



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

MODELO MICROMECAÍNICO AUTOCONHERENTE APLICADO AL COMPORTAMIENTO  
VISCOELÁSTICO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS, TENIENDO EN CUENTA LA COMPOSICIÓN DEL  
MASTIC Y LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL AGREGADO GRUESO

**TESIS**  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
DOCTORA EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
**LAURA DAYANNA GONZÁLEZ MATURANA**

TUTOR PRINCIPAL  
ALEXANDRA, OSSA LÓPEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA-UNAM  
COMITÉ TUTOR  
OSVALDO FLORES CASTRELLÓN, INSTITUTO DE INGENIERÍA-UNAM  
MARIO FLORES GUZMÁN, INSTITUTO DE INGENIERÍA-UNAM  
EFRAÍN OVANDO SHELLEY, INSTITUTO DE INGENIERÍA-UNAM

MÉXICO, SEPTIEMBRE 2023



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Ovando Shelley Efraín

Secretario: Dr. Botero Jaramillo Eduardo

1<sup>er.</sup> Vocal: Dra. Ossa López Alexandra

2<sup>do.</sup> Vocal: Dr. Flores Castrellón Osvaldo

3<sup>er.</sup> Vocal: Dr. Flores Guzmán Mario

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA - UNAM

**TUTOR DE TESIS:**

ALEXANDRA OSSA LÓPEZ

-----  
**FIRMA**

## **DEDICATORIA**

*A las dos personas más importantes en mi vida, con quienes conocí el amor puro y verdadero en su máxima expresión; mi Madre **Janneth Elvira Maturana Téllez** y mi amado hijo **Juan Diego Mora González**.*

## **AGRADECIMIENTOS**

A Dios, a él le debo todo.

A mi Heroína favorita y ejemplo de vida, Mi Madre Janneth Maturana, por no haberse rendido jamás, por su infinita paciencia y por ser mi guía en los días soleados y los grises.

A mi hijo por forjar en mí el querer ser cada día una mejor persona en todos los campos, e impulsarme a hacer cosas que jamás pensé llevar a cabo.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM, por haberme abierto sus puertas y permitirme seguir formándome profesional y personalmente.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por aceptarme y permitirme desarrollar mi tesis doctoral, apoyándome con un espacio laboral de excelentes condiciones, suministro de equipos y herramientas necesarios para mi investigación, así como el apoyo en eventos de difusión académica.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACYT, por otorgarme la beca para estudios de doctorado durante 4 años, la cual fue el principal soporte económico durante todo el período estudiantil, Gracias.

A la Dra Alexandra Ossa López con quien me quedaría corta en palabras para expresar mi infinito agradecimiento por su apoyo incondicional desde el primer día que tuvimos contacto, por darme su voto de confianza, al decidir ser mi tutora principal, como persona, como mujer y sobre todo por ser ese modelo ejemplar capaz de mantener el equilibrio entre el rigor, la prudencia, lo humano y lo profesional.

Al Dr Mario Flores por su apoyo incondicional en la ejecución de todas las pruebas experimentales e involucrarse un 100% en cada parte del proceso.

A mis sinodales Dr Efraín Ovando Shelley, Dr Osvaldo Flores, Dr Raúl Vicente Orozco (QEPD), Dr Mario Flores, Dr Eduardo Botero y Dra Alexandra Ossa, por cada enseñanza, corrección, observación, felicitación; cada una de ellas me permitieron estar hoy culminando una gran etapa de mi vida.

Al Dr Eduardo Alberto Castañeda Pinzón por ser parte de los motivos que tuve para iniciarme en esta rama hermosa de los pavimentos, su incalculable aporte académico a cada uno de mis procesos profesionales e investigativos, y por su amistad incondicional y sincera.

Al Dr Shane Underwood por su siempre disposición y pedagogía en las partes más críticas de este proyecto.

A los laboratoristas del laboratorio de vías terrestres: Don Frank, Robert, Joel, Santiago, y Alejandro por su apoyo y disposición en este proceso.

A mis hermanos, amigos, compañeros, colegas, que, con una palabra, una acción y tiempo que me brindaron de calidad, hicieron muy amena esta gran aventura.

## RESUMEN

El concreto asfáltico es un material compuesto que consta de un ligante o cemento asfáltico, agregado pétreo y aire. Cada uno de estos componentes, así como las mezclas entre ellos, aporta propiedades diferentes al concreto. Sin embargo, comúnmente se caracteriza y estudia para el diseño de pavimentos como un material homogéneo. La distribución aleatoria de las diferentes porciones de partículas de agregado pétreo, la porosidad y las diversas condiciones físicas y mecánicas de los constituyentes generan estados de esfuerzos a nivel microestructural que determinan el comportamiento mecánico global del compuesto. Además, las propiedades mecánicas del concreto asfáltico son dependientes del tiempo y la temperatura debido a la naturaleza viscosa y termo susceptible del cemento asfáltico, lo cual confiere al material compuesto un comportamiento viscoelástico.

En este trabajo, se representa el concreto asfáltico como un material multifásico en cuatro pasos, y cada paso se considera como un material de tres fases. Esto se logra mediante un modelado micromecánico autocoherente con el objetivo de comprender, simular y predecir con mayor precisión el comportamiento viscoelástico del concreto asfáltico dentro del rango viscoelástico lineal (LVR), a través de la obtención del módulo dinámico de corte ( $G^*$ ) el cual es un parámetro necesario en el diseño de pavimentos asfálticos. La micromecánica se basa en la caracterización y evaluación de las propiedades mecánicas de sus constituyentes individuales, que previamente se han formado en escalas más homogéneas y sencillas de evaluar. En este estudio, se desarrollaron cuatro modelos preliminares que corresponden a cuatro tipos de cemento asfáltico utilizados: el original o sin modificar (PG 64-22), y los modificados con terpolímero de etileno reactivo (RET) (PG 76V-16), copolímero estireno-butadieno-estireno (SBS) (PG 76E-22) y ácido polifosfórico (PPA) (PG 76H-16). Todas las mezclas utilizaron la misma granulometría.

En el primer paso, se representa el comportamiento viscoelástico de la masilla asfáltica. Este paso se divide en tres fases: cemento asfáltico, relleno mineral y la masilla asfáltica, que es la mezcla de estos componentes. El relleno mineral se refiere al material resultante de la trituración mecánica de roca con un tamaño menor a 0.075 mm. Se determinó el límite elástico

lineal máximo (LVE) para cada cemento y masilla asfálticos, con el objetivo de garantizar que se mantengan dentro del rango viscoelástico lineal a tal valor de deformación que garantice que la relación entre el esfuerzo y la deformación sea constante. A continuación, se realizaron pruebas dinámicas para obtener el módulo dinámico de corte ( $G^*$ ) y el ángulo de fase en un amplio rango de frecuencias y temperaturas. Se evaluó la influencia del agente modificador en la rigidez de cada cemento asfáltico, así como el efecto causado por el tipo de cemento asfáltico y la incorporación del relleno mineral en el módulo de la masilla. Este análisis permitió establecer una escala de rigidez desde el cemento asfáltico hasta la masilla para diferentes frecuencias y temperaturas de evaluación.

En el segundo paso, se representa la matriz de agregado fino (FAM, por sus siglas en inglés). Esta matriz consiste en la mezcla de la masilla asfáltica con arena de tamaño menor a 2.36 mm. Esta fase es considerada la más característica del concreto asfáltico y se le atribuye el comportamiento de daño por fatiga. Aunque es posible conocer los porcentajes de vacíos del concreto asfáltico mediante pruebas macroscópicas de rutina descritas en la literatura, no existen valores documentados de porosidad específicos para la matriz de un concreto asfáltico diseñado previamente de forma volumétrica. Sin embargo, investigaciones anteriores indicaron que aproximadamente el 6% de los vacíos totales de la mezcla se atribuyen a esta fase matriz.

En el tercer paso, se modela la mezcla asfáltica sin tener en cuenta los vacíos llenos de aire. Esta fase implica la combinación de la matriz con agregado grueso, que va desde tamaño menor a  $\frac{3}{4}$ " hasta 2.36 mm. En este análisis, se considera analíticamente que no hay vacíos, con el único propósito de microescalar en el modelo. En el cuarto y último paso, se representa el concreto asfáltico teniendo en cuenta los vacíos llenos de aire determinados previamente para ciertas condiciones volumétricas. En esta etapa final del análisis, se determinará el comportamiento viscoelástico del material compuesto en un amplio rango de frecuencias y temperaturas.

Para implementar y calibrar el modelo micromecánico, se llevaron a cabo pruebas de laboratorio con el objetivo de caracterizar mecánicamente los elementos de cada componente y fase. Dado que el módulo está altamente relacionado con la relación de Poisson del material, se asoció a cada módulo un valor coherente de la relación de Poisson en función de una frecuencia y temperatura específicas. Estos valores se ajustaron para que la relación entre el módulo

experimental y el del modelo se aproximara lo más posible a la unidad. Este ajuste se logró mediante un parámetro de ajuste denominado ' $\lambda$ ', el cual tiene en cuenta implícitamente el efecto de la frecuencia, la temperatura y la relación de Poisson en el módulo dinámico de corte. Este parámetro ' $\lambda$ ' finalmente es una función sigmoïdal o curva maestra la cual fue elaborada teniendo como dato de partida ' $\lambda_1$ ', el valor resultante entre la relación del módulo dinámico medido, con el obtenido por modelado mediante la curva maestra; y un valor ' $\lambda_2$ ' obtenido directamente de la función sigmoïdal que describe la curva maestra.

Se establecieron funciones de ajuste que relacionan el parámetro  $\lambda$  con la frecuencia, lo que permite obtener un valor de módulo para cualquier frecuencia dentro del dominio de la función. Al combinar el valor del módulo obtenido mediante el modelado con el valor de  $\lambda$  obtenido a través de la función de ajuste, se obtuvo un módulo calibrado para cada condición de frecuencia y temperatura. Posteriormente, se elaboró una curva maestra utilizando estos datos calibrados, lo que permitió obtener el módulo para un amplio rango de frecuencias y temperaturas. La curva maestra proporciona una representación general del comportamiento viscoelástico del concreto asfáltico en función de las diferentes condiciones de frecuencia y temperatura.

Finalmente se pudo concluir que el comportamiento de los materiales viscoelásticos depende de varios factores tales como: la temperatura, frecuencia de carga, relación de Poisson, vacíos de aire, módulos, granulometría, naturaleza de los materiales, superficie específica, gravedades específicas, entre otras variables que hacen complejo el estudio de materiales heterogéneos y termo-susceptibles. Sin embargo, al dividir en fases más homogéneas el material compuesto, e ir microescalando en la evaluación de cada fase, se hizo posible entender el aporte de cada material teniendo en cuenta las variables mencionadas anteriormente. A medida que se agregó al cemento asfáltico una escala mayor: (relleno mineral  $\rightarrow$  arenas  $\rightarrow$  gravas) se evidenció el incremento general del módulo dinámico para todas las condiciones de frecuencia y temperatura; sin embargo, este incremento no fue proporcional para todos los materiales, pues el modificador tuvo un rol importante en esta variación, así como en la respuesta elástica de cada material dependiendo de la condición de prueba.

## TABLA DE CONTENIDO

<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
1.1 Antecedentes .....	1
1.2 Planteamiento del problema .....	3
1.3 Objetivos .....	4
1.4 Alcances .....	5
1.5 Estructura de la tesis .....	7
<b>CAPÍTULO 2. CEMENTOS ASFÁLTICOS .....</b>	<b>9</b>
2.1 Introducción.....	9
2.1.1 Comportamiento dinámico de un material viscoelástico.....	12
2.2 Programa experimental .....	18
2.2.1 Materiales y equipo utilizado .....	18
2.2.2 Pruebas reológicas.....	21
2.3 Presentación y análisis de resultados .....	23
2.3.1 Determinación del rango viscoelástico lineal, LVR.....	23
2.3.2 Efecto del modificador en el LVE del cemento asfáltico .....	29
2.3.3 Efecto del modificador en las componentes elástica, $G'$ y viscosa, $G''$ , de la rigidez dinámica cemento asfáltico. ....	30
2.3.4 Determinación de las propiedades dinámicas del cemento asfáltico para diferentes condiciones de frecuencia y temperatura.....	33
2.3.5 Curvas isotermas de los cementos asfálticos .....	33
2.3.6 Curvas maestras de los cementos asfálticos .....	34
2.3.7 Representación del comportamiento termo-reológico en el diagrama de Black .....	37
2.3.8 Análisis del comportamiento viscoelástico a partir del ángulo de fases de los cementos asfálticos.....	39
2.4 Conclusiones .....	41
<b>CAPÍTULO 3. MASILLAS ASFÁLTICAS .....</b>	<b>43</b>
3.1 Introducción.....	43
3.1.1 Comportamiento dinámico de las masillas asfálticas .....	47
3.2 Programa experimental .....	48
3.2.1 Materiales y equipo utilizado .....	48
3.2.2 Elaboración de la masilla asfáltica .....	51

3.2.3	Pruebas reológicas.....	55
3.3	Presentación y análisis de resultados .....	56
3.3.1	Determinación del rango viscoelástico lineal (LVR) .....	56
3.3.2	Efecto del modificador y el relleno mineral en el LVE de las masillas asfálticas .....	61
3.3.2.1	Efecto del relleno mineral en el valor de las componentes elástica y viscosa, de la rigidez dinámica de las masillas. ....	63
3.3.3	Determinación de las propiedades dinámicas de masillas asfálticas a diferentes condiciones de frecuencia y temperatura.....	66
3.3.4	Curvas isotermas de las masillas asfálticas .....	66
3.3.5	Curvas maestras de las masillas asfálticas .....	67
3.3.6	Efecto del relleno mineral en el módulo dinámico de corte $G^*$ del cemento asfáltico ....	69
3.3.7	Análisis del comportamiento viscoelástico a partir del ángulo de fase de las masillas asfálticas. ....	70
3.3.8	Relaciones entre los módulos dinámicos y ángulos de fase del cemento asfáltico y la masilla asfáltica.....	73
3.4	Conclusiones.....	75
	<b>CAPÍTULO 4. MATRIZ DE AGREGADO FINO – FAM.....</b>	<b>76</b>
4.1	Introducción.....	76
4.2	Programa experimental .....	81
4.2.1	Materiales y equipo utilizado .....	81
4.2.2	Elaboración de la FAM.....	82
4.2.3	Diseño de mezcla de FAM para la condición de vacíos representativa dentro de la mezcla asfáltica. 83	
4.2.4	Elaboración de especímenes FAM.....	88
4.2.5	Pruebas dinámicas.....	92
4.3	Presentación y análisis de resultados .....	92
4.3.1	Determinación del límite viscoelástico lineal, LVE, de la FAM .....	92
4.3.2	<i>Efecto de las arenas en el LVE de la FAM .....</i>	<i>95</i>
4.3.2.1	Efecto de las arenas en el valor de la componente elástica y viscosa de la rigidez dinámica de la FAM.....	96
4.3.3	Determinación de las propiedades dinámicas de la FAM para diferentes condiciones de frecuencia y temperatura .....	97
4.3.4	Curvas isotermas de la FAM .....	98
4.3.5	Curvas maestras de la FAM .....	99
4.3.6	Análisis del comportamiento viscoelástico a partir del ángulo de fase de la FAM .....	101

4.4	Conclusiones .....	105
	<b>CAPÍTULO 5. CONCRETO ASFÁLTICO .....</b>	<b>106</b>
5.1	Introducción .....	107
5.2	Programa experimental .....	110
5.2.1	Materiales y equipo .....	110
5.2.2	Elaboración de especímenes.....	111
5.2.3	Pruebas dinámicas.....	111
5.3	Presentación y análisis de resultados .....	113
5.3.1	Determinación de las propiedades dinámicas del concreto asfáltico para diferentes condiciones de frecuencia y temperatura.....	113
5.3.2	Curvas isotermas del concreto asfáltico.....	113
5.3.3	Curvas maestras del concreto asfáltico .....	115
5.3.4	Análisis del comportamiento viscoelástico a partir del ángulo de fase del concreto asfáltico. 124	
5.4	Conclusiones .....	126
	<b>CAPÍTULO 6. MODELADO MICROMECAÍNICO .....</b>	<b>128</b>
6.1	Introducción.....	128
6.2	Modelo micromecánico Hervé y Zaoui – Tres fases .....	137
6.3	Modelamiento micromecánico del concreto asfáltico como un material multifase .....	141
6.3.1	Modelado micromecánico del concreto asfaltico elaborado con CA-Convencional PG 64-22	146
6.3.1.1	Modelamiento de la masilla asfáltica (Masilla): Paso 1 .....	146
6.3.1.2	Modelamiento de la matriz de agregado fino (FAM): Paso 2 .....	148
6.3.1.3	Modelamiento de la mezcla asfáltica sin considerar vacíos con aire (HAM): Paso 3 ...	149
6.3.1.4	Modelamiento del concreto asfáltico considerando $V_a=4\%$ : Paso 4.....	151
6.3.2	Modelado micromecánico del concreto asfaltico (C.A) elaborado con A-SBS PG 76E-22 .....	152
6.3.2.1	Modelamiento de la masilla asfáltica (Masilla): Paso 1 .....	152
6.3.2.2	Modelamiento de la matriz de agregado fino (FAM): Paso 2 .....	154
6.3.2.3	Modelamiento de la mezcla asfáltica sin considerar vacíos (HAM): Paso 3 .....	155
6.3.2.4	Modelamiento del concreto asfáltico considerando $V_a=4\%$ : Paso 4.....	156
6.3.3	Modelado micromecánico del concreto asfaltico elaborado con A-PPA PG 76H-16....	157
6.3.3.1	Modelamiento de la masilla asfáltica (Masilla): Paso 1 .....	157
6.3.3.2	Modelamiento de la matriz de agregado fino (FAM): Paso 2 .....	158

6.3.3.3 Modelamiento de la mezcla asfáltica sin considerar vacíos: Paso 3 .....	160
6.3.3.4 Modelamiento del concreto asfáltico (C.A) considerando $V_a=4\%$ : Paso 4.....	161
<b>CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES .....</b>	<b>163</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>165</b>

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 2.1</b> Función del esfuerzo ( $\sigma$ ) y función de la deformación ( $\epsilon$ ).....	13
<b>Figura 2.2</b> Curvas isoterma.....	17
<b>Figura 2.3</b> Desplazamiento horizontal de las curvas isoterma a una temperatura de referencia de 40°C. Curva Maestra de $ E^* $ concreto asfáltico .....	18
<b>Figura 2.4</b> Propiedades de los cementos asfálticos .....	23
<b>Figura 2.5</b> Deformación angular del A-Convencional PG 64-22, bajo deformación controlada y frecuencia constante de 1,59 Hz, para diferentes condiciones de temperatura .....	26
<b>Figura 2.6</b> Deformación angular del A-SBS PG 76E-22, bajo deformación controlada y frecuencia constante de 1,59 Hz, para diferentes condiciones de temperatura .....	27
<b>Figura 2.7</b> Deformación angular del A-RET PG 76V-16 bajo deformación controlada y frecuencia constante de 1,59 Hz, para diferentes condiciones de temperatura .....	28
<b>Figura 2.8</b> Deformación angular del A-PPA PG76H-16, bajo deformación controlada y frecuencia constante de 1,59 Hz, para diferentes condiciones de temperatura. ....	29
<b>Figura 2.9</b> Límite de deformación máxima del rango viscoelástico lineal de cementos asfálticos para diferentes condiciones de temperatura.....	30
<b>Figura 2.10</b> Componente elástica $G'$ y viscosa $G''$ (Pa) medidas en el LVE de cemento asfáltico .....	31
<b>Figura 2.11</b> Curvas isoterma de los cementos asfálticos. a) A-Convencional PG64-22 b) A-SBS PG 76E-22 c) A-RET PG 76V-16 d) A-PPA PG 76H-16.....	34
<b>Figura 2.12</b> Curva maestra a la temperatura de referencia de 40°C calculadas mediante modelo sigmoidal .....	37
<b>Figura 2.13</b> Comportamiento termo-reológico del cemento asfáltico convencional y modificados. ....	38
<b>Figura 2.14</b> Variación del ángulo de fase del cemento asfáltico con la frecuencia y la temperatura: a) A-Convencional PG64-22 b) A-SBS PG 76E-22 c) A-RET PG 76V-16 d) A-PPA PG 76H-16.....	40
<b>Figura 3.1</b> Difracción de rayos X para el relleno mineral .....	49
<b>Figura 3.2</b> (a) Prueba de difracción de rayos X del relleno mineral, (b) Filler magnificado 400 veces. Escala de medición, 50 $\mu\text{m}$ y (c) Filler magnificado 100 veces. Escala de medición, 200 $\mu\text{m}$ .....	50
<b>Figura 3.3</b> Granulometría de diseño de las mezclas asfálticas. MDC-19 mm.....	51
<b>Figura 3.4</b> Geometrías consideradas para el cálculo de la S.S de cada fracción de agregado. (a) prismática, (b) esférica. ....	52
<b>Figura 3.5</b> Colocación de la masilla en geometría de platos del DSR .....	56
<b>Figura 3.6</b> Deformación angular de la masilla asfáltica preparada con A-convencional PG 64-22, bajo deformación controlada y frecuencia constante de 1.59 Hz, para diferentes condiciones de temperatura .....	58
<b>Figura 3.7</b> Deformación angular de la masilla asfáltica preparada con A-SBS PG 76E-22, bajo deformación controlada y frecuencia constante de 1.59 Hz, para diferentes condiciones de temperatura. ....	59

<b>Figura 3.8</b> Deformación angular de la masilla asfáltica preparada con A-RET PG 76V-16, bajo deformación controlada y frecuencia constante de 1.59 Hz, para diferentes condiciones de temperatura. ....	60
<b>Figura 3.9</b> Deformación angular de la masilla asfáltica preparada con A-PPA PG 76H-22, bajo deformación controlada y frecuencia constante de 1,59 Hz, para diferentes condiciones de temperatura. ....	61
<b>Figura 3.10</b> Límite de deformación máxima del rango viscoelástico lineal de cementos y masillas asfálticos para diferentes condiciones de temperatura. ....	62
<b>Figura 3.11</b> Efecto del relleno mineral en las componentes elástica $G'$ y viscosa $G''$ de las masillas asfálticas. ....	64
<b>Figura 3.12</b> (a) Componente elástica $G'$ del cemento asfáltico y la masilla. (b) Componente viscosa $G''$ del cemento asfáltico y la masilla; correspondiente al LVE de cada temperatura de prueba. ....	65
<b>Figura 3.13</b> Curvas isotermas de las masillas y cementos asfálticos. ....	67
<b>Figura 3.14</b> Curvas maestras de las masillas y los cementos asfálticos a temperatura de referencia, Tref de 40°C. ....	69
<b>Figura 3.15</b> Variación del ángulo de fase del cemento asfáltico y la masilla asfáltica con la frecuencia y la temperatura: a) PG64-22 b) SBS PG 76E-22 c) RET PG 76V-16 d) PPA PG 76H-16. ....	71
<b>Figura 3.16</b> Efecto del relleno en la rigidez y el ángulo de fase en el cemento asfáltico base para diferentes frecuencias: a) 0.5 Hz, b) 10 Hz, c) 25 Hz. ....	74
<b>Figura 4.1</b> Condiciones de frecuencia y temperatura para FAM, Underwood, 2011. ....	78
<b>Figura 4.2</b> Representación esquemática de la posible masilla inducida por compactación: (a) después de la mezcla y (b) después de la compactación. Underwood, 2011. ....	81
<b>Figura 4.3</b> Esquema de la elaboración análisis dinámico de la FAM. ....	82
<b>Figura 4.4</b> Curva granulométrica de todas las mezclas asfálticas analizadas. ....	84
<b>Figura 4.5</b> Procedimiento de elaboración de la matriz de agregado fino para un porcentaje de vacíos definido. ....	92
<b>Figura 4.6</b> Rango viscoelástico lineal de la matriz de agregado fino evaluado para diferentes rangos de esfuerzo. a) 100 a 900000 Pa. b) 1000 a 850000. c) 5000 a 1E+06 Pa. ....	93
<b>Figura 4.7</b> Deformación angular de la matriz de agregado fina, FAM, a) FAM-PG 64-22, b) FAM-SBS PG 76E-22, c) FAM-PPA PG 76H-16; a deformación controlada y frecuencia constante de 1.59 Hz, para diferentes condiciones de temperatura. ....	94
<b>Figura 4.8</b> Límite de deformación máxima del rango viscoelástico lineal de cementos asfálticos, masillas asfálticas y FAM para diferentes condiciones de temperatura. ....	95
<b>Figura 4.9</b> Efecto de las arenas en las componentes elástica $G'$ y viscosa $G''$ de la matriz de agregado fino, FAM. ....	96
<b>Figura 4.10</b> Componente elástica del cemento asfáltico, la masilla asfáltica y la FAM a 10°C y 1.59 Hz, evaluada en el LVE. ....	97
<b>Figura 4.11</b> Curvas isotermas de la matriz de agregado fino, FAM. ....	99
<b>Figura 4.12</b> Curvas maestras para el cemento, la masilla y la matriz de agregado fino. ....	101
<b>Figura 4.13</b> Variación del ángulo de fase de la masilla asfáltica y matriz de agregado fino-FAM con la frecuencia y la temperatura: a) PG64-22 b) SBS PG 76E-22 c) PPA PG 76H-16. ....	103

<b>Figura 5.1</b> Curvas isotermas de los concretos asfálticos: a) C.A-Convencional, b) C.A-SBS PG 76E-22, c) C.A-PPA PG 76H-16.....	115
<b>Figura 5.2</b> Microescalamiento del concreto asfáltico: Cemento asfáltico, masilla, matriz y concreto para un rango de frecuencias y temperaturas. (a) A-PG 64-22 (b) A- SBS PG 76E-22 (c) A- PPA PG 76H-16.....	117
<b>Figura 5.3</b> Relación de rigideces a distintas frecuencias de la masilla, la FAM y el concreto asfáltico, respecto a su cemento asfáltico .....	122
<b>Figura 5.4.</b> Variación del ángulo de la FAM y el concreto asfáltico con la frecuencia y la temperatura: a) PG 64-22 b) SBS PG 76E-22 c) PPA PG 76H-16 .....	124
<b>Figura 6.1</b> El modelo autocohérente de Christensen y Lo (1982). Shaterzadeh, (1997).. .....	133
<b>Figura 6.2</b> Modelo autocohérente a 4 fases Maurer (1990). Shaterzadeh, (1997). P. 64 .....	133
<b>Figura 6.3</b> Inclusión esférica incrustada en una matriz infinita de “n” capas. Eveline Hervé y Andre Zaoui, 1993.....	134
<b>Figura 6.4</b> Material no homogéneo incrustado en una matriz infinita sometido a condiciones de esfuerzo y deformación uniformes en el infinito. ....	138
<b>Figura 6.5</b> Modelo del concreto asfáltico a tres fases en 4 pasos.....	142
<b>Figura 6.6</b> Esquema del algoritmo de programación del modelo micromecánico autocohérente Hervé y Zaoui aplicado al análisis mecánico del concreto asfáltico. ....	144
<b>Figura 6.7</b> Curvas maestras de la masilla asfáltica (M) experimental y por modelado. M-Convencional PG 64-22.....	147
<b>Figura 6.8</b> Curvas maestras de la matriz de agregado fino (FAM) experimental y por modelado. FAM-Convencional PG 64-22.....	149
<b>Figura 6.9</b> Curva maestra de la mezcla asfáltica sin vacíos con aire (HAM) HAM-Convencional PG 64-22.....	150
<b>Figura 6.10</b> Curvas maestras del concreto asfáltico (C.A) experimental y por modelado. C.A-Convencional PG 64-22.....	152
<b>Figura 6.11</b> Curvas maestras de la masilla asfáltica (M) experimental y por modelado. M-SBS PG 76E-22 .....	153
<b>Figura 6.12</b> Curvas maestras de la FAM experimental y por modelado. FAM-SBS PG76E-22 .....	154
<b>Figura 6.13</b> Curva maestra de la mezcla sin vacíos con aire (HAM). HAM-SBS PG 76E-22.....	155
<b>Figura 6.14</b> Curvas maestras del concreto asfáltico (C.A) experimental y por modelado C.A-SBS PG 76E-22 .....	156
<b>Figura 6.15</b> Curvas maestras de la masilla asfáltica (M) experimental y por modelado. M-PPA PG 76H-16.....	158
<b>Figura 6.16</b> Curvas maestras de la FAM experimental y por modelado. FAM-PPA PG 76H-16.....	159
<b>Figura 6.17</b> Curva maestra de la mezcla sin vacíos con aire (HAM). HAM-PPA PG 76H-16.....	160
<b>Figura 6.18</b> Curvas maestras del concreto asfáltico (C.A) experimental y por modelado. C.A-PPA PG 76H-16.....	162

## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 2.1</b> Tipos de cemento asfáltico .....	20
<b>Tabla 2.2</b> Valores del incremento o decremento de $G'$ de los cementos asfálticos modificados respecto al $G'$ del A-convencional. ....	31
<b>Tabla 2.3</b> Parámetros de ajuste del modelo sigmoidal a partir de los datos experimentales para los cementos asfálticos .....	36
<b>Tabla 3.1</b> Composición mineralógica del relleno mineral.....	50
<b>Tabla 3.2</b> Factores de superficie específica obtenidos mediante metodología de Duriez. ....	53
<b>Tabla 3.3</b> Porcentaje de cemento asfáltico que le corresponde a la masilla.....	54
<b>Tabla 3.4</b> Temperaturas de mezclado y compactación de mezclas asfálticas en función de las viscosidades de los cementos asfálticos. ....	55
<b>Tabla 3.5</b> Incremento o decremento de $G'$ en las masillas, debido a la incorporación del relleno mineral con respecto al $G'$ de sus cementos asfálticos.....	65
<b>Tabla 3.6</b> Parámetros de ajuste del modelo sigmoidal a partir de los datos experimentales para las masillas asfálticas.....	68
<b>Tabla 4.1</b> Granulometría del agregado pétreo empleado en esta investigación.....	84
<b>Tabla 4.2</b> Caracterización mecánica del agregado pétreo. ....	85
<b>Tabla 4.3</b> Gravedades específicas de los cementos asfálticos .....	86
<b>Tabla 4.4</b> Porcentaje de vacíos con aire en la FAM .....	88
<b>Tabla 4.5.</b> Parámetros de ajuste del modelo sigmoidal a partir de los datos experimentales para las matrices de agregado fino, FAMs, .....	100
<b>Tabla 5.1</b> Tiempo de acondicionamiento respecto a la temperatura del espécimen.....	112
<b>Tabla 5.2</b> Pre-acondicionamiento del espécimen mediante ciclos de carga.....	113
<b>Tabla 5.3</b> Parámetros de ajuste del modelo sigmoidal a partir de los datos experimentales para los concretos asfálticos. ....	116
<b>Tabla 5.4</b> a) Valores del módulo dinámico $G^*$ del C.A-PG 64-22. b) Porcentaje de la rigidez dinámica de la FAM y la MASILLA respecto al módulo dinámico, del C.A-PG 64-22. ....	118
<b>Tabla 5.5</b> a) Valores del módulo dinámico del C.A-SBS PG 76E-22. b) Porcentaje de la rigidez dinámica de la FAM y la MASILLA respecto al módulo dinámico $G^*$ del C.A-SBS PG76E-22. ....	119
<b>Tabla 5.6</b> a) Valores del módulo dinámico $G^*$ del C.A-PPA PG 76H-16. b) Porcentaje de la rigidez dinámica de la FAM y la MASILLA respecto al módulo dinámico $G^*$ del C.A-PPA 76H-16. ....	120
<b>Tabla 6.1</b> a) Datos de entrada modelo paso 1 (Masilla). b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, M-Convencional PG 64-22.....	147
<b>Tabla 6.2</b> a) Datos de entrada modelo paso 2 (FAM). b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, FAM-Convencional PG 64-22.....	148
<b>Tabla 6.3</b> a) Datos de entrada modelo paso 3 (Mezcla sin vacíos, HAM). b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, HAM-Convencional PG 64-22.....	150

<b>Tabla 6.4</b> a) Datos de entrada modelo paso 4 (Concreto asfáltico, C.A). b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, C.A-Convencional PG 64-22 .....	151
<b>Tabla 6.5</b> a) Datos de entrada modelo paso 1 (Masilla, M) b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, M-SBS PG 76E-22. ....	153
<b>Tabla 6.6</b> a) Datos de entrada modelo paso 2 (FAM) b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, FAM-SBS PG 76E-22. ....	154
<b>Tabla 6.7</b> a) Datos de entrada modelo paso 3 (Mezcla sin vacíos, HAM) b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, HAM-SBS PG 76E-22 .....	155
<b>Tabla 6.8</b> a) Datos de entrada modelo paso 4 (Concreto asfáltico, C.A) b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, C.A-SBS PG 76E-22	156
<b>Tabla 6.9</b> a) Datos de entrada modelo paso 1 (Masilla, M) b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, M-PPA PG 76H-16.....	157
<b>Tabla 6.10</b> a) Datos de entrada modelo paso 2 (FAM) b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, FAM-PPA PG 76H-16.....	159
<b>Tabla 6.11</b> a) Datos de entrada modelo paso 3 (Mezcla sin vacíos, HAM) b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, HAM-PPA PG 76H-16.....	160
<b>Tabla 6.12</b> a) Datos de entrada modelo paso 4 (Concreto asfáltico, C.A) b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, C.A-PPA PG 76H-16.....	161

# **CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN**

## **1.1 Antecedentes**

El nivel de desarrollo de un territorio se mide principalmente por la calidad de su infraestructura vial, ya que esta es fundamental para permitir la intercomunicación comercial, cultural y social entre diferentes zonas. El buen funcionamiento de la infraestructura vial es crucial para establecer corredores vehiculares eficientes. El transporte juega un papel clave en la expansión de la economía de mercado. La capacidad de movilizar la oferta de bienes materiales ha sido el motor para la creación de espacios económicos, la especialización espacial de la producción y el desarrollo polarizado (Cortez 1995). Un ejemplo evidente de esto es la importancia del transporte por carretera en México. El autotransporte de carga representa el 55.7% del volumen total de carga a nivel nacional y moviliza el 95.8% de los pasajeros en todo el país. Solo en el año 2017, se transportaron 577 millones de toneladas de carga por carretera y se trasladaron 3,701 millones de pasajeros (SCT 2017). Esto demuestra la relevancia del transporte por carretera como un pilar fundamental en la infraestructura de transporte en México.

La estructura del pavimento es determinante para la seguridad en las velocidades de diseño y el confort de los usuarios. Además, es crucial que los esfuerzos generados por los vehículos se transmitan adecuadamente a través de las capas del pavimento y no excedan la capacidad de carga admisible de la subrasante. En el proceso de dimensionamiento de las capas y la estimación de la vida útil del pavimento, es imprescindible tener un conocimiento preciso de las características y el comportamiento mecánico del material. En el caso de los pavimentos flexibles, a menudo se asume de manera simplificada que todos los materiales de la estructura se comportan elásticamente. Sin embargo, esta suposición puede ser poco realista para las capas asfálticas, ya que su comportamiento es viscoelástico debido a la naturaleza viscosa y termoplástica del cemento asfáltico.

El concreto asfáltico, utilizado como material en la construcción de pavimentos, ha sido ampliamente investigado a través del parámetro del módulo complejo y/o su valor absoluto, el módulo dinámico. Estos parámetros se miden en diferentes condiciones de frecuencia, carga y

temperatura para evaluar el comportamiento viscoelástico del material. Esto es importante para comprender cómo mitigar o evitar posibles problemas relacionados con la termo susceptibilidad de las capas asfálticas en los pavimentos. En respuesta a estos desafíos, han surgido los cementos asfálticos modificados, que resultan de la adición de compuestos, principalmente poliméricos, al cemento asfáltico convencional. El objetivo de estos modificadores es incrementar el módulo complejo a altas temperaturas y frecuencias, mientras que, a temperaturas por debajo de cero grados centígrados, proporcionan flexibilidad y resistencia a la fatiga.

Las pruebas experimentales realizadas en laboratorio proporcionan información sobre el comportamiento mecánico del concreto asfáltico, y los resultados obtenidos pueden ser extrapolados a condiciones de campo. En el análisis de estos resultados, es común realizar interpretaciones considerando que el material es homogéneo. Sin embargo, estas interpretaciones deben complementarse con el conocimiento cualitativo del aporte de cada componente del material en su comportamiento global. Es importante destacar que el análisis basado en la teoría de materiales compuestos, que considera la interacción entre diferentes componentes, a menudo conlleva cierto grado de complejidad en su verificación e implementación. Por lo tanto, en este contexto, se tiende a omitir estos conceptos y se enfoca en interpretaciones más simplificadas del comportamiento del concreto asfáltico.

En respuesta a esta situación, se han desarrollado modelos micromecánicos que permiten estimar el comportamiento mecánico del concreto asfáltico a partir de las propiedades y comportamiento de sus componentes, los cuales pueden ser discretizados en la medida necesaria. Un ejemplo de estos modelos es el Modelo Micromecánico Autocoherente propuesto por Hervé y Zaoui (1993), que es una generalización del modelo propuesto por Christensen y Lo (1982). Este modelo micromecánico considera al material compuesto como un medio homogéneo mecánicamente equivalente, al cual se le asignan leyes de comportamiento macroscópico que describen la influencia de la microestructura en una propiedad mecánica específica. Para ello, se define y describe un Volumen Elemental Representativo (V.E.R), que es una porción de material que representa las características microestructurales relevantes. A través de un análisis mecánico adecuado, se determina el Medio Homogéneo Equivalente (MHE), que es un medio ficticio homogéneo con un comportamiento mecánico equivalente al

del material heterogéneo real. Este enfoque permite simplificar el problema y obtener una descripción más simplificada y manejable del comportamiento del concreto asfáltico.

## **1.2 Planteamiento del problema**

Tradicionalmente, las propiedades mecánicas del concreto asfáltico se han estimado mediante expresiones empíricas y modelos analíticos o empíricos, que proporcionan un valor de rigidez representado por el módulo dinámico. Además, este módulo se puede obtener mediante técnicas no destructivas como la deflectometría de impacto, o a través de pruebas de laboratorio según estándares como AASHTO T342 o ASTM D3497. Sin embargo, tanto en las expresiones empíricas como en las pruebas de laboratorio, se trata al concreto asfáltico como un material homogéneo, lo cual implica que no se puede determinar cómo y en qué medida las características de sus componentes y su comportamiento mecánico interno afectan la respuesta viscoelástica del material compuesto. Estas aproximaciones simplificadas no permiten una comprensión detallada de la influencia de la microestructura en las propiedades mecánicas del concreto asfáltico.

