tool (https://infopave.fhwa.dot.gov/).

La caracterización del CA asfáltico consiste en primer lugar en determinar las propiedades VEL a través de la curva maestra, la cual se puede obtener con el modelo mostrado en la Ecuación (5-12). Las curvas maestras del módulo complejo y el ángulo de fase construidas a una temperatura de referencia de 20 °C con el formato requerido por FlexPAVE™ se muestran en la Figura 5-12.

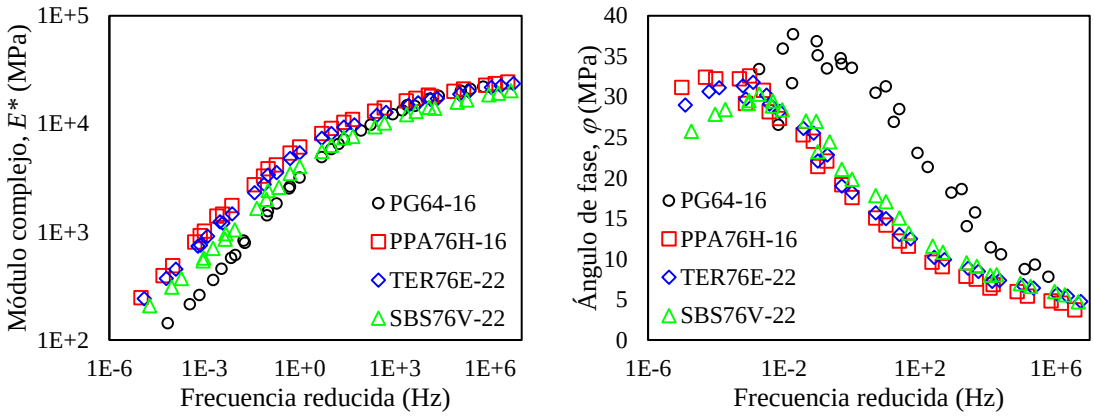


Figura 5-12. Curvas maestras construidas a una temperatura de referencia de 20 °C de: (a) módulo complejo y (b) ángulo de fase

Por último, para complementar la caracterización del CA es necesario introducir las propiedades de fatiga de cada mezcla asfáltica. Estas propiedades se basan en la calibración del modelo S-VECD, la cual se discutió ampliamente en el Capítulo 4. Los parámetros para caracterizar el daño por fatiga de las mezclas en estudio se muestran en la Tabla 5-5.

Tabla 5-5. Parámetros de las propiedades de fatiga de las mezclas en estudio obtenidas con el modelo S-VECD

Mezcla	α	f_R	$E^*_{singular}$	C_{11}	C_{12}	β	K_1	D^R
PG64-16	3.558	10	6014.0	0.0033	0.4768	0.0198	0.2865	0.477
PPA76H-16	3.976	10	9248.8	0.0017	0.5016	0.0254	0.2718	0.440
TER76E-22	4.058	10	8305.2	0.0025	0.4630	0.0311	0.2690	0.475
SBSV-22	4.136	10	6332.6	0.0065	0.4048	0.0320	0.2662	0.610

[1]Módulo complejo VEL calculado con la Ecuación (4-5) a una temperatura de 20°C y una frequencia de 10Hz

5.4.2. Análisis de resultados y discusión

5.4.2.1. CalME

El daño en el concreto asfáltico causado por la fatiga, se manifiesta en la superficie del pavimento como grietas longitudinales o transversales en las huellas de los vehículos, y eventualmente esas grietas se unen para formar el deterioro conocido como “agrietamiento piel de

cocodrilo". En CalME, la densidad del agrietamiento en la superficie causado por fatiga es una función del daño en la capa asfáltica. El daño por fatiga, sucesivamente, es acumulado a la tasa, determinada por la deformación de tensión causada por las cargas del tráfico. El daño por fatiga determina la rigidez residual o relación entre la rigidez dañada y no dañada (SR) (Ecuación (5-11)) del CA. Específicamente, el módulo para el CA con daño es calculado con las Ecuaciones (5-6) a (5-8).

Una vez que el daño por fatiga en el CA ha sido determinado, la densidad de agrietamiento en la superficie puede ser calculada. En la metodología que CalME utiliza se asume que el daño por fatiga inicia en la parte inferior del concreto asfáltico y después se propaga a la superficie, tal y como se manifiesta en un pavimento en servicio, es decir, el proceso de agrietamiento de fatiga ocurre de abajo hacia arriba. Para lo cual, la cantidad de agrietamiento en la superficie (cuando este sea visible), definido como agrietamiento inicial, debe de ser asumida, por lo que, un valor de 5 por ciento es definido en CalME, basado en los estudios de calibración en distintas secciones de estudio (Wu 2008). La correlación entre el daño y la densidad del agrietamiento en la superficie es obtenida por la Ecuación (5-16) de tipo empírica.

$$C = \frac{C_{max} \times \left(\omega_{inicial}^{\alpha_1} - 1\right)}{\omega_{inicial}^{\alpha_1} - \frac{C_{max}}{C_i} + \left(\frac{C_{max}}{C_i} - 1\right) \times \omega^{\alpha_1}} \tag{5-16}$$

donde *C* es la densidad de agrietamiento superficial, α_1 es un parámetro del modelo, $\omega_{inicial}$ es el daño correspondiente al agrietamiento inicial, C_i es la densidad de agrietamiento superficial correspondiente al daño del agrietamiento inicial ($\omega_{inicial}$), y C_{max} es la densidad máxima de agrietamiento en la superficie. Como se había establecido C_i es asumido con el valor de 5 por ciento del agrietamiento en la huella de los neumáticos de los vehículos y C_{max} es el 100 por ciento del agrietamiento en la huella de los neumáticos de los vehículos. Mientras que, el daño del CA al agrietamiento inicial es determinado como:

$$\omega_{inicial} = \frac{1}{1 + \left(\frac{h_{CA}}{h_0}\right)^{\alpha_2}} \tag{5-17}$$

donde h_{CA} es el espesor de la capa(s) de concreto asfáltico, h_0 y α_2 son constantes empíricas.

Los resultados de las simulaciones del daño por fatiga realizadas para la sección de estudio con CalME se muestran en la Figura 5-13. El daño que experimenta la estructura de pavimento se

presenta en la Figura 5-13(a), el cual fue determinado para cada mezcla asfáltica variando el periodo de duración de cada simulación en años hasta alcanzar una cantidad de daño por fatiga aproximada al 16 por ciento. Las mezclas fabricadas con asfalto convencional (PG64-16) y Ácido Polifosfórico (PPA76H-16) alcanzan el umbral de daño definido previamente en un menor tiempo, en comparación con las mezclas que se fabricaron con asfalto modificado con polímero (TER76E-22 y SBS76V-22M). Un caso es especial es la mezcla SBS76V-22, ya que ajustando los parámetros de calibración de fatiga fijando el valor mínimo del módulo en la curva maestra (δ), la progresión del daño es muy parecida a la mezcla con asfalto convencional, sin embargo, si los parámetros de fatiga se obtienen permitiendo el libre ajuste de todos los coeficientes en la curva maestra (incluyendo δ), la propagación del daño es más lenta y se muestra un desempeño de la mezcla (SBS76V-22M) más cercano a la mezcla TER76E-22, lo cual es de esperarse por los resultados obtenidos en la caracterización a fatiga uniaxial mostrados en el Capítulo 4.

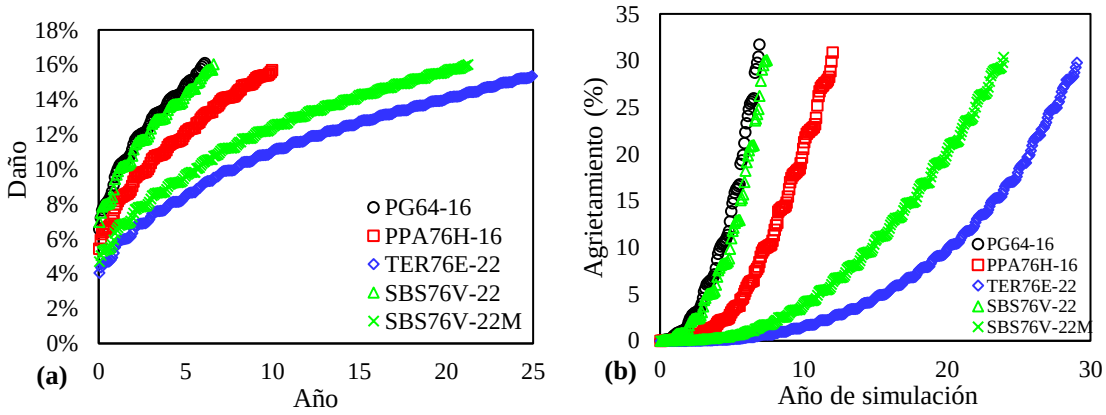


Figura 5-13. (a) Daño y agrietamiento obtenidos de las simulaciones realizadas en CalME para la sección de estudio y las distintas mezclas asfálticas.

La Figura 5-13(b) muestra la densidad del agrietamiento en la superficie calculada con la Ecuación (5-16). Las simulaciones en CalME se realizaron variando el periodo de análisis en años hasta alcanzar el 30 por ciento de agrietamiento en la superficie (el cual corresponde aproximadamente a un daño del 16 por ciento). Se observa que las secciones en donde se utilizaron las mezclas fabricadas con polímero (TER76E-22 y SBS76V-22M) se llega al umbral de agrietamiento definido en un mayor tiempo (29 y 24 años, respectivamente), en comparación con las mezclas fabricadas con los asfaltos convencional (PG64-16) y Ácido Polifosfórico (PPA76H-16) (6.8 y 12 años, respectivamente). Como era de esperarse la mezcla SBS76V-22, presenta un

pobre comportamiento a la fatiga, por lo que, los factores obtenidos con este tipo de mezcla no utilizaron para las siguientes simulaciones de fatiga.

Las densidades de agrietamiento mostradas en la Figura 5-13(b) fueron obtenidas usando simulaciones determinísticas, en las cuales los parámetros de entrada se mantienen con valores fijos durante la simulación. Otra de las características de CalME es que permite realizar simulaciones basadas en un método probabilista, en donde el espesor y la rigidez de las capas varían de acuerdo con distribuciones estadísticas predefinidas creando subsecciones del pavimento en estudio. Cada subsección simulada utilizando el método probabilístico, es una estructura de pavimento distinta, ya que las combinaciones de espesor y rigidez pueden ser distintas para cada una de ellas, estos valores se ajustan de forma aleatoria utilizando la simulación de Monte Carlo para un conjunto de valores definidos en función del coeficiente de variación o la desviación estándar. Una mayor información de las funciones que utiliza CalME para realizar el análisis probabilista se puede consultar en Tsai y Wu (2009).