En esta investigación, se busca comprender el comportamiento viscoelástico del concreto asfáltico como un material compuesto, considerando cada una de sus fases principales: cemento asfáltico, masilla asfáltica y matriz de agregado fino. Además, se analiza la influencia de los componentes individuales de cada fase, como el relleno mineral, las arenas, las gravas y los vacíos con aire, así como los procesos internos que ocurren entre ellos. El enfoque micromecánico utilizado permite evaluar el comportamiento viscoelástico de cada fase por separado, lo que conduce al desarrollo de un modelo validado para cada una de ellas. Esto proporciona predicciones altamente confiables del comportamiento viscoelástico del concreto asfáltico en el rango lineal. Es importante destacar que este modelo es válido para los tipos de cementos asfálticos estudiados, los cuales son comunes en el territorio mexicano.

En cuanto a las propiedades mecánicas específicas, la literatura técnica indica que la resistencia a la deformación permanente del concreto asfáltico está influenciada principalmente por la masilla asfáltica, mientras que la resistencia a la fatiga se ve afectada por la matriz de

agregado fino. Se ha demostrado que los vacíos de aire en la mezcla tienen una fuerte influencia tanto en el comportamiento de fatiga como en la rigidez del material. Aunque existen diversas metodologías experimentales para predecir los vacíos de aire en el concreto asfáltico, la información disponible en la literatura sobre los vacíos de aire en la matriz de agregado fino es limitada. En este estudio, se asume la premisa de trabajos recientes que sugiere que el 55% de los vacíos de aire del concreto asfáltico se encuentran en la matriz de agregado fino. Bajo esta condición, se determinan los vacíos en las diferentes matrices del material compuesto.

### **1.3 Objetivos**

- Estudiar el comportamiento viscoelástico del concreto asfáltico bajo un enfoque de material compuesto, entendiendo la contribución de cada uno de sus componentes en la rigidez del material y cómo influyen estos en la respuesta dinámica ante cambios de frecuencia y temperatura
- Adaptar, implementar, validar y calibrar el modelo micromecánico autocoherente de Hervé y Zaoui a tres fases, para simular y predecir el comportamiento viscoelástico del concreto asfáltico idealizado como un material representado en cuatro pasos. (cemento asfáltico, masilla, matriz de agregado fino y concreto asfáltico), para un rango de frecuencias y temperaturas.

Para cumplir con los objetivos planteados, se hace necesario plantear y llevar a cabo los siguientes objetivos particulares:

- Definición y caracterización de agregados pétreos y cementos asfálticos a emplear en la elaboración del concreto asfáltico.
- Implementar el ensayo de módulo dinámico para caracterizar el comportamiento viscoelástico de las masillas asfálticas y de la matriz de agregado fino (FAM) en el reómetro dinámico de corte
- Ejecución de pruebas de módulo dinámicos para evaluar el comportamiento viscoelástico de las masillas, FAM y concretos asfálticos en estudio.

- Estudio del comportamiento viscoelástico de las diferentes masillas y FAM utilizados en la elaboración del concreto asfáltico.
- Implementación del modelo micromecánico autocoherente de Hervé y Zaoui para evaluar el comportamiento viscoelástico de los concretos asfálticos estudiados.
- Establecer expresiones de equivalencia entre la prueba experimental y el modelo, que permita., la estimación de los valores del módulo dinámico del concreto asfáltico a partir de la respuesta viscoelástica de los materiales que lo componen.

#### **1.4 Alcances**

Los objetivos establecidos anteriormente están limitados en alcance y se definen de la siguiente manera. Se llevará a cabo la caracterización de cuatro tipos de cementos asfálticos, los cuales incluyen un cemento asfáltico sin modificar directamente obtenido de una refinería, conocido en este documento como "cemento asfáltico convencional". Este cemento asfáltico convencional servirá como base para producir los otros tres tipos de cementos asfálticos modificados utilizando los siguientes aditivos: Ácido Polifosfórico (PPA), Terpolímero de Etileno Reactivo (RET) y Copolímero Estireno-Butadieno-Estireno (SBS). Se evaluarán las propiedades viscoelásticas lineales de la masilla asfáltica, que es la fase cemento asfáltico, en cuatro mezclas fabricadas con los diferentes tipos de cementos asfálticos mencionados anteriormente. Estas mezclas se fabricarán utilizando el mismo tipo de agregado de origen andesítico, la misma curva granulométrica densa y el mismo contenido de vacíos de aire en los especímenes de concreto asfáltico. Se evaluarán las propiedades de la matriz de agregado fino y del concreto asfáltico en las mismas mezclas, excepto para la mezcla fabricada con RET.

Las propiedades reológicas del cemento asfáltico, específicamente la masilla asfáltica, serán obtenidas a través de pruebas dinámicas utilizando un reómetro de corte dinámico en modo oscilatorio. Se utilizará una configuración geométrica de platos paralelos de 8 mm y 25 mm, dependiendo de la temperatura de prueba. Estas pruebas permitirán determinar el rango viscoelástico del cemento asfáltico, así como la relación entre su rigidez y ángulo de fase en función de la frecuencia y la temperatura. Además, se llevarán a cabo pruebas similares para

evaluar las propiedades reológicas de la matriz de agregado fino. En este caso, se utilizará una configuración geométrica cilíndrica para obtener información sobre las propiedades viscoelásticas de la matriz. Por último, las propiedades viscoelásticas del concreto asfáltico se evaluarán mediante pruebas de módulo dinámico en probetas de 70 mm de diámetro y 100 mm de altura. Estas pruebas se realizaron a diferentes frecuencias y temperaturas para analizar la variación del comportamiento viscoelástico del material compuesto.

Las propiedades reológicas del cemento asfáltico, conocido como masilla asfáltica, tales como el rango viscoelástico y la relación entre la rigidez y el ángulo de fase con la frecuencia y la temperatura, se determinarán mediante pruebas dinámicas en un reómetro de corte dinámico en modo oscilatorio. Se utilizará una configuración geométrica de platos paralelos de 8 mm y 25 mm, dependiendo de la temperatura de prueba, relacionada directamente con la rigidez del material. Estas mismas propiedades se evaluarán para la matriz de agregado fino utilizando una configuración cilíndrica en el reómetro. Por otro lado, las propiedades viscoelásticas del concreto asfáltico se medirán mediante pruebas de módulo dinámico en probetas de 70 mm de diámetro y 100 mm de altura, en condiciones variables de frecuencia y temperatura.

El modelo micromecánico utilizado para relacionar las propiedades viscoelásticas del concreto asfáltico con las de sus componentes es el modelo autocoherente de Hervé y Zaoui (1993). Este modelo fue implementado utilizando Excel, macros y la herramienta SOLVER. Posteriormente, se realizó la simulación utilizando el software de computación numérica **MATLAB** (abreviatura de MATrix LABoratory, «laboratorio de matrices»), bajo licencia de la UNAM. A diferencia de su uso convencional, donde se obtiene un único valor de módulo dinámico sin considerar la temperatura y la frecuencia de evaluación, en este proyecto se modificó esta condición. Esto permitió obtener diferentes valores de módulo dinámico para un rango de frecuencias y temperaturas.

## 1.5 Estructura de la tesis

La tesis se compone de siete capítulos, una lista de referencias y un anexo. A continuación, se presenta una breve descripción de cada uno de ellos, los cuales respaldan el desarrollo de este trabajo de investigación de acuerdo con los objetivos planteados.

**Capítulo 1. Introducción:** En este capítulo se describe la importancia del pavimento en el desarrollo de la infraestructura vial y su impacto económico en una región. Se expone la problemática existente, se presentan los objetivos y el alcance de la investigación que respaldan este estudio, y finalmente se plasman los resultados en esta tesis.

**Capítulo 2. Cementos asfálticos:** Se realiza la evaluación de las propiedades mecánicas en el rango viscoelástico lineal (LVR) de los cuatro cementos asfálticos. Se analiza el efecto de cada aditivo modificador en la respuesta dinámica del material, considerando diversas condiciones de carga y temperatura. Se obtienen las curvas maestras correspondientes a cada cemento asfáltico evaluado.

**Capítulo 3. Masillas asfálticas, Mastic:** En este capítulo se detalla la preparación y dosificación de las masillas asfálticas, que consisten en la combinación de cemento asfáltico y relleno mineral. Se realiza la evaluación de las propiedades mecánicas en el rango viscoelástico lineal bajo diferentes condiciones de frecuencia y temperatura. Se realiza una comparación entre las rigideces del cemento asfáltico y las masillas, destacando la importancia del relleno mineral (filler) al ser incorporado en el cemento asfáltico. Además, se lleva a cabo la evaluación de las propiedades dinámicas de las masillas para un rango variado de frecuencias y temperaturas, obteniendo las correspondientes curvas maestras. Los resultados experimentales se comparan con los obtenidos para los diferentes cementos asfálticos.

**Capítulo 4. Matriz de agregado fino, FAM:** En este capítulo se describen las condiciones de preparación y dosificación de las mezclas de la matriz de agregado mineral (FAM) que fueron evaluadas. Se evalúan las propiedades mecánicas en el rango viscoelástico lineal utilizando el sistema de torsión en el DSR. Se analiza la influencia de las arenas en la rigidez de la FAM cuando se incorporan a la masilla asfáltica, y posteriormente se realiza la

evaluación dinámica de las propiedades de la FAM para un rango variado de frecuencias y temperaturas, generando las correspondientes curvas maestras. Los resultados experimentales se comparan con los obtenidos para las masillas elaboradas con los mismos cementos asfálticos

**Capítulo 5. Concreto asfáltico, CA:** En esta sección se presentan las propiedades viscoelásticas de los diferentes concretos asfálticos obtenidas experimentalmente en el laboratorio. Los resultados son comparados con las propiedades obtenidas para las FAMs elaboradas con los mismos cementos asfálticos.

**Capítulo 6. Modelado micromecánico:** En este capítulo se presenta el modelo numérico desarrollado que permite estimar la respuesta viscoelástica de cada fase del concreto asfáltico, teniendo en cuenta las características de los constituyentes y las propiedades mecánicas de cada fase para diferentes condiciones de frecuencia y temperatura. El modelo utiliza el concepto de microescalamiento, comenzando desde fases más sencillas y homogéneas, como la masilla asfáltica y la matriz de agregado mineral (FAM), para obtener con mayor precisión la respuesta viscoelástica de fases más complejas, como el concreto asfáltico en su conjunto. Se llevó a cabo la validación de cada fase comparando los módulos dinámicos de corte obtenidos mediante el modelado con los resultados experimentales.

**Capítulo 7. Conclusiones** Este apartado resume las conclusiones de esta investigación, generando material base para investigaciones futuras.

## **CAPÍTULO 2. CEMENTOS ASFÁLTICOS**

En este capítulo se evalúa la influencia de los modificadores incorporados en el cemento asfáltico en el umbral máximo de deformación a cortante dentro del rango viscoelástico lineal, así como en la respuesta viscoelástica del concreto asfáltico para un rango de frecuencia y temperatura. Los resultados de las pruebas dinámicas reológicas indican que la adición de los modificadores (polímeros y ácido polifosfórico) al cemento asfáltico original aumenta la rigidez del material. Esto resulta en un mejor comportamiento frente a la deformación permanente, especialmente a altas temperaturas. El umbral de deformación, que representa el límite para mantenerse dentro del rango viscoelástico lineal, es significativamente menor para los cementos modificados en comparación con el cemento asfáltico sin modificar, especialmente a temperaturas superiores a los 46°C.

A temperaturas más bajas, el efecto del polímero se vuelve menos relevante a medida que la temperatura disminuye. Estos modificadores demuestran un alto rendimiento a altas temperaturas. Por ejemplo, en comparación con el cemento asfáltico convencional a 60°C, el material se vuelve más elástico, aumentando su módulo elástico hasta 16.7 veces para el cemento asfáltico modificado con SBS, y 6.5 y 7 veces para el cemento asfáltico elaborado con RET y PPA, respectivamente. En los cementos asfálticos estudiados, se observó que la rigidez del material aumenta a medida que la temperatura y la frecuencia de aplicación de la carga aumentan.

### **2.1 Introducción**

El cemento asfáltico se encuentra naturalmente en diversas regiones del mundo, y su composición química puede variar (Nejres, Mustafa y Aldewachi, 2022). Para mejorar sus propiedades reológicas, a menudo se agregan aditivos sintéticos, lo que lo hace adecuado para diversas aplicaciones industriales (Nejres, Mustafa y Aldewachi, 2022). En un estudio reciente, los autores analizaron la composición química del cemento asfáltico natural obtenido de Al-Qayyarah, Irak, utilizando cromatografía de columna y espectrofotómetro infrarrojo para detectar su sistema aluvial. Además, investigaron el efecto de la adición de polvo de cáscara de

huevo (ESP) y polietileno de baja densidad (LDP) en diferentes proporciones al cemento asfáltico natural. El cemento asfáltico fue separado en cuatro fracciones principales mediante cromatografía en columna, conocida como SARA, y la calidad del sistema asfáltico se determinó mediante la proporción relativa de compuestos de parafina, aromáticos, resinas y asfáltenos.

Los resultados revelaron que la proporción de componentes aromáticos y de resina era mayor que la de asfáltenos, lo que resultó en un índice de penetración negativo. Además, se encontró que el cemento asfáltico natural tenía un sistema coloidal de tipo SOL, y la adición de los aditivos (ESP y LDP) mejoró sus propiedades reológicas, como se confirmó mediante pruebas térmicas y físicas como el punto de ablandamiento, penetración, ductilidad, viscosidad y absorción de agua (Nejres, Mustafa y Aldewachi, 2022). La modificación de los cementos asfálticos es una técnica ampliamente utilizada en ingeniería con el objetivo de mejorar sus propiedades reológicas cuando se someten a esfuerzos en diferentes condiciones de temperatura. Esta modificación tiene como resultado una mejora en la resistencia a la deformación plástica a altas temperaturas, así como un aumento en la resistencia a la fatiga a bajas temperaturas. Durante el proceso de modificación, se producen cambios significativos en la relación entre el tiempo y la temperatura de los nuevos cementos asfálticos, lo que conduce a un comportamiento termo-reológico complejo.

Durante mucho tiempo, los cementos asfálticos se han caracterizado utilizando pruebas convencionales realizadas a una temperatura específica, lo que ha llevado a ignorar la influencia de la temperatura en sus propiedades físicas. De hecho, muchas normativas clasifican los materiales asfálticos basándose en ensayos de viscosidad dinámica a 60°C (ASTM D2171) y penetración a 25°C (ASTM D5), los cuales evalúan la consistencia de los cementos asfálticos. Sin embargo, se está produciendo una transición hacia la clasificación por grado de desempeño (PG), la cual determina la estabilidad de diversas propiedades mecánicas en un amplio rango de temperaturas. En este contexto, resulta relevante caracterizar los cementos asfálticos según su respuesta elástica utilizando la prueba de Esfuerzo-Deformación-Recuperación Múltiple (MSCR) de acuerdo con la norma AASHTO M-320.

Esta nueva clasificación permite una mejor comprensión del comportamiento de los cementos asfálticos en diferentes condiciones térmicas y garantiza una selección más adecuada de los materiales para aplicaciones específicas.

Las características reológicas de los cementos asfálticos 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). Debido a esto no es representativo caracterizar con técnicas convencionales los cementos asfálticos modificados, por lo cual se opta por determinar su comportamiento mediante pruebas reológicas en reómetro de corte dinámico DSR, permitiendo la evaluación de sus propiedades viscoelásticas en un rango de frecuencias y temperaturas.

Posteriormente, la información obtenida se analiza mediante la construcción de curvas maestras utilizando el principio de superposición tiempo-temperatura (PSTT) (Gross, 1969; Ferry, 1980). Este principio establece que, para ciertos materiales denominados "termoreológicamente simples", los datos a diferentes temperaturas ( $T$ ) pueden desplazarse horizontalmente a una temperatura de referencia ( $T_0$ ) para formar una curva suave y continua. Los cementos asfálticos convencionales generalmente exhiben un comportamiento termoreológico simple. Sin embargo, diversos estudios han demostrado que algunos cementos asfálticos modificados presentan un comportamiento termo-reológico complejo (Airey, 2002; Olard et al., 2003; Airey et al., 2016; Gallego et al., 2016; Laukkanen y Winter, 2017). Este comportamiento se caracteriza por una desviación del diagrama de Black, que es comúnmente utilizado para evaluar la simplicidad termo-reológica.

Para la obtención de las curvas maestras, se suelen utilizar modelos comunes que describen la respuesta viscoelástica del cemento asfáltico y las mezclas. Algunos de estos modelos incluyen el Modelo Sigmoidal, el Modelo Sigmoidal Logístico Generalizado, el Modelo Christensen-Anderson (CA) y el Modelo Christensen-Anderson-Marasteanu (CAM). En un estudio realizado por Yusoff et al. (2011), se evaluó la correlación entre los datos experimentales y los valores modelados obtenidos por los cuatro modelos mencionados. Los resultados mostraron que el Modelo Sigmoidal Logístico Generalizado y el Modelo CAM presentaron una correlación sobresaliente entre los datos experimentales y los valores modelados para el cemento asfáltico modificado. Además, el Modelo Sigmoidal demostró una

buena convergencia entre los datos experimentales y los obtenidos mediante la función sigmoidea a una temperatura de referencia de 40°C, minimizando la desviación estándar a partir del error medio cuadrático.

### 2.1.1 Comportamiento dinámico de un material viscoelástico

La teoría clásica de la elasticidad describe las propiedades mecánicas de los sólidos elásticos según la ley de Hooke, que establece una relación directamente proporcional entre la deformación y el esfuerzo aplicado. Por otro lado, la teoría hidrodinámica se aplica a líquidos viscosos, donde el esfuerzo aplicado es directamente proporcional a la velocidad de deformación, pero independiente de la deformación misma, siguiendo la ley de Newton. Estas categorías representan idealizaciones, aunque muchos sólidos se comportan de manera elástica de acuerdo con la ley de Hooke en deformaciones infinitesimales, y muchos líquidos se aproximan al comportamiento viscoso de acuerdo con la ley de Newton a bajas velocidades de deformación (García, 2008).

Cuando se aplica un esfuerzo sobre un sólido elástico, este se deforma y luego vuelve a su forma original una vez que se retira la fuerza. Por otro lado, si se aplica un esfuerzo sobre un fluido viscoso, este se deforma, pero no recupera su forma original cuando se detiene la aplicación de fuerza. Existe también un comportamiento intermedio conocido como **comportamiento viscoelástico**, donde el material sometido a esfuerzo recupera parte de la deformación aplicada.

*Viscoelasticidad lineal:* Para los materiales viscoelásticos, sometidos a deformaciones muy bajas, casi cercanas al equilibrio existe una relación lineal entre esfuerzo y deformación, encontrándose en la zona denominada como de "viscoelasticidad lineal". Para deformaciones mayores, dicha relación deja de ser lineal y se alcanza la denominada zona de "viscoelasticidad no lineal".

*Caracterización reológica por corte oscilatorio:* Las pruebas reológicas de tipo oscilatorio se pueden realizar bajo condiciones de una pequeña amplitud (Small Amplitude Oscillatory Shear, SAOS) o una larga amplitud de corte oscilatorio (Large Amplitude Oscillatory Shear,

LAOS). Las condiciones para las pruebas de esta sección son de tipo SAOS ya que se pretende evaluar y cuantificar el comportamiento viscoelástico lineal (VEL) de los cementos 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.

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

Donde  $\tau_0$  es la amplitud de deformación de corte,  $\omega$  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:

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

Donde  $\gamma_0$  es la amplitud de la deformación y  $\delta$  es el ángulo de fase entre el  $\tau(t)$  aplicado y las ondas de la  $\gamma(t)$  resultante, como se muestra en la

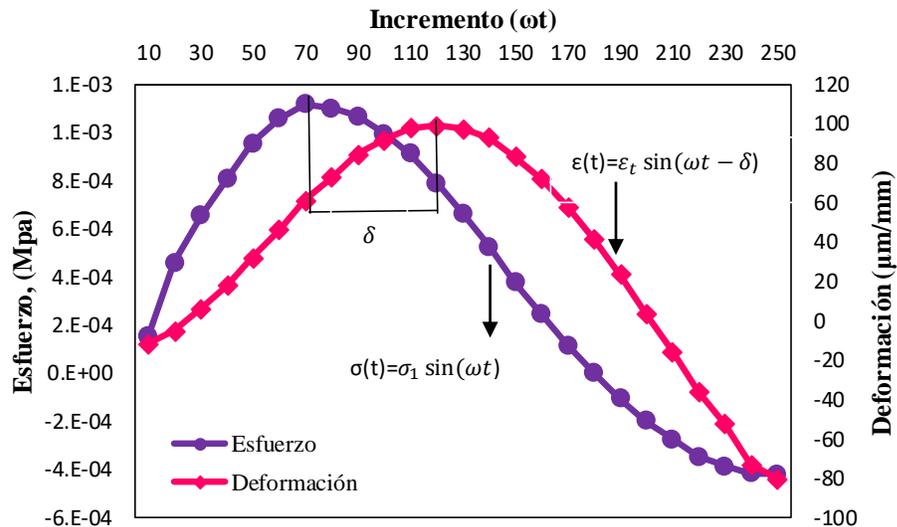


Figura 2.1 Función del esfuerzo ( $\sigma$ ) y función de la deformación ( $\epsilon$ ).

Para materiales puramente elásticos, el esfuerzo y la deformación están en fase ( $\delta = 0^\circ$ ). En contraste, el esfuerzo y la deformación están fuera de fase ( $\delta = 90^\circ$ ) cuando materiales puramente viscosos son considerados. Los cementos asfálticos se definen como materiales viscoelásticos y presentan un rango de  $\delta$  desde 0 a  $90^\circ$ .

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:

$$|G^*(\omega)| = \tau_0 / \gamma_0 \quad (2-3)$$

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:

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

$G'$  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

$$G''(\omega) = |G^*(\omega)| \cdot \sin\delta(\omega) \quad (2-5)$$

$G''$  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:

$$G^*(\omega) = G'(\omega) + iG''(\omega) \quad (2-6)$$

Una representación alternativa de los datos dinámicos es en términos de la viscosidad compleja,  $\eta^*$ , definida como:

$$\eta^* = \eta' + i\eta'' \quad (2-7)$$

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

$$\eta' = G' / \omega \quad (2-8)$$

$$\eta'' = G'' / \omega \quad (2-9)$$

La viscosidad compleja, representada por  $\eta^*$ , es una medida importante ya que está relacionada con la regla de Cox-Merz, que establece una relación entre la viscosidad compleja y la viscosidad de corte en equilibrio (Dealy y Larson, 2006). En condiciones ideales de medición, se realiza un barrido isotérmico de frecuencias que limita la estimación de las propiedades viscoelásticas a un rango de frecuencias de 4 décadas (0.01-99.95 Hz). Sin embargo, el régimen terminal, que corresponde a frecuencias muy bajas y tiempos de relajación largos, generalmente no puede ser estimado experimentalmente. Las frecuencias extremadamente bajas no son accesibles utilizando experimentos de corte oscilatorio debido a los tiempos de medición prolongados. Por ejemplo, un barrido de frecuencias con 10 puntos por década y una frecuencia mínima de medición de 0.01 Hz puede tomar alrededor de 24 minutos. Por lo tanto, realizar barridos de frecuencias a muy bajas frecuencias de ensayo se considera ineficiente, ya que estas mediciones pueden verse afectadas por el efecto térmico y pueden resultar en una posible degradación de las propiedades del material (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, mejorando la estimación de los datos del comportamiento VEL a través de un rango más amplio de frecuencias.

*Principio de superposición tiempo-temperatura:*

La rigidez de los materiales viscoelásticos, como el concreto asfáltico, depende tanto del tiempo (o velocidad) de aplicación de la carga como de la temperatura. Para poder abarcar todo el rango de estas variables, es necesario realizar pruebas de rigidez a diferentes frecuencias de

carga y temperaturas. Sin embargo, debido a las limitaciones de las máquinas de prueba y el tiempo requerido, llevar a cabo estas pruebas resulta difícil. El principio de superposición Tiempo-Temperatura (t-TS) puede ser de gran ayuda en esta tarea, ya que permite reducir significativamente el tiempo necesario para realizar las pruebas. Según este principio, se puede obtener el mismo valor de rigidez utilizando una baja temperatura de prueba y un tiempo de ensayo prolongado, o una alta temperatura y un tiempo de ensayo más corto. En otras palabras, los efectos tiempo-temperatura pueden ser combinados en un parámetro simple (Briston Half, 2008).

La base de este concepto radica en que si todos los fenómenos de relajación involucrados en el módulo de relajación ( $G(t)$ ) tienen la misma dependencia con la temperatura, entonces el cambio de temperatura en una medición tendría el mismo efecto que desplazar horizontalmente los datos en el eje logarítmico del tiempo o la frecuencia, como se ilustra en las Figuras 2.2 y 2.3. Esto significa 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 y Larson, 2006).

$$\tau_i(T) = aT(T) \tau_i(T_0) \quad (2-10)$$

Donde  $\tau_i$  es el tiempo de relajación;  $aT$  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 serían iguales que si hubieran sido obtenidos a una temperatura de referencia,  $T_0$ . Esto conlleva 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:

$$t_r \equiv t/aT \quad (2-11)$$

Para desplazar datos oscilatorios de corte, el factor de desplazamiento de la frecuencia es  $aT$ , y la frecuencia reducida es:

$$\omega_r \equiv \omega \cdot aT \quad (2-12)$$

Existen diferentes formas de calcular el factor de desplazamiento  $\alpha(T)$ , la función polinomial de segundo orden adecuada para temperaturas por debajo de los 50°C:

$$\text{Log}(a_T) = A \times (T - T_0)^2 + B \times (T - T_0) \quad (2-13)$$

Dependiendo del rango de temperaturas en estudio y su distancia del punto de transición vítrea ( $T_g$ ), la dependencia de  $\alpha_T$  con la temperatura puede seguir tanto la función polinomial de segundo orden, como la función Williams-Landén-Ferry (WLF)

$$a_T(T) = -C1(T - T_0) / [C2 + (T - T_0)] \quad (2-14)$$

Donde  $C1$  y  $C2$  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  $\alpha_T$  con la temperatura (Dealy y Larson 2006; Park et al. 2006; Cailloux 2015) del material en estudio.

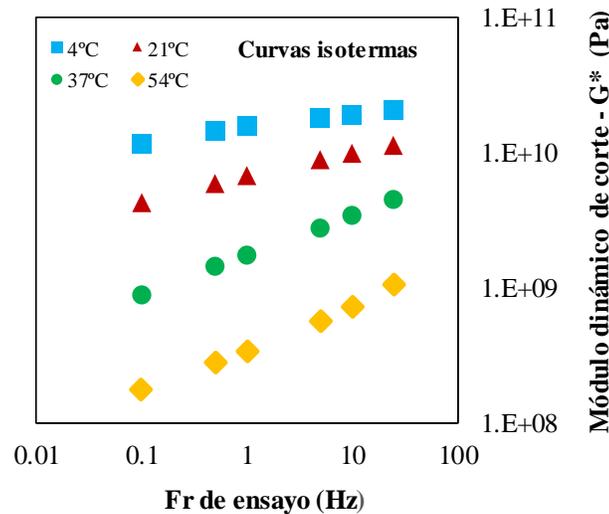
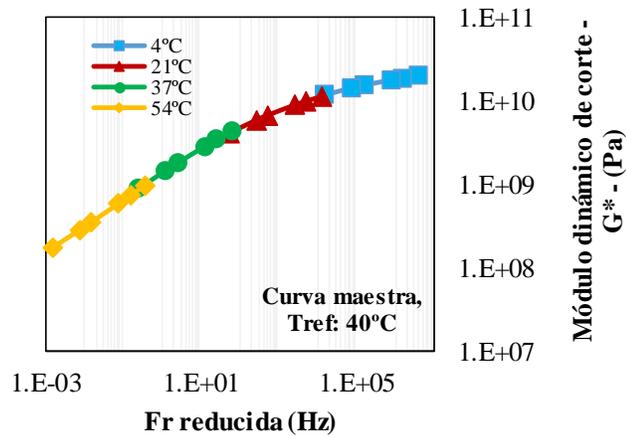


Figura 2.2 Curvas isothermas



**Figura 2.3** Desplazamiento horizontal de las curvas isoterma a una temperatura de referencia de 40°C. Curva Maestra de  $|E^*|$  concreto asfáltico

## 2.2 Programa experimental

En esta sección se describen los procedimientos y ensayos llevados a cabo para caracterizar el comportamiento viscoelástico de los cementos asfálticos, así como los resultados obtenidos.

### 2.2.1 Materiales y equipo utilizado

#### *Cemento asfáltico*

En este proyecto se utilizaron cuatro tipos de cemento asfáltico, uno convencional y tres modificados. Todos los cementos asfálticos se basaron en un cemento asfáltico convencional PG 64-22, de acuerdo con la norma AASHTO M320-09, cuya clasificación se muestra en la Tabla 1. A continuación se describen los modificadores utilizados:

*Ácido Polifosfórico (PPA):* La molécula utilizada en este proyecto es una polifosfato de amonio (PPA), compuesto por varias unidades estructurales similares enlazadas con una cantidad moderada de  $H_3PO_4$ . La longitud de la cadena de PPA puede variar, con más de 10 unidades de repetición dependiendo del método de producción (M. JF, 2008). Cuando el PPA reacciona con el cemento asfáltico, tiene un efecto significativo en la alteración de la

solvatación de los asfáltenos. Esto implica la atracción y asociación de los iones del soluto (PPA) con las moléculas del disolvente (cemento asfáltico). Como resultado, se incrementa la fracción sólida, lo que a su vez aumenta la viscosidad y las características de gel del cemento asfáltico. Estas características de gel se refieren a una densidad similar a la de los líquidos y una estructura interna similar a la de un sólido (Polacco et al., 2015).

Del uso del PPA en la modificación del cemento asfáltico sobresalen dos ventajas: el incremento del grado de desempeño a temperaturas elevadas sin un cambio significativo a bajas temperaturas y una disminución en la cantidad de polímero necesario, mejorando las condiciones de procesamiento en la modificación del cemento asfáltico, viscosidad a altas temperaturas y estabilidad de almacenamiento (Trakarnpruk, et al, 2005)

*Terpolímero de Etileno Reactivo (RET)*: El sistema polimérico utilizado en este proyecto se define como un sistema químico reticulado o entrecruzado en tres dimensiones (3D). El entrecruzamiento ocurre cuando el polímero se expone a condiciones de calor y presión, o cuando se utiliza un catalizador específico (Jasso et al., 2015). Este polímero es compatible con el cemento asfáltico, lo que resulta en un incremento de la viscosidad y una mejora en su resistencia a la deformación permanente a altas temperaturas. Sin embargo, a bajas temperaturas, no se observan cambios significativos en las propiedades del cemento asfáltico. Es importante destacar que el uso de altas concentraciones de este polímero puede generar riesgo de gelificación del material (Zhu et al., 2014).

*Copolímero Estireno-Butadieno-Estireno (SBS)*: Es uno de los grupos de polímeros más ampliamente utilizados en la industria del cemento asfáltico. Cuando se incorpora al cemento asfáltico, la fracción de butadieno del copolímero se hincha con los aceites presentes en el cemento asfáltico (máltenos), lo que resulta en un incremento significativo del volumen original, aproximadamente de 4 a 10 veces. Esto permite el desarrollo de una red polimérica tridimensional en la mezcla de cemento asfáltico, lo que confiere propiedades elastoméricas a la mezcla y mantiene su rigidez a temperaturas elevadas (Jasso et al., 2015). Al modificar el cemento asfáltico con SBS, se observa un incremento en el módulo complejo y la viscosidad, lo que mejora su respuesta elástica y su resistencia al agrietamiento a bajas temperaturas. Esto se debe a las propiedades elastoméricas del polímero, que proporciona flexibilidad y capacidad de recuperación a la mezcla de cemento asfáltico (Jasso et al., 2015).

Dos desventajas podrían presentarse mediante el uso de este polímero: Inestabilidad en el almacenamiento debido a la baja compatibilidad con el cemento asfáltico, es decir, si no se cuenta con mecanismos de homogenización continua podría perderse la homogeneidad de la distribución polimérica en la matriz asfáltica, reducir su resistencia al calentamiento y oxidación (Zhu et al 2014).

**Tabla 2.1** Tipos de cemento asfáltico

<b>Identificación</b>	<b>Tipo de cemento asfáltico</b>	<b>Grado PG</b>
PG 64-22	Cemento asfáltico convencional	64-22
PPA76H-16	Tráfico pesado (H) <sup>1</sup>	76H-16
RET76V-16	Elvaloy® + PPA, tráfico muy pesado (V) <sup>1</sup>	76V-16
SBS76E-22	SBS + Sulfur, tráfico extremo (E) <sup>1</sup>	76E-22

<sup>1</sup> prueba MultipleStress Creep Recovery (MSCR), según AASHTO T350 y AASHTO M332

PPA: Ácido polifosfórico

RET: Terpolímero etileno reactivo.

SBS: Copolímero, estireno-butadieno-estireno

En el proyecto, se utilizaron diferentes cementos asfálticos para llevar a cabo las pruebas reológicas. Estos cementos asfálticos se denominaron de acuerdo con su composición y modificación, utilizando abreviaturas específicas. Por ejemplo, el cemento asfáltico convencional con grado PG 64-22 se denominará en lo que sigue como A-Convencional, el elaborado con SBS será A-SBS; de esta misma forma los otros dos cementos asfálticos A-RET y A-PPA, tanto en el desarrollo de la tesis como en las figuras que tengan lugar.

Las pruebas reológicas se realizaron utilizando un reómetro de corte dinámico (DSR) de acuerdo con la norma AASHTO T 315-12. El modelo utilizado fue el KINEXUS DSR SERIES, que cuenta con un sistema de platos paralelos que permite trabajar en un rango de temperatura que va desde -40°C a 200°C. Además, el equipo es capaz de aplicar fuerzas de torque para controlar los esfuerzos o deformaciones en un rango de 5 nN-m a 200 mN-m, con una resolución de 0.1 nN-m. También se puede ajustar el rango de frecuencias utilizado, que va desde 1μHz a 100 Hz.

### 2.2.2 Pruebas reológicas

Las propiedades viscoelásticas de los cementos asfálticos se obtuvieron mediante ensayos de corte oscilatorio realizados en un reómetro de corte dinámico (DSR) utilizando un análisis mecánico-dinámico (DMA). En el DMA, se llevaron a cabo ensayos de corte oscilatorio en el rango viscoelástico lineal (LVR) de cada material. Se realizaron barridos de deformación a una frecuencia constante de 1.59 Hz para determinar el LVR de cada cemento asfáltico estudiado, de acuerdo a la norma ASTM D 7175-08. Esto nos permitió identificar el rango de deformaciones en el cual el comportamiento del material es lineal y se pueden obtener mediciones precisas. Posteriormente, se realizaron barridos de frecuencias para determinar las propiedades dinámicas de los cementos asfálticos en un rango de frecuencias y temperaturas con deformación controlada. Estos ensayos nos proporcionaron información sobre la respuesta del material a diferentes frecuencias y temperaturas, lo que es crucial para comprender su comportamiento viscoelástico en diversas condiciones.

Para determinar el rango viscoelástico lineal de cada cemento asfáltico, se realizaron barridos de deformaciones a una frecuencia de 1.59 Hz, que equivale a la velocidad de circulación de un vehículo a 80 km/h. Se utilizaron geometrías de platos paralelos con diferentes dimensiones según la temperatura de prueba. Para temperaturas de 10°C a 25°C, se emplearon platos de 8 mm de diámetro y 2 mm de altura. Mientras que, para temperaturas de 46°C a 60°C, se utilizaron platos de 25 mm de diámetro y 1 mm de altura. Durante el barrido de deformaciones, se incrementó el torque aplicado desde el nivel más bajo (0.1 % de deformación) hasta el nivel más alto (100 % de deformación) o hasta que la muestra experimentara un daño mecánico significativo.

El límite del rango viscoelástico lineal se determinó utilizando el criterio de la SHRP, que establece que el módulo debe disminuir al 95% de su valor inicial. Esta definición es importante para identificar el rango de deformaciones en el cual el material presenta una rigidez constante. Una vez se definió el rango viscoelástico lineal para cada cemento asfáltico y temperatura, se seleccionó el menor valor obtenido. A continuación, se realizaron ensayos de barridos de frecuencias para obtener los parámetros dinámicos. Estos ensayos se llevaron a cabo bajo deformación controlada, garantizando que se mantuvieran dentro del rango viscoelástico lineal,

en un rango de frecuencias de 0.1 Hz a 25 Hz. Las temperaturas de evaluación para los ensayos de barridos de frecuencias fueron las mismas utilizadas en la determinación del rango viscoelástico lineal, y se mantuvieron las mismas condiciones en cuanto a la geometría de los platos según la temperatura de prueba.

Las propiedades viscoelásticas de los cementos asfálticos fueron analizadas en términos de su módulo de corte complejo ( $G^*$ ), ángulo de fase ( $\delta$ ), módulo elástico o de almacenamiento ( $G'$ ), módulo viscoso o de pérdida ( $G''$ ) y factor de pérdida ( $\tan \delta$ ) a diferentes temperaturas y frecuencias de ensayo. La Figura 2.4 presenta las características de los cementos asfálticos empleados en este proyecto.

## Caracterización de los cementos asfálticos.

### PG 64-22 RN1

Prueba al asfalto original	Especificación		RESULTADO
Penetración, 25 °C, 100 g, 5 s, 10 <sup>-1</sup> mm	Min. 50		53.6
Viscosidad Dinámica a 60 °C, cP	300 ± 60		306
Viscosidad Dinámica a 135 °C, cP	Máx. 3000		445
Temperaturas, °C	Mezclado		154
	Compactación		141
Punto de reblandecimiento, °C	48 - 56		50.8
Módulo Reológico de Corte Dinámico G'/sen δ, kPa	Min. 1.0	64 °C	1.48
<b>Pruebas al residuo envejecido por RTFO</b>			
Pérdida por calentamiento a 163 °C, %	Máx. 0.8		0.2
Ductilidad, 25 °C, 5 cm/min, cm	Min. 50		> 100
Viscosidad Dinámica a 60 °C, cP	Máx. 1200		707
Penetración retenida, 25 °C, %	Min. 54.0		80.22
Módulo Reológico de Corte Dinámico G'/sen δ, kPa	Min. 2.0	64 °C	4.24
Angulo fase, grados	N.A.	64 °C	84.4
<b>Pruebas al residuo envejecido por PAV</b>			
Módulo Reológico de Corte Dinámico, (G') (sen δ), kPa	Max. 5000	25 °C	4210
Valor S, -12 °C, MPa	Máx. 300		182
Valor m, -12 °C	Min. 0.300		0.310

### STYLINK 76E-22 (c-Polímero SBS)

Prueba al asfalto original	ESPECIFICACIÓN		RESULTADO
Penetración, dmm	4 °C	Min. 25	24
	25 °C	Min. 40	42
Punto de reblandecimiento, °C	Min. 55		63
Recuperación elástica por torsión, %	Min. 35		52
Viscosidad dinámica, cP	Máx. 3000		2302
Temperaturas, °C	Mezclado		188
	Compactación		174
Módulo Reológico de Corte Dinámico G'/sen δ, kPa	Min. 1.0		3.2
<b>Pruebas al residuo envejecido por RTFO</b>			
Pérdida por calentamiento, %	Máx. 1.0		0.5
Penetración Retenida, %	Min. 65		68
Recuperación elástica en ductiómetro, 10 cm, %	25 °C	Min. 65.0	77
Prueba de multiesfuerzo-deformación (MSCR), 3.2 kPa	% RE, %	Min. 25	38
	J <sub>we</sub> , Pa <sup>-1</sup>	Min. 1.0	0.42
Módulo Reológico de Corte Dinámico G'/sen δ, kPa	Min. 2.2		6.5
Angulo fase, grados	Máx. 75.0		52.3
<b>Pruebas al residuo envejecido por PAV</b>			
Módulo Reológico de Corte Dinámico, (G') (sen δ), kPa	Max. 5000	25 °C	3852
Valor S, -12 °C, MPa	Máx. 300		240
Valor m, -12 °C	Min. 0.300		0.303

### N-FLEX 76-22

Prueba al asfalto original	Especificación		RESULTADO
Viscosidad Dinámica a 135 °C, cP	Max. 3000		865
Temperaturas, °C	Mezclado		166
	Compactación		154
Módulo Reológico de Corte Dinámico G'/sen δ, kPa	Min. 1.0	76 °C	1.081
<b>Pruebas al residuo envejecido por RTFO</b>			
Pérdida por calentamiento a 163 °C, %	Max. 0.8		0.3
Módulo Reológico de Corte Dinámico G'/sen δ, kPa	Min. 2.0	76 °C	2.62
Angulo fase, grados	N.A.	76 °C	76.2
<b>Pruebas al residuo envejecido por PAV</b>			
Módulo Reológico de Corte Dinámico, (G') (sen δ), kPa	Max. 5000	25 °C	3202
Valor S, -12 °C, MPa	Máx. 300		105
Valor m, -12 °C	Min. 0.300		0.308

### ASFALTO MODIFICADO 76-22 (c-Polímero EGA)

Prueba al asfalto original	ESPECIFICACIÓN		RESULTADO
Penetración, dmm	4 °C	Min. 25	26
	25 °C	Min. 40	49
Punto de reblandecimiento, °C	Min. 55		59
Recuperación elástica por torsión, %	Min. 35		37
Viscosidad dinámica, cP	Máx. 3000		1180
Temperaturas, °C	Mezclado		173
	Compactación		159
Módulo Reológico de Corte Dinámico G'/sen δ, kPa	Min. 1.0		1.21
<b>Pruebas al residuo envejecido por RTFO</b>			
Pérdida por calentamiento, %	Máx. 1.0		0.2
Penetración Retenida, %	Min. 65		64
Recuperación elástica en ductiómetro, 10 cm, %	25 °C	Min. 65.0	68
Prueba de multiesfuerzo-deformación (MSCR), 3.2 kPa	% RE, %	Min. 25	23
	J <sub>we</sub> , Pa <sup>-1</sup>	Min. 1.0	1.5
Módulo Reológico de Corte Dinámico G'/sen δ, kPa	Min. 2.2		4.23
Angulo fase, grados	Máx. 75.0		66.2
<b>Pruebas al residuo envejecido por PAV</b>			
Módulo Reológico de Corte Dinámico, (G') (sen δ), kPa	Max. 5000	25 °C	3652
Valor S, -12 °C, MPa	Máx. 300		201
Valor m, -12 °C	Min. 0.300		0.309

Figura 2.4 Propiedades de los cementos asfálticos

ERGON asfaltos de México.

## 2.3 Presentación y análisis de resultados

### 2.3.1 Determinación del rango viscoelástico lineal, LVR

Debido a la dificultad en la caracterización de la respuesta no lineal de materiales viscoelásticos, ya sea en el laboratorio o mediante modelado numérico, es común definir las

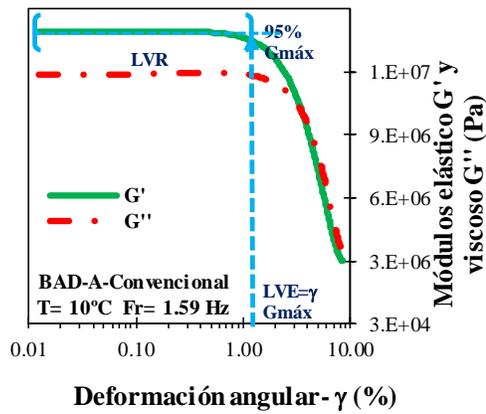
propiedades reológicas, como la viscosidad, el módulo complejo de corte y el ángulo de fase, bajo condiciones de viscoelasticidad lineal. Bajo estas condiciones, la relación entre el esfuerzo y la deformación depende de la frecuencia y la temperatura a las cuales se evalúan los materiales. Por lo tanto, es válido comparar las propiedades reológicas de diferentes materiales asfálticos utilizando diferentes geometrías y equipos en los ensayos. Dentro del rango viscoelástico lineal (LVR), el módulo elástico es independiente de la amplitud de la deformación, expresada en términos de  $\gamma$  (%). En otras palabras, la relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria es constante. Esto permite realizar comparaciones directas entre los materiales, ya que su comportamiento viscoelástico se mantiene consistente en dicho rango.

En el barrido de amplitudes de deformaciones, se pueden identificar tres regiones básicas que describen el comportamiento viscoelástico de los cementos asfálticos (Wloczyiak et al., 1997; Jasso et al., 2015b). En una región, denominada zona Newtoniana, que se observa a elevadas temperaturas, la respuesta es predominantemente viscosa. En esta región, el módulo de almacenamiento ( $G'$ ) es menor que el módulo de pérdida ( $G''$ ). Las Figuras 2.5 a 2.8 muestran los barridos de amplitudes de deformación, a deformación constante y frecuencia controlada, realizados en los cuatro cementos asfálticos a diferentes condiciones de temperatura. Estas figuras ilustran el desarrollo del rango viscoelástico lineal (LVR) para cada uno de los cementos asfálticos a medida que se incrementa la temperatura de prueba. Además, muestran el efecto del modificador en los valores de  $G'$ ,  $G''$  y en el LVE, de acuerdo con las propiedades internas del modificador, ya sea elastoméricas o plastoméricas.

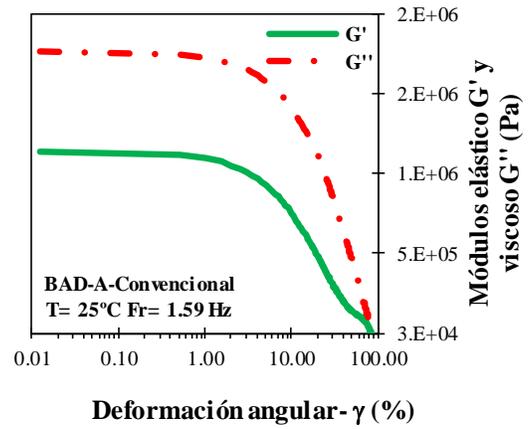
El valor límite del rango viscoelástico lineal se determinó según el criterio SHRP, el cual establece que el límite para la condición de viscoelasticidad lineal se alcanza cuando la componente elástica del módulo dinámico,  $G_{\text{máx}}$ , disminuye al 95% de su valor inicial. En la Figura 2.5(a) se puede observar que el LVR y el LVE dependen de la temperatura de evaluación y del tipo de material. En las Figuras 2.5(a-d) se aprecia la degradación de la rigidez del material a medida que aumenta la temperatura, así como el cambio en su comportamiento viscoelástico. A 10°C, la componente elástica ( $G'$ ) del cemento asfáltico es mayor que la componente viscosa ( $G''$ ), como se muestra en la Figura 2.5(a), lo que indica que el material tiende a comportarse más como un sólido elástico que como un fluido viscoso.

Conforme la temperatura aumenta,  $G''$  adquiere valores comparables con  $G'$ , y su predominancia aumenta en relación con  $G'$ , lo que indica un comportamiento cada vez más cercano a un fluido viscoso (menos elasticidad del material). También se observa que, a medida que la temperatura aumenta, el rango viscoelástico lineal se extiende, debido al ablandamiento del cemento asfáltico. Por ejemplo, el valor en el LVE pasa de 1.3% de deformación angular a 10°C, como se muestra en la Figura 2.5(a), a 6.3% a 25°C Figura 2.5(b), 12.6% Figura 2.5(c), y 63.3% a 60°C Figura 2.5(d).

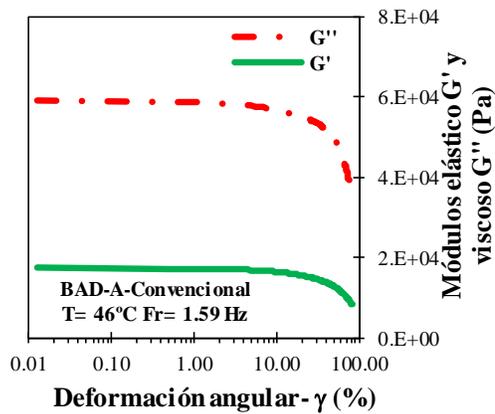
(a)



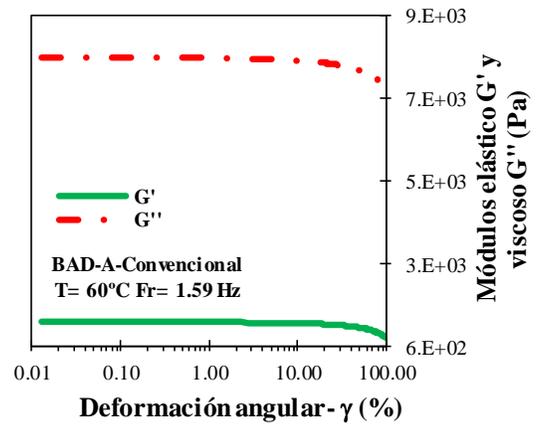
(b)



(c)



(d)



A: Refiriéndose al cemento asfáltico en la figura.

BAD: Prueba de barrido de amplitud de deformación

**Figura 2.5** Deformación angular del A-Conventional PG 64-22, bajo deformación controlada y frecuencia constante de 1,59 Hz, para diferentes condiciones de temperatura

En la Figura 2.6 (a-d) se puede observar que, para el A-conventional, se produce una pérdida de rigidez del material a medida que aumenta la temperatura. Sin embargo, se observa que el comportamiento elástico del material mejoró debido a la presencia del modificador elastomérico SBS, especialmente a la temperatura más alta de  $60^\circ\text{C}$ . El valor de  $G'$  para el A-

SBS en el LVR fue de  $1.6 \times 10^4$  Pa, mientras que para el A-conventional fue de  $1 \times 10^3$  Pa. En cuanto a las condiciones de temperatura, se observa que el valor de LVE fue menor para el A-SBS. Además, se puede apreciar que  $G''$  no tuvo la misma predominancia sobre  $G'$  en comparación con el cemento asfáltico convencional, lo que indica que el modificador permitió recuperar parte de la elasticidad perdida debido al aumento de temperatura.

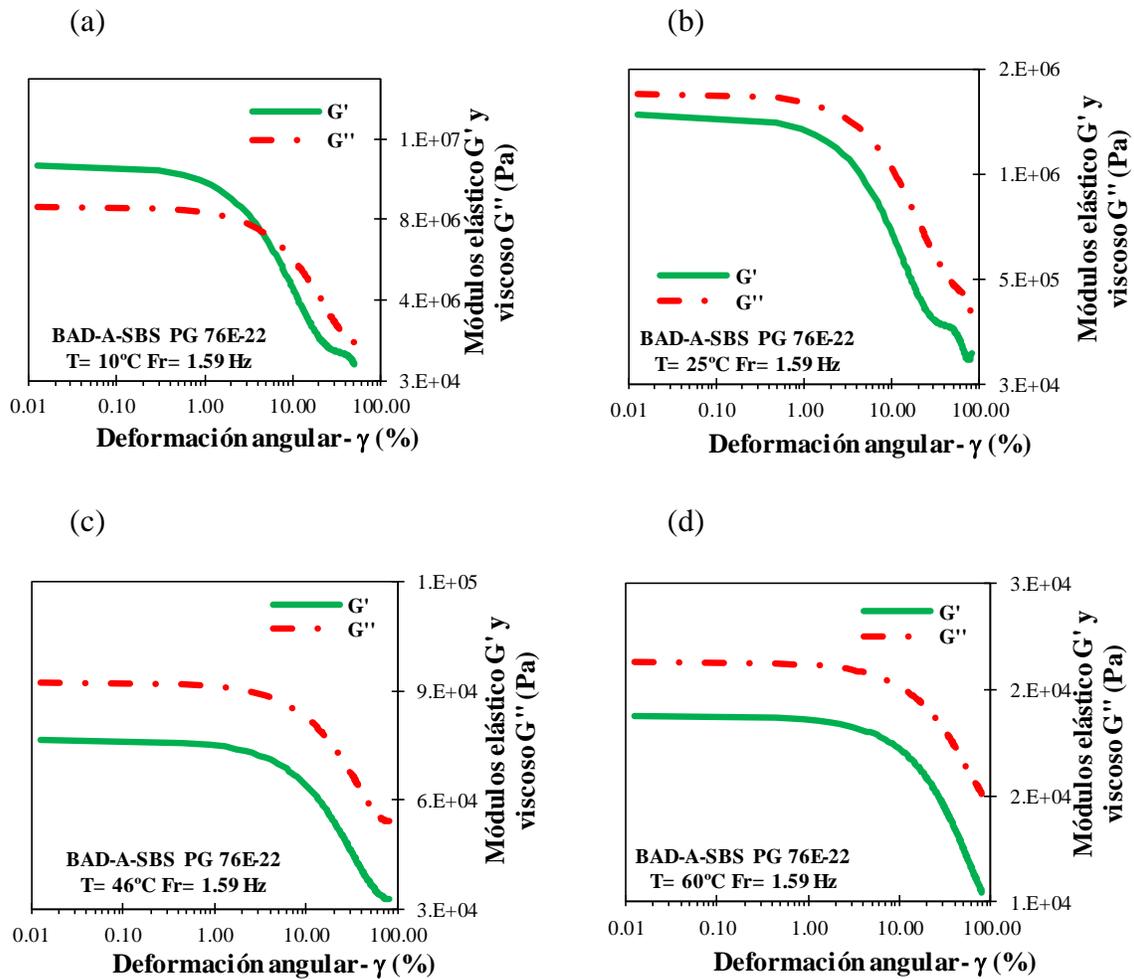
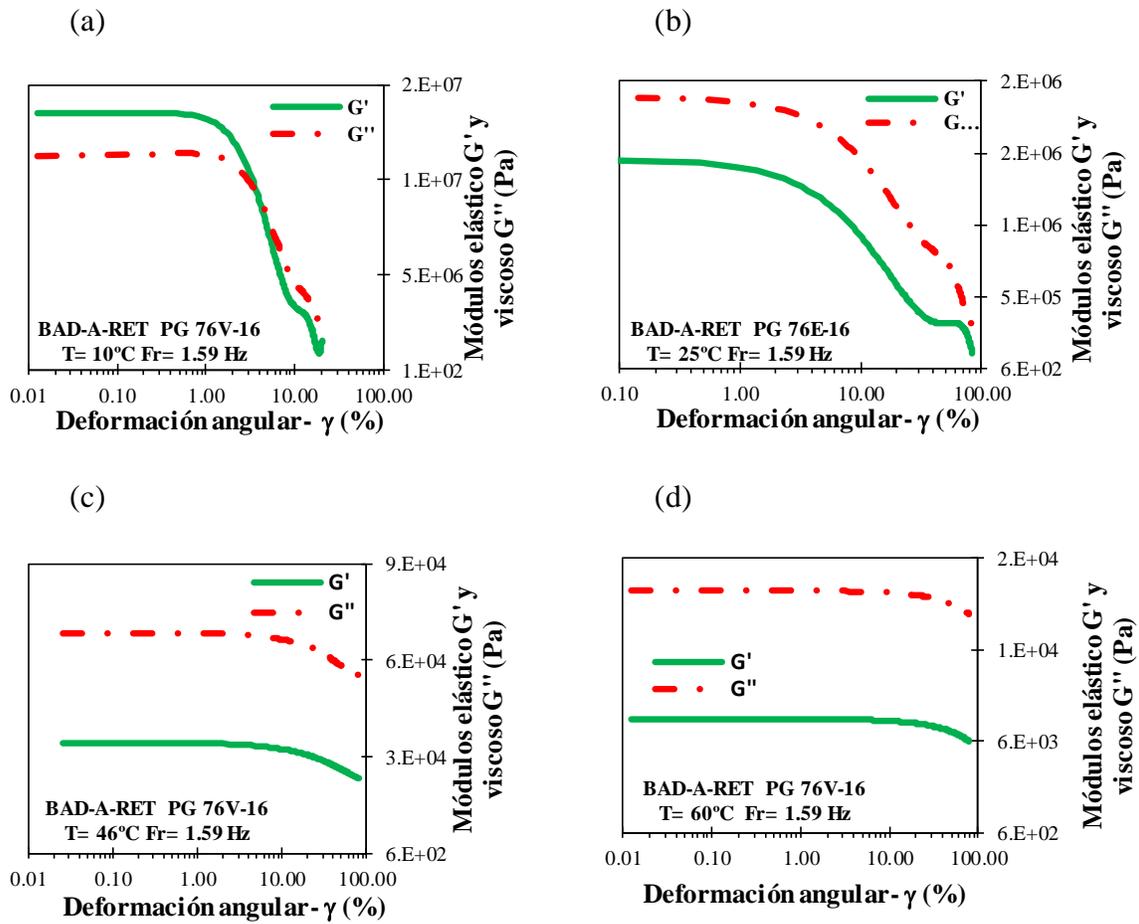
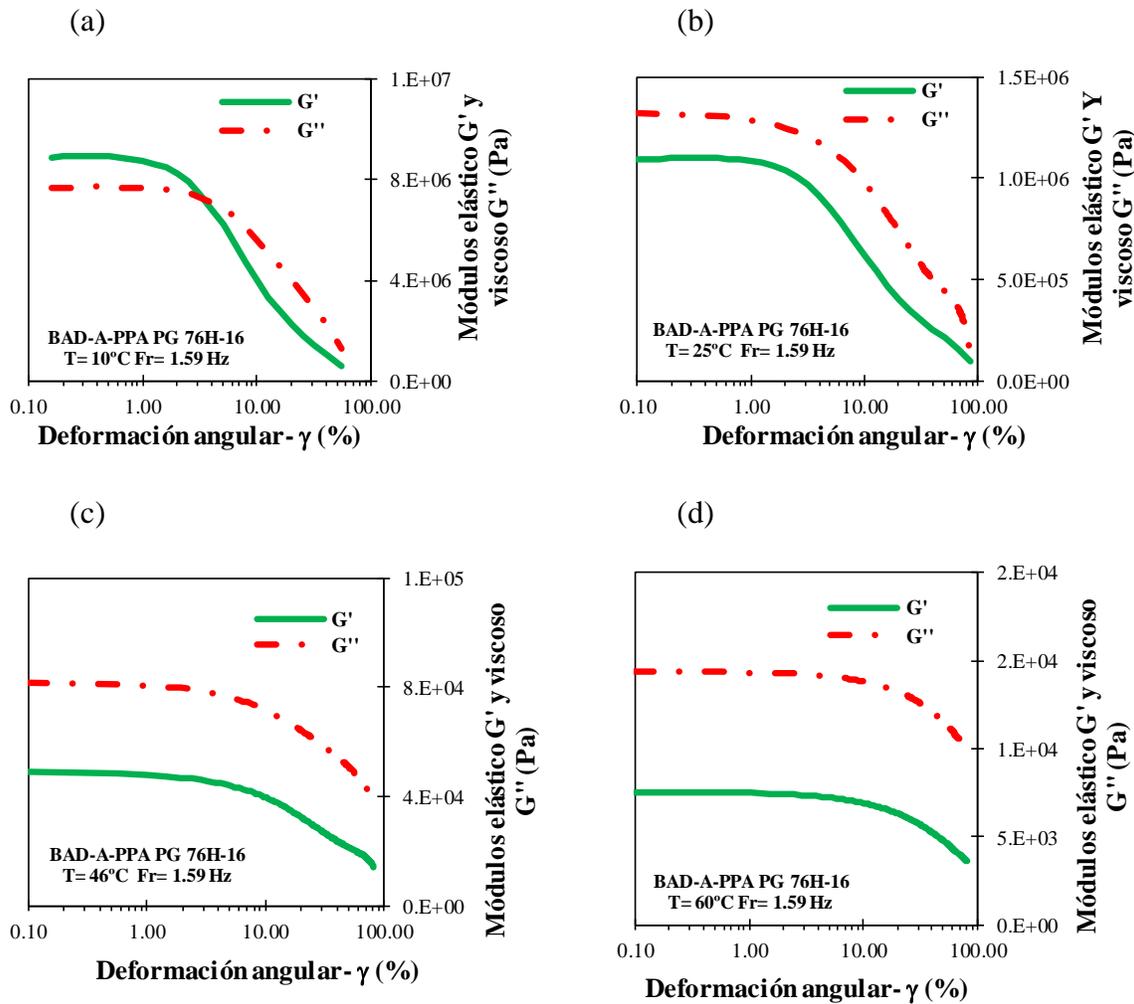


Figura 2.6 Deformación angular del A-SBS PG 76E-22, bajo deformación controlada y frecuencia constante de 1,59 Hz, para diferentes condiciones de temperatura



**Figura 2.7** Deformación angular del A-Ret PG 76V-16 bajo deformación controlada y frecuencia constante de 1,59 Hz, para diferentes condiciones de temperatura

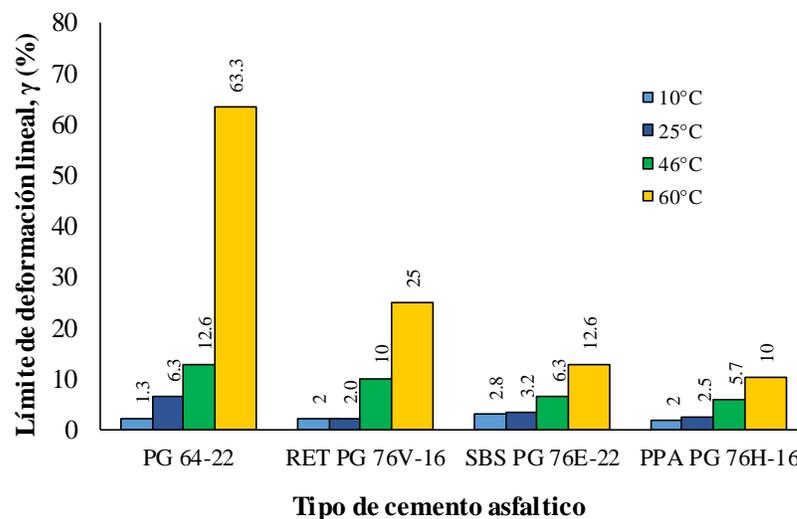


**Figura 2.8** Deformación angular del A-PPA PG76H-16, bajo deformación controlada y frecuencia constante de 1,59 Hz, para diferentes condiciones de temperatura.

### 2.3.2 Efecto del modificador en el LVE del cemento asfáltico

La Figura 2.9 presenta el análisis del efecto del modificador en los cementos asfálticos en relación con los valores del A-Convencional dentro del LVE. A una temperatura de 10°C, se observa que todos los cementos asfálticos modificados aumentaron su LVE en comparación con el convencional. Los cementos modificados con RET y PPA aumentaron su LVE en un 54%, mientras que el modificado con SBS mostró un aumento del 115.38%. En las condiciones de 25, 46 y 60°C, en todos los casos el LVE disminuyó en comparación con el A-Convencional.

A 25°C, los cementos A-RET y A-PPA experimentaron una reducción del LVE del 68.3% y 60.3%, respectivamente, mientras que el A-SBS mostró la menor reducción, del 49%. A 46°C, el A-SBS y el A-PPA presentaron valores similares de reducción del LVE, con un 50% y 54.77%, respectivamente. El A-RET redujo el LVE en menor proporción, alcanzando solo el 20%. En la condición de 60°C, los tres modificadores ofrecieron reducción en el LVE, destacándose los cementos modificados con SBS y PPA, que redujeron el valor en un 80% y 84.2%, respectivamente. El A-RET redujo el valor a 60.51%. Esta reducción del LVE a altas temperaturas conduce a un mejor comportamiento del material frente a deformaciones permanentes, lo que significa que, bajo las mismas condiciones de esfuerzo, el material será menos susceptible a deformarse.



**Figura 2.9** Límite de deformación máxima del rango viscoelástico lineal de cementos asfálticos para diferentes condiciones de temperatura.

### 2.3.3 Efecto del modificador en las componentes elástica, $G'$ y viscosa, $G''$ , de la rigidez dinámica cemento asfáltico.

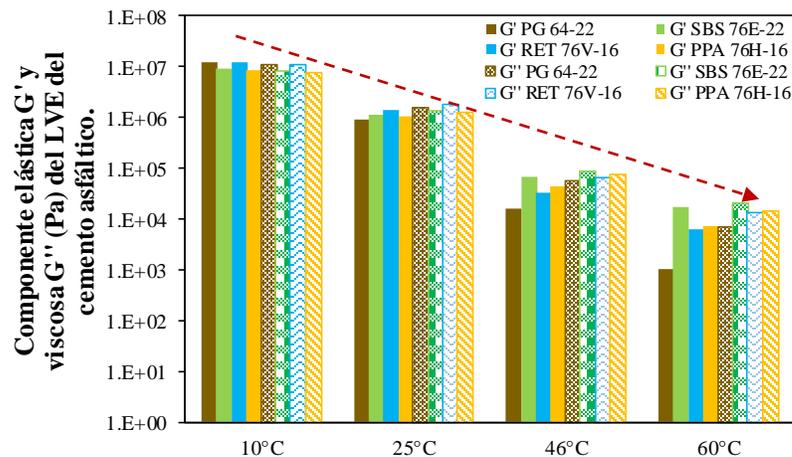
La Figura 2.10 muestra cómo afecta cada modificador al cemento asfáltico, la viscoelasticidad del material en términos de sus  $G'$  y  $G''$  medidas para el LVE de acuerdo con la temperatura de ensayo. En la Tabla 2.2, (a) presenta el valor  $G'$  del A-Convencional y (b) muestra los valores de incremento o decremento de  $G'$  de los cementos asfálticos modificados,

respecto a los valores de  $G'$  del A-Convencional presentados en (a). El incremento o decremento se presenta en porcentaje.

**Tabla 2.2** Valores del incremento o decremento de  $G'$  de los cementos asfálticos modificados respecto al  $G'$  del A-convencional.

(a)		(b)				
A-Convencional		Incremento $\uparrow$ o decremento $\downarrow$ en %, de ( $G'$ ) de los cementos asfálticos modificados respecto al $G'$ del A-convencional				
Temperatura $^{\circ}\text{C}$	$G'$ (Pa)	Cemento asfáltico	Temperatura, $^{\circ}\text{C}$			
			10	25	46	60
10	1.25E+07					
25	9.00E+05					
46	1.60E+04	A-SBS	27.6 $\downarrow$	25.7 $\uparrow$	430 $\uparrow$	1670 $\uparrow$
60	1.00E+03	A-RET	4 $\downarrow$	52.4 $\uparrow$	210 $\uparrow$	640 $\uparrow$
		A-PPA	33 $\downarrow$	14 $\uparrow$	270 $\uparrow$	700 $\uparrow$

Valores de  $G'$  como medida de referencia del incremento o decremento del  $G'$  de los cementos asfálticos modificados



**Figura 2.10** Componente elástica  $G'$  y viscosa  $G''$  (Pa) medidas en el LVE de cemento asfáltico

En la Figura 2.10 se puede observar cómo disminuye el módulo dinámico de corte de los cementos asfálticos, expresado en sus componentes  $G'$  y  $G''$ , a medida que aumenta la temperatura. Esta tendencia se aplica a los cuatro tipos de cemento asfáltico, pero el análisis toma como referencia el cemento asfáltico convencional para evaluar los valores de las componentes de los cementos asfálticos modificados. En la temperatura más baja de  $10^{\circ}\text{C}$ , se observa que la presencia del modificador disminuye el valor de la componente elástica. El SBS y el PPA proporcionaron al cemento asfáltico una menor elasticidad y rigidez, reduciendo su componente elástica en un 27.6% y 33% respectivamente, mientras que el RET disminuyó un 4%.

A partir de los  $25^{\circ}\text{C}$ , el módulo aumenta con la presencia del modificador. A esta temperatura, el porcentaje de crecimiento fue similar, siendo del 25.7%, 52.4% y 14% para los cementos asfálticos modificados con SBS, RET y PPA respectivamente. A medida que la temperatura aumenta, el aporte del modificador al valor de  $G'$  también incrementa, superando el 100% del valor de referencia. A  $46^{\circ}\text{C}$ , el incremento fue del 430%, 210% y 270% para los cementos asfálticos modificados con SBS, RET y PPA respectivamente. A  $60^{\circ}\text{C}$ , el aporte del modificador fue significativo, especialmente para el cemento asfáltico modificado con SBS, que aumentó su valor de  $G'$  el 167%. Le sigue el A-PPA, que aumentó su valor el 700%, y el cemento asfáltico con RET, que incrementó su valor 640%.

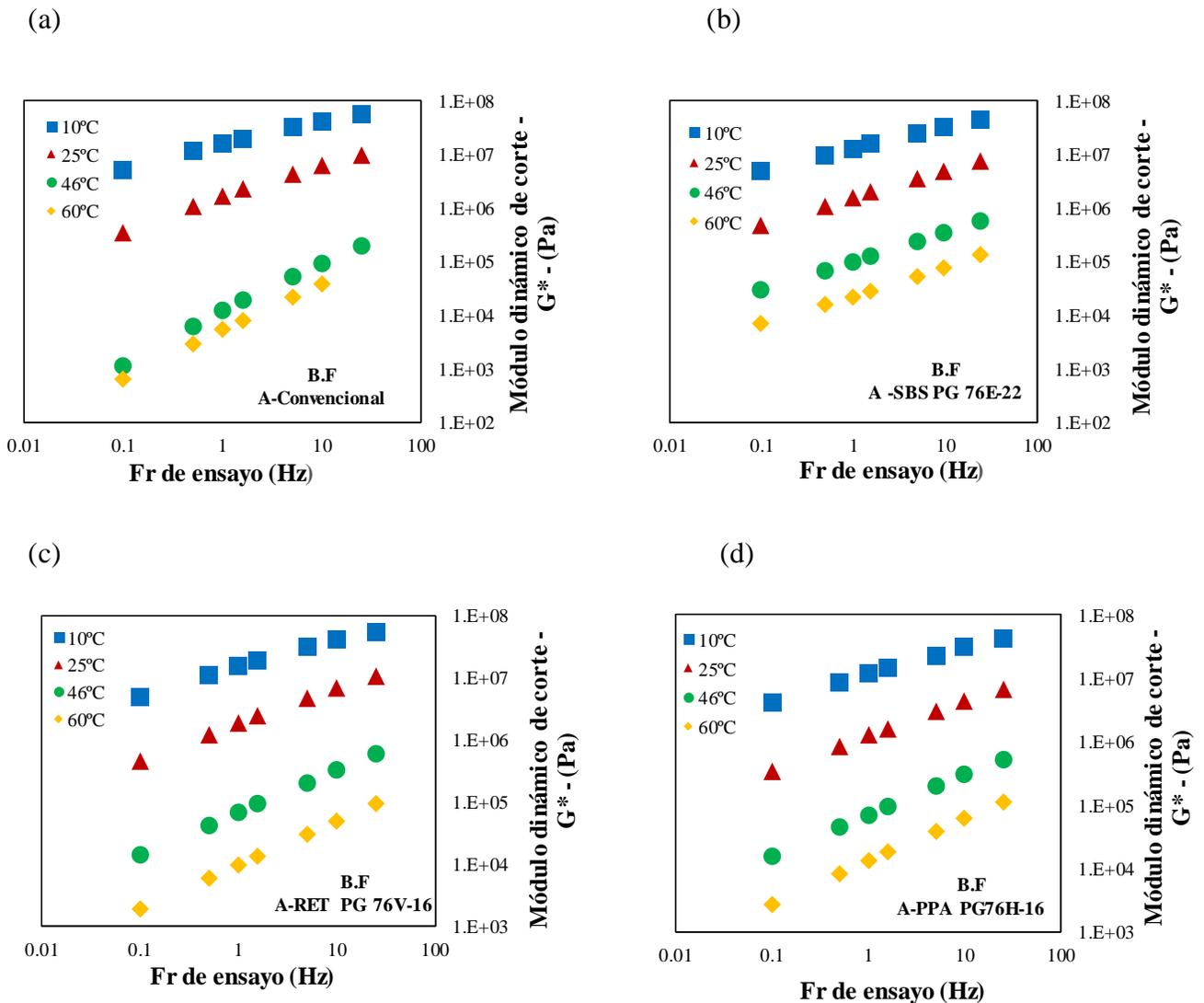
La componente viscosa  $G''$  en relación con la componente elástica  $G'$ , aumentó su valor con el incremento de la temperatura, siendo más significativo el incremento para el cemento asfáltico convencional, el cual, aumentó 700% su componente viscosa respecto a la elástica, mientras el cemento asfáltico modificado con SBS, RET y PPA aumentaron 120, 200 y 210%, respectivamente. Lo que representa que el modificador en el cemento asfáltico aporta mayor elasticidad altas temperaturas.

### *2.3.4 Determinación de las propiedades dinámicas del cemento asfáltico para diferentes condiciones de frecuencia y temperatura*

Tomando en cuenta los valores del umbral del rango viscoelástico lineal de los cementos asfálticos a diferentes temperaturas, se definió que el estudio del comportamiento dinámico a diferentes frecuencias se realizará para un valor de deformación de 1%, el cual correspondió a la temperatura más baja de evaluación de 10°C, siguiendo los lineamientos de la AASHTO T315. Para este nivel de deformaciones, todos los cementos asfálticos presentan un comportamiento visco elástico lineal.

### *2.3.5 Curvas isotermas de los cementos asfálticos*

En la Figura 2.11 se presentan los resultados de los módulos dinámicos de los cuatro cementos asfálticos, evaluados a 10°, 25°, 46° y 60°C para un rango de frecuencias entre 0.1 a 25Hz. Se observa que la rigidez de los cementos asfálticos aumenta con la frecuencia y disminuye cuando aumenta la temperatura. Un detalle relevante de esta gráfica se presenta para las temperaturas de 46°C y 60°C en lo que respecta a la variación de rigidez entre estas temperaturas; para el cemento asfáltico convencional la degradación de la rigidez es más rápida con el incremento de la temperatura, siendo más crítico el apresurado decremento de rigidez con la disminución de la frecuencia, respecto a lo que sucede en los cementos asfálticos modificados evaluados. Se observa para estos últimos un rango más amplio en el cambio de rigidez.



B.F: Barrido de frecuencias

**Figura 2.11** Curvas isotermas de los cementos asfálticos. a) A-Convencional PG64-22 b) A-SBS PG 76E-22 c) A-RET PG 76V-16 d) A-PPA PG 76H-16

### 2.3.6 Curvas maestras de los cementos asfálticos

Generadas las curvas isotermas, y para facilitar su interpretación, los datos contenidos en ellas fueron desplazados horizontalmente a una temperatura de referencia, mediante un factor de desplazamiento adecuado según la temperatura del material, utilizando el principio de superposición tiempo temperatura. De esta manera el comportamiento viscoelástico lineal se

representa mediante un modelo que puede ser de tipo sigmoidal tal como el que se describe en la ecuación (2-15) que de acuerdo con Clyne (2003) es aplicable a materiales con propiedades viscoelásticas.

$$\log|E^*| = \delta + \frac{\alpha}{1 + \frac{1}{e^{\beta + \gamma \log f_R}}} \quad (2-15)$$

Donde:  $f_r$  = Tiempo reducido con respecto a una temperatura de referencia  $\delta$  = Valor mínimo de  $|E^*|$   $\delta + \alpha$  = Valor máximo de  $|E^*|$   $\beta, \gamma$  = Parámetros que definen la forma de la función sigmoidal.

El factor de desplazamiento tiempo-temperatura para temperaturas mayores a 46°C para los cementos asfálticos modificados con *RET* y *SBS*, es modelado como una función de la temperatura utilizando la ecuación 2-16 de Williams – Landel - Ferry (WLF), mientras que esta solo se empleó para temperaturas mayores a 60°C para el cementos convencional y modificado con *PPA*.

$$\log \alpha_T = \frac{-C_1(T - T_0)}{C_2 + (T - T_0)} \quad (2-16)$$

En donde:  $C_1$  y  $C_2$  son los coeficientes del modelo;  $T_0$  es temperatura de referencia. Para las temperaturas menores a 46°C el factor de desplazamiento fue modelado mediante la función polinomial de segundo orden, descrita en la ecuación 2-17 (Underwood y Kim, 2011).

$$\text{Log}(a_T) = A \times (T - T_0)^2 + B \times (T - T_0) \quad (2-17)$$

Donde A, B son coeficientes del modelo y  $T_0$  la temperatura de referencia. Esta ecuación se empleó para las condiciones contrarias de la ecuación WLF.

### Resultados del modelo sigmoidal

La Tabla 2.3 contiene los coeficientes de ajuste del modelo sigmoidal a una temperatura de referencia de 40°C, los cuales permitieron lograr una alta convergencia entre los datos experimentales y los obtenidos mediante el modelo. Estos coeficientes fueron determinados utilizando la herramienta SOLVER, la cual optimizó la función objetivo para minimizar el error entre los valores experimentales y los calculados.

**Tabla 2.3** Parámetros de ajuste del modelo sigmoidal a partir de los datos experimentales para los cementos asfálticos

Tipo de cemento	Parámetro							
	$\delta$	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	A	B	C1	C2
PG64-22	-4.9547	14.129	-0.911	-0.265	5.9E-04	-0.096	-7.316	67.306
PPA 76H-16	-2.511	11.958	-0.581	-0.229	8.42E-04	-0.093	-44.75	541.490
RET 76V-16	-0.508	9.587	-0.380	-0.294	1.95E-04	-0.109	-244.576	2815.71
SBS76E-22	7.015	2.991	-0.195	-0.445	5.14E-04	-0.119	-1407.424	14066.34

En la Figura 2.12 se presentan las curvas maestras del módulo complejo de corte  $G^*$  construidas a una temperatura de referencia de 40°C, como se mencionó anteriormente. Estas curvas maestras fueron obtenidas utilizando el proceso de optimización descrito, donde se tomaron valores iniciales de la literatura para calibrar el A-convencional, y luego se utilizaron los valores optimizados de este cemento asfáltico para ajustar los parámetros del siguiente A-SBS y así sucesivamente para los demás cementos asfálticos.