La Figura 5-14 muestra los resultados de las simulaciones probabilistas realizadas en CalME para la sección de estudio utilizando las distintas mezclas asfálticas evaluadas. En la Figura 5-14(a) se observa el agrietamiento en porcentaje para las mezclas en estudio obtenido de las 20 corridas realizadas en una simulación, es decir, 20 subsecciones de pavimento fueron evaluadas en unas sola simulación, por lo que, el agrietamiento mostrado en la Figura 5-14(a) representa la media de las 20 subsecciones de pavimento. Las mezclas modificadas con polímero (TER76E-22 y SBS76V-22M) muestran el mejor desempeño desarrollando el agrietamiento en un mayor tiempo en comparación con las mezclas convencional (PG64-16) y PPA (PPA76H-16). La Figura 5-14(b) muestra la propagación del agrietamiento, es decir el periodo del tiempo en el cual cada subsección simulada alcanza el umbral de 10 por ciento de agrietamiento superficial definido en CalME para determinar la falla de la estructura de pavimento. Se observa que la mezcla convencional presenta una distribución agrupada en un corto tiempo, lo que significa que todas las subsecciones analizadas alcanzan el 10 por ciento de agrietamiento en un corto tiempo determinando una corta vida a la fatiga. Por el contrario, la mezcla TER76E-22 presenta la distribución más dispersa e iniciando después de los 10 años, lo que significa que las 20 subsecciones simuladas exhiben una vida a la fatiga superior a los diez años.

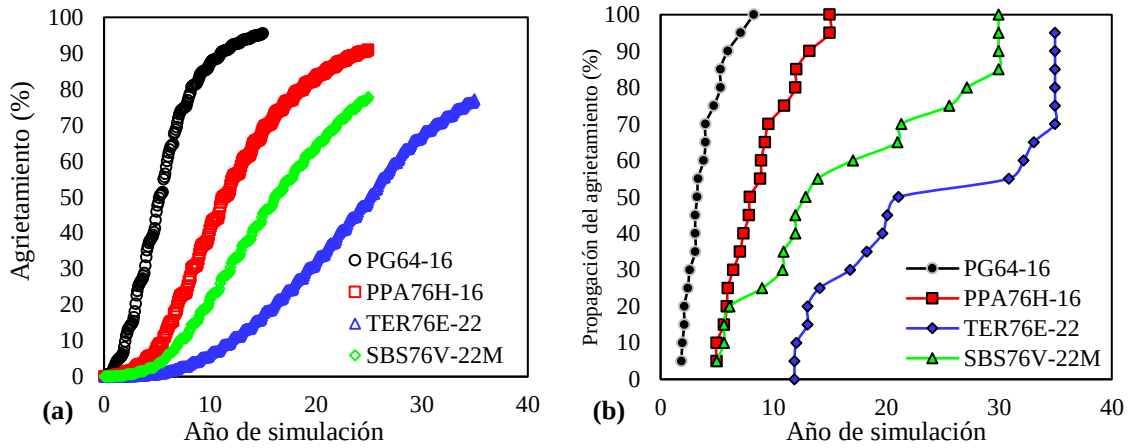


Figura 5-14. Resultados del análisis probabilista realizado en CalME para las distintas mezclas en estudio de: (a) agrietamiento y (b) propagación del agrietamiento

La comparación del historial de evolución del agrietamiento calculado y observado se muestran en la Figura 5-15, la cual contiene los diferentes métodos con los que CalME puede estimar el agrietamiento. Antes de analizar los resultados de la Figura 5-15 se deben de explicar algunas de las consideraciones realizadas, por ejemplo, el desempeño a la fatiga obtenido en CalME representa el comportamiento de la mezcla asfáltica fabricada con asfalto convencional (PG64-16) y no el comportamiento del concreto asfáltico colocado en la sección de estudio (Tizayuca), pero se pueden plantear algunas suposiciones, con respecto al agregado usado en la mezcla PG64-16 es un basalto típico del centro de México donde se ubica la sección de estudio, el asfalto usado en la mezcla PG64-16 es procedente de la refinería de Tula en el Estado de Hidalgo donde se ubica la sección de estudio, la granulometría usada en la mezcla PG64-16 es usada comúnmente en el valle de México donde se ubica la sección de estudio, todas estas suposiciones se plantean con el objetivo de definir que la mezclas PG64-16 tiene muchas probabilidades de representar el comportamiento del concreto asfáltico de la sección de estudio. Por último, el agrietamiento medido en la sección de estudio y que se mostró en la Figura 5-7(a) representa el agrietamiento medido en todo el carril y fue convertido a agrietamiento de la huella de los neumáticos asumiendo que el 100% del agrietamiento en la huella representa el 50% del agrietamiento total del carril.

Las distintas trayectorias del agrietamiento calculado mostradas en la Figura 5-15 representan los diferentes métodos que CalME usa Para simular el comportamiento del pavimento. El patrón de agrietamiento determinista representa la simulación realizada son la variación de los

parámetros en la estructura del pavimento, como se observa este método sigue la tendencia del agrietamiento superficial medido con bajas densidades, menor del 10%. Por otro lado, el patrón del agrietamiento obtenido con el método probabilista, usando la simulación de Monte Carlo para variar al espesor y los módulos de las capas de la estructura de pavimento, se ajusta solo al agrietamiento considerado como inicial en CalME con un valor de 5%. Finalmente, el patrón del agrietamiento obtenido con Monte Carlo 90% representa los resultados del método probabilista, pero con incorporando una desviación estándar a la media de los valores simulados (con el patrón Monte Carlo) o incorporando un intervalo de confianza del 90%, este método es cercano al inicio del agrietamiento y al agrietamiento con una alta densidad observado en la sección de estudio.

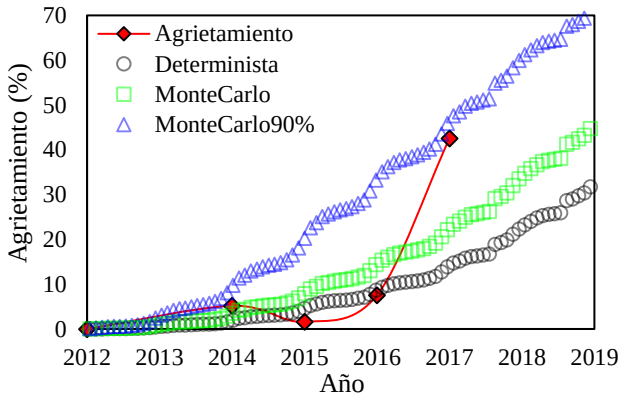


Figura 5-15. Comparación entre el agrietamiento calculado y observado en la sección de estudio

5.4.2.2. FlexPAVE

FlexPAVE™ utiliza dos triángulos superpuestos para formar el área de la sección transversal de referencia dentro de la cual el nivel de daño es calculado (Wang et al. 2018). El triángulo invertido superior tiene una base de 170 cm de ancho, el cual está localizado en la parte superior de la capa superficial y tiene un vértice que está localizado en la parte inferior de la capa asfáltica. El segundo triangulo tiene una base de 120 cm de ancho, el cual está localizado en la parte inferior de la capa asfáltica y su vértice está posicionado en la parte superior de la capa de superficie. La Figura 5-16 ilustra estos triángulos superpuestos.

El porcentaje de daño es definido como la relación de la suma de los factores de daño dentro del área de la sección transversal de referencia entre el área de la sección transversal de referencia (Wang et al. 2018).

$$porcentaje\ de\ daño = \frac{\sum_{i=1}^{M}(factor\ de\ daño)_i \times A_i}{\sum_{i=i}^{M} A_i} \quad (5\text{-}18)$$

donde *i* es el número de punto nodal en la malla de elemento finito, *M* es el número total de puntos nodales en la malla de elemento finito, A_i es el área representada por el punto nodal *i* en la malla de elemento finito y $\sum A_i$ es el área de referencia. Cuando el criterio de falla D^R es usado en FlexPAVE™, el factor de daño en la Ecuación (5-18) es definido como:

$$Factor\ de\ daño = \frac{1 - C_{promedio}}{D^R} \quad (5\text{-}19)$$

donde $C_{promedio}$ es la pseudo rigidez promedio por ciclo hasta el número actual de ciclos de carga. Por lo tanto, el factor de daño definido por el criterio D^R es la relación de (1-C), la cual representa la reducción promedio en la pseudo rigidez por ciclo hasta el actual número de ciclos hasta D^R, lo cual representa la reducción promedio en la pseudo rigidez por ciclo hasta la falla (Wang et al. 2018).

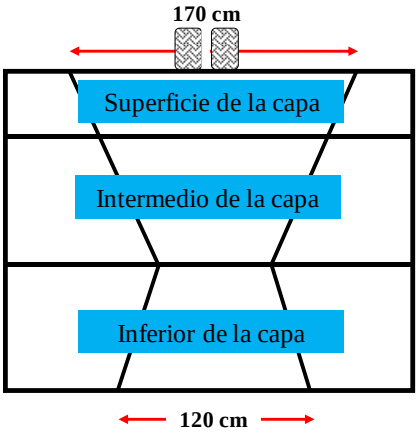


Figura 5-16. Área de referencia para la definición del porcentaje de daño en FlexPAVE™

El comportamiento a fatiga se la sección de estudio con las características de la estructura de pavimento que se muestran en la Figura 5-9 fue simulado usando FlexPAVE™ para las diferentes mezclas en estudio, el año base de las simulaciones fue 2012 y el periodo de duración de las simulaciones fue variable con el objetivo de alcanzar una cantidad de daño especifico al final del tiempo de simulación. La Figura 5-17 muestra los contornos de daño para la sección de estudio después de 7 años de cagas del tráfico, como fueron estimados por FlexPAVE™. La escala mostrada en el lado derecho de cada contorno de daño en la Figura 5-17 indica el factor de daño calculado con la Ecuación (5-19), en esos contornos un factor de año de cero en color azul

representa un elemento intacto, mientras que un factor de daño de uno en color rojo representa un elemento completamente fallado.

En la Figura 5-17 los contornos de daño (a) y (b) representan el comportamiento de las mezclas fabricadas con asfalto convencional (PG64-16) y PPA (PPA76H-16), respectivamente. Como se puede observar estas mezclas presentan un mayor daño en comparación con las mezclas elaboradas con asfalto modificado con polímero (TER76E-22 y SBS76V-22). Este comportamiento es el mismo que el observado en los ensayos en fatiga uniaxial analizados con el modelo S-VECD.