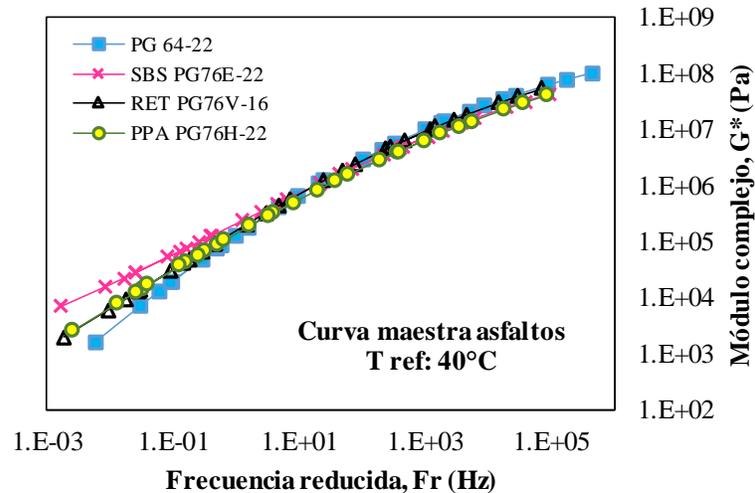


Figura 2.12 Curva maestra a la temperatura de referencia de 40°C calculadas mediante modelo sigmoideal

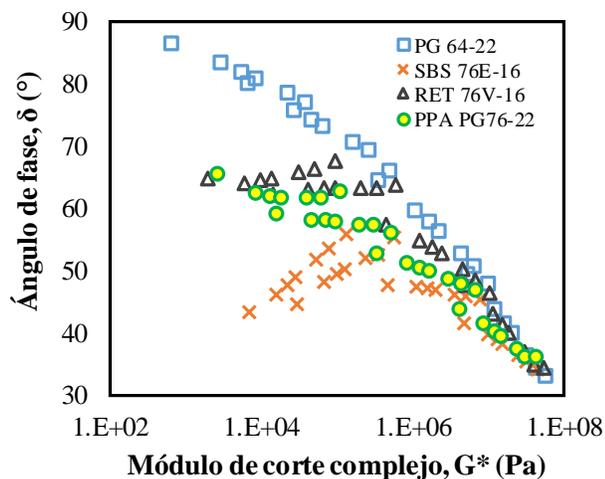
En la Figura 2.12 se observa que los cementos asfálticos estudiados presentan comportamientos similares en su rigidez para frecuencias reducidas mayores a 10 Hz. Sin embargo, por debajo de este valor (altas temperaturas), los valores de  $G^*$  de los cementos asfálticos modificados se incrementan en comparación con el cemento asfáltico convencional evidenciando con poco más de claridad el efecto de los modificadores. De todos los cementos asfálticos estudiados, el modificado con el copolímero SBS mostró los valores más altos de rigidez.

### 2.3.7 Representación del comportamiento termo-reológico en el diagrama de Black

El diagrama de Black (que muestra el módulo de corte complejo versus ángulo de fase) brinda una verificación importante de la equivalencia tiempo-temperatura de los cementos asfálticos (Airey et al. 2016), debido a que esta gráfica permite que los datos de los ensayos oscilatorios sean mostrados sin la necesidad de realizar manipulaciones del principio de superposición tiempo-temperatura en los datos experimentales. Estos diagramas pueden ser usados satisfactoriamente para evaluar “la simplicidad termo-reológica” de los materiales viscoelásticos y, por tanto, la aplicabilidad de dicho principio (Airey 2002). 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 principio de superposición y temperatura, generalmente asociado en cementos asfálticos con un alto contenido de ceras, la estructuración de los asfáltenos o modificación con polímeros (Lesueur et al. 1996; Airey et al. 2016).

Para estudiar el efecto del agente modificador en el cemento asfáltico, es útil eliminar los parámetros de frecuencia y temperatura. En este sentido, el diagrama de Black resulta apropiado, ya que representa la magnitud del módulo complejo de corte ( $G^*$ ) en función del ángulo de fase, obtenidos a través de un barrido de frecuencias aplicando fuerzas de torsión. La eliminación de estos dos parámetros permite presentar e interpretar el comportamiento viscoelástico del material sin la necesidad de aplicar el principio de superposición tiempo-temperatura a los datos en bruto (Airey, 2011). La Figura 2.13 muestra este comportamiento termo-reológico en el diagrama de Black para los cementos asfálticos en estudio. En particular, A-convencional sigue el principio de superposición y temperatura, ya que genera una curva suave al superponer los datos de diferentes frecuencias y temperaturas. Este resultado confirma la aplicabilidad del principio de superposición en el cemento asfáltico convencional.



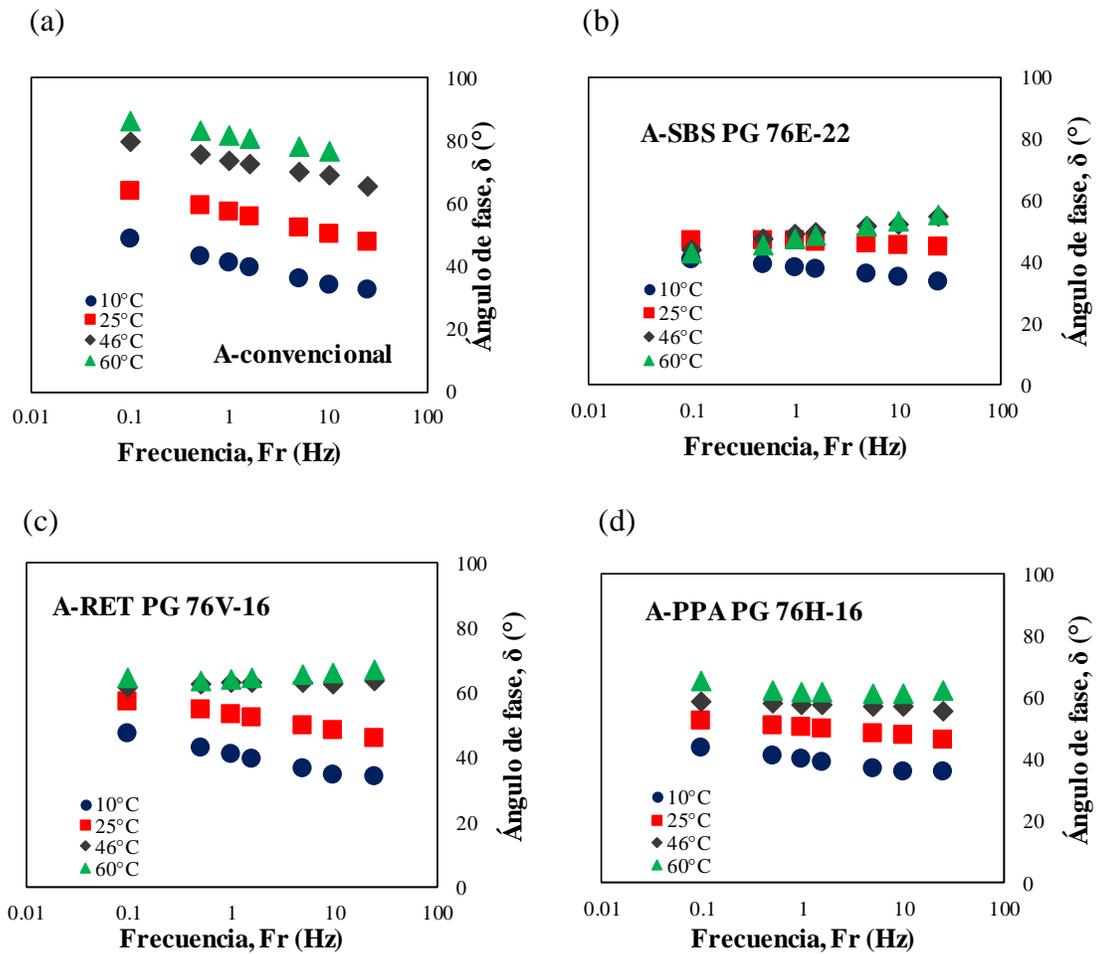
**Figura 2.13** Comportamiento termo-reológico del cemento asfáltico convencional y modificados.

Se puede observar que los cementos asfálticos A-PPA y A-RET presentan un cierto desviamiento de la curva de Black suave y continua, mientras el cemento asfáltico modificado con SBS presentan una discontinuidad significativa entre los datos reológicos producidos a diferentes temperaturas y rango de frecuencias, mostrando que, para los mismos valores de

módulo dinámico de los otros cementos asfálticos, este presenta mayor componente elástica debido a los componentes elastoméricos del SBS.

### 2.3.8 Análisis del comportamiento viscoelástico a partir del ángulo de fases de los cementos asfálticos

El ángulo de fase es una medida de la viscoelasticidad de un material: Para materiales puramente elásticos, el esfuerzo y la deformación están en fase ( $\delta = 0^\circ$ ). En contraste, el esfuerzo y la deformación están fuera de fase ( $\delta = 90^\circ$ ) cuando materiales puramente viscosos son considerados. Los cementos asfálticos se definen como materiales viscoelásticos y presentan un rango de  $\delta$  desde 0 a  $90^\circ$ . En la Figura 2.14 se observa el comportamiento viscoelástico del A-convencional y como este varía en su comportamiento para las mismas condiciones de frecuencia y temperatura, de acuerdo con el tipo de modificador que lo compone. El ángulo de fase aumentó con el incremento de la temperatura. La variación de comportamiento viscoelástico más sensible a los cambios de temperatura y frecuencia se presentó en el cemento sin modificar, abarcando ángulos de fase desde  $90^\circ$  hasta  $30^\circ$ . Los cementos modificados comprendieron valores desde los  $68^\circ$  hasta los  $35^\circ$ . El A-SBS, tuvo un comportamiento elástico predominante a temperaturas elevadas respecto a los otros cementos. En lo que respecta a la frecuencia, con el incremento de esta, el ángulo de fase decreció, lo que implica que, a elevadas velocidades de los vehículos, el cemento asfáltico tiende a conservarse como un material sólido.



**Figura 2.14** Variación del ángulo de fase del cemento asfáltico con la frecuencia y la temperatura: a) A-Convencional PG64-22 b) A-SBS PG 76E-22 c) A-RET PG 76V-16 d) A-PPA PG 76H-16.

Se evidenció la tendencia del modificador a retrasar el proceso natural de elastización de los cementos asfálticos con el aumento de la frecuencia de carga, mostrando menos variación entre los valores de ángulo para un rango de frecuencias. Con el aumento de temperatura la variación se hizo menor hasta llegar a observarse un cambio de pendiente; esto es, haciendo el análisis para la frecuencia más baja de 0.1 Hz a la más alta de 25 Hz, para el A-conventional, la variación para el rango de frecuencia mencionado anteriormente y tomando como base lo observado en la Figura 2.14, es de aproximadamente 15° el decremento del ángulo de fase a 10°, 25° y 46°C, y de 9° a 60°C.

Para los cementos modificados con polímeros, el ángulo de fase tendió a incrementar con el aumento de frecuencia conforme incrementó la temperatura.

Para el A-SBS la variación fue menor: Decreció el ángulo tan solo en  $6^\circ$  y  $2^\circ$  a  $10$  y  $25^\circ\text{C}$  respectivamente; con el aumento de temperatura se evidenció que la variación se hizo menor, tal que entre  $25$  y  $46^\circ$  hubo una temperatura donde la variación fue cero y después de este valor de temperatura el ángulo de fase comenzó a crecer con el aumento de calor, perdiendo cualquier efecto el incremento de la frecuencia en la elastización del material. El A-SBS a bajas frecuencias para todas las temperaturas tuvo con comportamiento viscoelástico similar, con valores de ángulo de fase que oscilaron entre los  $41^\circ$  y  $47^\circ\text{C}$ , mientras que para la misma frecuencia el A-RET tuvo valores entre los  $47^\circ$  a  $65^\circ$  muy similar al A-PPA con valores entre los  $44^\circ$  y  $65^\circ$ .

Los tres modificadores a bajos valores de frecuencia con el aumento de la temperatura tendieron a mejorar las propiedades elásticas del material ya que para el A-Convencional varió en su ángulo de fase desde los  $49^\circ$  hasta los  $86^\circ$ . A altas frecuencias ( $25\text{Hz}$ ), fue el SBS y PPA quienes, con el aumento de la frecuencia, aportaron mayor elasticidad al cemento asfáltico, llegando a un máximo el valor del ángulo de fase de  $63^\circ$  para el A-PPA y de  $56^\circ$  para el A-SBS a  $60^\circ\text{C}$ . El A-RET aumentó el ángulo hasta  $67^\circ$  y el A-Convencional hasta un valor de  $77^\circ$ .

## **2.4 Conclusiones**

El rango viscoelástico lineal se refiere al intervalo de temperaturas en el cual un material se comporta predominantemente como un sólido elástico, es decir, su respuesta es lineal y reversible. En el caso de los cementos asfálticos, se observa que el rango viscoelástico lineal es más amplio para el cemento asfáltico convencional en comparación con los cementos modificados con polímeros y ácido polifosfórico. Esta diferencia se debe a que los modificadores utilizados tienen puntos de ablandamiento superiores al del cemento asfáltico en su estado original. Para que estos aditivos se comporten como un fluido altamente viscoso, se requieren temperaturas más altas en comparación con el cemento asfáltico convencional para alcanzar el mismo estado. Esto implica que los cementos modificados presentan un

comportamiento más viscoso en un rango más amplio de temperaturas, limitando el rango viscoelástico lineal en comparación con el cemento asfáltico sin modificar.

A medida que aumenta la temperatura, la rigidez del material disminuye. Esto significa que el cemento asfáltico se aleja de su comportamiento característico a bajas temperaturas, en el cual se comporta como un sólido elástico, y tiende a comportarse más como un fluido viscoso. Este comportamiento también se evidencia en el diagrama de Black, donde se observa que a medida que la temperatura aumenta, el ángulo de fase también aumenta. Es importante destacar que un material completamente elástico tendría un ángulo de fase de  $0^\circ$ , mientras que un material puramente viscoso tendería a un ángulo de fase de  $90^\circ$ .

Todos los modificadores generaron una disminución en el ángulo de fase, lo que indica un comportamiento más elástico a temperaturas superiores a  $46^\circ\text{C}$  en comparación con el cemento asfáltico sin modificar. En todos los casos, A-SBS mostró una mayor rigidez a altas temperaturas. Es evidente que a una temperatura de  $60^\circ\text{C}$  y una frecuencia de 1.59 Hz, el umbral máximo de deformación en el rango viscoelástico lineal fue del 63% para el cemento asfáltico sin modificar, mientras que para el cemento modificado con SBS y PPA fue del 12.6% y 10% respectivamente. Esto significa que, para el mismo esfuerzo aplicado, el cemento modificado experimentará una menor deformación.

La rigidez del cemento asfáltico aumenta a medida que aumenta la frecuencia de carga aplicada, para todas las condiciones de temperatura. Este comportamiento está descrito por las curvas isotermas. Los modificadores estudiados tuvieron un mejor rendimiento en los cementos asfálticos a altas temperaturas y bajas frecuencias. A bajas temperaturas y a la misma frecuencia, la deformación angular fue similar para todos los cementos asfálticos. A bajas temperaturas y altas frecuencias, las rigideces de los cementos asfálticos son casi iguales. Se observó que el cemento sin modificar mostró la variación de comportamiento viscoelástico más sensible a los cambios de temperatura y frecuencia, abarcando ángulos de fase desde  $90^\circ$  hasta  $30^\circ$ . Los cementos modificados tuvieron valores de ángulo de fase más estrechos, que van desde  $68^\circ$  hasta  $35^\circ$ .

## CAPÍTULO 3. MASILLAS ASFÁLTICAS

En este capítulo se presenta la evaluación de las propiedades viscoelásticas de masillas asfálticas elaboradas con los cementos asfálticos caracterizados en el capítulo 2. Los resultados obtenidos se presentan en función de la relación de rigideces entre el cemento asfáltico y el relleno mineral en un amplio rango de frecuencias y temperaturas. Se analiza la influencia de la temperatura y la frecuencia de carga, así como del relleno mineral y los modificadores, en el rango viscoelástico lineal (LVR) de las masillas, así como en la rigidez dinámica y sus componentes elástico y viscoso. A partir de las pruebas experimentales realizadas en las masillas asfálticas y comparándolas posteriormente con los resultados de las pruebas en los respectivos cementos asfálticos, se evidencia que el relleno mineral tiene un mayor efecto en el aumento de la rigidez a temperaturas intermedias ( $10^{\circ}$  a  $25^{\circ}\text{C}$ ), mientras que, a temperaturas elevadas superiores a  $46^{\circ}\text{C}$ , el modificador contribuye en mayor medida al incremento de la rigidez.

### 3.1 Introducción

La masilla asfáltica, también conocida como mastico, se define como la mezcla de dos componentes: el cemento asfáltico y las partículas de agregado que pasan por el tamiz de  $75\ \mu\text{m}$ , conocidas como partículas de relleno (Warden et al., 1959; Dukats y Anderson, 1980; Zollinger, 2005). Según el informe de Tunnicliff (1962), las partículas con un tamaño menor a  $0.1\ \mu\text{m}$  pueden volverse coloidales dentro del cemento asfáltico, lo que significa que forman una fase dispersa de partículas muy finas suspendidas en el fluido. Tunnicliff argumentó que este tamaño límite es aplicable para las partículas que conforman la masilla (Tunnicliff, 1962).

La masilla asfáltica desempeña un papel fundamental en el comportamiento mecánico del concreto asfáltico, ya que se considera el cemento asfáltico real en este material (Moon et al., 2013). El concreto asfáltico está compuesto principalmente por tres componentes: masilla asfáltica, agregado pétreo de diferentes tamaños y un porcentaje de vacíos de aire (Fakhari et al., 2013). La masilla asfáltica, especialmente el tipo y la cantidad de relleno mineral utilizado,

así como la relación relleno/cemento asfáltico, tienen una gran influencia en el comportamiento mecánico del concreto asfáltico (Maa et al., 2019; Diab, 2018; Cheng et al., 2016; Bi et al., 2020). Esto ha sido demostrado en investigaciones realizadas por Aboelkasim Diab y Mahmoud Enieb (2018), quienes encontraron que al aumentar la relación relleno/cemento asfáltico, propiedades importantes de la mezcla asfáltica, como la susceptibilidad a la humedad y la recuperación de fluencia estática, mejoran significativamente. Estos hallazgos indican la posibilidad de reducir de manera significativa la deformación de la mezcla asfáltica (Diab, 2018).

En el estudio de Bingham (1916), se encontró que la fracción de volumen de relleno es un factor determinante en el esfuerzo cortante máximo de la masilla asfáltica. A través de pruebas de deformación constante a temperaturas de 40°C en un reómetro de corte dinámico, se observó un aumento lineal del esfuerzo cortante con la velocidad de deformación dentro del rango viscoelástico lineal (LVR). Estos resultados condujeron a la conclusión de que la masilla asfáltica se comporta como un fluido de Bingham, lo que significa que es un material viscoplástico que tiende a comportarse como un cuerpo rígido sometido a bajas tensiones, pero fluye como un fluido viscoso sometido a tensiones más altas (Bingham, 1916, 1922).

Se han utilizado diversos métodos y técnicas para estudiar la influencia del relleno mineral en el comportamiento de la masilla asfáltica. Uno de estos métodos es el análisis relacional Gris (GRA), que fue empleado por Y. Cheng y otros (2016). Este estudio tuvo como objetivo evaluar la correlación entre propiedades del relleno mineral, como la densidad, el área superficial específica, la distribución del tamaño de las partículas, el componente mineralógico y el coeficiente hidrofílico, y las propiedades reológicas de la masilla, como la densidad, viscosidad y punto de reblandecimiento a temperaturas intermedias y elevadas. Como resultado, se concluyó que el área de superficie específica del relleno mineral fue la propiedad que más influyó en el desempeño a la fatiga y la deformación permanente de la masilla asfáltica (Cheng et al., 2016).

En otro estudio realizado por Xiaoyan Ma y otros (2019), utilizando la metodología GRA, se indicó que el comportamiento a la fatiga de las masillas asfálticas dependía del desempeño del cemento asfáltico para volúmenes de relleno alrededor del 0.23, es decir, 23 unidades de relleno mineral por cada 100 unidades de cemento asfáltico. Además, se observó que la

composición química del cemento asfáltico tenía un impacto significativo en el comportamiento a la fatiga para fracciones de relleno en volumen superiores al 0.38 (Ma et al., 2019).

La Cromatografía de Permeación en Gel (GPC) es otra metodología utilizada para analizar las masillas asfálticas. Esta técnica ha permitido identificar que la tasa de degradación de los polímeros presentes en las masillas se acelera debido al relleno mineral que las compone. En un estudio realizado por Chengwei Xing y otros (2020), se demostró a través de las curvas maestras de masillas elaboradas con rellenos de caliza y cenizas, un decrecimiento en la tasa de envejecimiento del cemento asfáltico convencional. Además, mediante la prueba de Esfuerzo-Deformación-Recuperación Múltiple (MSCR), se observó un aumento y disminución del parámetro  $J_{nr}$  a 3.2 kPa después del envejecimiento, el cual representa la fluencia relativa del cemento asfáltico a 3.2 kPa. Por otro lado, en el caso de la masilla elaborada con cemento asfáltico modificado con SBS, el parámetro  $J_{nr}$  3.2 disminuyó constantemente, lo que indica una influencia relevante de los rellenos en la tasa de envejecimiento tanto en el cemento asfáltico convencional como en el modificado con SBS (Xing et al., 2020).

En el estudio realizado por Qinglong You y otros (2018), se evaluaron las propiedades de las masillas asfálticas para diferentes concentraciones de relleno en porcentajes que iban desde 0.6% hasta 1.8%, tanto para cementos asfálticos convencionales como para los modificados. Se demostró que las propiedades reológicas y la viscosidad de la masilla influyen en el desempeño del concreto asfáltico a temperaturas intermedias y altas. Estas propiedades fueron evaluadas utilizando un reómetro de corte dinámico y un viscosímetro Brookfield RVDV-III. Los resultados del estudio también revelaron el efecto del tipo de cemento asfáltico en el comportamiento viscoelástico de la masilla asfáltica. En particular, se observó que la masilla preparada con cemento asfáltico modificado presentó un aumento en el contenido de relleno y en la viscosidad. Por otro lado, la masilla preparada con cemento asfáltico convencional mostró cambios no significativos en la viscosidad (You y Ma, 2018).

La evaluación de las propiedades reológicas de las masillas asfálticas se realiza principalmente dentro del rango viscoelástico lineal (LVR). Este rango está influenciado por diversos factores, como la amplitud de la tensión de corte, el contenido de polímero, la frecuencia de corte y las interacciones entre estos factores. Además, el envejecimiento a corto plazo también puede tener un impacto en el LVR, aunque en menor medida (Zhu et al., 2022).

La determinación del límite viscoelástico lineal (LVE) puede variar según los valores considerados. El LVE se define como la deformación máxima que experimenta el material antes de salir de la linealidad. Este límite asegura que el material permanezca dentro del LVR, donde la relación entre el esfuerzo y la deformación es constante para una frecuencia y temperatura específicas. En consecuencia, se puede considerar cualquier valor de deformación en el cual el módulo sea constante como el LVE. Sin embargo, un estudio del Programa de Investigación Estratégica en Carreteras (SHRP) definió los límites del LVE como el punto donde el módulo complejo disminuye al 95% de su valor inicial (FHWA, 1997).

El conocimiento del LVR de un material viscoelástico es crucial para evitar errores, especialmente en relación con el estudio del comportamiento a fatiga. Si no se conoce el límite viscoelástico lineal (LVE) a la temperatura de evaluación de la fatiga, existirá incertidumbre sobre el daño real del cemento asfáltico (Yang et al., 2022). En un estudio realizado por Xiaoyan Ma y otros (2019), se evaluó la influencia del cemento asfáltico en el desempeño de las masillas asfálticas. Se observó que el LVE de las masillas asfálticas y sus respectivos cementos asfálticos disminuye a medida que aumenta el módulo de corte complejo. Además, se encontró que las masillas asfálticas modificadas son menos susceptibles a las altas temperaturas en comparación con las masillas asfálticas convencionales o no modificadas (Ma et al., 2019).

En el mismo estudio, se indicó que las masillas asfálticas presentan valores de deformación máxima en el LVR por debajo de sus respectivos cementos asfálticos. Para determinar el LVE y las propiedades dinámicas de los cementos asfálticos y masillas, se realizaron pruebas de barrido de amplitud en diferentes condiciones, como temperaturas y deformaciones oscilatorias específicas (Yang et al., 2022; Ma et al., 2019; Giustozzi et al., 2018). Para evaluar la respuesta de las masillas asfálticas a bajas y altas temperaturas, Ki Hoon Moon y otros (2017) combinaron los valores del módulo de fluencia del reómetro Beam y el módulo de corte complejo del reómetro de corte dinámico. Su objetivo fue encontrar una relación óptima de relleno/cemento asfáltico que proporcionara un rendimiento aceptable tanto a bajas como a altas temperaturas (Moon et al., 2017). Conocer las propiedades a una pequeña escala del concreto asfáltico, tal como lo es la masilla asfáltica, permite predecir el comportamiento del compuesto [Zhu et al, 2011], por ejemplo, un aumento en el módulo de la masilla significa un aumento en el módulo del concreto asfáltico.

### *3.1.1 Comportamiento dinámico de las masillas asfálticas*

Varios estudios han investigado los efectos del relleno mineral en las propiedades reológicas de las masillas de cemento asfáltico. Investigadores como Bautista (2015) y Cosme (2016) han estudiado los efectos del relleno mineral en el módulo de corte complejo de la masilla y el ángulo de fase a frecuencias y temperaturas determinadas. Guo Meng (2017) mostró que el módulo de corte complejo de las masillas asfálticas incrementa con respecto al del cemento asfáltico debido a la contribución de la rigidez de las partículas de relleno mineral. Moon (2017) llevó a cabo pruebas en el reómetro de viga a flexión (BBR) y el reómetro DSR para conocer la respuesta de las masillas asfálticas a bajas y altas temperaturas y encontró una relación óptima de relleno mineral/cemento asfáltico que induciría un rendimiento satisfactorio en diferentes condiciones. Davis (2015) determinó las curvas maestras en término de módulo dinámico de masillas asfálticas y encontró variaciones significativas en la rigidez debido al tipo de relleno mineral utilizado. Riccardi (2016) obtuvo curvas maestras para el módulo de corte complejo y ángulo de fase de cementos asfálticos y masillas, identificando un efecto de endurecimiento del relleno mineral en comparación con el cemento asfáltico. Estos estudios resaltan la importancia de comprender y controlar las propiedades reológicas de las masillas de cemento asfáltico, especialmente en relación con el relleno mineral, para lograr un comportamiento adecuado y predecible en diferentes situaciones.

El comportamiento viscoelástico de las masillas asfálticas se evalúa comúnmente mediante la obtención de curvas maestras de rigidez y ángulo de fase, utilizando los principios de superposición tiempo-temperatura. Para describir estas curvas maestras, se utilizan modelos como el modelo Sigmoidal, el modelo Sigmoidal Logístico Generalizado, el modelo Christensen-Anderson (CA) y el modelo Christensen-Anderson-Marasteanu (CAM). En un estudio realizado por Yusoff (2013), se evaluó la correlación entre los datos experimentales de rigidez y ángulo de fase en función de la temperatura y la frecuencia de carga, y los datos obtenidos mediante estos cuatro modelos. Se llegó a la conclusión de que, para un cemento asfáltico modificado, el modelo Sigmoidal Logístico Generalizado y el modelo CAM mostraron una correlación destacada con los datos experimentales.

En un estudio realizado por Underwood y Kim (2011), se encontró que el comportamiento viscoelástico de las masillas con baja concentración es cualitativamente similar al del cemento asfáltico, y puede predecirse utilizando el modelo Christensen-Anderson-Marasteanu (CAM). Sin embargo, para masillas con alta concentración, se observaron diferencias cualitativas en su comportamiento en comparación con el cemento asfáltico, y pueden predecirse utilizando el modelo sigmooidal comúnmente utilizado en mezclas de concreto asfáltico, debido a su buena convergencia con los resultados experimentales. Es importante destacar que las propiedades dinámicas de las masillas se definen en condiciones viscoelásticas lineales (LVE). Por lo tanto, es crucial asegurarse de que las mediciones reológicas se realicen dentro del límite LVE. Para definir este rango, se utiliza el criterio establecido por el estudio del Strategic Highway Research Program (SHRP), el cual define los límites de LVE como el punto donde el módulo complejo disminuye al 95% de su valor inicial. Este criterio se adopta tanto para la evaluación de los cementos asfálticos como para las masillas.

## **3.2 Programa experimental**

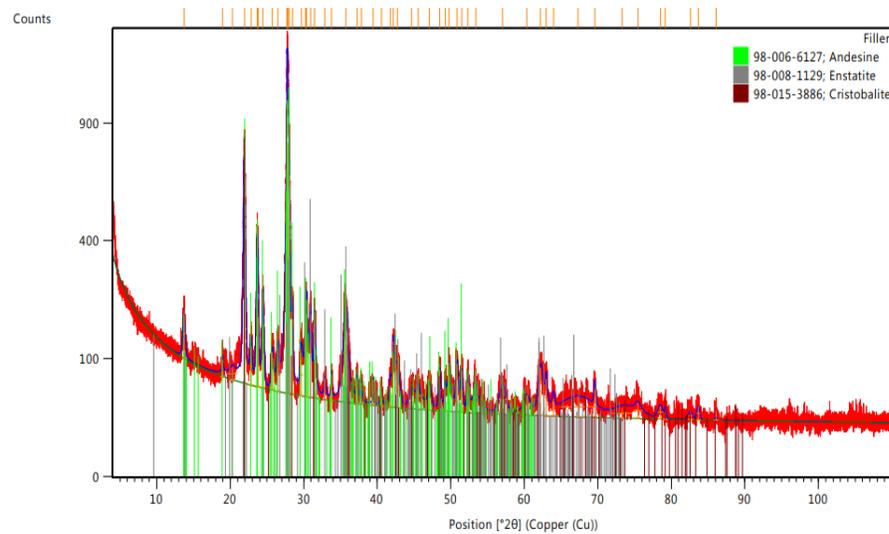
### *3.2.1 Materiales y equipo utilizado*

Los cementos asfálticos utilizados en la fabricación de la masilla asfáltica fueron los mismos que se caracterizaron y mencionaron en el capítulo 2 de este estudio. El relleno mineral utilizado se obtuvo de una cantera localizada en el municipio de Ixtapaluca, México. Este relleno mineral consiste en roca ígnea extrusiva, específicamente andesita, que fue triturada mecánicamente a un tamaño inferior a 75 micrómetros. Antes de su utilización, este material se secó en un horno a una temperatura de 110°C. La densidad y la superficie específica de este relleno mineral son de 2.67 gr/cm<sup>3</sup> y 117.8 m<sup>2</sup>/kg, respectivamente. Las pruebas realizadas para caracterizar este material se llevaron a cabo siguiendo la norma ASTM D 854-02.

El relleno mineral fue caracterizado mediante la técnica de difracción de rayos X, como se muestra en la Figura 3.1, para determinar su composición mineralógica y así identificar el grupo litológico de la roca madre. Para este procedimiento, se homogeneizó la muestra utilizando un mortero de ágata y luego se tamizó a través de una malla N°200. El material que

pasó a través de esta malla fue caracterizado utilizando un porta muestras de aluminio de doble carga. La medición se realizó en un rango de ángulo de  $4^{\circ}$  a  $80^{\circ}$  mediante un escaneo paso a paso con un intervalo de  $0.003^{\circ}$  (2 Theta) y un tiempo de integración de 40 segundos por paso. Los difractogramas se obtuvieron utilizando un difractómetro de rayos X EMPYREAN equipado con un monocromador, un tubo de cobre de foco fino y un detector PIXcel3D.

La identificación de los difractogramas se llevó a cabo utilizando el software HighScore (PANalytical) y las bases de datos ICSD (Inorganic Crystal Structure database) e ICDD (International Center for Diffraction Data). Según la composición mineralógica, se determinó que no había presencia de cuarzo, lo cual es beneficioso ya que el cuarzo puede disminuir la adherencia entre el agregado y el cemento asfáltico. Además, se obtuvo la litología de la roca madre de la cual proviene el relleno, y se determinó que es de origen andesítico. Los resultados de las pruebas se muestran en la Tabla 3.1.



**Figura 3.1** Difracción de rayos X para el relleno mineral

Note:

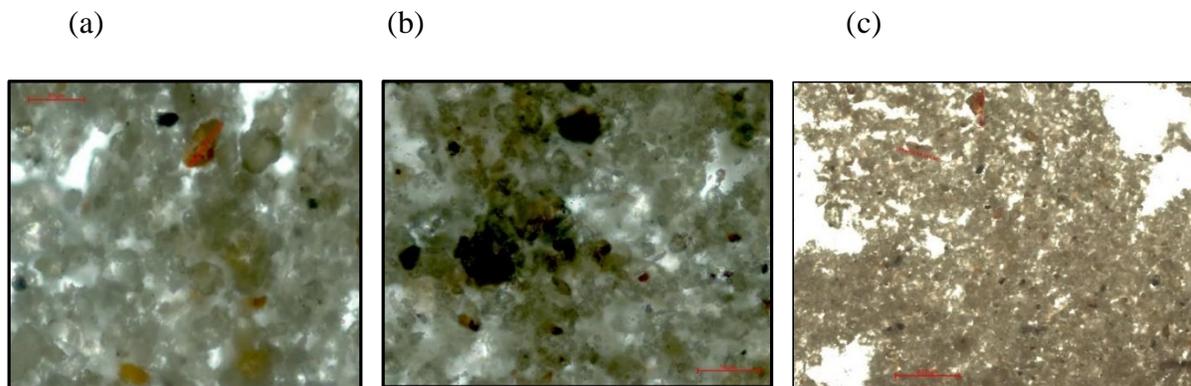
Axis y (Counts): Es la unidad de medida del X-ray. Cada mineral tiene un único valor de counts, lo cual permite ser detectado y clasificado por el difractómetro.

Axis x (Position): Hace referencia al barrido del rayo sobre el área del material.

**Tabla 3.1** Composición mineralógica del relleno mineral

<b>Mineral</b>	<b>Cantidad presente (%)</b>	<b>Observaciones</b>
Plagioclasa intermedia: (Na,Ca)(Si,Al)3O8	63	Componente no cristalino, vidrio
Piroxenotipo enstatita: MgSiO3	32	volcánico 10-20%
Cristobalita: SiO2	4	

El relleno mineral, al ser producto de la trituración de la roca, presenta una estructura granular. Para realizar un análisis más detallado, se llevó a cabo la microscopía óptica, donde se observó que el material presentaba variaciones en el color, lo cual está relacionado con su composición mineralógica. El color más oscuro corresponde al vidrio volcánico típico de las rocas ígneas extrusivas, mientras que los granos de tonalidades entre ocre y amarillo representan la enstatita piroxenita, y los granos más claros se componen de plagioclasa y cristobalita. En la Figura 3.2 (a), ampliada 400 veces, se pueden observar los granos de plagioclasa, cristobalita y piroxenita en menor proporción. La Figura 3.2 (b) muestra fragmentos de vidrio volcánico de color oscuro. Por último, en la Figura 3.2 (c), ampliada 100 veces, se puede apreciar la predominancia de cristobalita (granos claros) en comparación con los otros minerales presentes.



**Figura 3.2** (a) Prueba de difracción de rayos X del relleno mineral, (b) Filler magnificado 400 veces. Escala de medición, 50  $\mu\text{m}$  y (c) Filler magnificado 100 veces. Escala de medición, 200  $\mu\text{m}$

### 3.2.2 Elaboración de la masilla asfáltica

Se prepararon cuatro masillas asfálticas utilizando los cementos asfálticos descritos en la Tabla 1 y el mismo relleno mineral. Para determinar la cantidad de cada componente en la masilla, se empleó una mezcla asfáltica previamente preparada con un 4% de vacíos, siguiendo la metodología SUPERPAVE para obtener un porcentaje óptimo de cemento asfáltico. A partir de esto, se utilizó la metodología de Duriez (1961) para calcular el porcentaje de cemento asfáltico correspondiente exclusivamente al relleno mineral. Duriez (1961) fraccionó el agregado mineral en diferentes tamaños según una distribución granulométrica establecida, desde tamaños gruesos hasta el relleno mineral. Luego, se determinó la superficie específica (S.E.) de cada fracción utilizando una geometría esférica de las partículas, considerando el área específica, densidad y radio medio de cada tamaño.

El valor de S.E. obtenido para cada tamaño se consideró como un factor de superficie específico (F.S.E). Multiplicando cada F.S.E por el porcentaje de agregado correspondiente a cada tamaño de grano, se obtiene el valor de S.E. para todo el material. A través de la correlación desarrollada por Duriez, que relaciona el porcentaje óptimo de cemento asfáltico correspondiente a la mezcla con la S.E. de todo el agregado, se determinó la cantidad de cemento asfáltico necesaria para la masilla asfáltica. Este cálculo se realizó considerando la geometría esférica y prismática del agregado. Se empleó la misma curva granulométrica de diseño para todas las mezclas asfálticas, como se muestra en la Figura 3.3.

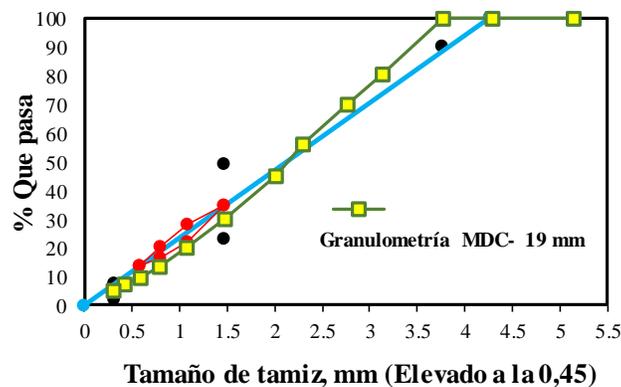
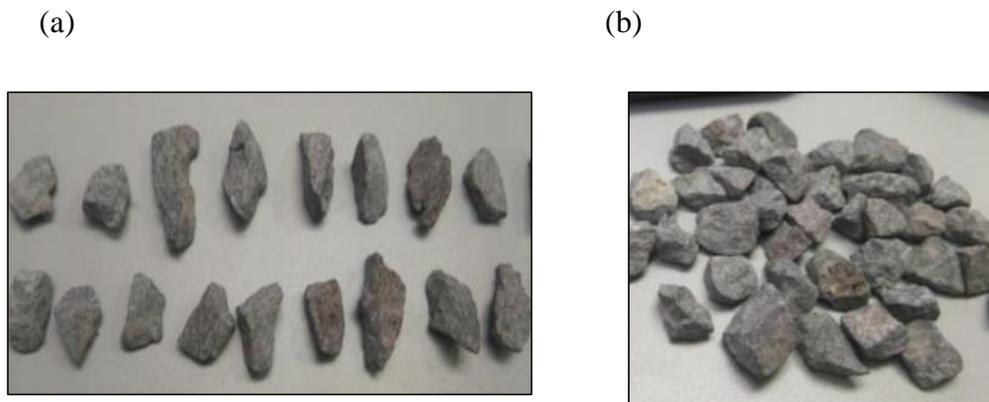


Figura 3.3 Granulometría de diseño de las mezclas asfálticas. MDC-19 mm

Se determinaron los valores de F.S.E para cada tamaño de agregado de la curva granulométrica de diseño, como se muestra en la Tabla 3.2 Para el agregado grueso que abarca tamaños desde ½" hasta 4.75 mm, se consideró la geometría prismática (Figura 3.4(a)) y esférica (Figura 3.4(b)) utilizando una muestra de aproximadamente 100 gravas. Para los tamaños menores a 4.75 mm y mayores a 0.075 mm, así como para el relleno mineral, se consideró únicamente la geometría esférica del material, basándose en la observación por microscopía óptica que se presentó en la Figura 2, donde se muestra el filler magnificado 400 y 100 veces, como se mencionó anteriormente. Estos cálculos permitieron obtener los valores de F.S.E para cada tamaño, los cuales se multiplicaron por el porcentaje retenido en cada tamiz para obtener los respectivos valores de S.E. Luego, se sumaron todos los valores de S.E correspondientes a cada tamaño para obtener el valor de S.S. del agregado en su totalidad.



**Figura 3.4** Geometrías consideradas para el cálculo de la S.S de cada fracción de agregado. (a) prismática, (b) esférica.

**Tabla 3.2** Factores de superficie específica obtenidos mediante metodología de Duriez.

<b>FACTORES DE SUPERFICIE ESPECIFICA</b>				
<b>Tamaño</b>				
<b>mm</b>	<b>Pulg</b>	<b>F.S.E</b>	<b>% Ret Parcial</b>	<b>(F.S.E) (% Ret)</b>
38.1	1 1/2"		0	
25.4	1"		0	
19.05	3/4"		0	
12.7	1/2"	0.14	19.6	2.672
9.53	3/8"	0.18	10.6	1.916
6.35	1/4"	0.27	13.8	3.689
4.75	Nº4	0.39	11.1	4.311
2.36	Nº8	0.67	14.8	9.983
1.18	Nº16	1.35	10	13.547
0.6	Nº30	2.69	6.3	16.973
0.3	Nº50	5.33	3.9	20.781
0.15	Nº100	10.66	2.7	28.774
0.074	Nº200	21.41	1.7	36.396
Filler	Pasa 200	117.8	5.5	647.900
			$\Sigma$ S.E =	<b>786.942</b>

El valor de 786.94 m<sup>2</sup>/kg corresponde al valor de S.E. de todo el agregado mineral, que necesita ser recubierto en su totalidad por un porcentaje óptimo de cemento asfáltico que garantice el recubrimiento de todas las partículas. Este porcentaje de cemento asfáltico corresponde a cada mezcla asfáltica que cumplió con el 4% de vacíos con aire (Va), así de esta manera, conocido este valor y la S.E del relleno mineral para cada mezcla de estudio, es posible conocer el porcentaje de cemento asfáltico del relleno mineral. La Tabla 3.3 Porcentaje de cemento asfáltico que le corresponde a la masilla presenta el porcentaje óptimo de cemento asfáltico para cada mezcla que cumple con el 4% de vacíos de acuerdo con la metodología SUPERPAVE, y de este porcentaje de cemento asfáltico el que le corresponde al relleno mineral de acuerdo con el valor de su superficie específica.

**Tabla 3.3** Porcentaje de cemento asfáltico que le corresponde a la masilla

<b>Dosificación masilla asfáltica</b>		
<b>Tipo de Cemento asfáltico</b>	<b>% cemento asfáltico óptimo Mezcla</b>	<b>% cemento asfáltico de la masilla</b>
<b>A-Convencional</b>	5.75	4.73
<b>A-PPA</b>	5.8	4.78
<b>A-SBS</b>	6	4.94
<b>A-RET</b>	6	4.94

Como ejemplo la cantidad de cemento asfáltico correspondiente al relleno mineral de la mezcla asfáltica se basa en la siguiente ecuación

$$\% C.A_{r.m} = \frac{F.S.E_{r.m} (\% P_{0.075}) (\% C.A_{opt})}{\sum_{S.E}} \quad (3-1)$$

Donde  $F.S.E_{r.m}$  es el factor de superficie específica del relleno mineral y corresponde a 117.8 m<sup>2</sup>/kg,  $P_{0.075}$  es el porcentaje de material que pasa el tamaño 0.075 mm es decir, el relleno mineral y es 5.5% de acuerdo a la granulometría,  $(\% C.A_{opt})$  es el porcentaje óptimo de cemento asfáltico en la mezcla en este caso 5.75 %,  $\sum_{S.E}$  es la suma de todos los productos entre los F.S.E de cada tamaño con su porcentaje retenido respectivo y es de 786.942,  $\% C.A_{r.m}$  es el porcentaje de cemento asfáltico que le corresponde al relleno mineral de 4.73%.

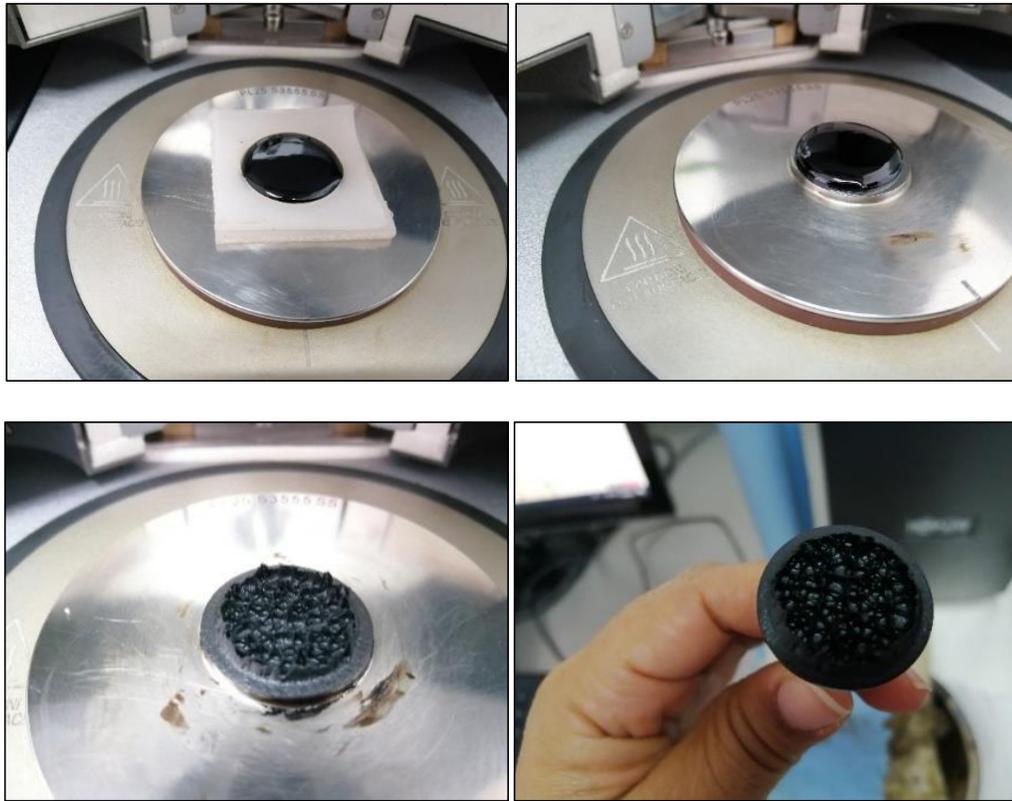
Una vez obtenidos los contenidos de cemento asfáltico de la masilla asfáltica, cada cemento asfáltico fue llevado a la temperatura respectiva de mezclado de acuerdo con sus cartas de viscosidades las cuales se presentan en Tabla 3.4 El relleno mineral se calentó a la misma temperatura de cada cemento asfáltico. Ambos materiales fueron mezclados mediante una mezcladora eléctrica con velocidad de 1500 rad/min durante 10 minutos, durante este proceso el relleno mineral fue agregado gradualmente al cemento asfáltico con el fin de lograr la homogeneidad de la masilla y garantizar que quedará lo suficientemente fluida para evitar la presencia de vacíos de aire. Posterior a este proceso, la masilla asfáltica se sometió a un proceso de curado a temperatura de compactación durante dos horas con el fin de simular el envejecimiento a corto plazo que sufre la masilla dentro de la mezcla en el tiempo que transcurre entre la elaboración de la mezcla asfáltica, el tendido y compactación en sitio.

**Tabla 3.4** Temperaturas de mezclado y compactación de mezclas asfálticas en función de las viscosidades de los cementos asfálticos.

<b>Tipo de cemento asfáltico</b>	<b>Temperaturas</b>	
	<b>Mezclado</b>	<b>Compactación</b>
<b>A-Convencional</b>	154	141
<b>A-PPA</b>	188	174
<b>A-RET</b>	173	159
<b>A-SBS</b>	166	154

### 3.2.3 *Pruebas reológicas*

Después de acondicionar la masilla y ajustarla a la temperatura de curado deseada, se procedió a realizar la prueba de amplitud de deformaciones a deformación controlada en el DSR para determinar y evaluar el LVR. Para cargar la muestra en el DSR, se vertió directamente sobre placas de acero fijas de 8 mm de espesor para temperaturas inferiores a 30 °C, y placas de acero de 25 mm de espesor para temperaturas superiores. Previamente, el DSR fue precalentado a 50 °C y se colocó un anillo de silicona con un diámetro 0.5 mm mayor que el de la placa para garantizar una cobertura completa de la masilla sobre la placa. Esta técnica permitió una mejor adherencia entre la masilla asfáltica y el acero de las placas, así como una distribución de temperatura más uniforme en la muestra, tal como se presenta en Figura 3.5.



**Figura 3.5** Colocación de la masilla en geometría de platos del DSR

### **3.3 Presentación y análisis de resultados**

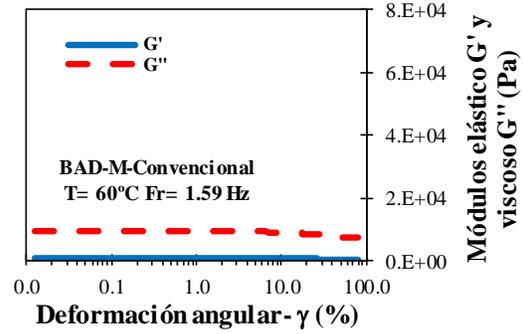
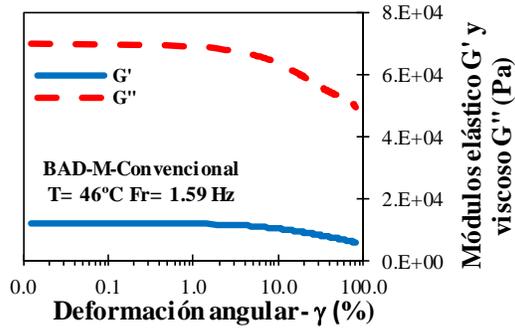
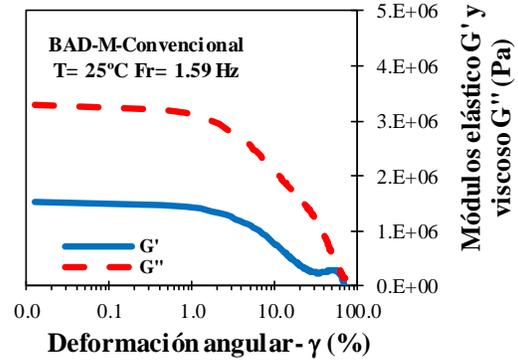
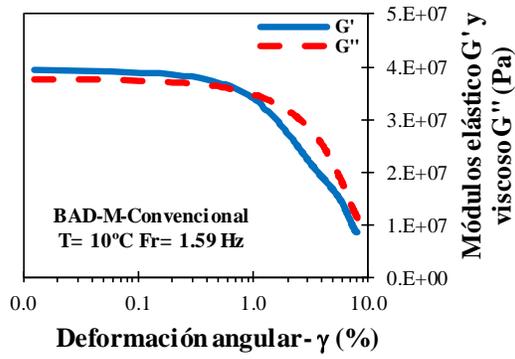
#### *3.3.1 Determinación del rango viscoelástico lineal (LVR)*

Para la determinación del rango viscoelástico lineal de las diferentes masillas asfálticas se siguió el mismo procedimiento descrito en el capítulo 2 de este documento aplicado a los cementos asfálticos. Para ello, cada masilla asfáltica se deformó angularmente desde el 0.01% hasta el 100% desde su posición inicial, barriendo hasta un ángulo de 90° en ambos sentidos a una frecuencia de 1.59 Hz. Cada prueba se llevó a cabo a las mismas temperaturas del cemento asfáltico: 10°C, 25°C, 46°C y 60°C.

Las Figuras 3.6 a 3.9, presentan para cada masilla la relación de la componente elástica y viscosa del módulo dinámico, respecto a la deformación angular aplicada para cada una de las

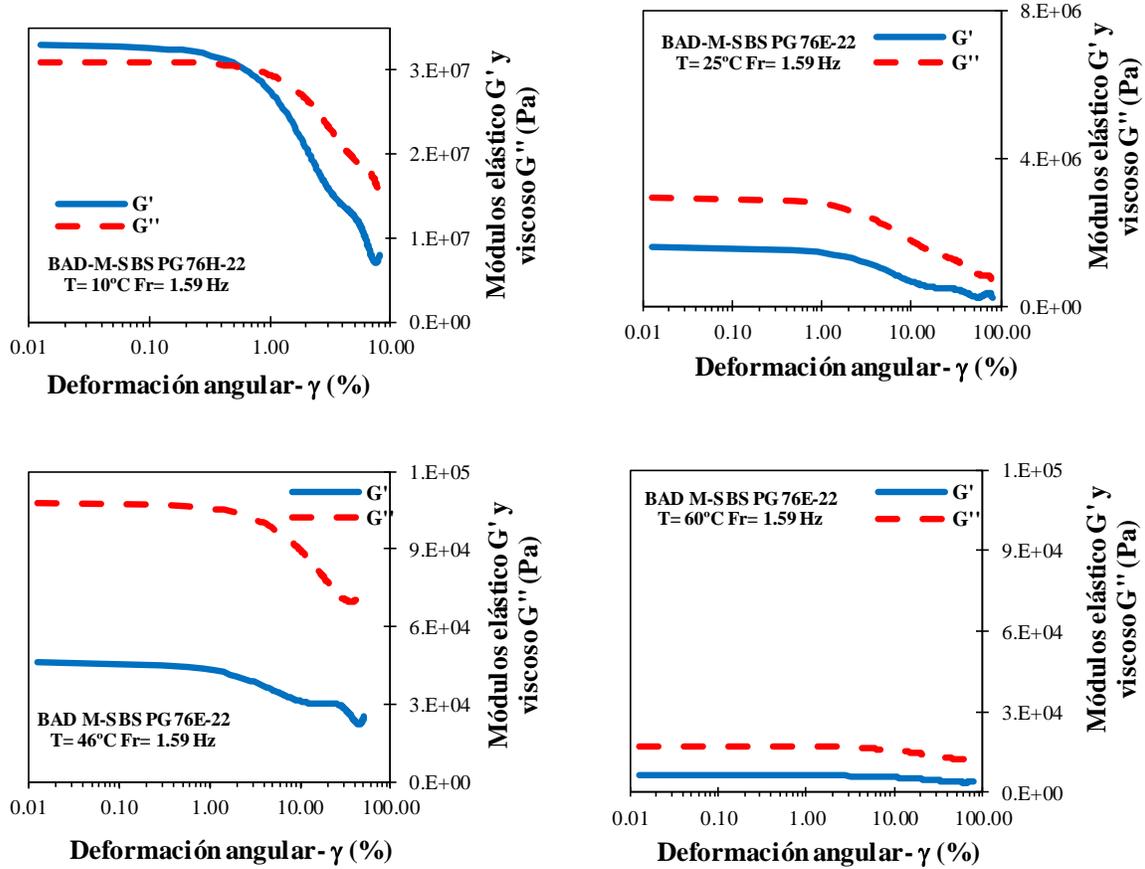
temperaturas evaluadas. En estas, se aprecia el efecto del relleno mineral para cada cemento asfáltico a diferentes condiciones de temperatura, así como el desarrollo del LVR con el incremento de esta. Se observa que el LVR para todas las condiciones estudiadas de la masilla asfáltica, es menor que el LVR de sus respectivos cementos asfálticos, tal como se mostró en el capítulo anterior, evidenciando cierta resistencia del cemento asfáltico a deformarse debido a la incorporación del relleno mineral. Además, se presenta el efecto del relleno mineral en el comportamiento viscoelástico del cemento asfáltico evaluado a través de sus componentes  $G'$  y  $G''$  para diferentes condiciones de temperatura.

Para hacer referencia a las diferentes masillas asfálticas, se mencionarán con la letra 'M' seguida del respectivo tipo de cemento asfáltico empleado en su elaboración, mencionando únicamente el agente modificador. De esta forma, la masilla elaborada con A-Convencional se identificará como M-Convencional, la elaborada con A-SBS, como M-SBS y las restantes como M-RET y M-PPA.

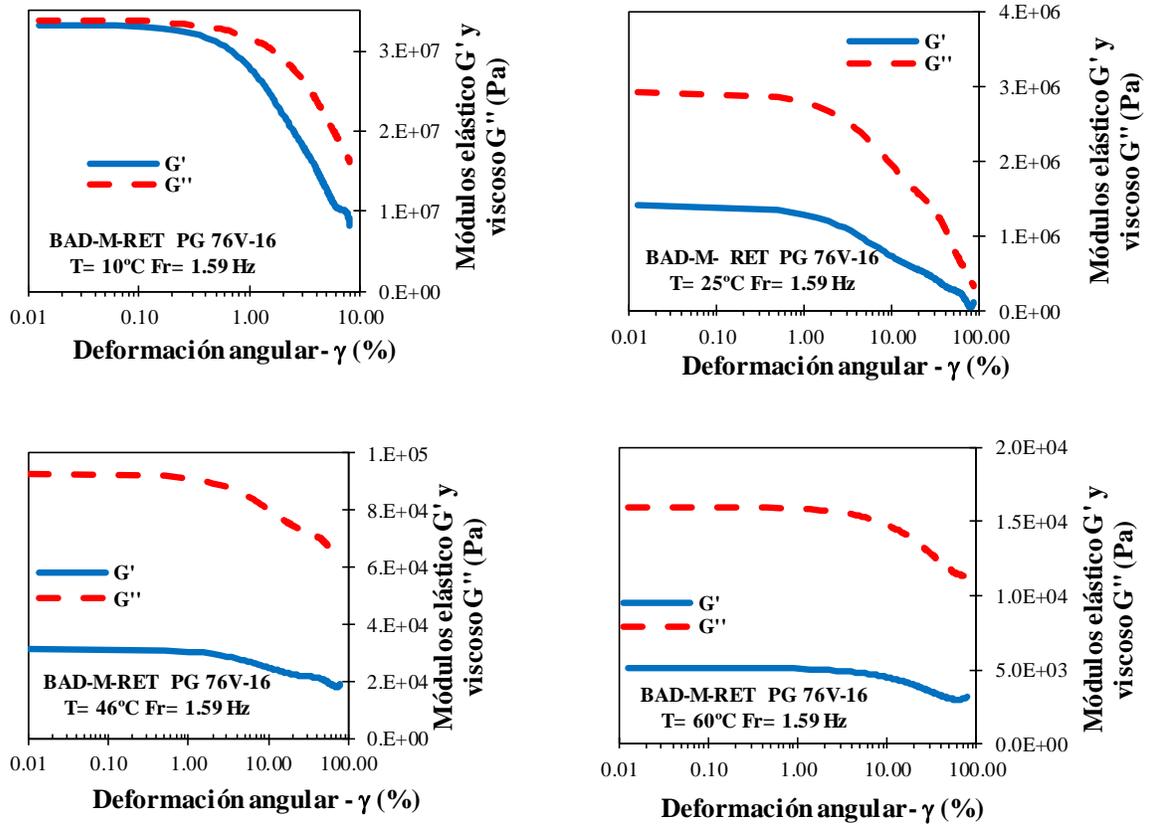


M: Refiriéndose a la masilla asfáltica en la figura.

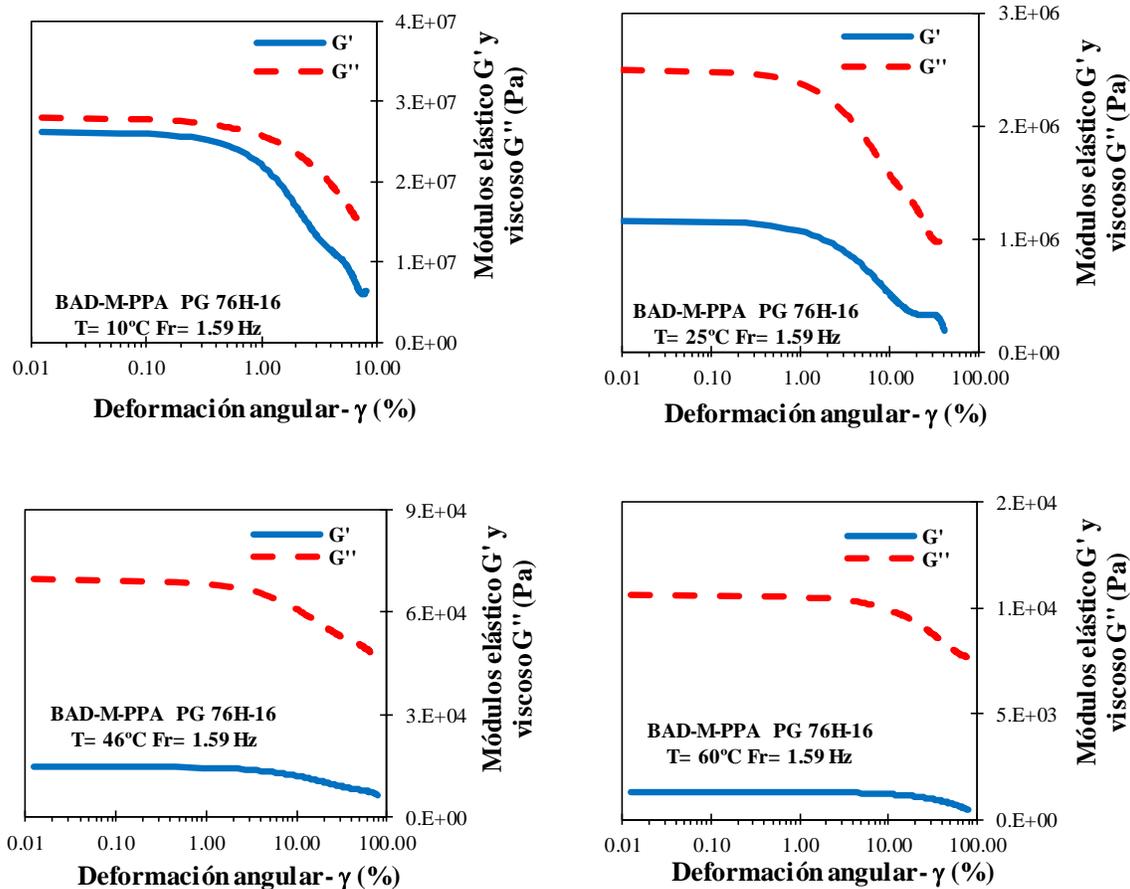
**Figura 3.6** Deformación angular de la masilla asfáltica preparada con A-convencional PG 64-22, bajo deformación controlada y frecuencia constante de 1.59 Hz, para diferentes condiciones de temperatura



**Figura 3.7** Deformación angular de la masilla asfáltica preparada con A-SBS PG 76E-22, bajo deformación controlada y frecuencia constante de 1.59 Hz, para diferentes condiciones de temperatura.



**Figura 3.8** Deformación angular de la masilla asfáltica preparada con A-RET PG 76V-16, bajo deformación controlada y frecuencia constante de 1.59 Hz, para diferentes condiciones de temperatura.



**Figura 3.9** Deformación angular de la masilla asfáltica preparada con A-PPA PG 76H-22, bajo deformación controlada y frecuencia constante de 1,59 Hz, para diferentes condiciones de temperatura.

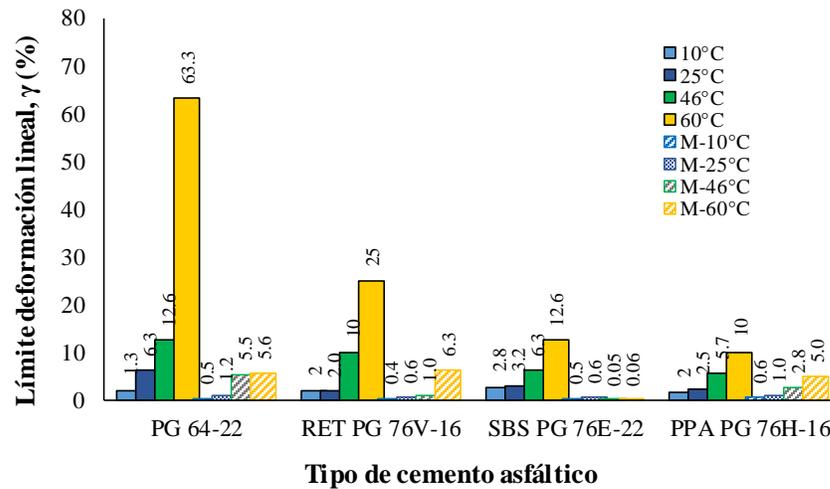
### 3.3.2 Efecto del modificador y el relleno mineral en el LVE de las masillas asfálticas

En la Figura 3.10, se presentan los valores del umbral de máxima deformación (LVE) para cada masilla asfáltica los cuales fueron determinados a partir del criterio SHRP indicados en el inciso 2.2.

La masilla M-SBS fue el único material que al incrementar la temperatura de prueba el valor de LVE disminuyó. A temperaturas entre  $10^\circ\text{C}$  y  $25^\circ\text{C}$ , el LVE presentó valores entre 0.5 al 0.6 %, mientras que para  $46^\circ\text{C}$  y  $60^\circ\text{C}$  el LVE decreció y se mantuvo cerca del 0.05%.

La Figura 3.10, muestra que los valores del LVE de las cuatro masillas a una temperatura de  $10^\circ\text{C}$ , fueron similares y del orden  $0.5 \pm 1\%$ . Con el incremento de la temperatura

exceptuando la M-SBS, los valores de LVE aumentaron. No obstante, la masilla elaborada con cemento asfáltico sin modificar a partir de los 46°C presentó un valor de LVE de 5.5 %, mientras que las masillas M-SBS, M-PPA y M-RET presentaron el 0.05, 2.8 y 1% respectivamente. Por otra parte, a una temperatura de 60°C, los valores de LVE sobrepasaron el 5% excepto para la masilla M-SBS cuyo valor de deformación no varió significativamente desde los 46°C, siendo de 0.06%.



*M: se refiere a masilla asfáltica*

**Figura 3.10** Límite de deformación máxima del rango viscoelástico lineal de cementos y masillas asfálticos para diferentes condiciones de temperatura.

La adición del relleno mineral al cemento asfáltico ocasionó una disminución del LVE en todos los casos y condiciones de temperatura, especialmente en la masilla preparada con cemento asfáltico modificado con SBS, como se muestra en la Figura 3.10. Esta disminución fue significativa, del orden del 99.5% a temperaturas superiores a 46°C y el 82% a 10 y 25°C. Las masillas preparadas con el A-Convencional, mostraron claramente el efecto de la incorporación de cargas minerales, ya que en todos los casos y para todas las temperaturas, los valores del LVE disminuyeron. Lo anterior indica que el material tendrá un comportamiento viscoelástico en un rango de deformaciones menores a las que presentan los cementos asfálticos sin la presencia del relleno mineral. Específicamente, se observaron reducciones del LVE

expresadas en porcentajes del orden de 91.16, 56.35, 80.96 y 61.54 a 60, 46, 25 y 10°C, respectivamente.

El LVE de la M-RET, presentó disminuciones en el umbral de deformación respecto a su cemento asfáltico, expresadas en porcentajes del 75, 90, 70 y 80% a 60°, 46°, 25° y 10°C, respectivamente. La M-PPA, que presentó la menor disminución de LVE, lo que la hace menos susceptible a la deformación permanente con respecto a las otras masillas asfálticas, con valores de 50, 50.8, 60 y 70% a 60°, 46°, 25° y 10°C, respectivamente. Sin embargo, a 10° y 25° C, el umbral de deformación máxima (LVE) disminuyó con relación a las demás masillas.

#### *3.3.2.1 Efecto del relleno mineral en el valor de las componentes elástica y viscosa, de la rigidez dinámica de las masillas.*

En la Figura 3.11 se presentan los valores de  $G'$  y  $G''$  correspondientes al rango viscoelástico lineal de todas las masillas asfálticas, para las cuatro temperaturas evaluadas. Se muestra que al igual que para los cementos asfálticos, tanto la componente elástica como la viscosa decrecieron con la temperatura. Para una temperatura de 10°C, la componente viscosa del módulo ( $G''$ ) presentó valores similares a la componente elástica ( $G'$ ), mientras que, a partir de los 25°C en todas las masillas, predominó los valores de la componente viscosa al igual que sucedió en sus respectivos cementos asfálticos, lo que indica, que el modificador rige el comportamiento elástico del material con el incremento de temperatura.

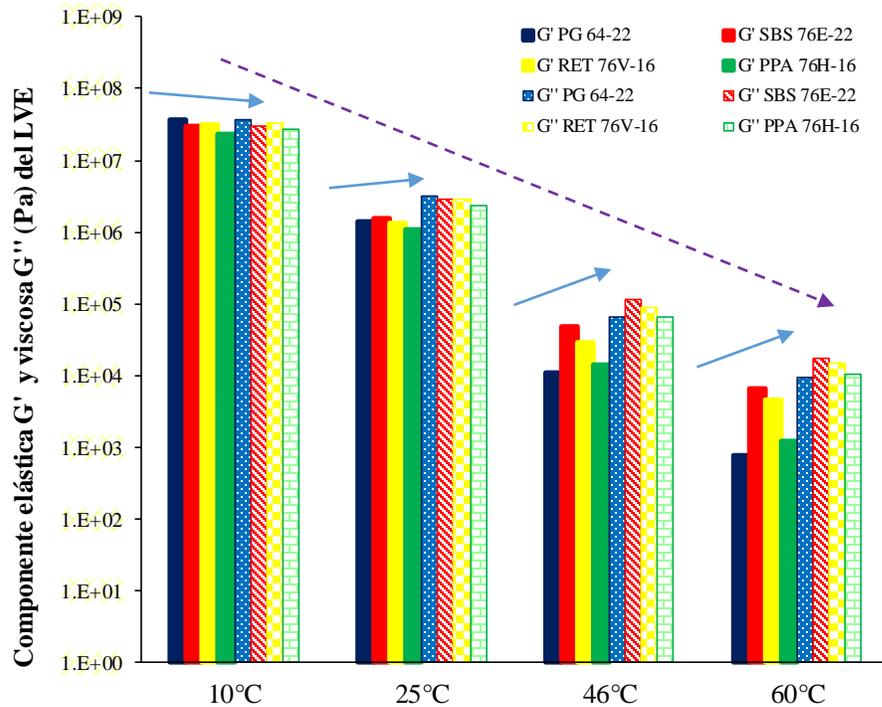
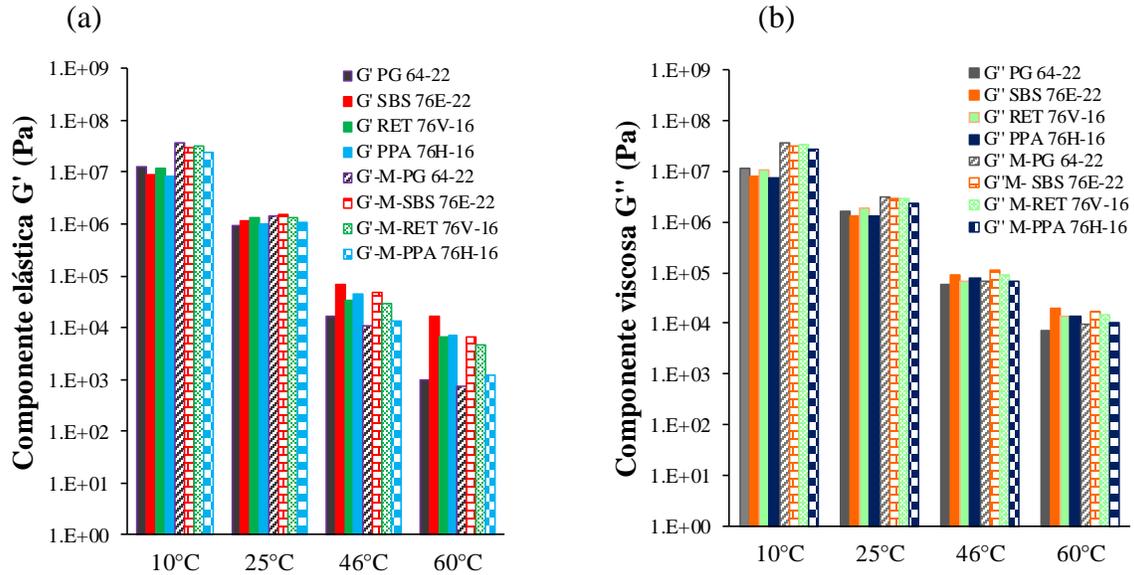


Figura 3.11 Efecto del relleno mineral en las componentes elástica  $G'$  y viscosa  $G''$  de las masillas asfálticas

La Figura 3.12 muestra los valores de  $G'$  y  $G''$  de los cementos asfálticos y las masillas para diferentes condiciones de temperatura. En esta figura se observa, que a temperaturas de 25, 46 y 60°C el efecto del cemento asfáltico en la rigidez de las masillas es más significativo que el del relleno mineral, puesto que existe una gran similitud entre los valores de  $G'$  y  $G''$  de cada cemento asfáltico y su respectiva masilla. Así mismo, para estas temperaturas los valores de  $G'$  y  $G''$  a grandes rasgos son similares. Sin embargo, a una temperatura de 10°C, todas las masillas presentaron valores de  $G'$  y  $G''$  mayores que los de los cementos asfálticos lo cual indica que a esta temperatura el módulo dinámico  $G^*$  aumenta debido a la presencia del material pétreo.



**Figura 3.12** (a) Componente elástica  $G'$  del cemento asfáltico y la masilla. (b) Componente viscosa  $G''$  del cemento asfáltico y la masilla; correspondiente al LVE de cada temperatura de prueba.

La Tabla 3.5 muestra el incremento o decremento de  $G'$  de las masillas asfálticas debido a la incorporación del relleno mineral, con respecto al  $G'$  de sus cementos asfálticos

**Tabla 3.5** Incremento o decremento de  $G'$  en las masillas, debido a la incorporación del relleno mineral con respecto al  $G'$  de sus cementos asfálticos.

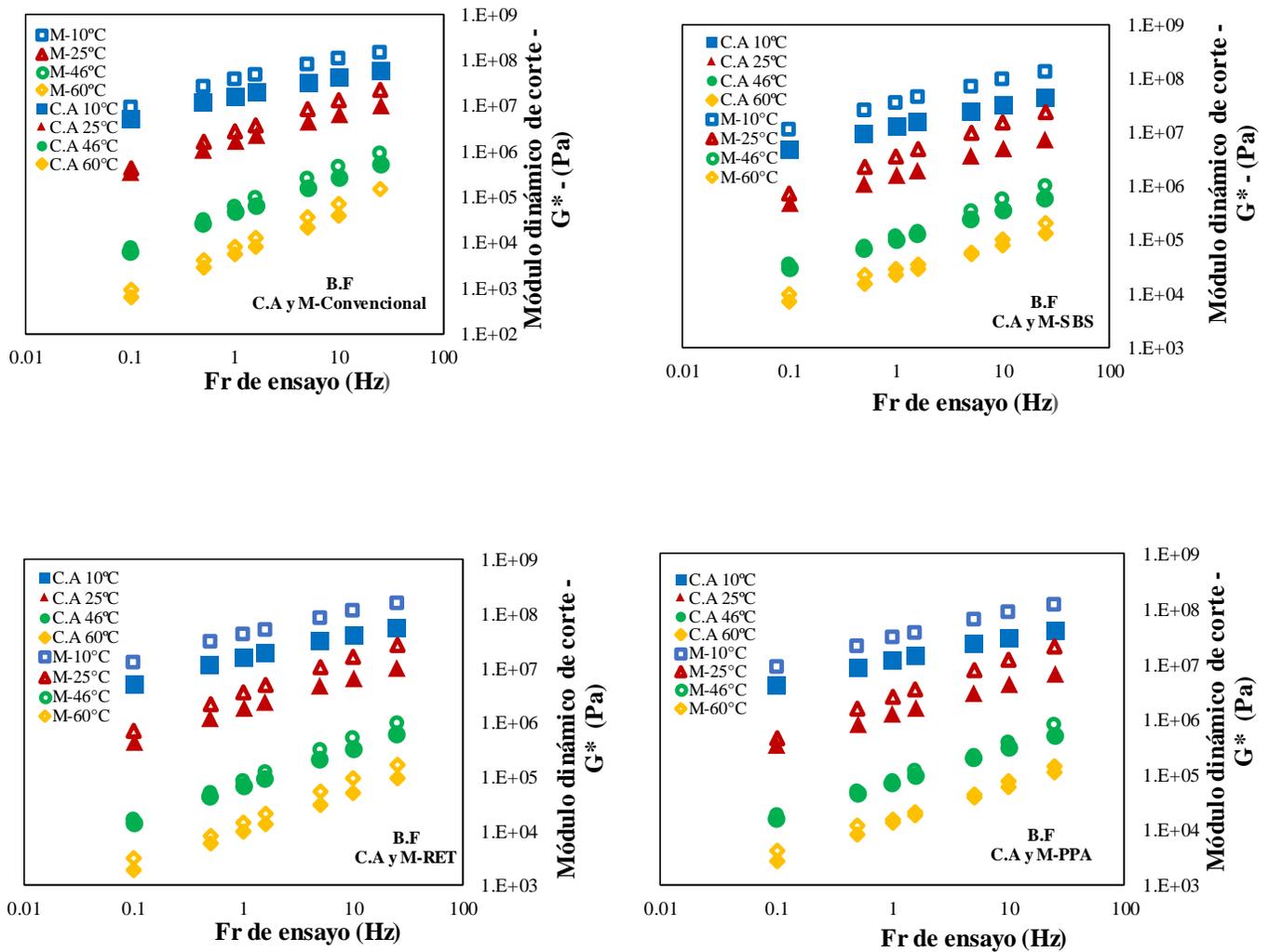
Cemento Asfáltico	Incremento $\uparrow$ , o decremento $\downarrow$ en %, de ( $G'$ ) en las masillas asfálticas debido a la incorporación del relleno mineral			
	Temperatura, $^{\circ}\text{C}$			
	10	25	46	60
<b>A-Convencional</b>	290 $\uparrow$	55 $\uparrow$	30.8 $\downarrow$	25.4 $\downarrow$
<b>A-SBS</b>	340 $\uparrow$	37 $\uparrow$	30 $\downarrow$	61.7 $\downarrow$
<b>A-RET</b>	260 $\uparrow$	2.2 $\downarrow$	13 $\downarrow$	29.3 $\downarrow$
<b>A-PPA</b>	280 $\uparrow$	0.03 $\uparrow$	55 $\downarrow$	88 $\downarrow$

### *3.3.3 Determinación de las propiedades dinámicas de masillas asfálticas a diferentes condiciones de frecuencia y temperatura*

Tomando en cuenta los valores del umbral del rango viscoelástico lineal (LVE) de las masillas asfálticas a diferentes temperaturas, se evaluó el comportamiento reológico a diferentes frecuencias, para un valor de deformación de 0.01%, ya que a este nivel de deformación todas las masillas presentan un comportamiento viscoelástico lineal. Siguiendo un procedimiento similar al descrito en el capítulo 2, se determinaron las curvas isoterma y curvas maestras para cada una de las masillas asfálticas.