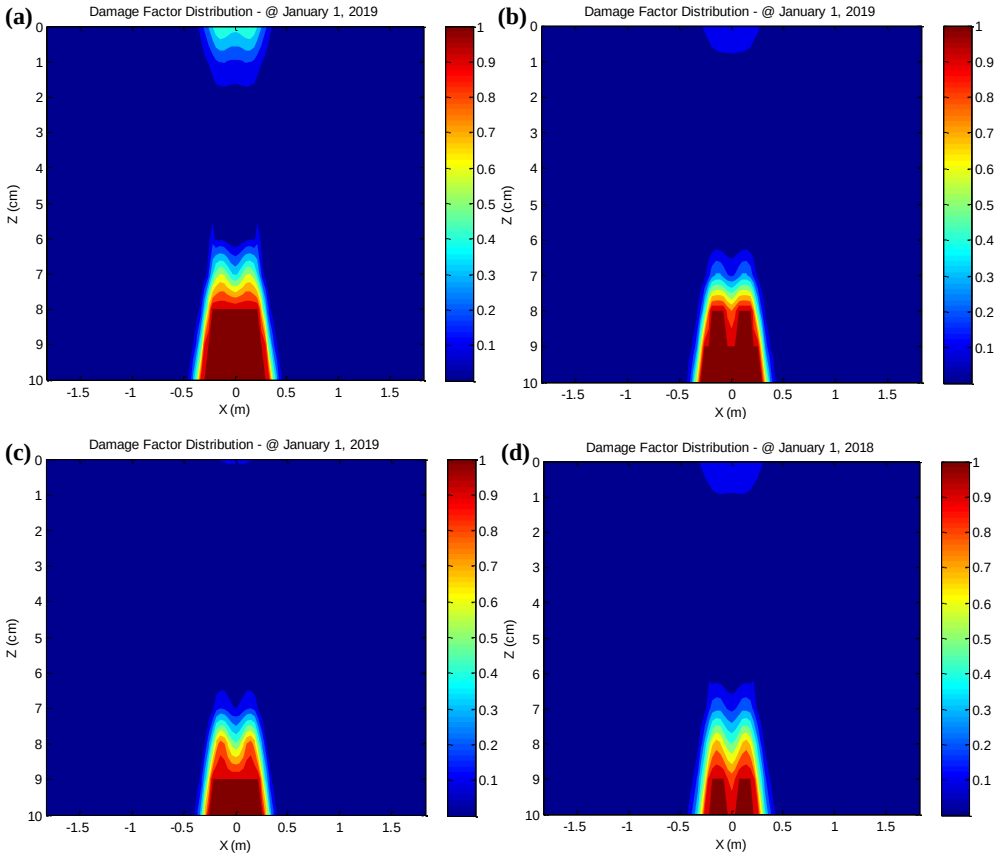


Figura 5-17. Contornos de daño de la sección de estudio para 7 años de simulación obtenidos con FlexPAVE^{TM} para las mezclas asfálticas fabricadas con los siguientes asfaltos:(a) PG64-16, (b) PPA76H-16, (c) TER76E-22 y (d) SBS76V-22

El porcentaje de daño calculado con el Ecuación (5-18) se muestra en la Figura 5-18 y está representado en (a) escala semilogarítmica y (b) en escala aritmética con el objetivo de visualizar completamente la evolución del daño por fatiga en todo el periodo de análisis. La duración de la simulación varia para cada mezcla en estudio dependiendo del tiempo en años en el que se alcanza

un daño por fatiga del 25% usando FlexPAVE^{TM} y una carga en el eje de diseño de 40 kN. La Figura 5-18(a) es más conveniente para observar la tasa inicial del daño, como se puede apreciar la mezcla PG64-16 presenta la mayor tasa de daño inicial y la mezcla TER76E-22 la tasa de daño inicial más baja, esta tasa podría estar relacionada con la rigidez de las mezclas asfálticas ya que el orden en el que presentan la tasa inicial de daño es el mismo que la rigidez observada en las curvas maestras. Por otro lado, la Figura 5-18(a) es más adecuada para para distinguir la tasa de daño al final del periodo de simulación. Como se puede observar en la mezcla TER76E-22 presenta la menor tasa de daño y, por lo tanto, el mejor desempeño al daño por fatiga. Sin embargo, el historial de desempeño a la fatiga completo está relacionado con la rigidez y con las características de fatiga, un ejemplo de esto es la mezcla SBS76V-22, la cual tiene relativamente una tasa inicial de daño alta pero después de pocos meses de aplicación de carga la tasa de daño disminuye y esta mezcla alcanza el umbral de daño de 25% definido como un indicador en 25 años. En contraste, la mezcla PPA76H-16 tiene una tasa de daño ligeramente inferior pero la tasa de daño se incrementa después de unos meses de carga, en consecuencia, esta mezcla alcanza el umbral de daño de 25% en 20 años.

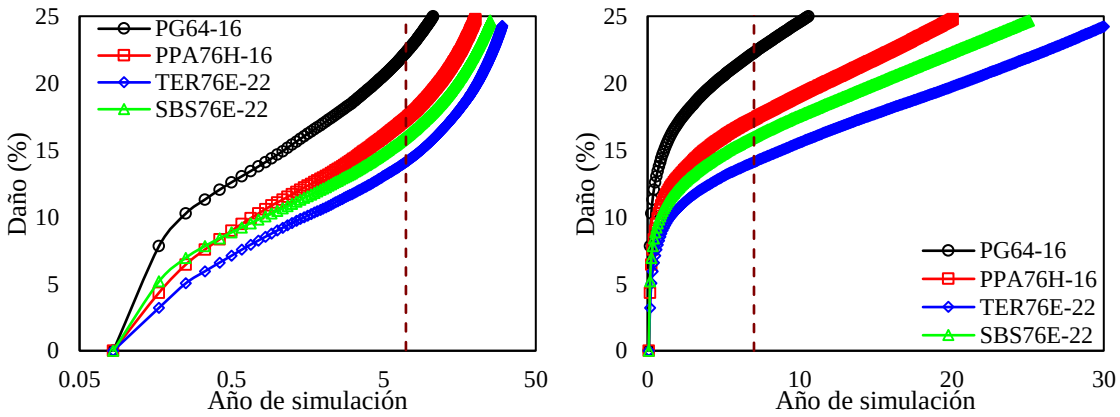


Figura 5-18. Porcentaje de daño simulado con FlexPAVE^{TM} para las diferentes mezclas en estudio en la estructura de pavimento representadas en: (a) escala semilogarítmica y (b) escala aritmética

Los contornos de daño mostrados en la Figura 5-19 representan el daño simulado después de 7 años de aplicar una carga en el eje de diseño de 52 kN usando FlexPAVE^{TM}. El incremento en el eje de diseño fue definido de acuerdo con porcentaje de sobrecarga mostrado en la Figura 5-3(b) para el eje tridem, el cual fue de 30%. El objetivo del incremento de la carga en el eje de diseño es evaluar su efecto en el desempeño de fatiga en las simulaciones. Las mezclas fabricadas con asfaltos modificados con polímero muestran la menor intensidad de daño en los contornos de

la Figura 5-19, gráficas (c) y (d) de las mezclas TER76E-22 y SBS76V-22, respectivamente. En contraste, las mezclas con asfalto convencional y PPA muestran la mayor intensidad de daño en las gráficas (a) y (b) correspondientes a las mezclas PG64-16 y PPA76H-16.

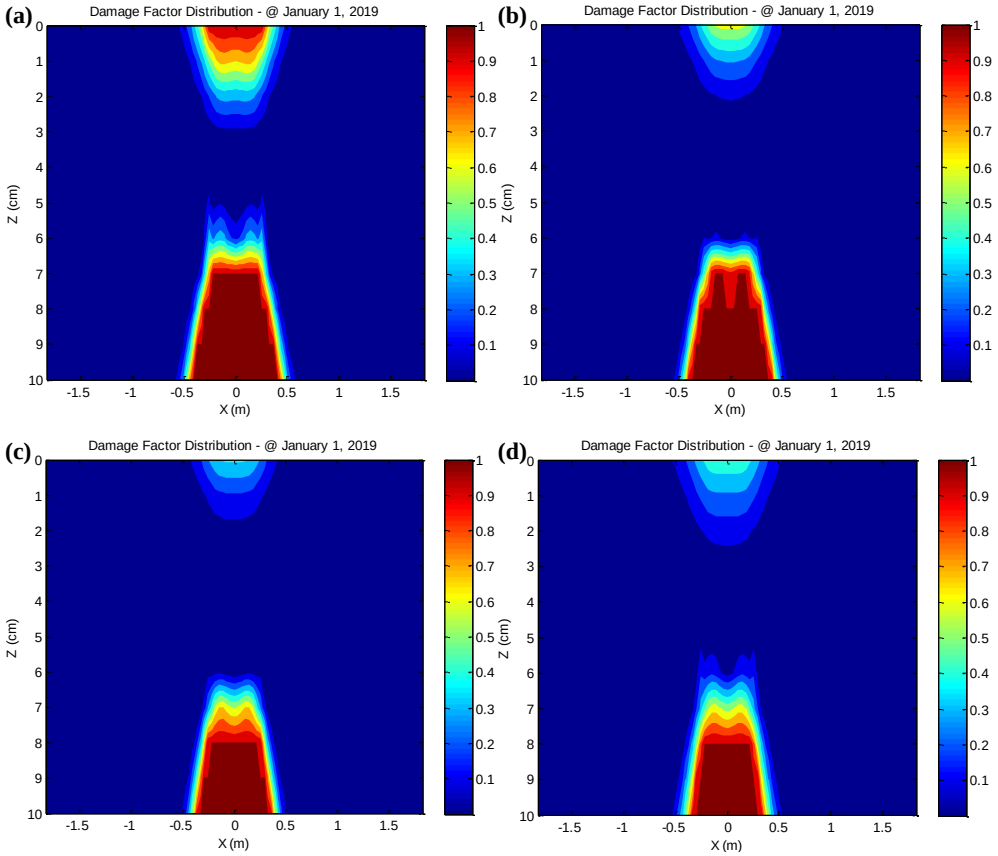


Figura 5-19. Contornos de daño de la sección de estudio para 7 años de simulación obtenidos con FlexPAVE^{TM} usando un eje de diseño con una carga de 52 kN para las mezclas fabricadas con los asfaltos: (a) PG64-16, (b) PPA76H-16, (c) TER76E-22 y (d) SBS76V-22

Debido al incremento de carga en el eje de diseño fue necesario definir un nuevo umbra de porcentaje de daño, el cual fue de 40% y fue usado para determinar la duración de las simulaciones de cada mezcla en años. La Figura 5-20 muestra el porcentaje de daño para las mezclas en estudio. Como se puede observar en la Figura 5-20(a) la tasa inicial de daño en la mezcla PG64-16 es mayor con comparación con las otras mezclas analizadas. Para las mezclas PPA76H-16 y SBS76V-22 la tasa inicial de daño prácticamente se superpone, descartando la hipótesis que relacionaba la tasa inicial de daño con la rigidez de la mezcla.

La diferencia en el comportamiento al daño por fatiga para cada mezcla en estudio al final del periodo de simulación se muestra en la Figura 5-20(b). Como se puede ver la mezcla PG64-16

exhibe el peor comportamiento al daño por fatiga, alcanzando el 40% de daño en 7 años, el umbral de 40% fue definido previamente como indicador de desempeño para comparar el tiempo que cada mezcla soporta para llegar a este valor. La mezcla TER76E-22 tuvo el mejor desempeño al daño por fatiga alcanzando del umbral de daño (40%) en 29 años. Una diferencia importante con respecto al desempeño observado en las mezclas en la Figura 5-18(b), donde se aplicó una carga en el eje de diseño de 40 kN, es el comportamiento de la mezcla SBS76V-22, la cual con el incremento en la carga de diseño redujo la diferencia a 3 años con respecto a la mezcla TER76E-22 al final de la simulación y aumento la diferencia en años con la mezcla PPA76H-16, significando que la mezcla SBS76V-22 tiene un excelente comportamiento ante el incremento de las cargas en comparación con las otras mezclas evaluadas.

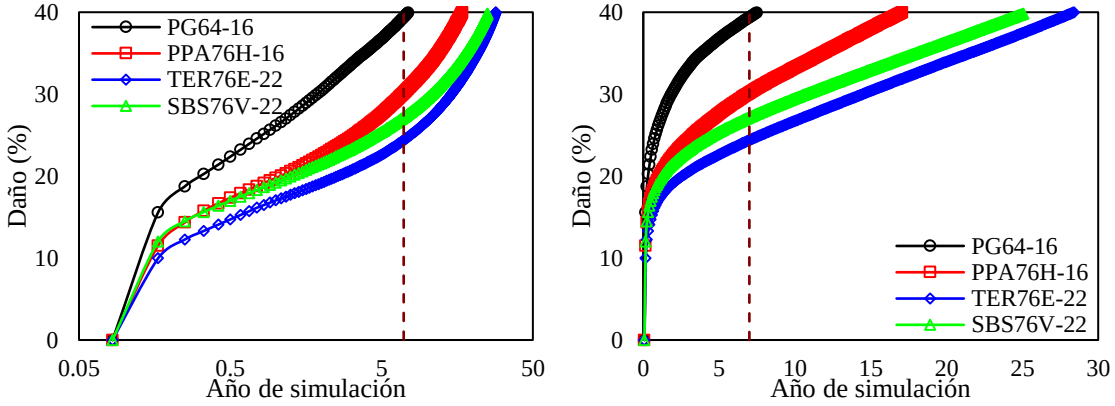


Figura 5-20. Porcentaje de daño simulado con FlexPAVE^{TM} usando un eje de diseño de 52 kN de carga para las diferentes mezclas en la estructura de pavimento de la sección de estudio en: (a) escala semilogarítmica y (b) escala aritmética

5.5. Conclusiones

Las metodologías empírico-mecanicistas (EM) de diseño/análisis de pavimentos son actualmente la mejor opción para simular o evaluar el desempeño de las estructuras de los pavimentos asfálticos ante el daño provocado por la aplicación de las cargas del tráfico y las condiciones climáticas. Dos herramientas ampliamente usadas y confiables de este tipo fueron utilizadas en la presente investigación para simular el comportamiento ante el daño por fatiga de una sección de pavimento en servicio. Incorporando la información del tránsito, clima y propiedades de los materiales no estabilizados en cada una de las herramientas y solo modificando el tipo de mezcla asfáltica para observar el desempeño de cada mezcla en estudio ante el daño por fatiga en la simulación del desempeño del pavimento en servicio.

CalME y FlexPAVE™ utilizan una caracterización completa tanto de las propiedades VEL como del daño por fatiga del concreto asfáltico (CA) para realizar las simulaciones en una estructura de pavimento, a diferencia de otros métodos EM que predicen el daño en función del módulo dinámico del CA, está completa caracterización de las propiedades del CA hacen que CalME y FlexPAVE™ sean herramientas confiables para simular el comportamiento de los pavimentos asfálticos. Cada una de ellas cuenta con una base teórica distinta, ya que CalME calcula la respuesta con la teoría elástica multicapas y FlexPAVE™ lo hace con un modelo de elemento finito en tres dimensiones. Sin embargo, para los fines de esta investigación las dos se consideran confiables.

Los resultados obtenidos de las simulaciones realizadas con CalME mostraron que las mezclas asfálticas fabricas con asfaltos modificados con polímero (TER76E-22 y SBS76V-22) presentaron una mayor resistencia al daño por fatiga y, por lo tanto, al agrietamiento por fatiga. El desempeño más pobre ante el daño y agrietamiento por fatiga se observó en la mezcla asfáltica convencional (PG64-16), desarrollando una gran cantidad de agrietamiento en un corto tiempo. Las simulaciones del daño por fatiga fueron realizadas de forma determinista y probabilista. Los resultados de los dos métodos mostraron que la mezcla fabricada con asfalto modificado TER76E-22 presenta el mejor desempeño al agrietamiento por fatiga y la mezcla PG64-16 el peor comportamiento. El método probabilista incorporado en CalME permite el análisis de las variaciones en la construcción de los pavimentos como las diferencias en espesores y los cambios en la rigidez. La comparación entre el agrietamiento calculado y observado demostró las capacidades de CalME para simular diferentes escenarios o incertezas asociadas con la construcción de pavimentos. Ya que a pesar de que varias suposiciones fueron hechas el comportamiento del agrietamiento calculado fue muy parecido al agrietamiento medido en la superficie del pavimento, mostrando las fortalezas del enfoque incremental-recursivo usado por CalME.

Las simulaciones realizadas en FlexPAVE™ mostraron que las mezclas fabricadas con asfaltos modificados con polímero (TER76E-22 y SBS76V-22) presentan el mejor desempeño ante el daño por fatiga en comparación con las mezclas fabricadas con los asfaltos convencional (PG64-16) y PPA (PPA76H-16), en concordancia con los resultados obtenidos con CalME. Una de las mayores ventajas de FlexPAVE™ es que permite observar todo el historial de la evolución daño durante todo el periodo de simulación y con esta información se pueden obtener conclusiones

muy interesantes. Por ejemplo, el desempeño al daño por fatiga de la mezcla SBS76V-22 fue evidenciado al analizar la evolución del daño. En primer lugar, cuando las simulaciones fueron realizadas para el eje de diseño con una carga de 40 kN, la tasa inicial de daño de esta mezcla fue mayor en comparación con la mezcla PP76H-16, sin embargo, después de pocos meses de carga la tasa de daño de la mezcla SBS76V-22 disminuyó, mejorando significativamente el comportamiento a fatiga al final del periodo de evaluación. En segundo lugar, cuando se realizaron las simulaciones usando el eje de diseño con una carga de 52 kN, el desempeño a fatiga de la mezcla SBS76V-22 fue muy cercano al desempeño de la mezcla TER76E-22 al final del periodo de diseño, reduciendo la diferencia entre estas dos mezclas observada durante la primera simulación (40 kN), lo cual es una indicación del buen desempeño de la mezcla SBS76V-22 ante los efectos de la sobrecarga que pudiera presentarse en los vehículos.

CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

Las conclusiones especificas resultado de la presente investigación, son mencionadas a continuación.

6.1.1. Ligantes asfálticos

La incorporación de los modificadores en el asfalto base generó que el comportamiento termo-reológico simple se transformará en un comportamiento termo-reológico complejo, lo cual fue analizado por medio del espacio de Black. Los asfaltos modificados con polímero exhibieron en mayor grado una serie de curvas isotermas discretas, tendencia que incremento con el aumento del grado de desempeño a alta temperatura.

El asfalto modificado con PPA mostro un incremento en la rigidez y una disminución del ángulo de fase, sin embargo, este comportamiento no fue acompañado por un incremento en la recuperación elástica, significando que la adición de este aditivo solo endurece al asfalto modificado volviéndolo frágil y, por lo tanto, más susceptible al daño por fatiga.

La reacción química generada durante la modificación con el polímero TER y la adición de PPA como agente catalizador, resultó en la mejora de las propiedades reológicas del asfalto modificado, incrementando la rigidez y disminuyendo el ángulo de fase. Además, del incremento en la recuperación elástica producto de la estructura interna entrelazada, lo cual es un indicador de mejora en el desempeño a la fatiga.

Una red altamente entrelazada fue el resultado de la modificación con el copolímero SBS en conjunto con el azufre usado como agente vulcanizador, los efectos de esta modificación se observaron en un incremento en la rigidez a bajas frecuencias reducidas y una planicie en el ángulo de fase. La formación de una red elásticas más fuerte producida por la modificación con SBS generó una mayor recuperación elástica en los ensayos de fluencia-recuperación. Estas características son un indicativo de una mayor resistencia a la fatiga generada por la incorporación de este modificador al asfalto base.

El comportamiento termo-reológico complejo de los asfaltos modificados fue correctamente representado por medio de los modelos 2S2P1D y HN, para todas las propiedades viscoelásticas incluyendo el ángulo de fase. Se observó que cada uno de los modelos presentaba un distinto grado de sensibilidad con respeto a los valores iniciales propuestos para realizar el

proceso de optimización, por lo que, se propuso una metodología que permitió de forma rápida y eficiente converger a una solución adecuado durante la optimización.

La representación de las distintas propiedades viscoelásticas en conjunto con los resultados de los ensayos de fluencia-recuperación propuestos en la presente investigación puede servir para evaluar las características de las formulaciones de los asfaltos modificados con polímeros en laboratorio para a analizar el comportamiento de un asfalto base con la incorporación de un modificador, en especial los modificadores de tipo poliméricos, ya que es posible distinguir cualitativamente la diferencia del entrelace de la red polimérica a través de las curvas maestras del ángulo de fase, viscosidad compleja y tangente de delta. Complementariamente, las diferencias de comportamiento de estas curvas maestras pueden ser verificadas con los resultados de los ensayos de fluencia-recuperación.

6.1.2. Propiedades viscoelásticas lineales

Las propiedades viscoelásticas lineales son influenciadas por el historial de carga aplicado durante el ensayo, principalmente a altas temperaturas. Se observó que, bajo historiales de carga sinusoidal, ya sea con control de esfuerzo o deformación, el estado estable en las curvas esfuerzo-deformación o ciclos de histéresis se alcanzaba para las mezclas asfálticas donde la componente elástica del asfalto dominaba el comportamiento, por el contrario, para los ensayos con historial de carga haversine, esta condición nunca fue alcanzada para ningún tipo de mezcla asfáltica en estudio producto de una considerable deformación no recuperable a altas temperaturas. Como resultado de esto un mayor número de especímenes tendrían que ser ensayados debido a la mayor dispersión observada en los ensayos con historial haversine.

Los ensayos con carga en compresión (historial de carga haversine) exhibieron una mayor rigidez o incremento en el módulo complejo y una disminución del ángulo de fase a altas temperaturas de ensayo y bajas frecuencias reducidas. Esto como resultado del incremento en el entrelace del agregado provocado por la deformación no recuperable que experimentan los especímenes de CA durante el ensayo a altas temperaturas. Por el contrario, los ensayos con carga en tensión-compresión (historial de carga sinusoidal) exhibieron una componente más viscosa o incremento en los picos del ángulo de fase a altas temperaturas, ya que con este tipo de carga la deformación permanente es muy pequeña o nula, por lo tanto, la rigidez y el ángulo de fase son resultado de las propiedades del ligante asfáltico.

Para representar el comportamiento viscoelástico lineal de las mezclas asfálticas en estudio bajo los distintos historiales de carga se utilizaron los modelos 2S2P1D y HN, los cuales fueron capaces de describir el comportamiento de todas las mezclas asfálticas con precisión. Las propiedades viscoelásticas en el dominio del tiempo fueron analizadas a través de las soluciones analíticas de los modelos utilizados (2S2P1D y HN), para en primer lugar obtener el espectro de relajación y posteriormente el módulo de relajación de las mezclas en estudio. En el dominio del tiempo la mezcla fabricada con el asfalto convencional mostro el comportamiento más viscoso en comparación con las mezclas fabricadas con asfalto modificado. Además, los ensayos con historial de carga sinusoidal mostraron la misma tendencia, un comportamiento más viscoso, en comparación con los ensayos con historial de carga haversine.

La confiabilidad de los espectros de relajación fue evaluada a través de la interconversión del módulo complejo y ángulo de fase, los cuales fueron comparados con los resultados experimentales, demostrando que las soluciones analíticas de los modelos viscoelásticos representan de manera precisa el comportamiento de las propiedades viscoelásticas lineales tanto en el dominio del tiempo como en el dominio de la frecuencia.