### *3.3.4 Curvas isoterma de las masillas asfálticas*

La Figura 3.13, muestra los resultados obtenidos de los módulos dinámicos a diferentes temperaturas y frecuencias de carga, de las masillas asfálticas (representadas por marcadores sin relleno) y los cementos asfálticos (representados por marcadores sólidos). Se puede observar al igual en la Figura 3.13, que la incorporación del relleno mineral al cemento asfáltico aumentó la rigidez del material, siendo más notable este cambio a temperaturas de 10° y 25°C. Además, la figura indica que los módulos de las masillas tienden a aumentar con la frecuencia de carga y a disminuir con la temperatura, lo cual, confirma la naturaleza viscosa y termo-dependiente de estos materiales. Este comportamiento está influenciado por la presencia de los diferentes tipos de cementos asfálticos utilizados.



*B.F:* Barrido de frecuencias

*C.A:* refiriéndose al cemento asfáltico en las figuras.

**Figura 3.13** Curvas isotermas de las masillas y cementos asfálticos

### 3.3.5 Curvas maestras de las masillas asfálticas

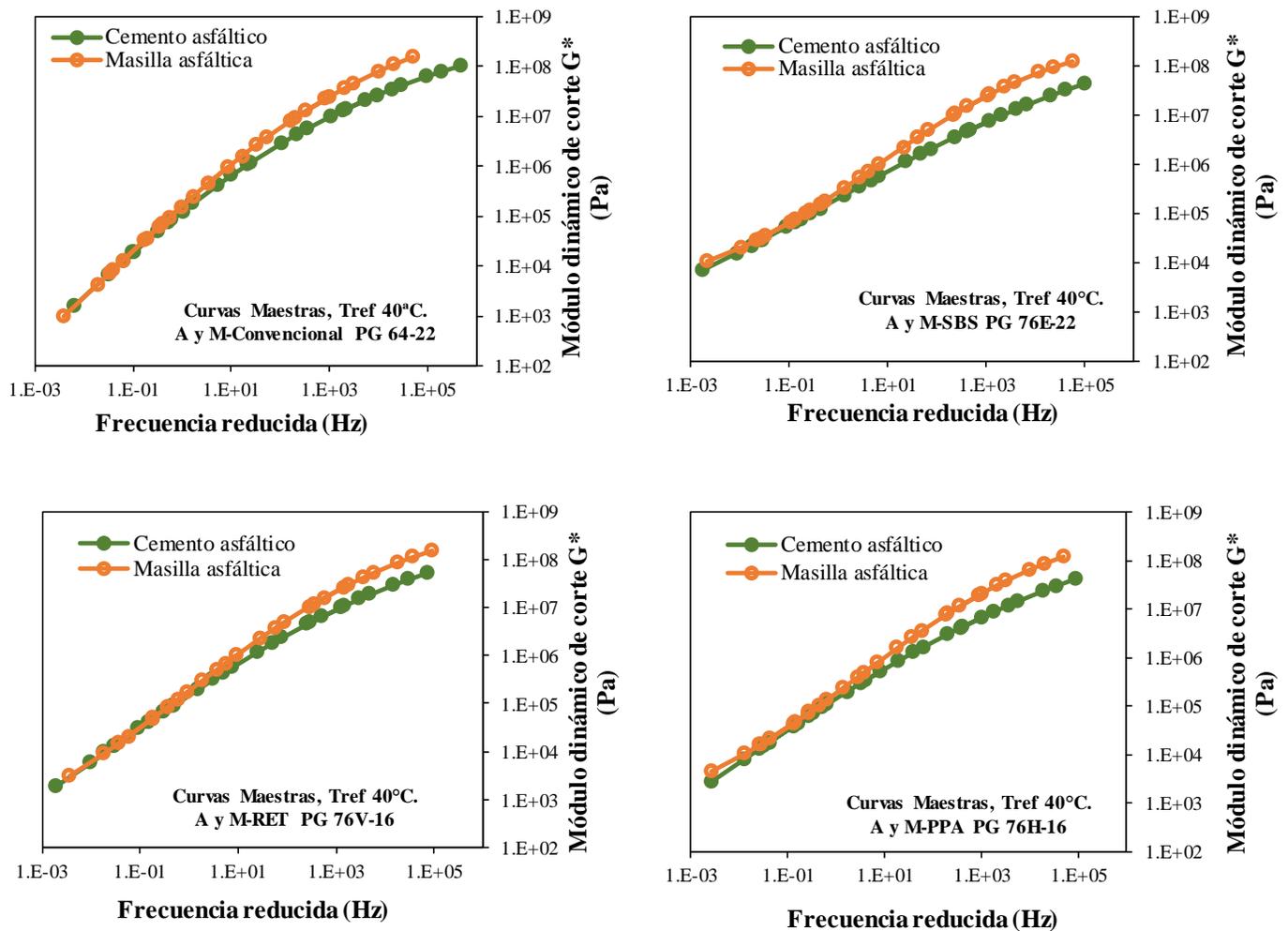
El proceso de representación de las rigideces de las masillas asfálticas, se realizó mediante curvas maestras y para ello se utilizó nuevamente el modelo sigmoïdal, junto con los mismos factores de desplazamiento que se emplearon para el modelamiento de los cementos asfálticos. Para calcular el factor de desplazamiento, se utilizó la ecuación de William Landel-Ferry (Ec-

2.14), para temperaturas mayores a 60°C, y para temperaturas iguales o superiores a 46°C en las masillas con cementos modificados y cementos asfálticos convencionales, respectivamente. Para temperaturas más bajas de cada condición de estudio, se utilizó una ecuación polinómica de segundo orden. En la Tabla 3.6 se presentan los parámetros de ajuste del modelo sigmoidal para cada masilla, los cuales, se determinaron en función de los valores de los módulos de corte  $G^*$  que se vuelven asintóticos característicos de cada material.

**Tabla 3.6** Parámetros de ajuste del modelo sigmoidal a partir de los datos experimentales para las masillas asfálticas

Tipo de masilla	MASILLA ASFÁLTICA							
	Parámetro							
	$\delta$	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	A	B	C1	C2
M-Convencional	-2.083	11.621	-0.517	-0.322	5.69E-04	-0.093	-9.509	114.68
M-PPA	2.261	6.750	0.214	-0.437	4.32E-04	-0.096	56.025	-723.201
M-RET	1.273	7.839	-0.030	-0.399	1.22E-04	-0.114	69.058	-988.660
M-SBS	3.168	5.602	0.439	-0.498	7.05E-05	-0.113	130.87	-1680.77

Los parámetros  $\delta$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ , A, B, C1, y C2 obtenidos de la curva maestra para la masilla con cemento asfáltico convencional se calibraron a partir de datos de la literatura, teniendo en cuenta el factor de desplazamiento aplicado según condiciones de temperatura, que permitieron una mejor convergencia entre los datos experimentales y los calculados. La Figura 3.14 presenta las curvas maestras para cada masilla y su respectivo cemento asfáltico, calculadas a una temperatura de referencia de 40°C y en ella se puede observar con mayor claridad la influencia del relleno mineral en la rigidez de las diferentes masillas. Se muestra que, para altas frecuencias reducidas (temperaturas bajas, y frecuencias altas) el incremento en la rigidez es mayor que para bajas frecuencias reducidas, las cuales, representan temperaturas altas y frecuencias bajas, debido a que el relleno mineral rigidiza al cemento asfáltico conforme decrece la temperatura, mientras que fue el polímero y el ácido polifosfórico quienes aportaron mayor rigidez a elevadas temperaturas tal como se aprecia en la Figura 2.12.



A: Refiriéndose al cemento asfáltico

**Figura 3.14** Curvas maestras de las masillas y los cementos asfálticos a temperatura de referencia, Tref de 40°C

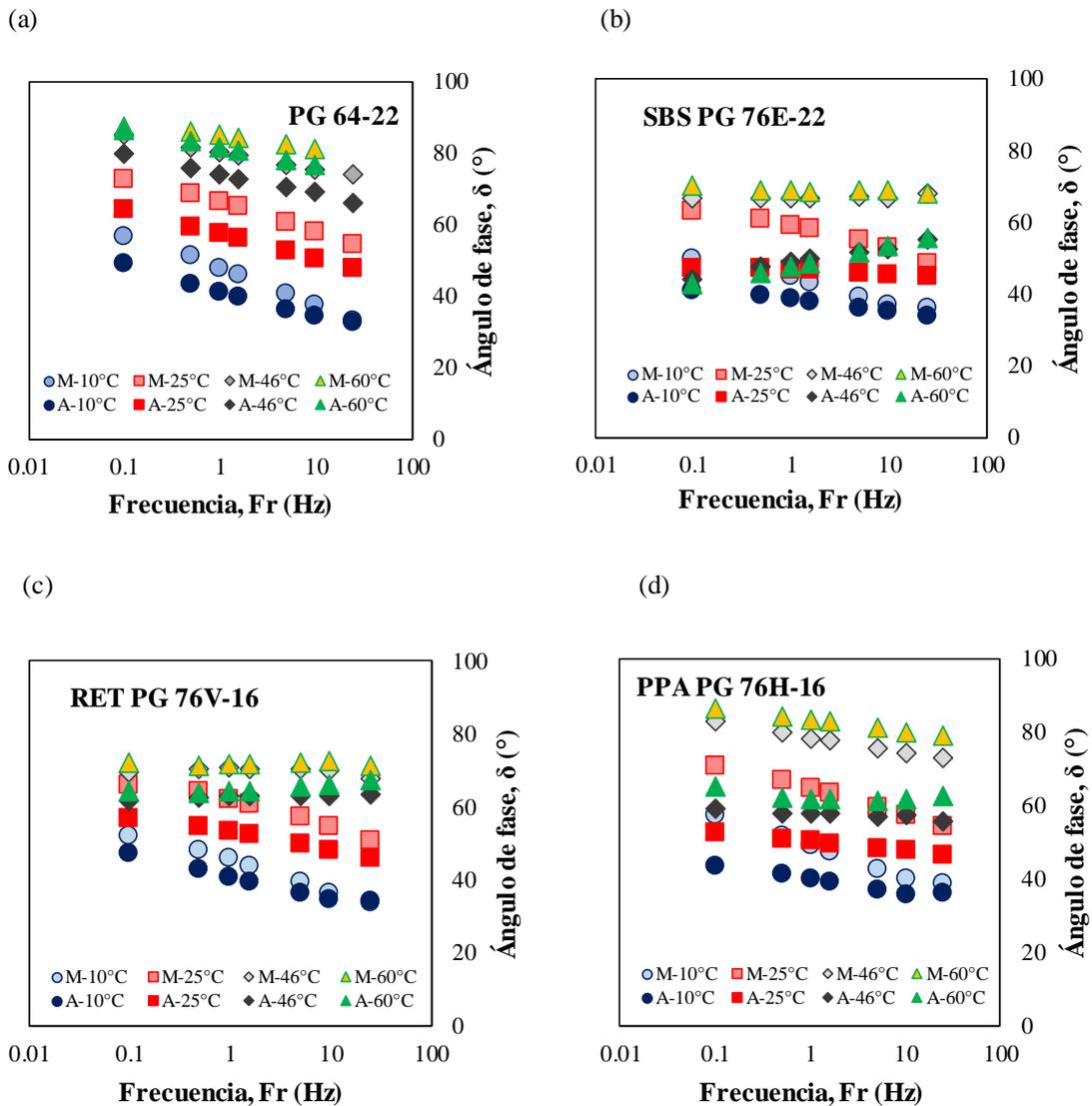
### 3.3.6 Efecto del relleno mineral en el módulo dinámico de corte $G^*$ del cemento asfáltico

En la Figura 3.14, se muestran incrementos significativos en el módulo de rigidez  $G^*$  de las masillas en comparación con los cementos asfálticos base, especialmente a bajas temperaturas, como se mencionó anteriormente. Estos incrementos fueron del orden del 200% al 350%. Es importante destacar, que estos incrementos varían ligeramente según la frecuencia de carga y tienden a ser mayores a medida que la frecuencia aumenta. Por otro lado, para

temperaturas inferiores a 46°C, se observa que la masilla elaborada con A-SBS muestra el mayor aumento de rigidez, seguida por las masillas elaboradas con A-RET, A-PPA y A-convencional en este orden. Para temperaturas superiores a 46°C, la influencia del relleno mineral en la rigidez de la masilla fue más significativa en los cementos A-convencional y A-RET para todas las condiciones de frecuencia. Para el caso del A-convencional a 60°C y 25 Hz, el relleno mineral proporcionó un incremento en la rigidez del 330%.

### *3.3.7 Análisis del comportamiento viscoelástico a partir del ángulo de fase de las masillas asfálticas.*

En la Figura 3.15 se observa que el ángulo de fase de las masillas aumentó con la temperatura y disminuyó al aumentar la frecuencia de carga. Las masillas elaboradas con cementos asfálticos modificados con polímeros (cuales RET y SBS), mostraron un comportamiento elástico predominante a temperaturas elevadas en comparación con los cementos asfálticos convencionales y los modificados con ácido polifosfórico PPA. Para todas las condiciones de frecuencia el ángulo de fase de los cementos asfálticos, disminuyó al aumentar esta. Sin embargo, a temperaturas elevadas, se observó que esta fue menos significativa para las masillas elaboradas con polímeros, como se muestra en la Figura 3.15. Lo anterior, indica que el modificador polimérico tiende a retardar el proceso de elastización natural del material cuando se somete a cargas de alta frecuencia.



**Figura 3.15** Variación del ángulo de fase del cemento asfáltico y la masilla asfáltica con la frecuencia y la temperatura: a) PG64-22 b) SBS PG 76E-22 c) RET PG 76V-16 d) PPA PG 76H-16

En la Figura 3.15 se observa, además, el efecto que tuvo el filler en el valor del ángulo de fase del cemento asfáltico. Todas las masillas asfálticas presentaron valores superiores de  $\delta$  respecto a sus cementos asfálticos. Sin embargo, los valores presentaron similitud conforme la temperatura se incrementaba para la frecuencia más baja de evaluación, lo que significa que el relleno mineral tiende a aportar propiedades elásticas al material a temperaturas más bajas,

evidenciando que conforme disminuye la temperatura, el  $G'$  de la masilla, incrementa respecto a la de su cemento asfáltico. Aunque el relleno mineral no proporcionó para ninguna condición de frecuencia y temperatura, valores de ángulo de fase menores a los de su cemento asfáltico respectivo, presentó para las temperaturas elevadas, menos variación en el decremento del ángulo de fase con el aumento de la frecuencia y la temperatura; que la variación que tuvieron sus respectivos cementos asfálticos; esto es, para las masillas M-SBS y M-RET a 46° y 60°C, el decremento del ángulo fue de 11° y 6°, 1° y 3° y 2° y 0° respectivamente; mientras que para su respectivo cemento asfáltico, el decremento del ángulo de fase fue de 14° y 9°, 8 y 13° y aumentó ligeramente 3° y 2° para el A-RET.

La variación menor en la masilla asfáltica indica que la presencia del filler tiende a conservar las propiedades de elasticidad que tiene cada cemento asfáltico. La masilla elaborada con A-PPA, no mostró propiedades del filler en preservar la elasticidad con el aumento de la temperatura y la frecuencia; la variación para todas las condiciones fue mayor que para su respectivo cemento asfáltico con ángulos de fases de 10° y 7° a 46° y 60°C respectivamente, mientras que para el cemento asfáltico fue de 3° y 2° para las mismas condiciones de temperatura. Para las temperaturas intermedias de 10° y 25°C la disminución del ángulo de fase fue mayor, lo que significa que el filler proporcionó más sensibilidad a la elastización del cemento asfáltico. Aunque los valores del ángulo fueron mayores en las masillas, con el incremento de la frecuencia para la masilla elaborada con A-convencional a 10°C, el ángulo de fases decreció en 24°, mientras para su cemento asfáltico convencional decreció 15° a la temperatura de 25°C, el decremento en el ángulo de fase para la M-convencional fue de 19° mientras para el cemento asfáltico a 16°.

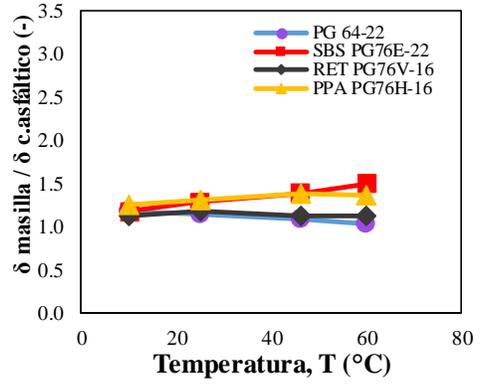
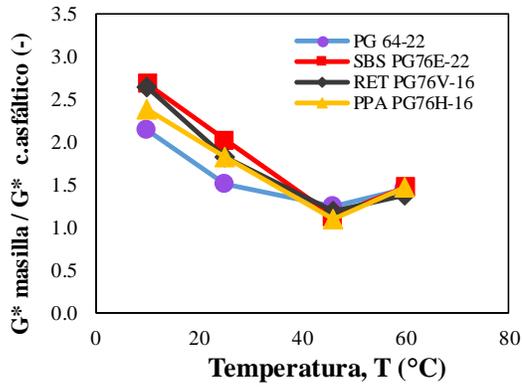
Este comportamiento fue más crítico en la masilla elaborada con A-SBS a 10°C, el ángulo decreció de 50° a 36° de 0.1 Hz a 25 Hz, presentando una disminución de 14°, mientras que para su respectivo cemento asfáltico decreció de 41° a 34°, es decir tan solo 6° para las mismas condiciones de barrido de frecuencia. A la temperatura de 25°C, la masilla decreció su ángulo de fase a 14° y 2° su cemento asfáltico, respectivo. También fue relevante este comportamiento en la masilla elaborada con A-PPA, variando el decremento del ángulo de fase en 19° y 17° para temperaturas de 10°C y 25°C respectivamente, mientras la variación fue de tan solo 8° y 6° para su respectivo cemento asfáltico para las mismas condiciones de temperaturas. La masilla M-RET fue la menos susceptible a temperaturas intermedia en lo que respecta a la

incorporación del filler, siendo muy similar la caída del valor del ángulo para las mismas condiciones.

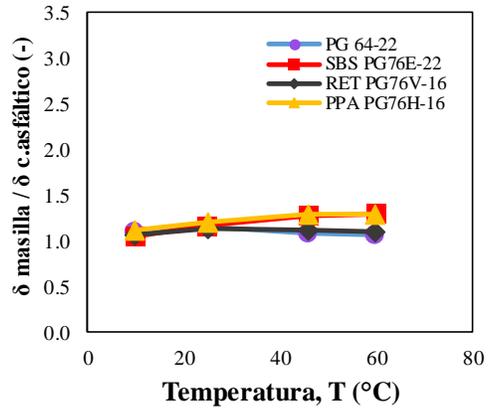
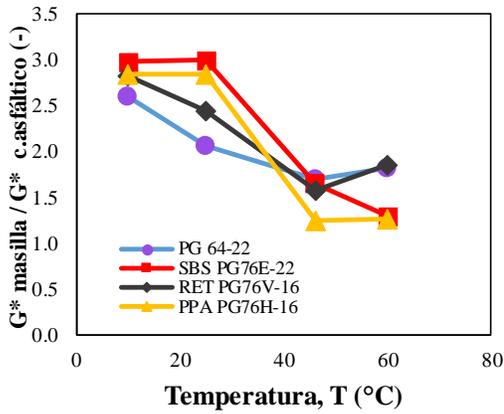
### *3.3.8 Relaciones entre los módulos dinámicos y ángulos de fase del cemento asfáltico y la masilla asfáltica.*

La influencia del relleno mineral en el cemento asfáltico, respecto a los valores de los ángulos de fases, ocasionó un decremento del ángulo, para temperaturas mayores a 25°C, para todas las condiciones de frecuencias, en los cementos A-convencional y A-RET, tal como se presenta en la Figura 3.16. El mayor impacto, se obtuvo a 60°C en la masilla elaborada con A-convencional, presentando el valor más bajo del ángulo de fase, lo que significa un incremento mayor en su rigidez respecto a la rigidez del cemento asfáltico sin relleno. Las relaciones entre los ángulos de fase de las masillas y los cementos asfálticos, son mayores a temperaturas altas, alcanzando valores entre 1 y 1.6 para los cementos SBS y PPA hasta temperaturas de 46°C,

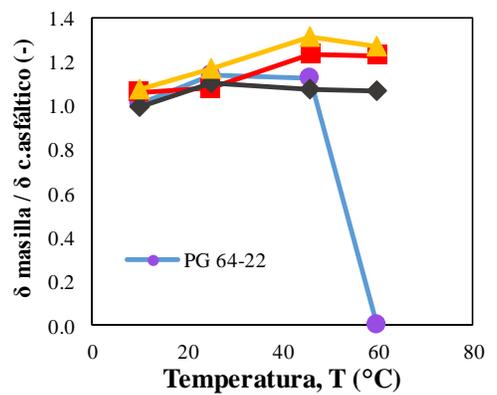
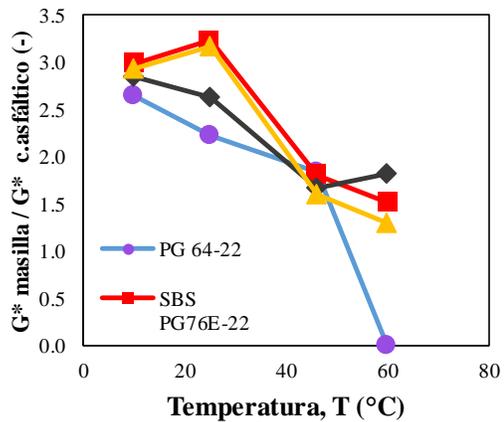
Superior a la temperatura de 46° C y aumentando la frecuencia, se observa un decremento en la relación de los ángulos de fase, lo que representa más incidencia del relleno mineral en la rigidización del cemento asfáltico. Esta relación disminuye desde los 0.5 (Figura 3.16 (a)) hasta los 10 Hz (Figura 3.16 (b)). Superior a esta frecuencia, no es muy significativo el decremento del valor de esta relación.



a) 0.5 Hz



b) 10 Hz



c) 25 Hz

Figura 3.16 Efecto del relleno en la rigidez y el ángulo de fase en el cemento asfáltico base para diferentes frecuencias: a) 0.5 Hz, b) 10 Hz, c) 25 Hz.

### 3.4 Conclusiones

- El rango viscoelástico lineal se redujo con la incorporación del agente modificador y la carga mineral al cemento asfáltico. Sin embargo, aumentó el valor del módulo dinámico de corte, lo que representa que, a mayor esfuerzo menor deformación, es decir esfuerzo aplicado puede ser alto, pero presentara deformaciones n pequeñas.
- La reducción del LVE a temperaturas superiores a 46 °C, se ve afectada principalmente por la presencia de los modificadores, mientras que a temperaturas inferiores la reducción del LVE, se ve afectada principalmente a la incorporación del filler. A temperaturas elevadas el A-PPA y masilla elaborada con A-SBS, fueron los materiales que presentaron menor LVE.
- La rigidez aumentó principalmente a las temperaturas de 10 y 25°C debido al filler, mientras que a 46 y 60°C el aumento se debió debido a los modificadores. Aunque un material se haga más rígido con el decremento de la temperatura, la presencia de modificadores elastoméricos, permiten un adecuado comportamiento ante el criterio de fatiga, debido al incremento en la componente elástica.
- A partir del análisis de la escala más pequeña de evaluación como lo es el cemento asfáltico, se aprecia con la incorporación del relleno mineral, un aumento en la rigidez del cemento asfáltico principalmente a las temperaturas más bajas (altas frecuencias reducidas). Por ejemplo, para el A-Convencional, hubo un incremento de 2.7 veces la rigidez para temperaturas alrededor de los 10°C; Para la temperatura ambiente a 25°C, el incremento fue de 1.4 veces, sin presentar cambios mayores a temperaturas elevadas (bajas frecuencias reducidas), alrededor de los 60°C.

## **CAPÍTULO 4. MATRIZ DE AGREGADO FINO – FAM**

La matriz de agregado fino a quien haremos referencia en este capítulo como FAM (por sus siglas en inglés), es caracterizada mecánicamente en el reómetro de corte dinámico, DSR (Dynamic Shear Rheometer, por sus siglas en inglés). Debido a que esta fase del concreto asfáltico aún es tema de investigación y normalización a nivel internacional, se presenta a detalle los procesos de fabricación de las muestras, así como los parámetros asumidos para el análisis dinámico de las mismas, teniendo en cuenta los trabajos hechos por otros investigadores pioneros en el tema (Underwood y Kim, 2011). Se presenta de igual manera, la influencia que tienen las arenas en el módulo dinámico del material, así como en el comportamiento viscoelástico del mismo.

### **4.1 Introducción**

La fase de matriz de agregado fino (FAM) es una escala característica que se encuentra entre el tamaño de partículas del concreto asfáltico y el de la masilla asfáltica. El término fue acuñado por Kim (2003) con base en sus estudios con cemento asfáltico y arena. En su investigación, se utilizaron muestras con un contenido de cemento asfáltico del 8% en masa total, un valor elegido de forma arbitraria para representar la FAM. Sin embargo, el autor reconoce que existen suposiciones cuestionables sobre el espesor de la película de cemento asfáltico en el concreto asfáltico.

Posteriormente, Zollinger (2005) realizó mejoras en el proceso de fabricación de probetas de FAM y en la determinación del contenido de vacíos de aire a niveles de esta porción de la mezcla, obteniendo valores más razonables y menores a los de la mezcla asfáltica. No obstante, a la fecha no se ha publicado suficiente documentación sobre la distribución real de los vacíos de aire dentro de los materiales FAM, ni información que indique cómo se compara esta distribución, con la de la mezcla, así como sus implicaciones (Underwood y Kim, 2011).

El estudio de Kim (2003) sobre el cemento asfáltico y la arena, se centró en partículas de agregado menores a 1.18 mm. Este tamaño fue elegido en función de la disponibilidad de arena

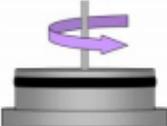
estándar (ASTM C778), que generalmente tiene un tamaño uniforme de 0.6 a 0.3 mm. Posteriormente, Zollinger (2005) continuó el trabajo de Kim y creó una FAM utilizando gradaciones reales de mezclas asfálticas, tomando únicamente el material más fino con tamaño de 1.18 mm. Otros investigadores han definido la escala de la FAM, utilizando diferentes tamaños de agregado, menores a 2.36 mm, 2.26 mm ( o 2 mm (Dai y You, 2007; Kim et al., 2008; Valenta et al., 2010; Lackner et al., 2005).

El Método Bailey, utilizado para analizar y desarrollar las gradaciones de agregados en el concreto asfáltico, basándose en la teoría del empaquetamiento, proporciona un concepto teóricamente justificado mediante la definición de un tamiz de control primario (Vavrik et al., 2001). Este tamaño de tamiz se calcula en función del diámetro de agregado ideal, que se ajustaría perfectamente en el espacio vacío creado por tres de las partículas gruesas más grandes que se tocan en la disposición óptima. Para mezclas con un tamaño máximo nominal de agregado (TMN) de 9.5 mm y 12.5 mm, este tamaño de tamiz es de aproximadamente 2.36 mm, mientras que, para mezclas con un TMN de 19.0 mm y 25.0 mm, corresponde al tamiz de 4.75 mm. Estas definiciones sugieren que, para las mezclas de 9.5 mm y 12.5 mm, el material FAM debe contener agregados más pequeños que 2,36 mm, y para las mezclas de 19,0 mm y 25,0 mm, la FAM debe incluir todos los agregados más pequeños que 4,75 mm.

Hasta el momento, el proyecto Asphalt Research Consortium ha trabajado en mejorar los parámetros de mezcla con relación a las propiedades de la FAM, pero aún no se han obtenido conclusiones definitivas al respecto. La sensibilidad de las propiedades de la FAM, como el contenido de cemento asfáltico y el contenido de vacíos de aire, no ha sido ampliamente analizada en la literatura. Underwood y Kim (2011) llevaron a cabo un programa experimental detallado con el objetivo de identificar la sensibilidad de una propiedad fundamental del material, el módulo de corte dinámico  $G^*$ , ante cambios en la composición del material. Sin embargo, su investigación se centró únicamente en esta propiedad, y no examinó la deformación permanente o el agrietamiento debido a su complejidad y la falta de comprensión, que resultan fundamentales con las propiedades viscoelásticas lineales (LVE), que son relativamente más simples. Este trabajo se consideró fundamental en el sentido de que proporcionó información y sentó las bases para examinar la sensibilidad de los modelos computacionales existentes, con relación a las propiedades del material. El análisis de

sensibilidad realizado puede guiar futuros estudios experimentales y de modelado multiescala, para profundizar en el conocimiento de la FAM y sus propiedades.

Respecto al procedimiento, se realizaron barridos de esfuerzo y frecuencias, siempre dentro del LVR. Aunque los barridos de esfuerzo para definir el LVR arrojaron un porcentaje para la condición más crítica de 150  $\mu\epsilon$ , se trabajó para 60  $\mu\epsilon$  debido a ciertos ruidos en la señal a elevadas temperaturas, que no garantizaban resultados confiables. Los barridos se llevaron a cabo en sistema cilíndrico torsional para muestras de 12 mm de diámetro y 45 mm de altura. Para las muestras ensayadas se emplearon vacíos de 4.5%, 6.5 % y 9.1%, para diferentes porcentajes de cemento asfáltico. Las condiciones de temperatura y frecuencia utilizadas son las indicadas en la Figura 4.1 para escala FAM.

Scale	Temperatures (°C)	Frequencies (Hz)	Test schematic <sup>a</sup>
Binder and mastic	10, 16, 19, 22, 25, 30, 40, 54	14, 6.5, 3.0, 1.4, 0.65, 0.30, 0.14, 0.10	
FAM	14, 23, 38, 58	14, 6.5, 3.0, 1.4, 0.65, 0.30, 0.14, 0.10	
Mixture	-10, 5, 20, 40, 54	25, 10, 5.0, 1.0, 0.50, 0.10	

**Figura 4.1** Condiciones de frecuencia y temperatura para FAM, Underwood, 2011

Las curvas maestras se construyeron mediante el modelo sigmoideal empleando el factor de desplazamiento de WLF.

Del trabajo de Underwood y Kim (2011) se destacan los siguientes hallazgos:

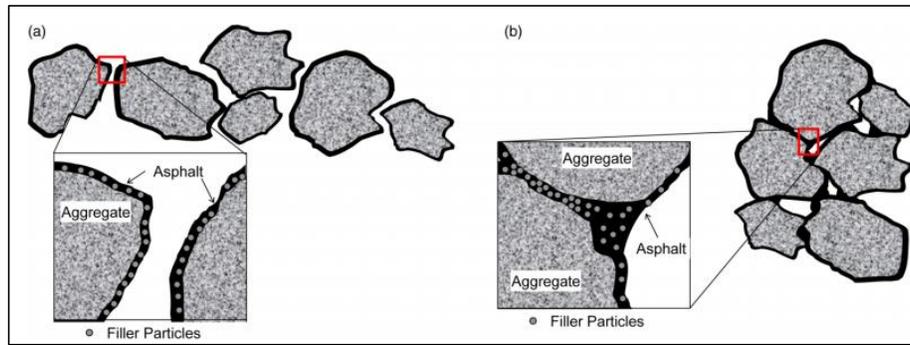
- El módulo dinámico de corte de la FAM disminuye aproximadamente un 22% por cada aumento del 1% en el contenido de cemento asfáltico
- La elasticidad representada por el LVE, disminuye con el aumento del contenido de cemento asfáltico.
- El módulo dinámico de corte disminuye con el aumento del contenido de vacíos de aire. Este efecto fue más relevante para un contenido de cemento asfáltico del 11.16%: 7% de aumento en el módulo por 1% de disminución en los vacíos de aire, mientras que para el 9.7% de contenido de cemento asfáltico fue: 1 - 2% de aumento en el módulo por 1% de disminución en los vacíos de aire.
- En términos de rigidez, los cambios debidos al aumento en el contenido de cemento asfáltico se pueden compensar reduciendo el contenido de vacíos de aire. Este efecto es mucho más pronunciado en condiciones equivalentes a altas frecuencias reducidas.
- El factor de desplazamiento  $t - T$  es más sensible a la temperatura con menos cemento asfáltico en la FAM. Este hallazgo se concluye respecto con el observado cuando la concentración de cemento asfáltico en la masilla disminuye.
- El factor de cambio  $t - T$  es más sensible a la temperatura con un contenido de vacíos de aire más bajo. Este efecto es mucho más pronunciado para el contenido de cemento asfáltico del 11.16% que para el contenido de cemento asfáltico del 9.7%

Underwood concluyó en su trabajo que la FAM muestra sensibilidad directa con las propiedades del concreto asfáltico para todas las condiciones de prueba, lo que significa que su estudio es indispensable en el análisis por modelado micromecánico. Se observa que las propiedades y la sensibilidad de las mismas de los materiales FAM son similares a las encontradas para las mezclas de concreto asfáltico (Kim et al. 2005, Lee 2007, Lacroix et al. 2008). Una observación inicial es que los materiales FAM, se asemejan más en sus propiedades dinámicas y viscoelásticas, a las propiedades del concreto asfáltico en términos del módulo dinámico y ángulo de fase, que la masilla respecto al concreto asfáltico, ya que esta es más viscoelástica que la FAM o los materiales que conforman la mezcla. La importancia de esta observación es que implica que cualquiera que sea el modelo analítico elegido para representar

el material, debe proporcionar un mecanismo para capturar los efectos de escala en la respuesta viscosa y elástica total.

Los efectos de escalamiento de la masilla a las FAM, son casi tan significativos en esta relación de mezcla como lo son del cemento asfáltico al FAM. La suposición de que todo el cemento asfáltico efectivo está completamente distribuido en la masilla puede tener ciertas limitaciones. Por ejemplo, asumir que todo el aglutinante de cemento asfáltico existe en la fase de masilla, implica que las partículas de agregado mayores de 0.075 mm no están recubiertas en una película de aglutinante de cemento asfáltico, sino que están recubiertas en una película de masilla de cemento asfáltico, que contiene partículas tan grandes como 0.075 mm. A través de cálculos similares a los realizados por el Instituto del Asfalto, para calcular el espesor de la película de aglutinante de cemento asfáltico, se puede demostrar que este espesor promedio de masilla asfáltica sería inferior a 0.075 mm, aproximadamente 0.035 mm. Por lo tanto, el grosor medio de la masilla sería menor, que el tamaño de la partícula más grande en la masilla.

Un espesor de película promedio, implica que existen áreas que son recubiertas con más espesor que otras áreas del agregado y estas diferencias pueden generar cierta incertidumbre en el valor de cemento asfáltico efectivo que recubre el agregado. Se necesita conocer este valor de película de recubrimiento, para determinar la cantidad de cemento asfáltico presente en cada fase del concreto asfáltico. Además, durante el proceso de compactación se pueden crear áreas con masilla de alta concentración de relleno. Otro detalle relevante a tener en cuenta, en la masilla de alta concentración de relleno, la transferencia de carga sea más significativa y por lo tanto afectaría más fuertemente la respuesta global del material que la masilla de baja concentración. Este efecto se muestra esquemáticamente en la Figura 4.2, siendo posible que este efecto pudiese ser una razón por la cual la viscoelasticidad de la mezcla está entre la de las masillas de baja y alta concentración.



**Figura 4.2** Representación esquemática de la posible masilla inducida por compactación: (a) después de la mezcla y (b) después de la compactación. Underwood, 2011

Se podría suponer que solo un cierto porcentaje de cemento asfáltico existe en la fase de masilla, y que cemento asfáltico restante es 'libre' para recubrir las partículas de agregado, pero esta interpretación aparentemente contradice dos estudios clave sobre las características del concreto asfáltico (Warden et al. 1959, Dillard y Whittle 1962). Ambos estudios concluyen que, durante el proceso de mezcla, las partículas más finas se recubren primero y forman glóbulos o bolas de masilla que eventualmente se descomponen y recubren las partículas más gruesas. Incluso si estas inconsistencias con los estudios anteriores son sostenibles, sería aún cuestionable la distribución del cemento asfáltico libre. Si se determina que este efecto es significativo, puede ser necesaria una investigación sobre cómo y dónde podrían formarse esas áreas de alta concentración, y estos efectos pueden incorporarse al modelo computacional o analítico.

## 4.2 Programa experimental

### 4.2.1 Materiales y equipo utilizado

En esta etapa de la investigación, se llevaron a cabo pruebas en probetas de FAM fabricado con todos los cementos asfálticos mencionados en el capítulo 2, excepto para el A-RET 76V-16. Se denomina al FAM elaborado con cemento asfáltico convencional como FAM-Convencional y a los elaborados con cemento asfáltico modificado como FAM-SBS y

FAM-PPA, haciendo referencia al modificador correspondiente. El relleno mineral empleado es el mismo caracterizado en el capítulo 3, las arenas utilizadas, provienen del mismo banco, con tamaño que pasa la malla de 3/4" y se retiene en la malla N°8.

#### 4.2.2 Elaboración de la FAM

Elaborar las probetas de FAM, requirió llevar a cabo un proceso elaborado que involucró varias suposiciones, tales como que el espesor de película de cemento asfáltico promedio que rodea al agregado fino, es uniforme en toda la sección, la geometría de las partículas de arena es redondeada. Bajo estas premisas se encontró la cantidad de cemento asfáltico para su fabricación, manteniendo la relación con el cemento asfáltico efectivo de la mezcla total. Para la determinación del espesor de película de cemento asfáltico en la FAM, se empleó la metodología contemplada en INVIAS E 741-13 y se optimizó su valor tal que satisficiera el porcentaje de cemento asfáltico correspondiente a la FAM. A continuación, la Figura 4.3 presenta un esquema general paso a paso desde la elaboración de la matriz hasta la evaluación de las propiedades dinámicas.