Con base a los resultados experimentales, y su análisis tanto en el dominio de la frecuencia como del tiempo, se demostró que los ensayos donde se aplican historiales de carga sinusoidal (tensión-compresión) son más adecuados para caracterizar el comportamiento viscoelástico lineal del concreto asfáltico, ya que es posible alcanzar el estado estacionario, los especímenes experimentan una menor deformación no recuperable y hay una menor dispersión de los resultados. Por lo tanto, este tipo de configuración de carga es propuesto para la caracterización del concreto asfáltico en investigaciones futuras, con algunas modificaciones como son la disminución de la temperatura alta de ensayo de los asfaltos convencionales de 54 °C a 50° C con el objetivo de alcanzar el estado estacionario con este tipo de asfaltos.

6.1.3. Caracterización del daño a fatiga

La implementación y validación del modelo S-VECD fue realizada con éxito por medio de los resultados obtenidos del ensayo de cuatro mezclas asfálticas, una fabricada con asfalto convencional y las otras tres fabricadas con asfalto modificado. El modelo S-VECD mostró una alta eficiencia al momento de caracterizar el daño a fatiga de las mezclas asfálticas en estudio.

Distintos aspectos fueron evaluados con el objetivo de ampliar las capacidades del modelo S-VECD en la caracterización del daño por fatiga. Una de ellas fue la comparación de dos métodos de compactación para fabricar los especímenes de ensayo, se observó que los resultados obtenidos con los especímenes fabricados con el compactador de rodillo presentaban una mejora sustancial en la inducción de la falla media para ensayos de fatiga uniaxial cíclica, lo cual disminuyó la dispersión de los resultados y mejoro la precisión del modelo. Otra mejora evaluada en la presente investigación fue la incorporación de un modelo viscoelástico lineal a la formulación existente del modelo S-VECD, con lo cual se facilitó la calibración del modelo y se mejoró la precisión de los resultados.

La definición del tipo de falla experimental fue objeto de una extensa explicación y demostración para validar los resultados presentados. El tipo de falla adoptado del modelo está basado en la energía, el cual posteriormente fue validado durante la simulación de la vida a fatiga de las mezclas asfálticas en estudio. Para ello se simularon las curvas de reducción de rigidez y se graficaron con los resultados experimentales de los ensayos de fatiga cíclica uniaxial con control de deformación en el espécimen, estas gráficas demostraron que la simulación de la reducción de la rigidez representaba de forma confiable los resultados experimentales, incluso para temperaturas diferentes a las ensayadas para la calibración del modelo.

El parámetro que relaciona la viscoelasticidad con el crecimiento del daño, conocido como alfa, fue objeto de un análisis de sensibilidad, en donde evaluó el efecto del tipo de ensayo usado para determinar las propiedades viscoelásticas lineales del CA. Como resultado se recomienda utilizar el mismo historial de carga para los ensayos de fatiga uniaxial y para determinar las propiedades viscoelásticas con la finalidad de relacionar de forma correcta la viscoelasticidad con el crecimiento del daño.

6.1.4. Simulación del comportamiento a fatiga en el pavimento

La información del desempeño de una estructura de pavimento en servicio fue utilizada para simular el comportamiento a fatiga de las distintas mezclas asfálticas caracterizadas en la investigación. Los datos del tránsito, condiciones climáticas y módulos de las capas no estabilizadas fueron introducidos en dos herramientas empírico-mecanicistas (EM) para simular el daño por fatiga cambiando las propiedades de rigidez y de fatiga de las mezclas asfálticas en las simulaciones realizadas.

A diferencias de otras metodologías EM, las herramientas utilizadas en la presente investigación incorporan las propiedades sin daño (curvas maestras) y dañadas (daño por fatiga) del concreto asfáltico para simular de forma más confiable el desempeño en servicio de los pavimentos. A pesar de que las bases teóricas son distintas para los dos métodos, CalME calcula la respuesta con la teoría elástica multicapas y FlexPAVE^{TM} lo hace con un modelo de elemento finito en tres dimensiones, las dos metodologías han sido ampliamente usadas para representar el comportamiento de estructuras de pavimentos en diversos estudios, lo que las hace unas herramientas confiables para realizar las simulaciones del comportamiento a fatiga de las mezclas en estudio.

En general, las mezclas asfálticas fabricadas con asfaltos modificados con polímero (TER76E-22 y SBS76V-22) presentaron una mayor resistencia al agrietamiento por fatiga en comparación con las mezclas convencional (PG64-16) y PPA (PPA76H-16). La mezcla fabricada con el asfalto TER76E-22 mostro el mejor desempeño al daño por fatiga, la cual exhibió una alta resistencia al agrietamiento y las simulaciones realizadas estimaron que la propagación del agrietamiento iniciaría después de 10 años del año base. En contraste, el peor comportamiento a fatiga fue mostrado por la mezcla PG64-16, la cual exhibió una muy baja resistencia al agrietamiento experimentando la propagación del agrietamiento en el primer año de las simulaciones.

Las capacidades de CalME de simular el agrietamiento de las secciones de pavimento en servicio fue demostrada en la comparación realizada entre el agrietamiento calculado y el agrietamiento observado para la sección de estudio. Esta comparación fue realizada definiendo algunas suposiciones debido a la falta de caracterización del concreto asfáltico en la sección de estudio, sin embargo, los componentes de la mezcla (agregados y asfalto) son componentes comúnmente usados en el Valle Metropolitano de México, donde se localiza la sección de estudio (Tizayuca) y la mezcla evaluada en laboratorio podría considerarse como una mezcla típica usada en la sección de estudio. Para compara el desempeño del agrietamiento calculado con la evolución del agrietamiento observado se realizaron simulaciones en con distintos métodos en CalME. Por ejemplo, el método determinista represento de forma adecuada el patrón del agrietamiento de baja densidad (menor del 10%) del pavimento en servicio. Por otro lado, el método probabilista representa bien el inicio del agrietamiento (5% del agrietamiento de superficie), Finalmente, el método probabilista con un intervalo de confianza del 90% (una desviación estándar) representa

muy bien el patrón general del agrietamiento medido en la sección de pavimento. Estos diferentes métodos de simulación incorporados en CalME permiten analizar diferentes escenarios y considerar la variación en la construcción de los pavimentos.

Una de las mayores ventajas de usar FlexPAVE^{TM} para la simulación el desempeño del daño por fatiga del concreto asfáltico en una estructura de pavimento es la capacidad de analizar el historial de daño completo, de donde se pueden obtener conclusiones muy interesantes. Por ejemplo, el desempeño de la mezcla SBS76V-22 fue evaluado aplicando dos diferentes niveles de carga en el eje de diseño de 40 kN y 52 kN. El primer nivel de carga representa la carga de un ESAL, la cual fue la configuración del eje de diseño para realizar las simulaciones, y el segundo nivel fue propuesto para analizar el efecto de la sobrecarga observada en el espectro de carga del eje tridem la cual fue de 30%. Para el primer nivel de carga en el eje de diseño, la mezcla SBS76V-22 exhibió una tasa inicial de daño alta en comparación con la mezcla PPA76H-16, cual tiene una mayor rigidez en todo el rango de la curva maestra, sin embargo, después de pocos meses de aplicaciones de carga la mezcla SBS76V-22 experimento una reducción en la tasa de daño resultando en un buen desempeño al daño por fatiga al final del periodo de evaluación. Por otro lado, para el segundo nivel de carga en el eje de diseño la tasa inicial de daño de las mezclas PPA76H-16 y SBS76E-22 resulto muy parecida, descartando la hipótesis que la relacionaba con la rigidez de cada mezcla. Sin embargo, el buen desempeño a la fatiga de la mezcla SBS76E-22 fue evidenciado al final del periodo de simulación, donde la diferencia entre las mezclas TER76E-22 y SBS76V-22 fue reducida. La necesidad de las funciones de transferencia en FlexPAVE^{TM} es evidente para relacionar esta evolución completa del daño por fatiga al agrietamiento observado en la sección de estudio.

6.2. Recomendaciones

Los siguientes temas son sugeridos para investigaciones futuras:

- Caracterización del daño por fatiga en los asfaltos utilizados en este estudio
- Representación de los espectros de relajación de los asfaltos para evaluar en el dominio del tiempo las propiedades viscoelásticas lineales y caracterizar otro tipo de comportamientos más complejos, como pueden ser el envejecimiento

- Extender el rango de caracterización de las propiedades viscoelásticas lineales en las mezclas asfálticas con el objetivo de expandir la precisión de los modelos evaluados en esta investigación y determinar la precisión de cada uno de ellos
- Evaluar las soluciones analíticas de los modelos viscoelásticos en el dominio del tiempo para el módulo de retardación y verificar la interconversión de las propiedades viscoelásticas a través del espectro de retardación de las mezclas asfálticas
- Comparar las curvas de reducción de rigidez en ensayos de fatiga uniaxial con control de deformación en el espécimen con las curvas de reducción de rigidez en ensayos de fatiga en flexión a cuatro puntos y verificar si hay alguna relación en los resultados
- Implementar el modelo S-VECD a la caracterización del daño por fatiga en ensayos de flexión de cuatro puntos, con el objetivo de reducir el tiempo de los ensayos
- Obtener más información del desempeño de pavimentos en servicio y de las características del concreto asfáltico en la estructura de pavimento para calibrar los parámetros empíricos de las metodologías empírico-mecanicistas a las condiciones de servicio de los pavimentos en México

REFERENCIAS

AASHTO (2008) Mechanistic Empirical Pavement Design Guide: A Manual Practice. Washington, D.C., USA

AASHTO Designation (2015a) AASHTO T 342 : Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot Mix Asphalt (HMA). 19

AASHTO Designation (2013) AASHTO R 62: Standard Practice for Developing Dynamic Modulus Master Curves for Asphalt Mixtures. 9

AASHTO Designation (2014) AASHTO TP 107-14: Standard Method of Test for Determining the Damage Characteristic Curve of Asphalt Mixtures from Direct Tension Cyclic Fatigue Tests. 48

AASHTO Designation (2015b) AASHTO T 166 : Standard Method of Test for Bulk Specific Gravity (Gmb) of Compacted Hot Mix Asphalt (HMA) Using Saturated Surface-Dry Specimens. 7

Ahmed A, Erlingsson S (2016) Viscoelastic Response Modelling of a Pavement under Moving Load. Transp Res Procedia 14:748–757 . doi: 10.1016/j.trpro.2016.05.343

Airey GD (2002) Use of Black Diagrams to Identify Inconsistencies in Rheological Data. Road Mater Pavement Des 3:403–424 . doi: 10.1080/14680629.2002.9689933

Airey GD, Grenfell JRA, Apeagyei A, Subhy A, Lo Presti D (2016) Time dependent viscoelastic rheological response of pure, modified and synthetic bituminous binders. Mech Time-Dependent Mater 20:455–480 . doi: 10.1007/s11043-016-9295-y

Alavi MZ, Hajj EY, Morian NE (2013) Approach for Quantifying the Effect of Binder Oxidative Aging on the Viscoelastic Properties of Asphalt Mixtures. Transp Res Rec J Transp Res Board 2373:109–120 . doi: 10.3141/2373-12

ARA I (2004) Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitation Pavement Structures. NCHRP 1-37A. Transportation Research Board of the National Academics, Washington, D.C.

Arroyo JA, Salido RA, Vargas GT (2018) Costos de operación base de los vehiculos representativos del transporte interurbano. Sanfandila, Queretaro, México

Asgharzadeh SM, Tabatabaee N, Naderi K, Partl M (2013) An empirical model for modified bituminous binder master curves. Mater Struct 46:1459–1471 . doi: 10.1617/s11527-012-9988-x

Asgharzadeh SM, Tabatabaee N, Naderi K, Partl MN (2015) Evaluation of rheological master curve models for bituminous binders. Mater Struct Constr 48:393–406 . doi: 10.1617/s11527-013-0191-5

Bodin D, Pijaudier-cabot G, Roche CD La, Piau J-M (2002) A continuum damage approach of Asphalt Concrete fatigue tests. Proc 15th ASCE Eng Mech Conf 5:1–8 . doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(2004)130:6(700)

Braham A, Underwood BS (2016) State of the Art and Practice in Fatigue Cracking Evaluation of Asphalt Concrete Pavements

BS EN 12697-26 (2012) Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Stiffness

Cailloux J (2015) Modified Poly (lactic acid) sheets manufactured by One-Step Reactive Extrusion-Calendering : Thermal , Rheological , Mechanical and Fracture Behaviours. Universitat Politècnica de Catalunya

Cao W, Norouzi A, Kim YR (2016) Application of viscoelastic continuum damage approach to predict fatigue performance of Binzhou perpetual pavements. J Traffic Transp Eng (English Ed 3:104–115 . doi: 10.1016/j.jtte.2016.03.002

Cao W, Wang C (2019) Fatigue performance characterization and prediction of asphalt binders using the linear amplitude sweep based viscoelastic continuum damage approach. Int J Fatigue 119:112–125 . doi: 10.1016/j.ijfatigue.2018.09.028

Cao W, Wang C (2018) A new comprehensive analysis framework for fatigue characterization of asphalt binder using the Linear Amplitude Sweep test. Constr Build Mater 171:1–12 . doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.03.125

Chehab GR, Kim RY, Schapery RA, Witczak MW, Bonaquist RF (2002) Time-Temperature Superposition Principle for Asphalt Concrete with Growing Damage in Tension State. J Assoc Asph Paving Technol 71:559–593 . doi: 10.1016/j.rmed.2004.09.017

Cho KS (2012) Geometric interpretation of linear viscoelasticity and characterization of chain architecture of polymers. Korea Aust Rheol J 24:323–331 . doi: 10.1007/s13367-012-0039-5

Christiansen EB, Miller MJ (1981) Note: Logarithmic Relaxation Spectrum for Viscoelastic Solids. J Rheol (N Y N Y) 25:663–671 . doi: 10.1122/1.549652

Coleri E, Harvey JT (2014) Investigation of layered elastic theory prediction accuracy for asphalt concrete pavement design using micromechanical viscoelastic finite element modeling. Mater Struct Constr 47:411–432 . doi: 10.1617/s11527-013-0069-6

Cortez C (1995) Flujos comerciales y de transporte: un panorama historico. Sanfandila, Queretaro, México

Da Silva LS, De Camargo Forte MM, De Alencastro Vignol LD, Cardozo NSM (2004) Study of rheological properties of pure and polymer-modified Brazilian asphalt binders. J Mater Sci 39:539–546 . doi: 10.1023/B:JMSC.0000011509.84156.3b

Daniel J, Kim Y (2002) Development of a simplified fatigue test and analysis procedure using a viscoelastic, continuum damage model. J Assoc Asph Paving Technol 71:619–650

Dealy JM, Larson RG (2006) Structure and Rheology of Molten Polymers

Delaporte B, Delaporte B, Di Benedetto H, Chaverot P, Gauthier G (2009) Linear viscoelastic properties of bituminous materials including new products made with ultrafine particles. Road Mater Pavement Des 10:7–38 . doi: 10.1080/14680629.2009.9690180

DGST DG de ST (2018) Programa de Auscultación de la Red Carretera Federal

DGST DG de ST Secretaria de Comunicaciones y Transportes: Dirección General de Servicios Técnicos. https://ts.sct.gob.mx/carreteras/direccion-general-de-servicios-tecnicos/. Accessed 10 Feb 2019

Di Benedetto H, de La Roche C, Baaj H, Pronk A, Lundström R (2004a) Fatigue of bituminous mixtures.

Mater Struct 37:202–216 . doi: 10.1007/BF02481620

Di Benedetto H, Delaporte B, Sauzéat C (2007) Three-Dimensional Linear Behavior of Bituminous Materials: Experiments and Modeling. Int J Geomech 7:149–157 . doi: 10.1061/(ASCE)1532-3641(2007)7:2(149)

Di Benedetto H, Olard F, Sauzéat C, Delaporte B (2004b) Linear viscoelastic behaviour of bituminous materials: From binders to mixes. Road Mater Pavement Des 5:163–202 . doi: 10.1080/14680629.2004.9689992

Edo. Hidalgo S de DM (2011) Plan maestro para el desarrollo metropolitano del valle de tizayuca

Ferry JD (1980) Viscoelastic properties of polymers. Wiley

Forough SA, Moghadas Nejad F, Khodaii A (2016) Comparison of tensile and compressive relaxation modulus of asphalt mixes under various testing conditions. Mater Struct Constr 49:207–223 . doi: 10.1617/s11527-014-0489-y

Gallego J, Rodri-guez-Alloza AM, Giuliani F (2016) Black curves and creep behaviour of crumb rubber modified binders containing warm mix asphalt additives. Mech Time-Dependent Mater 20:389–403 . doi: 10.1007/s11043-016-9300-5

Gayte P, Di Benedetto H, Sauzéat C, Nguyen QT (2016) Influence of transient effects for analysis of complex modulus tests on bituminous mixtures. Road Mater Pavement Des 17:271–289 . doi: 10.1080/14680629.2015.1067246

Graessley WW (1982) Effect of Long Branches on the Temperature Dependence of Viscoelastic Properties in Polymer Melts. Macromolecules 15:1164–1167 . doi: 10.1021/ma00232a040

Graziani A, Di Benedetto H, Perraton D, Sauzéat C, Hofko B, Poulikakos LD, Pouget S (2017) Recommendation of RILEM TC 237-SIB on complex Poisson's ratio characterization of bituminous mixtures. Mater Struct Constr 50: . doi: 10.1617/s11527-017-1008-8

Gross B (1969) Time-Temperature Superposition Principle in Relaxation Theory. J Appl Phys 40:3397–3397 . doi: 10.1063/1.1658196

Gudipudi PP, Underwood BS (2016) Reliability analysis of fatigue life prediction from the viscoelastic continuum Damage Model. Transp Res Rec 2576: . doi: 10.3141/2576-10

Gudmarsson A, Ryden N, Birgisson B (2012) Characterizing the low strain complex modulus of asphalt concrete specimens through optimization of frequency response functions. J Acoust Soc Am 132:2304–2312 . doi: 10.1121/1.4747016

Hao D, Li D (2015) Determination of dynamic mechanical properties of carbon black filled rubbers at wide frequency range using Havriliak-Negami model. Eur J Mech A/Solids 53:303–310 . doi: 10.1016/j.euromechsol.2015.06.002

Hartmann B, Lee GF, Lee JD (1994) Loss factor height and width limits for polymer relaxations. J Acoust Soc Am 95:226–233 . doi: 10.1121/1.408355

Hasan MA, Hasan MM, Bairgi BK, Mannan UA, Tarefder RA (2019) Utilizing Simplified Viscoelastic

Continuum Damage Model to characterize the fatigue behavior of Styrene-Butadiene-Styrene (SBS) modified binders. Constr Build Mater 200:159–169 . doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2018.12.048

Havriliak S, Negami S (1967) A complex plane representation of dielectric and mechanical relaxation processes in some polymers. Polymer (Guildf) 8:161–210 . doi: 10.1016/0032-3861(67)90021-3

Havriliak S, Negami S (1966) A complex plane analysis of α-dispersions in some polymer systems. J Polym Sci Part C Polym Symp 14:99–117 . doi: 10.1002/polc.5070140111

IMT (2018) Red Nacional de Caminos. In: Represent. Cart. en formato Digit. y georreferenciada la red Nac. caminos. https://www.gob.mx/imt/acciones-y-programas/red-nacional-de-caminos. Accessed 13 Feb 2019

Jalocha D, Constantinescu A, Neviere R (2015) Revisiting the identification of generalized Maxwell models from experimental results. Int J Solids Struct 67–68:169–181 . doi: 10.1016/j.ijsolstr.2015.04.018

Jasso M, Hampl R, Vacin O, Bakos D, Stastna J, Zanzotto L (2015a) Rheology of conventional asphalt modified with SBS, Elvaloy and polyphosphoric acid. Fuel Process Technol 140:172–179 . doi: 10.1016/j.fuproc.2015.09.002

Jasso M, Hampl R, Vacin O, Bakos D, Stastna J, Zanzotto L (2015b) Rheology of conventional asphalt modified with SBS, Elvaloy and polyphosphoric acid. Fuel Process Technol 140:172–179 . doi: 10.1016/j.fuproc.2015.09.002

Kallas BF (1970) Dynamic modulus of asphalt concrete in tension and tension compression. Assoc Asph Paving Technol Procedings 39:1–23

Khanal P, Mamlouk M (1995) Tensile versus compressive moduli of asphalt concrete. Transp Res Rec 1492:144–150

Kim YR, Baek C, Underwood BS, Subramanian V, Guddati MN, Lee K (2008) Application of viscoelastic continuum damage model based finite element analysis to predict the fatigue performance of asphalt pavements. KSCE J Civ Eng 12:109–120 . doi: 10.1007/s12205-008-0109-x

Kim YR, Little DN (1990) One-Dimensional Constitutive Modeling of Asphalt Concrete. J Eng Mech 116:751–772 . doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1990)116:4(751)

Kutay M, Gibson N, Youtcheff J (2008) Conventional and viscoelastic continuum damage (VECD)-based fatigue analysis of polymer modified asphalt pavements (with discussion). J Assoc Asph Paving Technol 77:

Kutay ME, Lanotte M (2018) Viscoelastic continuum damage (VECD) models for cracking problems in asphalt mixtures. Int J Pavement Eng 19:231–242 . doi: 10.1080/10298436.2017.1279492

Lachance-Tremblay É, Perraton D, Vaillancourt M, Di Benedetto H (2018) Effect of hydrated lime on linear viscoelastic properties of asphalt mixtures with glass aggregates subjected to freeze-thaw cycles. Constr Build Mater 184:58–67 . doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.06.130

Lanotte M, Kutay M (2018) Implementation of VECD model in the Incremental-Recursive CalME approach

Laukkanen OV, Winter HH (2017) Strain accumulation in bituminous binders under repeated creep-recovery loading predicted from small-amplitude oscillatory shear (SAOS) experiments. Mech Time-Dependent Mater 1–20 . doi: 10.1007/s11043-017-9373-9

Lee HJ, Kim YR (1998a) Viscoelastic Continuum Damage Model of Apshalt Concrete with Healing. J Eng Mech 124:1224–1232

Lee HJ, Kim YR (1998b) Viscoelastic Constitutive Model for Asphalt Concrete under Cyclic Loading. J Eng Mech 124:32–40 . doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:1(32)

Lee J-S, Norouzi A, Kim YR (2017a) Determining Specimen Geometry of Cylindrical Specimens for Direct Tension Fatigue Testing of Asphalt Concrete. J Test Eval 45:20140357 . doi: 10.1520/JTE20140357

Lee K, Castorena C, Kim YR (2018) Improving the Reliability of Damage Characteristic Curves in the Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model. doi: 10.1177/0361198118797808

Lee K, Pape S, Castorena C, Kim YR (2017b) Evaluation of Small Specimen Geometries for Asphalt Mixture Performance Testing and Pavement Performance Prediction. Transp Res Rec J Transp Res Board 74–82 . doi: 10.3141/2631-09

Lesueur D (2009) The colloidal structure of bitumen: Consequences on the rheology and on the mechanisms of bitumen modification. Adv Colloid Interface Sci 145:42–82 . doi: 10.1016/j.cis.2008.08.011

Lesueur D, Gerard J, Claudy P, Letoffe J, Planche J, Martin D (1996) A structure-related model to describe asphalt linear viscoelasticity. J Rheol (N Y N Y) 40:813–836 . doi: 10.1122/1.550764

Levenberg E (2011) Smoothing Asphalt Concrete Complex Modulus Test Data. J Mater Civ Eng 23:606–611 . doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000217

Levenberg E (2015) Viscoelastic Tension-Compression Nonlinearity in Asphalt Concrete. J Mater Civ Eng 1:1–9 . doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001319.