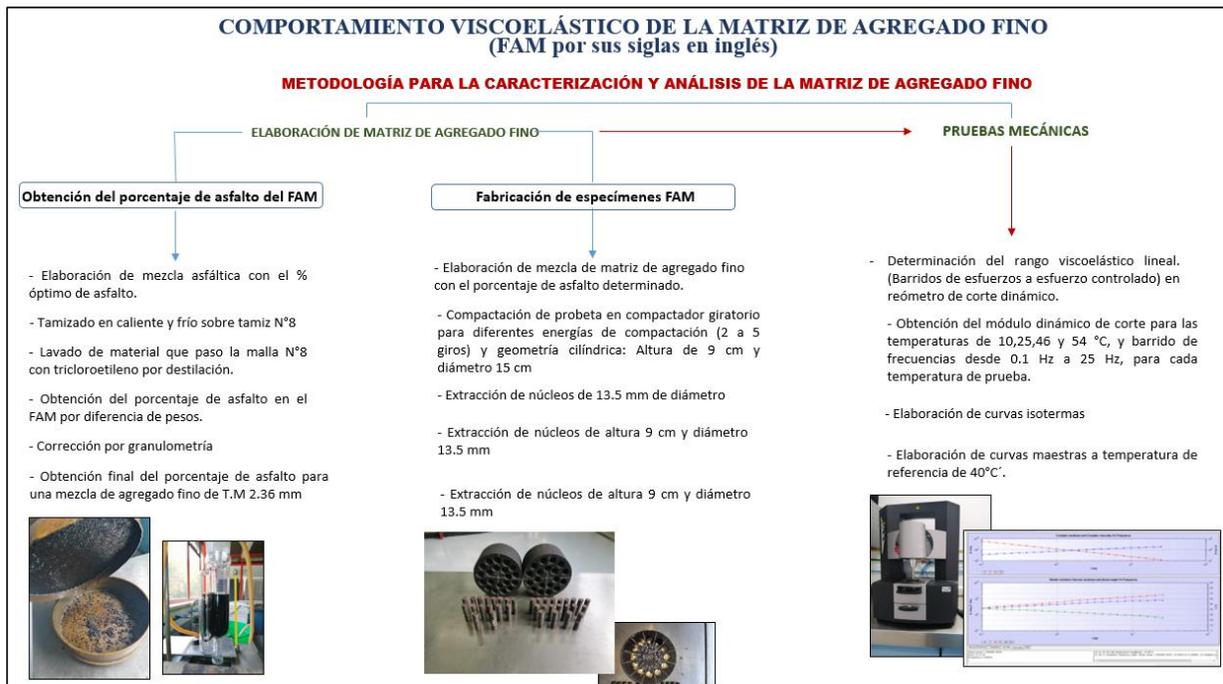


Figura 4.3 Esquema de la elaboración análisis dinámico de la FAM.

#### 4.2.3 *Diseño de mezcla de FAM para la condición de vacíos representativa dentro de la mezcla asfáltica.*

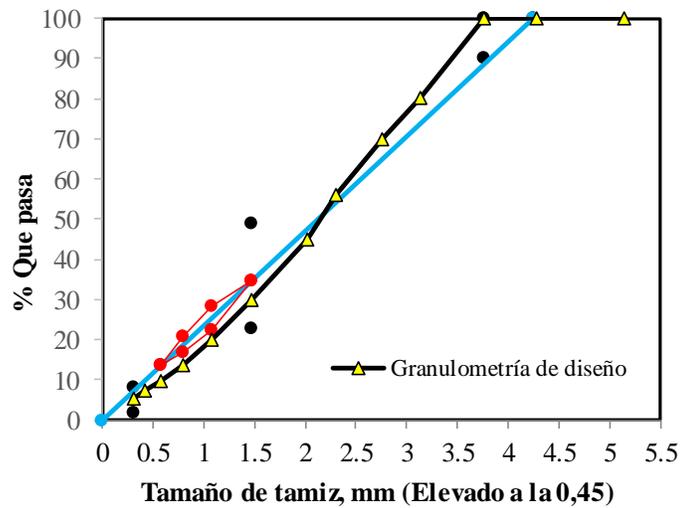
Observaciones experimentales previas realizadas por Underwood (2017) , han llegado a concluir que entre el 40 al 60% de los vacíos de todo el concreto asfáltico se encuentran en la matriz (FAM). Basándose en esta hipótesis se fabricó mezcla de FAM considerando un valor promedio del 55%, encontrándose que los vacíos con aire ( $V_a$ ) en la FAM estaban alrededor del 6%, valor que depende de la curva granulométrica de la mezcla y la gravedad específica del agregado que la conforma. Bajo la consideración anterior, se presenta con mayor detalle los pasos analíticos llevados a cabo para la obtención de los vacíos en la FAM dentro de mezclas asfálticas diseñadas para un 4% de vacíos de acuerdo con esta investigación. A continuación, se presenta un ejemplo típico del proceso llevado a cabo, con los datos del A-SBS

##### a) Determinación del volumen que ocupa cada componente dentro de la mezcla asfáltica:

En este primer paso se determina el volumen de relleno mineral en la masilla, el volumen de cemento asfáltico presente en la masilla, volumen de agregado fino en la FAM, volumen de cemento asfáltico presente en la FAM y el volumen de agregado grueso en la mezcla, así como el volumen de cemento asfáltico presente en el agregado grueso, a partir de la relación entre el porcentaje de agregado que cada componente ocupa dentro de la mezcla asfáltica y su respectiva gravedad específica. Se muestra en la Tabla 4.1 la granulometría empleada para todas las mezclas asfálticas empleadas en esta investigación y la curva granulométrica de diseño en la Figura 4.4. La Tabla 4.2 muestra los resultados de la caracterización mecánica del agregado pétreo, así como los límites en los valores permitidos por la especificación SUPERPAVE. En la Tabla 4.3 se presentan los valores de las gravedades específicas de los cementos asfálticos a 15°C y en la Tabla 4.4 se muestra los valores de los porcentajes de vacíos de aire en la FAM.

**Tabla 4.1** Granulometría del agregado pétreo empleado en esta investigación

TAMAÑO		
mm	In	% PASA
38.1	1 1/2"	100.00
25.4	1"	100.00
19.05	<b>3/4"</b>	100.00
12.7	1/2"	80.40
9.53	3/8"	69.80
6.35	1/4"	56.00
4.75	N°4	44.90
2.36	N°8	30.10
1.18	N°16	20.10
0.6	N°30	13.80
0.3	N°50	9.90
0.15	N°100	7.20
0.074	N°200	5.50
Pasa N°200		0



**Figura 4.4.** Curva granulométrica de todas las mezclas asfálticas analizadas

**Tabla 4.2** Caracterización mecánica del agregado pétreo.

<b>PRUEBAS DE CONSENSO</b>			
<b>Ensayo</b>	<b>Resultado</b>	<b>Especificación SUPERPAVE</b>	<b>Norma</b>
Angularidad del agregado grueso (%)	100	95 mín.	ASTM D 5821
Angularidad del agregado fino (%)	49,7	45 mín.	ASTM C 1252
Contenido de partículas planas y alargadas (%)	1,5	10 máx.	ASTM D 4791
Equivalente de arena (%)	68	45 mín.	ASTM D 2419

**PRUEBAS DE ORIGEN**

<b>Ensayo</b>	<b>Resultado</b>	<b>Especificación SUPERPAVE</b>	<b>Método</b>
Desgaste en máquina de los ángeles (%)	16,2	35 máx.	ASTM C 131
Intemperismo acelerado (%)	4,35	10 máx	ASTM C 88

**PRUEBAS DE RUTINA**

<b>Tamaño de partícula in mm</b>	<b>Gsb</b>	<b>Gsa</b>	<b>Absorción de agua %</b>	<b>Método</b>
1/2" 12,5	2,65	2,78	1,76	ASTM C 127
3/8" 9,5	2,66	2,79	1,87	
1/4" 6,3	2,56	2,69	1,96	
Nº4 4,75	2,51	2,65	2,05	
Material que pasa el tamiz Nº4	2,51	2,79	4	ASTM C 128

**Tabla 4.3** Gravedades específicas de los cementos asfálticos

<b>Tipo de cemento asfáltico</b>	<b>Gravedad específica, 15°C</b>
A-Convencional	1.0297
A-SBS	1.0315
A-PPA	1.0314

ERGON Asfaltos de México.

El cálculo del volumen de cada componente dentro de la mezcla asfáltica sin considerar los vacíos con aire, se llevó a cabo mediante las siguientes ecuaciones:

$$V_{Filler_{Masilla}} = \frac{\%Pasa_{200}}{Gsb} = \frac{5.5}{2.55} = 2.16 \text{ cm}^3 \quad \text{Ec-4.1}$$

$$V_{Asf_{Masilla}} = \frac{\%Asf_M}{Gsb} = \frac{4.94}{1.0315} = 4.79 \text{ cm}^3 \quad \text{Ec-4.2}$$

$$V_{Ag_{FAM}} = \frac{\%Pasa_{N^{\circ}8}}{Gsb} = \frac{30}{2.55} = 11.76 \text{ cm}^3 \quad \text{Ec-4.3}$$

$$V_{Asf_{FAM}} = \frac{\%Asf_{FAM}}{Gsb} = \frac{5.90}{1.0315} = 5.72 \text{ cm}^3 \quad \text{Ec-4.4}$$

$$V_{Ag_{MEZCLA}} = \frac{\%Ag_{100-Pasa_{N^{\circ}8}}}{Gsb} = \frac{70}{2.55} = 27.45 \text{ cm}^3 \quad \text{Ec-4.5}$$

$$V_{Asf_{MEZCLA}} = \frac{\%Asf_{MEZCLA}}{Gsb} = \frac{0.1}{1.0315} = 0.096 \text{ cm}^3 \quad \text{Ec-4.6}$$

El volumen que ocupa la FAM dentro de la mezcla asfáltica sin tener en cuenta los vacíos llenos con aire, se calculó de la siguiente forma:

$$V_{FAM} = \frac{VAg_{FAM} + VAsf_{FAM}}{VAg_{FAM} + VAsf_{FAM} + VAg_{MEZCLA} + VAsf_{MEZCLA}} \quad \text{Ec-4.7}$$

$$= \frac{17.48}{45.026} = 38.82\%$$

Sabiendo que la mezcla asfáltica fue diseñada volumétricamente para cumplir un 4% de vacíos con aire, la densidad máxima teórica (Gmm, SUPERPAVE) será del 96%. Entonces, el volumen de FAM está dado por la siguiente ecuación:

$$G_{mm} \times V_{FAM} = 96 \times 38.82 = 37.26 \text{ cm}^3 \quad \text{Ec-4.8}$$

Ahora:

Para  $100 \text{ cm}^3$  de mezcla,  $96 \text{ cm}^3$  corresponden al agregado y  $4 \text{ cm}^3$  están ocupados por el aire. Considerando de acuerdo con el trabajo previo de Underwood que el 55% de los vacíos de aire en la mezcla se encuentran en la FAM y siendo en este caso el 4% los vacíos en la mezcla, entonces el volumen de FAM se determina como sigue:

$$55\% \times 4 \text{ cm}^3 = 2.2 \text{ cm}^3 \text{ de aire en el FAM} \quad \text{Ec-4.9}$$

Entonces, el porcentaje de vacíos de aire en la FAM se determina como sigue:

$$\frac{2.2 \text{ cm}^3 \times 100\%}{37.26 \text{ cm}^3} = 5.9 \% \text{ de vacíos de aire en la FAM} \quad \text{Ec-4.10}$$

Basados en el resultado de vacíos con una tolerancia de +/- 0.5%, se fabrican cilindros de FAM que cumplan para este porcentaje de vacíos.

Siguiendo el procedimiento anteriormente mencionado, la Tabla 4.4 presenta el porcentaje de vacíos en la FAM para cada cemento asfáltico.

**Tabla 4.4** Porcentaje de vacíos con aire en la FAM

Tipo de cemento asfáltico	Vacíos con aire en la FAM (Vaf) %
A-Convencional	6.2
A-SBS	5.9
A-PPA	6.3

*Vaf: Refiriéndose a los vacíos con aire en la FAM*

#### 4.2.4 Elaboración de especímenes FAM

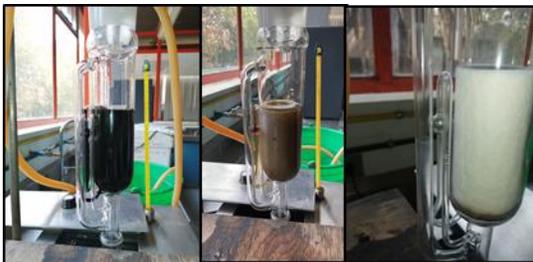
La Figura 4.5 presenta mediante registro fotográfico, el procedimiento llevado a cabo para la elaboración de probetas de FAM para un porcentaje de vacíos previamente determinado:



a) Elaboración de mezcla asfáltica para el 4% de vacíos al contenido óptimo de cemento asfáltico. (Curada a la T° de compactación)



b) Tamizado en caliente de la mezcla asfáltica sobre la malla N°8 (2.36 mm). Recuperación de FAM real dentro de la mezcla.



- c) Recuperación del contenido de cemento asfáltico de la FAM obtenido por tamizado y lavado con tricloroetileno. Muestra de aproximadamente 120 gr.



- d) Granulometría recuperada de la FAM por lavado con tricloroetileno. Se usan mallas de acuerdo a los tamaños de la mezcla completa.



- e) Dosificación de material pétreo en función del contenido de cemento asfáltico obtenido por lavado (Ej.: 10.7%)



- f) Mezcla de agregado fino y cemento asfáltico a la temperatura respectiva de acuerdo con el tipo de cemento asfáltico.



- g) Fabricación de especímenes de FAM para un contenido respectivo de vacíos de aire. (Ej.: 5.9%)

- h) Determinación de la gravedad específica bulk (Gmb) para el control de vacíos.



- i) Extracción de núcleos de FAM con broca de 13.5 mm bajo presencia de agua fría a presión.



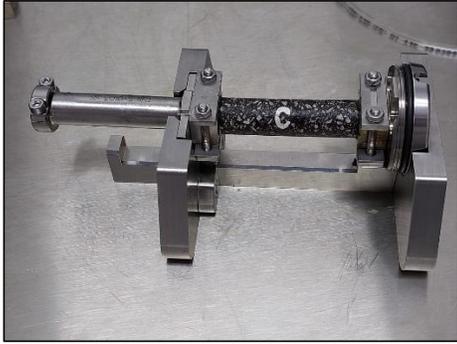
- k) Acondicionamiento de núcleos a altura de 5 cm +/- 0.5 en cortadora mecánica.



- j) Obtención de núcleos para obtener muestras de geometría adecuada para la ejecución de pruebas dinámicas en DSR.



- l) Identificación de cada núcleo y registro de su geometría: diámetro y altura.



m) Montaje de núcleos en dispositivo de torsión. Sujetos a la base con pegamento epóxico.



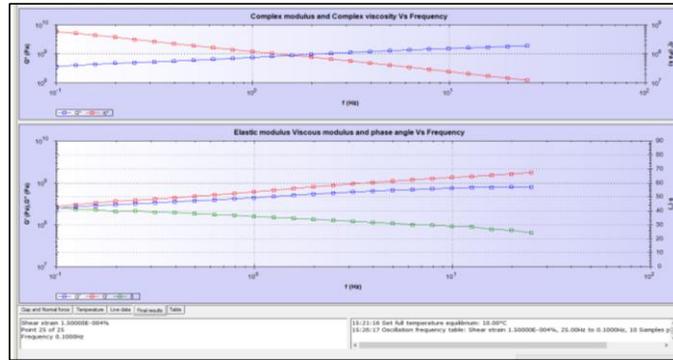
n) Núcleo de FAM en posición para ser colocado en reómetro de corte dinámico, (DSR, por sus siglas en inglés)



o) Instalación del dispositivo de torsión en DSR junto con celda de control de temperatura.



p) Pruebas dinámicas en DSR para un rango de frecuencias y temperaturas dentro del LVR.



- q) Resultados de las pruebas dinámicas. Obtención de parámetros reológicos: módulo de corte dinámico, ángulo de fase, viscosidad; para un rango de frecuencias y temperaturas dentro del LVR.

**Nota:** El Gmm de la FAM se asumió como el 92.5% del Gmm de la mezcla de concreto asfáltico.

**Figura 4.5** Procedimiento de elaboración de la matriz de agregado fino para un porcentaje de vacíos definido.

#### 4.2.5 Pruebas dinámicas

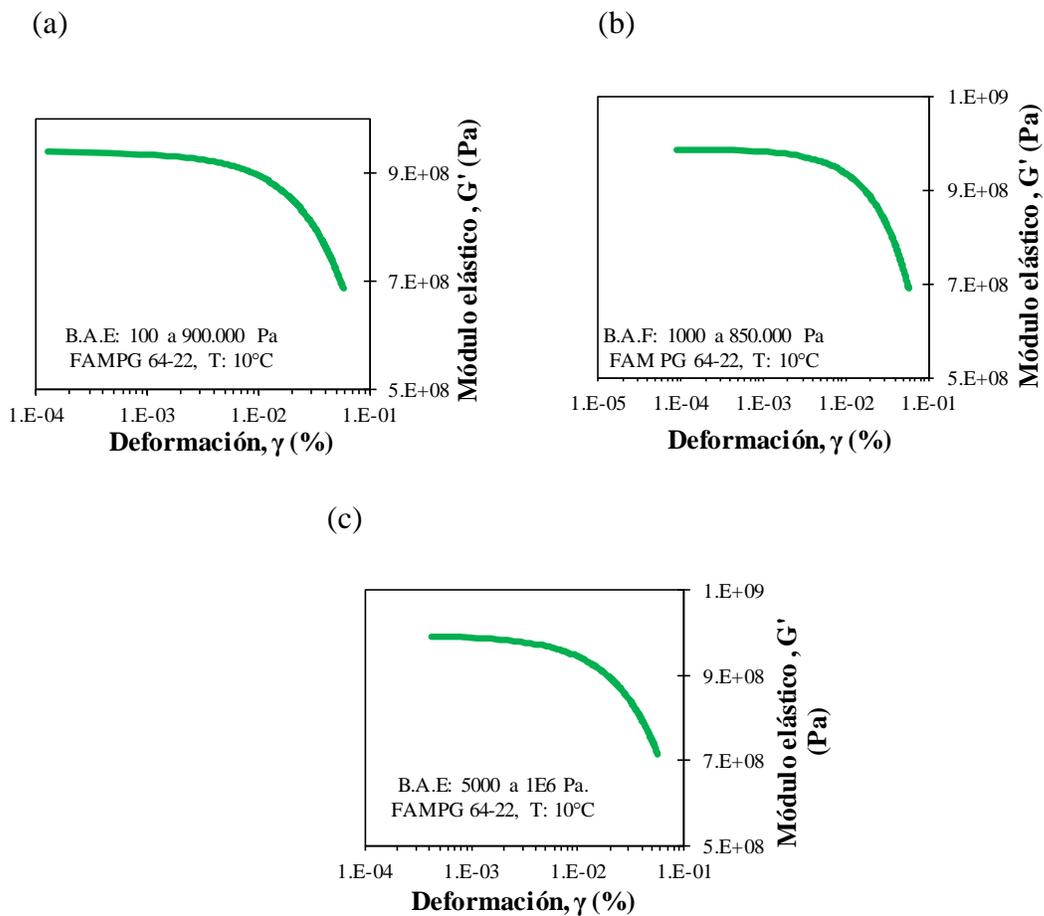
Las propiedades dinámicas de las FAMs se determinaron en el reómetro de corte dinámico, de acuerdo a AASHTO T315, para una geometría cilíndrica con cámara de control de temperatura. Se ensayaron cilindros de 5 cm de altura y 1.3 cm de diámetro promedio a temperaturas de 10°, 25°, 46° y 54°C. A diferencia de la masilla y el cemento asfáltico, no fue posible realizar pruebas a 60°C debido a que la forma esbelta de la probeta no se mantiene conserva a esas temperaturas.

### 4.3 Presentación y análisis de resultados

#### 4.3.1 Determinación del límite viscoelástico lineal, LVE, de la FAM

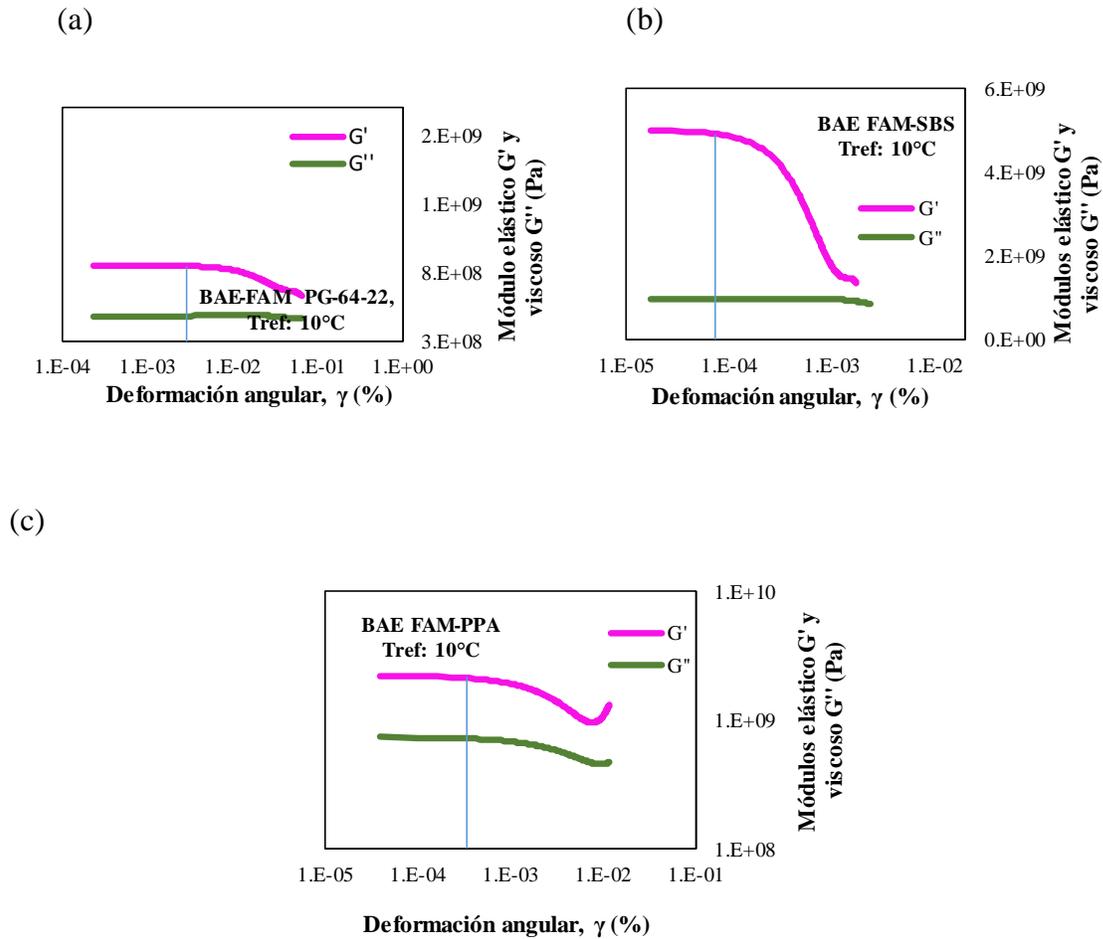
Para obtener el límite máximo de deformación en la matriz de agregado fino (FAM), se realizaron pruebas utilizando esfuerzo controlado de acuerdo a la norma ASTM D 7175-08. En estas pruebas, se aplicaron diferentes niveles de esfuerzo de corte y se registraron las

componentes elástica y viscosa del módulo dinámico y la correspondiente deformación. La frecuencia de carga se mantuvo constante en 1.59 Hz, al igual que en las pruebas realizadas para los cementos y masillas asfálticas. El límite máximo de deformación viscoelástica se determinó a una temperatura de evaluación de 10°C, que se consideró la condición con menor desarrollo del LVR. Se realizaron pruebas con diferentes rangos de esfuerzos, como se indica en la Figura 4.6 del estudio, con el objetivo de definir un rango de esfuerzos en el cual el desarrollo del LVR pudiera ser apreciado con mayor claridad, observando un mejor desarrollo en la Figura 4.6 (a) correspondiente a un rango entre 100 a 900000 Pa.



**Figura 4.6** Rango viscoelástico lineal de la matriz de agregado fino evaluado para diferentes rangos de esfuerzo. a) 100 a 900000 Pa. b) 1000 a 850000. c) 5000 a 1E+06 Pa.

En la Figura 4.7 se observa el desarrollo del LVR para las diferentes FAM: Figura 4.7 (a) FAM-Convencional, Figura 4.7 (b) FAM-SBS y Figura 4.7 (c) FAM-PPA. Todas se evaluaron a frecuencia constante de 1.59 Hz y esfuerzo controlado entre los 100 a 900000 (Pa) y a temperatura de 10°C.

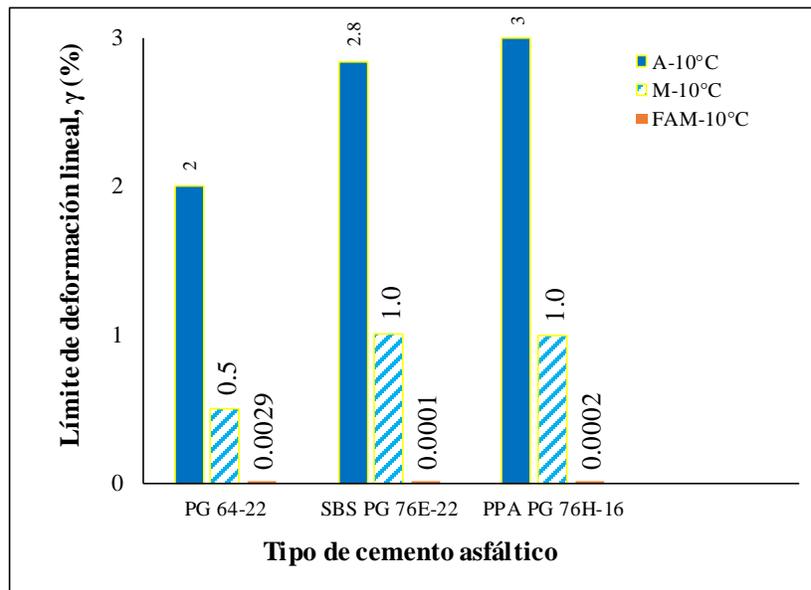


**Figura 4.7.** Deformación angular de la matriz de agregado fina, FAM, a) FAM-PG 64-22, b) FAM-SBS PG 76E-22, c) FAM-PPA PG 76H-16; a deformación controlada y frecuencia constante de 1.59 Hz, para diferentes condiciones de temperatura.

Se observa en la Figura 4.7 que el LVE menor se obtuvo para la FAM-SBS con un valor de 5.6E-05 % que es equivalente a 56 micro deformaciones, seguido de la FAM-PPA la que obtuvo un LVE del 2.4E-04 % (240 micro deformaciones) y finalmente la FAM-Convencional con un LVE del 2.9E-03 (2900 microdeformaciones). Esto indica que la FAM-SBS presentará un comportamiento no recuperable a menores niveles de deformación que los demás FAMs.

### 4.3.2 Efecto de las arenas en el LVE de la FAM

En la Figura 4.8 se puede observar cómo varía el límite viscoelástico lineal (LVE) para el A-Convencional, A-SBS y A-PPA, y su respectiva masilla y FAM, debido a la incorporación de materiales en escalas cada vez más grandes, a la temperatura de 10°C y una frecuencia de 1.59 Hz.

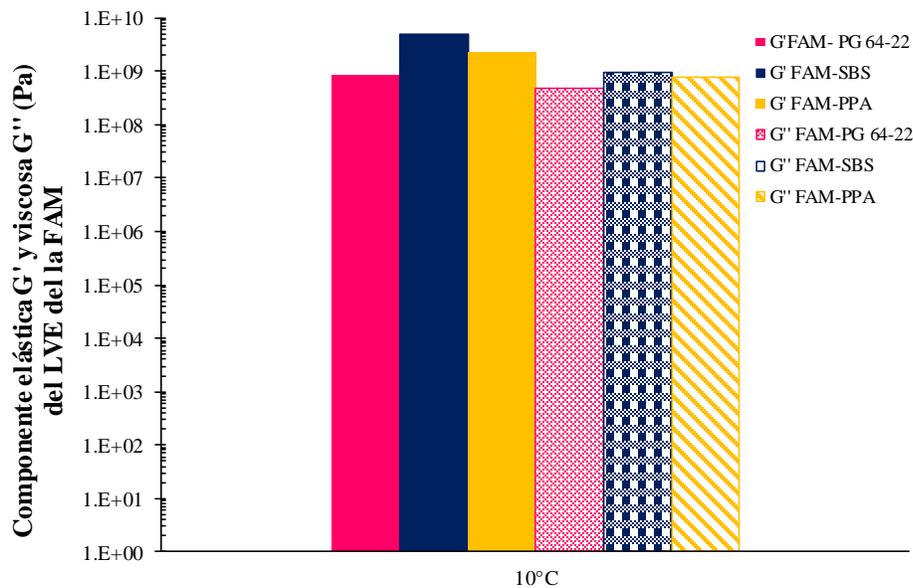


**Figura 4.8** Límite de deformación máxima del rango viscoelástico lineal de cementos asfálticos, masillas asfálticas y FAM para diferentes condiciones de temperatura.

En esta figura se observa, que, debido a la incorporación de las arenas, el LVE del A-Convencional se redujo de 0.5% al 0.0029 % mientras que el LVE del A-SBS y A-PPA se redujo de 1% a 0.0001% y 0.0002% respectivamente.

#### 4.3.2.1 Efecto de las arenas en el valor de la componente elástica y viscosa de la rigidez dinámica de la FAM

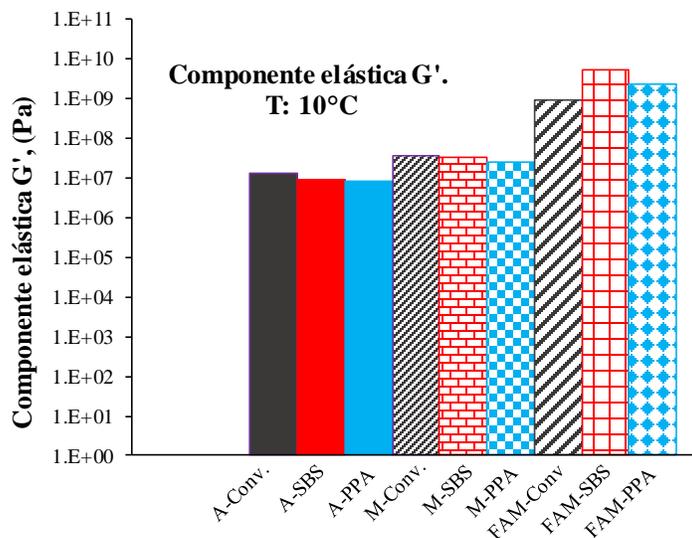
En la Figura 4.9 se observa que a una temperatura de 10°C y a una Frecuencia de 1.59 Hz, todas las probetas de FAM presentan un comportamiento predominantemente elástico en el rango viscoelástico lineal, ya que los valores de  $G'$  permanecen mayores a los valores de  $G''$ .



**Figura 4.9.** Efecto de las arenas en las componentes elástica  $G'$  y viscosa  $G''$  de la matriz de agregado fino, FAM.

En la Figura 4.9 se observa, además, que, a 10°C, la FAM-SBS fue el material que mayor  $G'$  presentó siendo este de 4.95E+09 (Pa), seguido de la FAM-PPA con  $G'$  de 2.28E+09 (Pa), y, finalmente la FAM-Convencional con el menor valor de  $G'$  siendo este de 8.51E+08 (Pa).

A continuación, en la Figura 4.10 se presenta como varía la  $G'$  de las FAM respecto a las  $G'$  de las masillas y del cemento asfáltico, evaluada en el LVE a 10°C y a una frecuencia de 1.59 Hz.



A: Refiriéndose al cemento asfáltico  
M: Refiriéndose a la masilla asfáltica

**Figura 4.10.** Componente elástica del cemento asfáltico, la masilla asfáltica y la FAM a 10°C y 1.59 Hz, evaluada en el LVE.

Se observa en la Figura 4.10 que las FAM presentaron mejor comportamiento elástico que la masilla y el cemento asfáltico debido a la incorporación de las arenas. El aporte mayor de las arenas en la componente elástica  $G'$  se vio en la FAM-SBS y en la FAM-PPA ya que los valores de  $G'$  variaron cerca de tres órdenes de magnitud ( $1E+06$  a  $1E+09$ ) respecto a la del cemento asfáltico. Para el caso de la FAM-Convencional también sucedió un incremento, pero en este caso solo de un orden aproximadamente ( $1E+07$  a  $1E+08$ ).

#### 4.3.3 Determinación de las propiedades dinámicas de la FAM para diferentes condiciones de frecuencia y temperatura

Teniendo en cuenta el valor del LVE para cada FAM, de igual manera que para los cementos y masillas asfálticas, se determinó el valor del módulo dinámico de corte  $G^*$  en el rango viscoelástico lineal, y a las mismas frecuencias de evaluación de las escalas menores. Se elaboraron las curvas isotermas de las FAM a las mismas temperaturas que el cemento asfáltico y masilla asfáltica, excepto la de 60°C, ya que a esta temperatura la matriz presentó

ablandamiento, y debido a la geometría cilíndrica esbelta de los especímenes de prueba, estos se deformaron por temperatura sin aún haber sido solicitados a torsión. Por este motivo se hizo el ensayo a 54°C.

#### *4.3.4 Curvas isotermas de la FAM*

Para el valor del límite viscoelástico lineal correspondiente a 150 micro deformaciones, se llevó a cabo la elaboración de curvas isotermas a 10, 25, 46 y 54 °C, tal como se muestra en la Figura 4.11. Se obtuvo el módulo dinámico  $G^*$  de la matriz de agregado fino para un rango de frecuencias entre los 25 a 0.1 Hz, misma condición de evaluación del cemento y las masillas asfálticas.

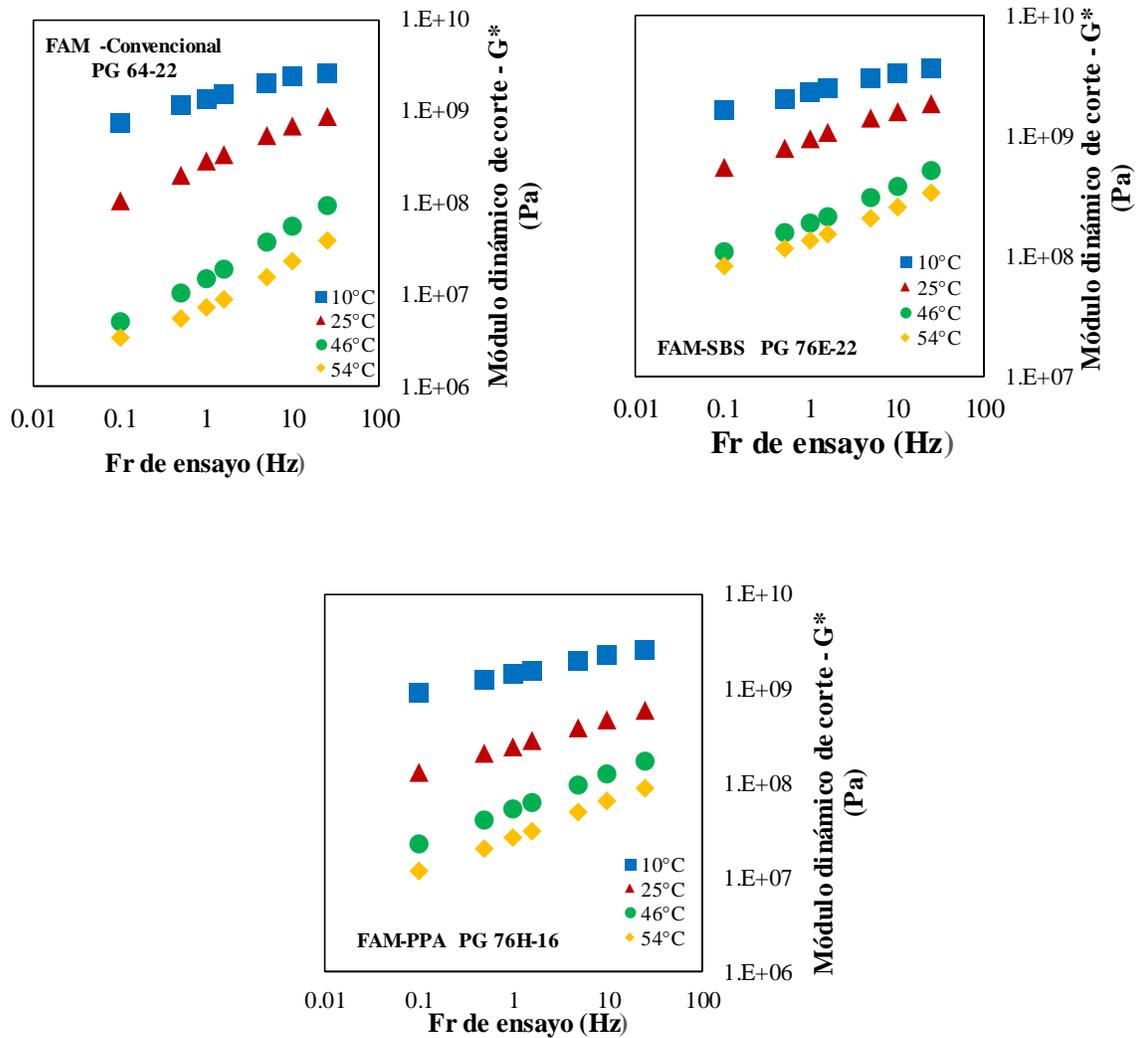


Figura 4.11 Curvas isotermas de la matriz de agregado fino, FAM

La incorporación de arenas de tamaño menores a 2.36 mm y mayores a 0.075 mm a la masilla, proporcionó un aumento drástico en el valor de rigidez del material, comparado con el aumento que se presentó cuando se incorporó al cemento asfáltico partículas de tamaño menor a 0.075 mm, las cuales constituyen el relleno mineral.