Levenberg E, Shah A (2008) Interpretation of Complex Modulus Test Results for Asphalt-Aggregate Mixes. J Test Eval 36:101577 . doi: 10.1520/JTE101577

Lu Q, Ullidtz P, Basheer I, Ghuzlan K, Signore JM (2009) CalBack: Enhancing Caltrans Mechanistic-Empirical Pavement Design Process with New Back-Calculation Software, NCHRP Report 602. J Transp Eng 135:479–488 . doi: 10.1061/(ASCE)TE.1943-5436.0000010

Lytton RL, Uzan J, Fernando EG, Roque R, Hiltunen D, Stoffels SM (1993) Development and Validation of Performance Prediction Models and Specifications for Asphalt Binders and Paving Mixes. 552 . doi: 10.1088/0026-1394/44/4/S14

Mangiafico S, Di Benedetto H, Sauzéat C, Olard F, Pouget S, Planque L (2013) Influence of reclaimed asphalt pavement content on complex modulus of asphalt binder blends and corresponding mixes: Experimental results and modelling. Road Mater Pavement Des 14:132–148 . doi: 10.1080/14680629.2013.774751

Mark, James; Ngai, Kia; Graessley, William; Mandelkern, Leo; Samulski, Edward ; Koenig, Jack; Wignall G (2003) Physical Properties of Polymers

Masson J, Gagne M, Robertson G, Collins P (2008) Reactions of Polyphosphoric Acid and Bitumen Model Compounds with Oxygenated Functional Groups : Where Is the Phosphorylation? Energy & Fuels 4151–4157 . doi: 10.1021/ef800511v

Masson JF (2008) Brief review of the chemistry of polyphosphoric acid (PPA) and bitumen. Energy and Fuels 22:2637–2640 . doi: 10.1021/ef800120x

Mateos A, Wu R, Denneman E, Harvey J (2018) Sine versus Haversine Displacement Waveform Comparison for Hot Mix Asphalt Four-Point Bending Fatigue Testing. Transp Res Rec. doi: 10.1177/0361198118782795

Matteo CL, Lambri OA, Zelada-Lambri GI, Sorichetti PA, García JA (2008) The modified relaxation time function: A novel analysis technique for relaxation processes. Application to high-temperature molybdenum internal friction peaks. J Nucl Mater 377:370–377 . doi: 10.1016/J.JNUCMAT.2008.02.094

Mavridis H, Shroff RN (1992) Temperature dependence of polyolefin melt rheology. Polym Eng Sci 32:1778–1791 . doi: 10.1002/pen.760322307

Mead DW (1994) Numerical interconversion of linear viscoelastic material functions. J Rheol (N Y N Y) 38:1769–1795 . doi: 10.1122/1.550526

Miglietta F, Underwood BS, Tsantilis L, Baglieri O, Kaloush KE, Santagata E (2018) Fatigue properties of nano-reinforced bituminous mixtures: A viscoelastic continuum damage approach. Int J Pavement Res Technol. doi: 10.1016/J.IJPRT.2018.04.004

Mun S, Zi G (2010) Modeling the viscoelastic function of asphalt concrete using a spectrum method. Mech Time-Dependent Mater 14:191–202 . doi: 10.1007/s11043-009-9102-0

NCSU D of CC and EE (2018) FlexPAVE 1.1. Layered Viscoelastic Pavement Analysis for critical Distresses. 62

Nguyen HM, Pouget S, Di Benedetto H, Sauzéat C (2009) Time-temperature superposition principle for bituminous mixtures. Eur J Environ Civ Eng 13:1095–1107 . doi: 10.1080/19648189.2009.9693176

Nguyen QT, Di Benedetto H, Sauzéat C, Tapsoba N (2013) Time Temperature Superposition Principle Validation for Bituminous Mixes in the Linear and Nonlinear Domains. J Mater Civ Eng 25:1181–1188 . doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000658

Oeser M, Pellinien T (2012) Computational framework for common visco-elastic models in engineering based on the theory of rheology. Comput Geotech 42:145–156 . doi: 10.1016/j.compgeo.2012.01.003

Olard F, Di Benedetto H (2003) General “2S2P1D” Model and Relation Between the Linear Viscoelastic Behaviours of Bituminous Binders and Mixes. Road Mater Pavement Des 4:185–224 . doi: 10.1080/14680629.2003.9689946

Olard F, Di Benedetto H, Eckmann B, Triquigneaux JP (2003) Linear Viscoelastic Properties of Bituminous Binders and Mixtures at Low and Intermediate Temperatures. Road Mater Pavement Des 4:77–107 . doi: 10.1080/14680629.2003.9689941

Oscarsson E, Popescu L (2011) Evaluation of the CalME permanent deformation model for asphalt concrete

layers. Int J Pavement Res Technol 4:21–33

Park HE, Dealy J, Münstedt H (2006) Influence of long-chain branching on time-pressure and time-temperature shift factors for polystyrene and polyethylene. Rheol Acta 46:153–159 . doi: 10.1007/s00397-006-0116-0

Park SW, Schapery RA (1999) Methods of interconversion between linear viscoelastic material functions. Part I--a numerical method based on Prony series. Int J Solids Struct 36:1653–1675 . doi: 10.1016/S0020-7683(98)00055-9

Polacco G, Filippi S, Merusi F, Stastna G (2015) A review of the fundamentals of polymer-modified asphalts: Asphalt/polymer interactions and principles of compatibility. Adv Colloid Interface Sci 224:72–112 . doi: 10.1016/j.cis.2015.07.010

Raithby KD, Sterling AB (1972) Some Effects of Loading History on the Performance of Rolled Asphalt, TRRL-LR 496. Crowthorne, England.

Rowe GM, Khoee SH, Blankenship P, Mahboub KC (2009) Evaluation of Aspects of E^* Test by Using Hot-Mix Asphalt Specimens with Varying Void Contents. Transp Res Rec J Transp Res Board 2127:164–172 . doi: 10.3141/2127-19

Sabouri M, Bennert T, Sias Daniel J, Richard Kim Y (2015) A comprehensive evaluation of the fatigue behaviour of plant-produced RAP mixtures. Road Mater Pavement Des 16:29–54 . doi: 10.1080/14680629.2015.1076997

Sabouri M, Kim YR (2014) Development of a Failure Criterion for Asphalt Mixtures under Different Modes of Fatigue Loading. Transp Res Rec 2447:117–125 . doi: 10.3141/2447-13

Safaei F, Castorena C, Kim YR (2016) Linking asphalt binder fatigue to asphalt mixture fatigue performance using viscoelastic continuum damage modeling. Mech Time-Dependent Mater 20:299–323 . doi: 10.1007/s11043-016-9304-1

Schapery R (1981) On Viscoelastic Deformation and Failure Behavior of Composite Materials with Distributed Flaws

Schapery RA (1975) A theory of crack initiation and growth in viscoelastic media. Int J Fract 11:141–159 . doi: 10.1007/BF00034721

Schapery RA (1990) A theory of mechanical behavior of elastic media with growing damage and other changes in structure. J Mech Phys Solids 38:215–253 . doi: 10.1016/0022-5096(90)90035-3

Schapery RA (1997) Nonlinear Viscoelastic and Viscoplastic Constitutive Equations Based on Thermodynamics. Mech Time-Dependent Mater 1:209–240 . doi: 10.1023/A:1009767812821

Schapery RA (1999) Nonlinear viscoelastic and viscoplastic constitutive equations with growing damage. Int J Fract 97:33–66 . doi: Doi 10.1023/A:1018695329398

Schwartz CW, Gibson N, Schapery RA (2002) Time-Temperature Superposition for Asphalt Concrete at Large Compressive Strains. Transp Res Rec 1789:101–112 . doi: 10.3141/1789-11

SCT (2017) Estadística Básica del Autotransporte Federal. Ciudad de México

Sun Y, Chen J, Huang B (2015a) Characterization of asphalt concrete linear viscoelastic behavior utilizing Havriliak-Negami complex modulus model. Constr Build Mater 99:226–234 . doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.09.016

Sun Y, Huang B, Chen J (2015b) A unified procedure for rapidly determining asphalt concrete discrete relaxation and retardation spectra. Constr Build Mater 93:35–48 . doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.04.055

Sun Y, Huang B, Chen J, Jia X, Ding Y (2016) Characterizing rheological behavior of asphalt binder over a complete range of pavement service loading frequency and temperature. Constr Build Mater 123:661–672 . doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.07.047

Suresh S (1998) Fatigue of Materials. Cambridge University Press, Cambridge

Szabo JP, Keough IA (2002a) Method for analysis of dynamic mechanical thermal analysis data using the Havriliak–Negami model. Thermochim Acta 392–393:1–12 . doi: 10.1016/S0040-6031(02)00064-3

Szabo JP, Keough IA (2002b) Method for analysis of dynamic mechanical thermal analysis data using the Havriliak–Negami model. Thermochim Acta 392:1–12 . doi: 10.1016/S0040-6031(02)00064-3

Tangella R, Craus J, Deacon J, Monismith C (1990) Summary Report on the Fatigue Response of Asphalt Mixtures. SHRP Report A-312.

Tiouajni S, Di Benedetto H, Sauzéat C, Pouget S (2011) Approximation of Linear Viscoelastic Model in the 3 Dimensional Case with Mechanical Analogues of Finite Size. Road Mater Pavement Des 12:897–930 . doi: 10.3166/rmpd.12.897-930

Trakarnpruk W, Chanathup R (2005) Physical and Rheological Properties of Asphalts Modified with Polyethylene-co-methylacrylate and Acids. J Met Mater Miner 15:79–87

Tsai B, Wu R (2009) Mn/ROAD Case Study Using CalBack and CalME

Tschoegl NW (1997) Time dependence in material properties: An overview. Mech Time-Dependent Mater 1:3–31 . doi: 10.1023/A:1009748023394

Tschoegl NW (1989) The phenomenological theory of linear viscoelastic behavior : an introduction. Springer-Verlag

Ullidtz P, Mateos A, Ayuso J, J H, Basheer I (2010) Simulation of Full Scale Accelerated Pavement Test from CEDEX Using the Californian Predictive Pavement Design System (CalME).

Underwood BS (2016) A continuum damage model for asphalt cement and asphalt mastic fatigue. Int J Fatigue 82:387–401 . doi: 10.1016/j.ijfatigue.2015.08.020

Underwood BS, Kim YR, Guddati MN (2010a) Improved calculation method of damage parameter in viscoelastic continuum damage model. Int J Pavement Eng 11:459–476 . doi: 10.1080/10298430903398088

Underwood BS, Kim YR, Guddati MN (2010b) Improved calculation method of damage parameter in viscoelastic continuum damage model. Int J Pavement Eng 11:459–476 . doi: 10.1080/10298430903398088

Underwood S, Baek C, Kim YR (2012) Use of Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model as an Asphalt Concrete Fatigue Analysis Platform. Transp Res Rec 2296:36–45

Underwood S, Kim YR, Guddati M (2006) Characterization and performance prediction of ALF mixtures using a viscoelastoplastic continuum damage model

Vargas MA, Herrera R, Manero O (2007) Modeling of the Linear Viscoelastic Behavior of Partially Hydrogenated Polymer-Modified Asphalts. Rubber Chem Technol 80:340–364 . doi: 10.5254/1.3539411

Wang Y, Kim YR (2017) Development of a pseudo strain energy-based fatigue failure criterion for asphalt mixtures. Int J Pavement Eng 1–11 . doi: 10.1080/10298436.2017.1394100

Wang YD, Keshavarzi B, Kim YR (2018) Fatigue Performance Prediction of Asphalt Pavements with FlexPAVETM, the S-VECD Model, and DRFailure Criterion. Transp Res Rec 1–11 . doi: 10.1177/0361198118756873

Winter HH (1997) Analysis of dynamic mechanical data: inversion into a relaxation time spectrum and consistency check. J Nonnewton Fluid Mech 68:225–239 . doi: 12/6/463 [pii]\r10.1177/1073858406293538

Witczak Matthew W, Kaloush Kamil, Pellinen Terhi E-BM (2002) NCHRP Report 465. Simple performance test for Superpave mix dedign

Wloczysiak P, Vidal A, Papirer E, Gauvin P (1997) Relationships between rheological properties, morphological characteristics, and composition of bitumen-styrene butadiene styrene copolymers mixes. I. A three-phase system. J Appl Polym Sci 65:1595–1607 . doi: 10.1002/(SICI)1097-4628(19970822)65:8<1595::AID-APP16>3.0.CO;2-V

Wu R (2008) Calibration of CalME Models Using Field Data Collected from US 101 near Redwood National Park, Humboldt County. Davis, CA

Wu R, Zhou J, Harvey JT (2018) Update CalME Standard Materials Library. Davis, CA

Xie Z, Shen J (2016) Fatigue Performance of Rubberized Stone Matrix Asphalt by a Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model. J Mater Civ Eng 28:4015162 . doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001463

Yildirim Y (2007) Polymer modified asphalt binders. Constr Build Mater 21:66–72 . doi: 10.1016/j.conbuildmat.2005.07.007

Yousefdoost S, Vuong B, Rickards I, Armstrong P, Sullivan B (2013) Evaluation of Dynamic Modulus Predictive Models for Typical Australian Asphalt Mixes. 15th AAPA Int Flex Pavements Conf 19:1–18

Yousefi Rad F, Elwardany MD, Castorena C, Kim YR (2017) Investigation of proper long-term laboratory aging temperature for performance testing of asphalt concrete. Constr Build Mater 147:616–629 . doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2017.04.197

Yusoff NIM, Jakarni FM, Nguyen VH, Hainin MR, Airey GD (2013) Modelling the rheological properties of bituminous binders using mathematical equations. Constr Build Mater 40:174–188 . doi:

10.1016/j.conbuildmat.2012.09.105

Yusoff NIM, Shaw MT, Airey GD (2011) Modelling the linear viscoelastic rheological properties of bituminous binders. Constr Build Mater 25:2171–2189 . doi: 10.1016/j.conbuildmat.2010.11.086

Zapata CE, Houston WN (2008) Calibration and Validation of the Enhanced Integrated Climatic Model for Pavement Design

Zener C (1949) Relaxation phenomena in metals. Physica 15:111–118 . doi: 10.1016/0031-8914(49)90033-6

Zhang J, Sabouri M, Guddati M, Kim R (2013) Development of a failure criterion for asphalt mixtures under fatigue loading. Road Mater Pavement Des 14:1–15 . doi: 10.1080/14680629.2013.812843

Zhang Y, Luo R, Lytton RL (2012) Anisotropic Viscoelastic Properties of Undamaged Asphalt Mixtures. J Transp Eng 138:75–89 . doi: 10.1061/(ASCE)TE.1943-5436.0000302

Zhao Y, Liu H, Bai L, Tan Y (2013) Characterization of Linear Viscoelastic Behavior of Asphalt Concrete Using Complex Modulus Model. J Mater Civ Eng 25:1543–1548 . doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000688.

Zhao Y, Ni Y, Wang L, Zeng W (2014a) Viscoelastic Response Solutions of Multilayered Asphalt Pavements. J Eng Mech 140:1–8 . doi: 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000797.

Zhao Y, Ni Y, Zeng W (2014b) A consistent approach for characterising asphalt concrete based on generalised Maxwell or Kelvin model. Road Mater Pavement Des 15:674–690 . doi: 10.1080/14680629.2014.889030

Zhao Y, Ph D, Chen P, Cao D (2016) Extension of Modified Havriliak-Negami Model to Characterize Linear Viscoelastic Properties of Asphalt Binders. J Mater Civ Eng 28:1–7 . doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001491.

Zhou F, Newcomb D, Gurganus C, Banihashemrad S, Sakhaeifar M, Park ES, Lytton RL (2016) Field Validation of Laboratory Tests to Assess Cracking Resistance of Asphalt Mixtures: An Experimental Design. College Station, Texas

Zhu J, Birgisson B, Kringos N (2014) Polymer modification of bitumen: Advances and challenges. Eur Polym J 54:18–38 . doi: 10.1016/j.eurpolymj.2014.02.005

ANEXO A. PARAMETROS DE LOS MODELOS 2S2P1D Y HN OBTENIDOS DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS EN ESTUDIO

Tabla A-1. Parámetros del modelo 2S2P1D obtenidos del proceso de optimización de las mezclas asfálticas en estudio.

Tipo de ensayo	Parámetro	PG64-16	PPA76H-16	TER76V-16	TER76E-22	SBS76V-22	SBS76E-22
CEC	E_∞	145.4	175.5	219.9	191.1	239.4	269.8
	E_0	39000.0	45263.6	49518.9	46064.6	46064.6	48704.3
	k	0.142	0.098	0.098	0.096	0.106	0.106
	h	0.442	0.356	0.374	0.370	0.373	0.378
	δ	2.635	2.513	2.801	2.525	2.810	2.903
	τ_0	0.009	0.014	0.009	0.003	0.003	0.006
	β	10708.5	1611019.0	19177.8	58690.0	21232.5	14053.8
	C_1	16.5	16.2	15.4	16.6	14.1	14.0
	C_2	141.1	131.4	124.3	134.4	122.6	121.3
	F	1.79%	1.34%	1.30%	1.06%	1.30%	1.60%
CDTC	E_∞	35.9	137.8	114.2	102.3	99.2	115.4
	E_0	38000.0	39904.7	43178.9	37760.8	45655.6	46693.5
	k	0.153	0.116	0.110	0.122	0.109	0.110
	h	0.508	0.416	0.410	0.428	0.403	0.406
	δ	2.921	2.784	2.768	2.675	3.114	3.124
	τ_0	0.016	0.048	0.017	0.014	0.004	0.012
	β	68330.2	7398.5	13156.1	14459.1	24931.0	51558.8
	C_1	17.7	18.7	16.0	18.2	17.2	17.3
	C_2	146.0	146.3	126.7	141.5	141.1	141.1
	F	2.77%	1.97%	1.87%	1.90%	2.04%	2.56%
CETC	E_∞	104.4	166.5	142.1	133.5	132.3	147.7
	E_0	38000.0	39445.5	41681.9	38823.0	46405.6	48635.5
	k	0.149	0.117	0.116	0.122	0.108	0.108
	h	0.491	0.415	0.419	0.428	0.403	0.399
	δ	2.662	2.724	2.786	2.749	3.103	3.198
	τ_0	0.011	0.042	0.025	0.011	0.003	0.009
	β	12303.2	7670.1	9963.6	13994.1	26787.3	34597.5
	C_1	16.8	17.6	17.1	17.2	15.6	16.7
	C_2	141.0	138.1	134.4	135.2	130.2	136.7
	F	3.49%	2.09%	2.13%	2.16%	2.22%	2.71%

Tabla A-2. Parámetros del modelo HN obtenidos del proceso de optimización de las mezclas asfálticas en estudio.

Tipo de ensayo	Parámetro	PG64-16	PPA76H-16	TER76V-16	TER76E-22	SBS76V-22	SBS76E-22
CEC	E_g	43680.3	67774.8	41904.5	59728.3	47219.5	56687.0
	E_e	103.538	169.049	89.400	149.247	126.742	135.370
	α	0.382	0.341	0.322	0.351	0.322	0.327
	β	0.166	0.077	0.183	0.090	0.142	0.115
	τ_0	1.133	24.819	3.919	5.128	1.355	4.208
	C_1	19.771	16.442	18.510	16.639	15.587	15.420
	C_2	172.758	132.950	153.660	134.751	136.477	134.954
	F	1.91%	1.38%	1.90%	1.06%	1.59%	1.82%
CDTC	E_g	67050.1	74722.8	77788.2	68004.2	61870.6	70988.5
	E_e	27.626	85.920	75.489	77.633	55.741	84.232
	α	0.463	0.388	0.389	0.402	0.367	0.371
	β	0.068	0.057	0.057	0.062	0.080	0.069
	τ_0	3.747	45.643	20.729	9.650	3.841	11.695
	C_1	18.894	19.033	16.279	18.364	18.892	19.066
	C_2	157.124	149.134	128.721	143.164	157.231	158.002
	F	2.81%	2.02%	1.92%	1.92%	2.17%	2.65%
CETC	E_g	50388.6	70873.1	78603.5	36638.3	57940.6	79577.3
	E_e	89.480	113.861	101.240	93.362	90.582	105.251
	α	0.443	0.386	0.393	0.374	0.368	0.364
	β	0.107	0.062	0.056	0.169	0.088	0.062
	τ_0	2.052	35.738	23.174	2.458	2.993	10.240
	C_1	18.830	17.856	17.417	21.851	17.307	18.217
	C_2	160.193	140.472	136.984	177.941	145.828	150.890
	F	3.58%	2.13%	2.18%	2.66%	2.36%	2.80%