#### 4.3.5 Curvas maestras de la FAM

En la Figura 4.12, se presentan las curvas maestras de la FAM calculadas para una temperatura de referencia de 40°C y en ella se incluye la de los cementos y masillas asfálticas. El escalamiento en la rigidez del material  $G^*$ , es el resultado de la incorporación de

componentes de agregado mineral de mayor tamaño y características en cada fase de evaluación, como lo son; cemento asfáltico, masilla asfáltica y matriz de agregado fino. Nuevamente se emplea el modelo sigmoïdal y los mismos factores de desplazamiento empleados para las masillas y los cementos asfálticos. Los parámetros de ajuste del modelo sigmoïdal para cada FAM se presentan en la Tabla 4.5:

**Tabla 4.5.** Parámetros de ajuste del modelo sigmoïdal a partir de los datos experimentales para las matrices de agregado fino, FAMs,

<b>MATRIZ DE AGREGADO FINO, FAM</b>								
<b>Tipo de FAM</b>	<b>Parámetro</b>							
	$\delta$	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	A	B	C1	C2
FAM-								
Convencional	5.634	4.017	0.180	-0.533	2.62E-04	-0.126	-59.27	693.88
FAM-PPA	-30.61	41.47	-2.584	-0.123	3.77E-03	-0.041	-284.49	2780.59
FAM-SBS	7.281	2.505	0.194	-0.454	3.45E-04	-0.144	-119.565	1676.508

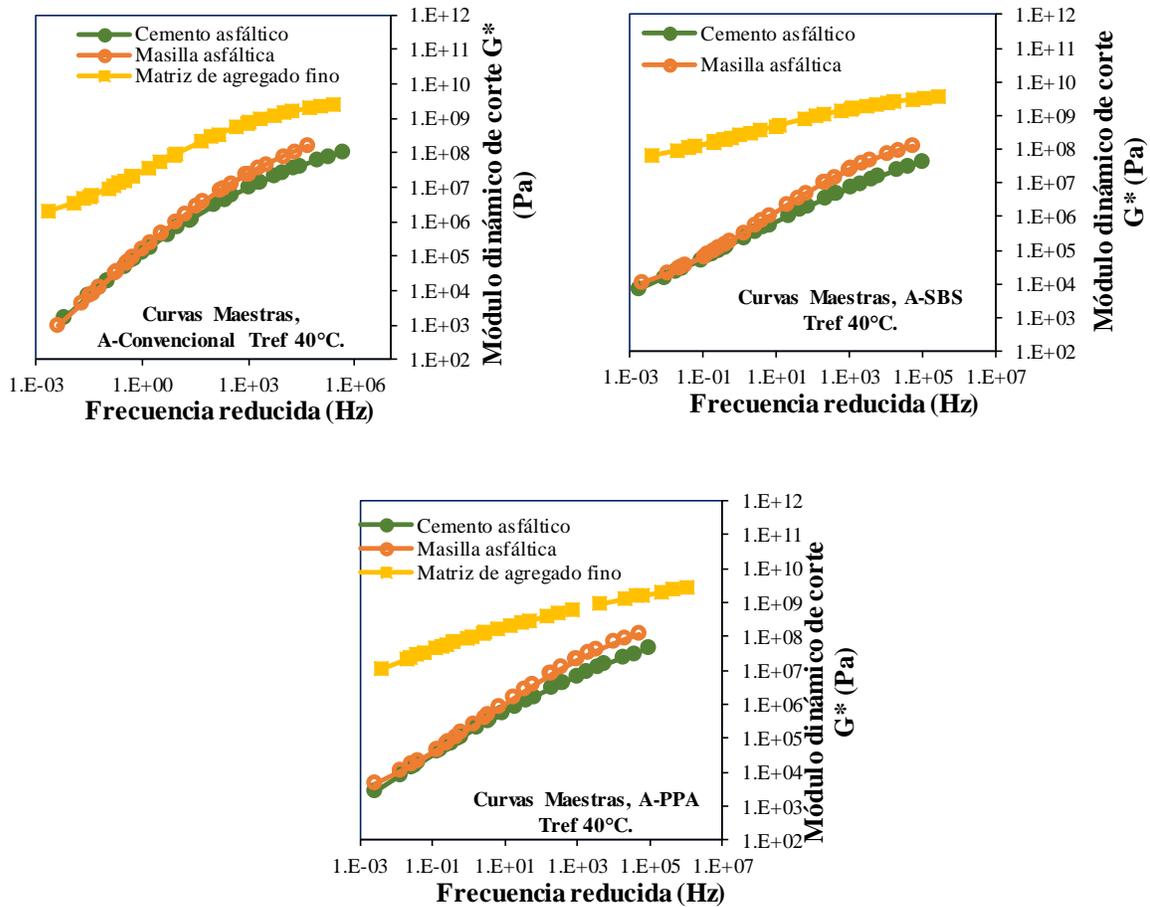


Figura 4.12 Curvas maestras para el cemento, la masilla y la matriz de agregado fino.

En la Figura 4.12 se observa la tendencia de aporte de cada tamaño de agregado, al aumento en la rigidez en relación a la del cemento asfáltico. Sin embargo, cabe resaltar que el aumento en la rigidez  $G^*$  de cada material (masilla, FAM) dependió del tipo de agente modificador empleado y a la frecuencia reducida, que a su vez es función de la temperatura y frecuencia de prueba.

#### 4.3.6 Análisis del comportamiento viscoelástico a partir del ángulo de fase de la FAM

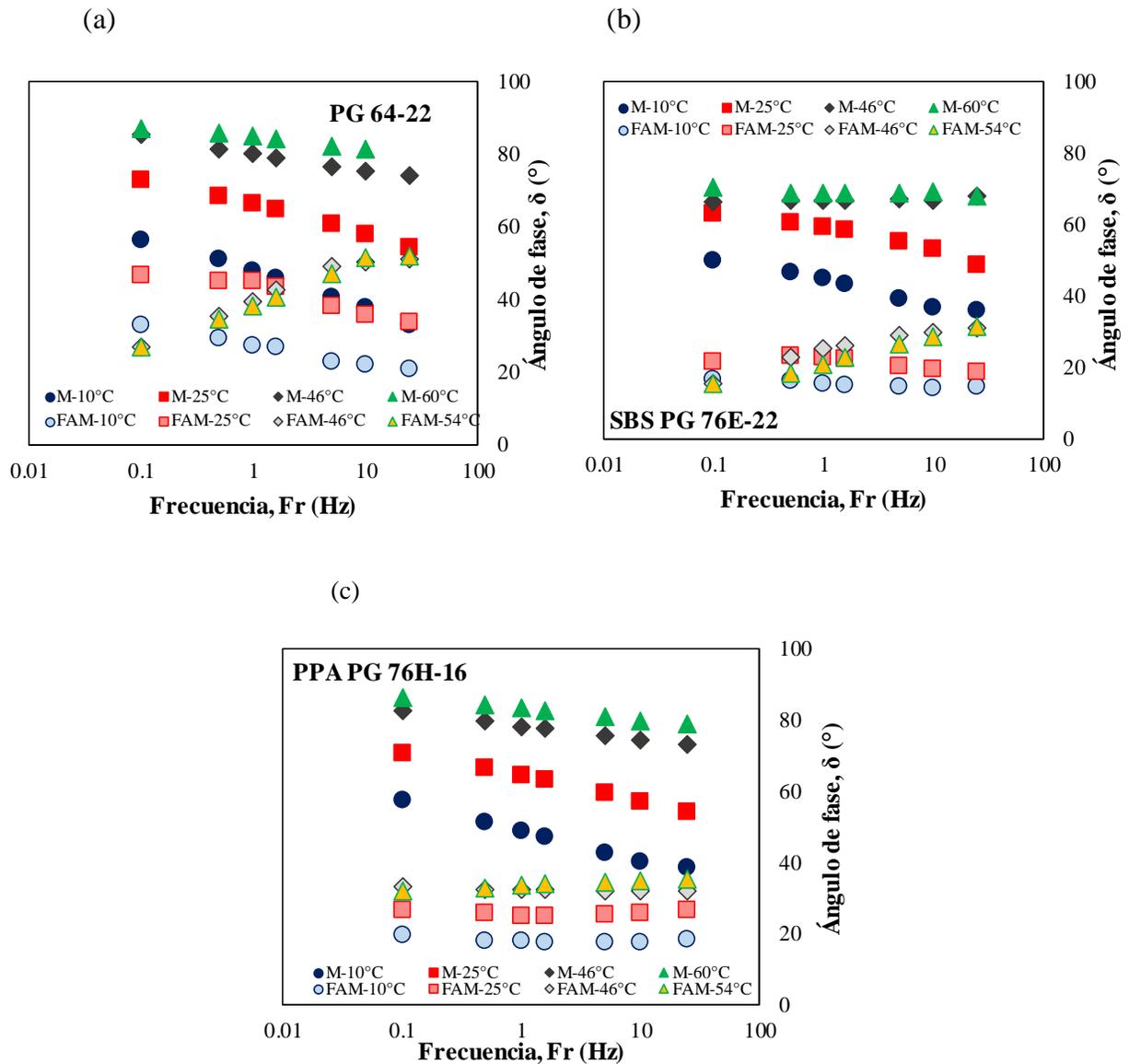
El comportamiento viscoelástico de la matriz FAM, es observable también a partir del valor de su ángulo de fase, de esta manera para valores de ángulo de fase menores a  $45^\circ$  el comportamiento será más parecido al de un sólido elástico, mientras para valores de ángulo por

encima de los  $45^\circ$ , aumentará la componente viscosa. En la Figura 4.13, se presenta el comportamiento viscoelástico de las FAMs, para las mismas condiciones de frecuencia y temperatura.

En esta figura se observa que, a temperaturas menores a los  $25^\circ\text{C}$ , todos los materiales tienden a elastizarse en la medida que aumenta la frecuencia de carga, ya que el ángulo de fase disminuye, mientras que a mayores temperaturas en términos generales en la medida que aumenta la frecuencia, las FAMs tienden a comportarse más como materiales viscosos, ya que aumenta su ángulo de fase.

Se observa además, que a diferencia de las masillas la relación del ángulo de fase con la frecuencia y temperatura varía significativamente para cada FAM, la información presentadas en las Figuras 4.13 b y c indican que los ángulos de fase de las FAMs SBS y PPA en todos los casos son menores a  $40^\circ$  y sus variaciones respecto a la frecuencia son ligeras mientras que el para FAM Convencional los ángulos de fase para una temperatura de  $25^\circ\text{C}$  presentan valores que van desde 50 a  $30^\circ$  decreciendo en la medida que aumenta la frecuencia, a temperaturas mayores valores el ángulo de fase presenta valores entre  $25^\circ$  y  $55^\circ$  aproximadamente, que varían de manera creciente en la medida que aumenta la frecuencia.

Finalmente, se observa que es la FAM-PPA es quien presenta un comportamiento más estable con la temperatura y frecuencia de los tres materiales, ya que los valores de ángulo de fase no cambian significativamente con estos parámetros.



**Figura 4.13** Variación del ángulo de fase de la masilla asfáltica y matriz de agregado fino-FAM con la frecuencia y la temperatura: a) PG64-22 b) SBS PG 76E-22 c) PPA PG 76H-16.

Por otra parte, la FAM-PPA, presentó a la frecuencia más baja de prueba de 0.1 Hz y temperaturas de 46°C y 54°C, valores de ángulo de fase superiores en comparación con los valores para las FAM elaborada con los otros cementos asfálticos, siendo este valor de 33.5° y 32° a cada temperatura respectiva, ya que la FAM-Convencional presentó ángulos de 27°C y la FAM-SBS de 15°C para las mismas condiciones de temperatura y frecuencia.

Sin embargo, conforme se incrementó la frecuencia hasta los 25Hz, no hubo variación considerable en el ángulo de fase siendo a 25Hz para 46°C y 54°C el ángulo de 32.3° y 35.5. Caso contrario para las FAM elaborados con los otros cementos asfálticos, los cuales, para el mismo barrido de frecuencia varió de manera considerable el valor del ángulo de fases, llegando a valores el de 52° para la FAM-Convencional hasta y de 31° para la FAM-SBS, se puede apreciar en la Figura 4.13 la pendiente pronunciada de los dos materiales mencionados.

Para las temperaturas intermedias de 25°C y 10°C a 0.1Hz, la FAM-PPA tuvo valores de ángulo menores al FAM-Convencional, pero superiores a los de la FAM-SBS, y su variación con el aumento de la frecuencia, no tuvo un comportamiento relevante, decreció con el aumento de la frecuencia de 19° a 17° hasta una frecuencia de 10 Hz aproximadamente a la temperatura de 10°C y de 27° a 26° para la temperatura de 25°C. En general las curvas presentaron una tendencia horizontal, respecto a los FAM elaborados con los otros cementos asfálticos, lo cual, indica que con el aumento de la frecuencia el comportamiento viscoelástico es estable, Mientras que los otros FAM, presentaron valores de ángulo mayores, obtenidos a temperaturas elevadas de prueba, presentando esta tendencia durante todo el barrido de frecuencias.

En relación con el comportamiento viscoelástico de las FAMs con respecto al de la masilla asfáltica, para todas las condiciones de temperatura las FAMs presentaron un comportamiento elástico mayor que las masillas. Teniendo en cuenta la frecuencia, hasta las 25°C el ángulo de fase de las FAM decreció con el aumento de la frecuencia, como es de esperarse para un material viscoelástico, sin embargo, sobre los 46°C los ángulos de fase de las FAMs aumentaron conforme se incrementaba la frecuencia de carga.

Se observó, además, que a frecuencias de 10 a 25Hz y sobre los 46°C, los ángulos de fases de las FAMs F-SBS y F-PPA son similares a los ángulos de fase de las masillas asfálticas a 10°C y mismo rango de frecuencia. Para la FAM-Convencional a 46°C y 54°C y frecuencias sobre los 10Hz los ángulos de fase fueron similares a los ángulos de fase de la masilla asfáltica a 25°C sobre los 10Hz.

#### 4.4 Conclusiones

- El LVE de las FAMs es significativamente menor al de las masillas asfálticas debido a la presencia de arenas. Fue la FAM-SBS quien menor LVE presentó, seguido de la FAM-PPA, y, por último, fue la FAM-Convencional quien mayor LVE presentó. Todas las FAMs presentaron a una temperatura de 10°C mayor componente elástica,  $G'$  que viscosa  $G''$ ; siendo la FAM-SBS la que mayor  $G'$  presentó.
- Los valores de las rigideces dinámicas  $G^*$  de los FAMs son significativamente mayores a las de las masillas debido a la incorporación de arenas. Este aumento se hizo más relevante a las temperaturas más elevadas y frecuencias más bajas. Sin embargo, el material que experimenta un menor aumento de la rigidez respecto a la de la masilla es la FAM elaborado con el asfalto convencional
- La incorporación de arenas a la masilla mejoró el comportamiento elástico del material para todas las condiciones de frecuencia y temperatura. Fueron los FAM-PPA y FAM-SBS los que presentaron un comportamiento más elástico que la FAM Convencional, siendo más evidente el caso de la FAM-PPA debido a que los ángulos de fase fueron menores y presentaron variaciones poco significativas con la temperatura y frecuencia.
- La combinación de arenas finas y masillas (FAMs) producen un material más rígido y elástico que las masillas, debido a que las arenas presentan un comportamiento predominantemente elástico y poco termo-susceptible. No obstante, a temperaturas mayores a los 25 °C las características viscosas de los cementos asfálticos ejercen influencia significativa en el comportamiento viscoelástico de las FAMs mientras que a temperaturas menores a 25 °C, el comportamiento es influenciado por las características elásticas de las arenas y a que los cementos asfálticos presentan comportamientos en los que la componente elástica varía y puede ser significativa en función de la presencia y tipo de modificador.

## **CAPÍTULO 5. CONCRETO ASFÁLTICO**

El comportamiento viscoelástico de las mezclas asfálticas en caliente, también conocidas como concreto asfáltico, juega un papel crucial en las propiedades mecánicas del material. La viscoelasticidad, combinada con la naturaleza termo-mecánica del cemento asfáltico, genera una dependencia entre el tiempo y la temperatura en las propiedades mecánicas de estas mezclas. La amplia distribución de partículas y las diferencias en las propiedades mecánicas de los constituyentes del concreto asfáltico generan esfuerzos de tensión y distribución heterogéneos dentro de su microestructura. Esta combinación de factores hace que el material sea sensible a los cambios de temperatura en términos de su rigidez. Para abordar esta problemática, la industria ha desarrollado y creado nuevos materiales con propiedades superiores a las mezclas convencionales de cemento asfáltico. Es el caso de los cementos asfálticos modificados, que buscan mejorar el comportamiento del material en términos de resistencia y durabilidad. Los cementos asfálticos modificados tienen como objetivo incrementar el módulo dinámico a altas temperaturas y frecuencias, proporcionando así una mayor rigidez en condiciones de servicio exigentes. Además, a temperaturas por debajo de cero grados centígrados, estos materiales ofrecen flexibilidad y resistencia a la fatiga, evitando la aparición de grietas y daños prematuros.

Las propiedades mecánicas del concreto asfáltico están influenciadas por su comportamiento viscoelástico. Además, la distribución de las partículas de agregado pétreo, la porosidad y las diversas propiedades mecánicas de sus constituyentes generan esfuerzos de tensión a nivel microestructural. En este estudio, se realizaron pruebas en especímenes de concreto asfáltico en un rango de temperaturas y frecuencias, con el objetivo de minimizar el daño y la deformación permanente. Las pruebas se llevaron a cabo utilizando el equipo de prueba Automatic Testing Machine (ATM-025), fabricado por la empresa Geotechnical Consulting & Testing System (GCTS). Estos ensayos de laboratorio formaron parte de un proyecto de investigación de maestría realizado en el Instituto de Ingeniería. Los datos obtenidos de estas pruebas fueron procesados y analizados en el marco de la investigación que respalda este documento. Cabe destacar que estos resultados experimentales provienen de una tesis en curso realizada por el estudiante de maestría Everardo Fuentes. Por conveniencia, en el

documento se utiliza la notación C.A. para referirse al concreto asfáltico en general. Se usa la denominación C.A-Convencional cuando se utiliza cemento asfáltico convencional, y C.A-SBS y C.A-PPA para los casos en los que se emplean modificadores específicos como SBS y PPA, respectivamente.

## **5.1 Introducción**

El concreto asfáltico es un sistema estructural compuesto por cemento asfáltico como aglomerante y agregados pétreos, como arena y grava, que conforman el esqueleto. Sin embargo, este material es susceptible a diversos factores externos, como la erosión del agua, el clima y las cargas, lo que puede ocasionar su deterioro en forma de desprendimiento de partículas, baches, surcos y grietas (Bf et al., 2021; Jiang et al., 2022). La construcción y renovación de pavimentos de concreto asfáltico requieren una gran cantidad de agregados de arena y grava, obtenidos mediante explotación de bancos de materiales, trituración y cribado de rocas, lo cual implica un elevado consumo de energía y emisiones ambientales.

El estudio realizado por Sivagnanasunthara et al. (2023) se centró en examinar las limitaciones de los métodos de prueba de compactación existentes para el concreto asfáltico y su capacidad para garantizar la uniformidad en la compactación durante la construcción de pavimentos asfálticos. Las pruebas actuales que se llevan a cabo para el control y garantía de calidad a menudo no aseguran una consistencia en la compactación. Según los autores, si bien el enfoque diferencial utilizando sensores de microondas puede indicar de manera cualitativa la densidad óptima durante la compactación del cemento asfáltico, aún se requieren mediciones puntuales de densidad para una cuantificación precisa.

La compactación inteligente puede proporcionar información en tiempo real y garantizar la uniformidad, pero las especificaciones actuales para la compactación del suelo pueden no ser adecuadas para el cemento asfáltico debido a su naturaleza viscoelástica y la variación de temperatura (Sivagnanasunthara et al., 2023). Además, el valor de medición actual durante la compactación del cemento asfáltico no se correlaciona bien con la densidad del cemento asfáltico, pero muestra una correlación razonable con la rigidez. En este sentido, la baja

correlación puede deberse a la temperatura de la capa asfáltica y al soporte subyacente. Por lo tanto, el estudio propone investigar la relación entre el módulo del cemento asfáltico y los valores de medición, corregidos por temperatura y soporte, para establecer especificaciones basadas en el desempeño para el control y garantía de calidad. Además, el estudio examina la investigación emergente sobre el uso de GPR (Ground Penetrating Radar) para estimar la densidad del cemento asfáltico e identifica los factores que afectan las mediciones de GPR durante la compactación del pavimento asfáltico.

Según Behnood y Gharehveran (2019), las mezclas asfálticas están fuertemente influenciadas por el rendimiento y las propiedades de los aglutinantes asfálticos, los cuales pueden verse afectados por factores como cargas pesadas, alto volumen de tráfico, presión de los neumáticos y variaciones de temperatura diarias o estacionales. Para abordar estas preocupaciones, los ingenieros civiles y los científicos de polímeros han intentado modificar las propiedades de los cementos asfálticos con el objetivo de mejorar su tolerancia al esfuerzo y la deformación. Un enfoque común es la adición de polímeros al cemento asfáltico, formando una red que puede mejorar su comportamiento viscoelástico.

Sin embargo, esta modificación también puede presentar desafíos debido a la baja solubilidad del polímero. Los investigadores han estudiado la estructura interna de los cementos asfálticos modificados con polímeros, explorando diversos factores que afectan sus propiedades. El trabajo de Behnood y Gharehveran (2019) proporciona una revisión de los diferentes tipos de polímeros utilizados en la industria y su impacto en las propiedades reológicas, morfológicas, físicas y mecánicas de los cementos asfálticos. Además, el documento analiza técnicas para mitigar las limitaciones asociadas con los cementos asfálticos modificados con polímeros convencionales.

En el estudio de Ahmed y Hossain (2020), se menciona que los pavimentos de cemento asfáltico constituyen más del 90 % de las carreteras pavimentadas en Canadá. Muchos de estos pavimentos fueron construidos hace décadas y actualmente presentan deterioros superficiales significativos, como baches, deformaciones y grietas. Como resultado, las agencias viales gastan una gran cantidad de dinero cada año en reparaciones, y una parte considerable de estos costos se destina a la adquisición de nuevos agregados naturales y de cemento asfáltico. Con el objetivo de reducir los costos de rehabilitación, las agencias viales están incorporando hasta un

100 % de pavimento asfáltico recuperado (RAP, por sus siglas en inglés) en las nuevas construcciones.

Sin embargo, el cemento asfáltico presente en los pavimentos reciclados se oxida y endurece debido a diversos procesos ambientales, lo que lo hace propenso a agrietarse térmicamente y por fatiga. En este sentido, se utilizan diferentes rejuvenecedores para ablandar y disminuir la viscosidad de los materiales RAP. Uno de estos rejuvenecedores es el aceite de cocina residual (WCO, por sus siglas en inglés), una solución ecológica que contiene componentes de aceite más livianos similares al cemento asfáltico y que puede utilizarse como rejuvenecedor. Estudios recientes han demostrado que el WCO tiene un excelente potencial como rejuvenecedor en la industria de mezclas asfálticas en caliente (HMA, por sus siglas en inglés), según lo establecido por Ahmed y Hossain (2020).

En el estudio de Wu y Montalvo (2021), se investiga la viabilidad y el estado actual del reciclaje de plásticos de desecho para crear materiales de pavimento asfáltico más sostenibles. El documento examina la práctica actual de reciclaje de plásticos, que abarca siete tipos principales, como PETE, HDPE, PVC, LDPE, PP, PS, así como otros tipos como ABS, EVA, PC y PU. Para lograr resultados óptimos, es necesario determinar la cantidad adecuada de residuos plásticos en función de los parámetros de rendimiento de ingeniería, como la viscosidad del cemento asfáltico, la deformación permanente, el agrietamiento por fatiga, el agrietamiento térmico y la resistencia a la humedad. La incorporación de residuos plásticos en las mezclas asfálticas puede llevarse a cabo mediante procesos en seco (como sustitutos de áridos) o en húmedo (como modificadores de aglutinantes, extensores o sustitutos).

Sin embargo, si no se determina la cantidad adecuada de plástico, podría tener un impacto negativo en el rendimiento del pavimento. En general, la incorporación de plásticos de desecho en las mezclas asfálticas puede mejorar parámetros de rendimiento como la rigidez y la resistencia a la fatiga y a las deformaciones, aunque los resultados obtenidos con HDPE, PVC, LDPE, PP y PS han sido contradictorios. El estudio señala que el reciclaje de residuos plásticos puede reducir la acumulación de desechos, disminuir la dependencia de recursos no renovables y ampliar las opciones de construcción de pavimentos asfálticos. No obstante, se requiere más investigación para comprender mejor los efectos de diferentes tipos de plásticos en el rendimiento del pavimento, así como sus posibles impactos ambientales y económicos.

Además, se destaca la necesidad de buscar formas de mejorar la compatibilidad entre los plásticos y el cemento asfáltico.

En su trabajo, Behnood (2019) aborda el enfoque sostenible de utilizar materiales reciclados como pavimento de cemento asfáltico recuperado (RAP) y tejas de cemento asfáltico reciclado (RAS) en pavimentos de cemento asfáltico. Esta práctica contribuye a la conservación de los recursos naturales y la energía. Sin embargo, la incorporación de altos niveles de RAP y RAS puede plantear desafíos en términos de durabilidad, como agrietamiento y desprendimiento debido a la presencia de cementos asfálticos envejecidos. Para hacer frente a estos desafíos, se ha recurrido al uso de rejuvenecedores, los cuales mejoran las propiedades viscoelásticas y reológicas de las mezclas asfálticas que contienen RAP y RAS. El autor destaca que se han investigado diversos tipos de agentes rejuvenecedores, así como los métodos para su aplicación y los desafíos asociados a su uso. Además, se ha estudiado el contenido óptimo de rejuvenecedor necesario para lograr propiedades mecánicas y de durabilidad óptimas. Los resultados obtenidos indican que los rejuvenecedores pueden restaurar de manera efectiva las propiedades de los aglutinantes envejecidos, contribuyendo así a mejorar la durabilidad y el desempeño de los pavimentos de cemento asfáltico que contienen altos niveles de RAP y RAS.

## **5.2 Programa experimental**

### *5.2.1 Materiales y equipo*

El análisis del comportamiento viscoelástico del concreto asfáltico elaborado en este capítulo se realizó con los resultados experimentales obtenidos por Fuentes (2020 en curso), quien realizó pruebas para determinar el módulo dinámico  $E^*$  y el ángulo de fase de acuerdo a la norma AASHTO T342 en especímenes de concreto asfáltico elaborados con los cementos asfálticos A-Convencional, A-SBS y A-PPA cuyas propiedades se presentan en la Tabla 2.1, materiales pétreos provenientes de la misma fuente y usados en esta investigación cuya distribución granulométrica se presenta en la Tabla 3.3 y Figura 4.1

Dichas pruebas fueron elaboradas para las siguientes condiciones; frecuencias de 0.1, 0.5, 1, 5, 10 y 25 Hz y temperaturas de 4°, 21°, 37° y 54° C, se llevaron a cabo para una deformación constante de 70 micro deformaciones, garantizando de esta manera la que la respuesta obtenida por los diferentes concretos asfálticos fuera representativa del rango viscoelástico lineal.

El equipo utilizado para la ejecución de las pruebas de módulo dinámico fue prensa hidráulica de la marca GCTS, capaz de aplicar una carga de compresión controlada de hasta 5000 lbf de manera cíclica, a frecuencias que varían de 0.1 a 25 Hz. Cuenta con una cámara climática que puede controlar la temperatura de la muestra durante el ensayo en un rango de -10 a 60 °C. El sistema de medición de temperatura - carga y deformaciones axiales durante la prueba se controla mediante una computadora. Para medir la deformación axial de cada uno de los especímenes se utilizaron dos sensores de deformación lineal (LVDT) con una carrera de  $0.5 \pm$  mm, los cuales se instalaron a un costado de los especímenes con una separación de 120 grados, a través de dispositivos de sujeción unidos a un par de pines separados 10 cm previamente. Dichos sensores fueron calibrados antes de realizar las pruebas de módulo dinámico.

### *5.2.2 Elaboración de especímenes*

De acuerdo a Fuentes (2020) los especímenes de concreto asfáltico fueron elaborados en un compactador giratorio Superpave (SGC), con el cual se fabricaron muestras cilíndricas con geometría de 150 mm de diámetro y 175 mm de altura, vacíos de aire de 4%. Posteriormente fueron extraídos y cortados a la geometría final de ensayo que fue: 100 mm x 150 mm (diámetro x altura).

### *5.2.3 Pruebas dinámicas*

El ensayo se para determinar el comportamiento viscoelástico de los especímenes de concreto asfáltico se realizó ejecutó en dos etapas: acondicionamiento y aplicación de ciclos de carga. De acuerdo con la norma AASHTO T342 - 11, cada espécimen de concreto asfáltico fue acondicionado para alcanzar la temperatura de ensayo, tal como se especifica en Tabla 5.1.

**Tabla 5.1** Tiempo de acondicionamiento respecto a la temperatura del espécimen

<b>Temperatura del espécimen °C</b>	<b>Tiempo de acondicionamiento previo a la prueba</b>
-10.0	Toda la noche
4.0	4 horas
21.0	3horas
37.0	2horas
54.0	1hora

AASHTO-T342

Ejecución del ensayo: Una vez que se cumplió el período de acondicionamiento de los especímenes, se procedió a la ejecución del ensayo. Inicialmente, se aplicó una carga de contacto ( $P_{\min}$ ) igual al 5 o 10% de la carga dinámica que se aplicaría al espécimen. La carga dinámica depende de la rigidez del espécimen y generalmente oscila entre 15 y 2800 kPa (2 y 400 psi). A temperaturas bajas se requiere una carga mayor y viceversa. La carga dinámica se ajusta hasta obtener deformaciones axiales del orden de 50 a 150 micro-deformaciones.

El ensayo se realizó comenzando desde la temperatura más baja hasta la más alta, es decir, de -10 °C a 54 °C. Para cada condición de temperatura, se aplicó una carga cíclica sinusoidal, comenzando con las frecuencias de ensayo más altas, es decir, de 25 Hz a 0.1 Hz. Antes de iniciar cada prueba, se pre acondicionó el espécimen mediante la aplicación de un número determinado de ciclos de carga, como se indica en la Tabla 5.2.

**Tabla 5.2** Pre-acondicionamiento del espécimen mediante ciclos de carga

Frecuencia, Hz	Número de ciclos
25	200
10	200
5	100
1	20
0.5	15
0.1	15

AASHTO-T342

De acuerdo con las recomendaciones de la norma AASHTO T342- 11, aquel espécimen que durante la ejecución de la prueba experimente una deformación permanente mayor a 1500 micro deformaciones, deberá ser descartado.

### **5.3 Presentación y análisis de resultados**

#### *5.3.1 Determinación de las propiedades dinámicas del concreto asfáltico para diferentes condiciones de frecuencia y temperatura.*

A continuación, se presentan los resultados de la caracterización viscoelástica de los diferentes concretos asfálticos, para hacer referencia a dichos materiales se denotará como C.A., seguido del tipo respectivo cemento asfáltico con el que fue elaborado; así, como para la FAM y la masilla, los tres concretos estudiados se definen a continuación: C.A-Convencional, C.A-SBS y C.A-PPA.

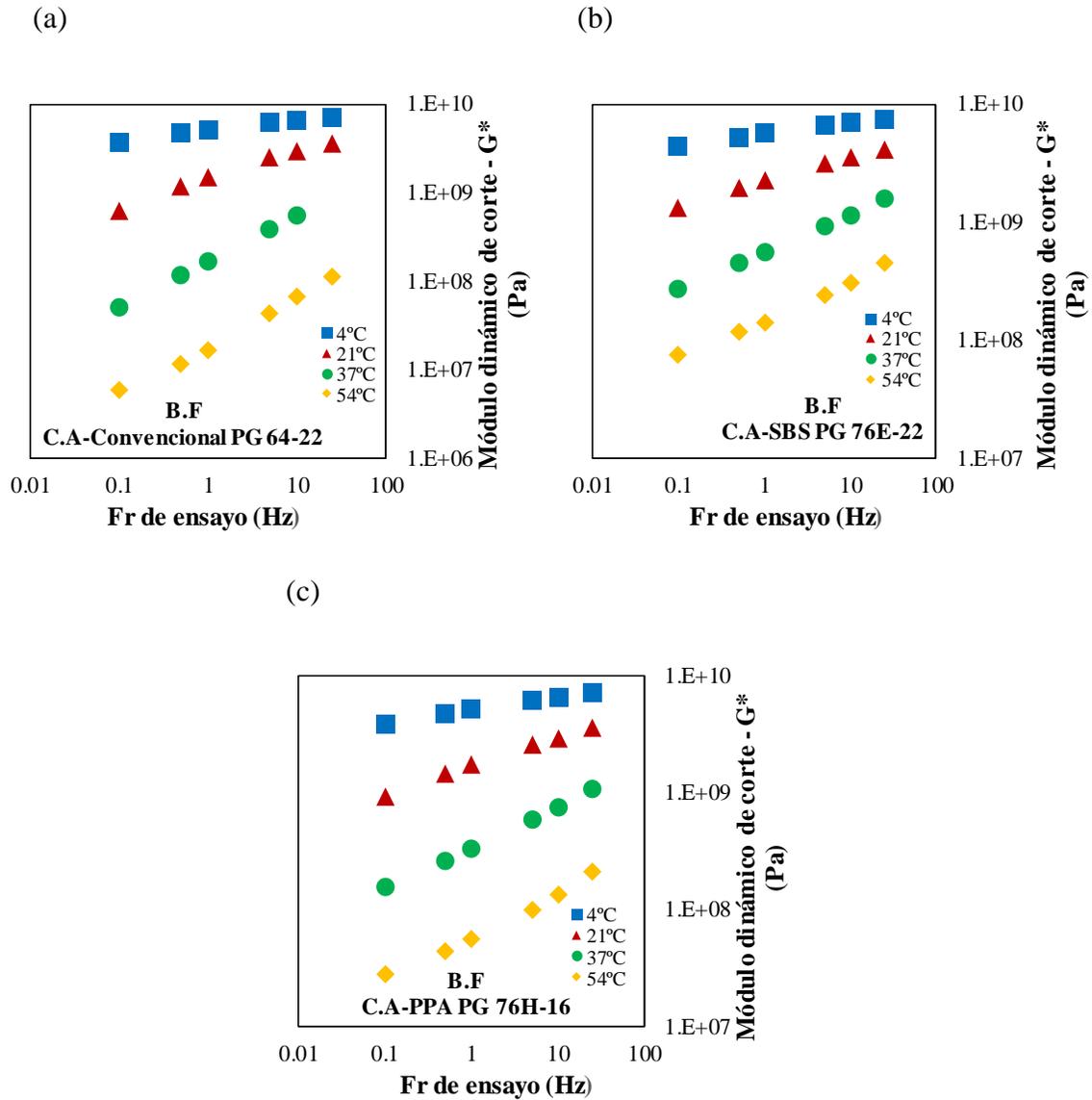
#### *5.3.2 Curvas isotermas del concreto asfáltico*

En la Figura 5.1 se presentan las curvas isotermas del módulo  $G^*$  a temperaturas de 4, 21, 37 y 54 °C y frecuencias de 0.1 a 25 Hz, en especímenes cilíndricos de concreto asfáltico

C.A- Convencional, C.A- SBS y C.A- PPT. Estas curvas fueron calculadas mediante la Ecuación 5.1 a partir de los valores del módulo dinámico  $E^*$  obtenidos por Fuentes (2020) y considerando una relación de Poisson de  $\nu = 0.4$ . Ecuación válida para calcular equivalencias entre los módulos dinámicos a compresión  $E^*$  y corte  $G^*$  a niveles de deformación dentro del LVE de un material.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad \text{Ec. 5.1}$$

En la Figura 5.1 se observa que a temperaturas de  $4^\circ\text{C}$  y  $21^\circ\text{C}$ , los tres concretos asfálticos presentan comportamientos similares de las variaciones de  $G^*$  respecto a la frecuencia. A temperaturas mayores el C.A-SBS y el C.A- PPA, presentan en términos generales mayores valores de rigidez ( $G^*$ ) con la frecuencia de carga en relación al C.A-Convencional. Específicamente, en las Figuras 5.1 (b-c) se evidencia para la temperatura más elevada de prueba de  $54^\circ\text{C}$ , que los valores del módulo dinámico de corte  $G^*$  son superiores a los valores del módulo  $G^*$  del C.A-Convencional a la misma temperatura de evaluación tal como se presenta en la Figura 5.1 (a). Esto debido a la influencia de los modificadores SBS y el PPA en el incremento del módulo dinámico de corte  $G^*$  del material, mejorando su desempeño a la deformación permanente. Para las temperaturas más bajas de prueba ( $10^\circ$  y  $25^\circ\text{C}$ ) el aporte del modificador no mostró cambios significativos en el módulo dinámico  $G^*$  de los C.A modificados con respecto al C.A-Convencional.



*C.A:* Refiriéndose al concreto asfáltico  
*B.F:* Refiriéndose a barrido de frecuencia

**Figura 5.1** Curvas isotermas de los concretos asfálticos: a) C.A-Convencional, b) C.A-SBS PG 76E-22, c) C.A-PPA PG 76H-16.

### 5.3.3 Curvas maestras del concreto asfáltico

Para visualizar el efecto que ha tenido cada componente en el concreto asfáltico en términos de su rigidez dinámica al corte  $G^*$ , se han colocado en el mismo plano las curvas maestras del cemento asfáltico, la masilla asfáltica, la matriz de agregado fino y el concreto

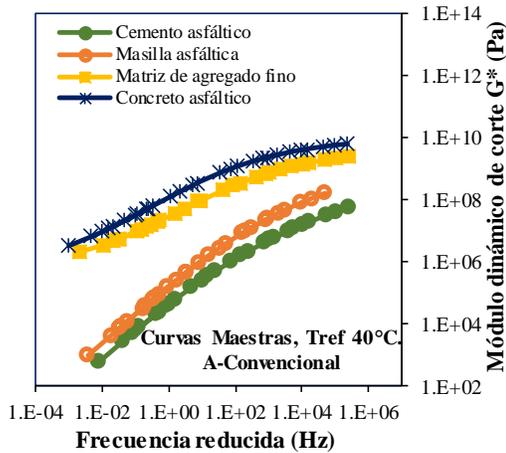
asfáltico elaboradas a una temperatura de referencia de 40°C. Para la elaboración de las curvas maestras, se empleó el mismo modelo sigmoïdal empleado para la FAM, la masilla y los cementos asfálticos. La Figura 5.2 (a-c) muestra el microescalamiento de la rigidez de los diferentes concretos asfálticos, mostrando el aporte que hace el relleno mineral, las arenas y las gravas, al incorporarse de manera gradual en cada cemento asfáltico. Los parámetros de ajuste del modelo sigmoïdal para cada concreto asfáltico se presentan en la Tabla 5.3.

**Tabla 5.3** Parámetros de ajuste del modelo sigmoïdal a partir de los datos experimentales para los concretos asfálticos.

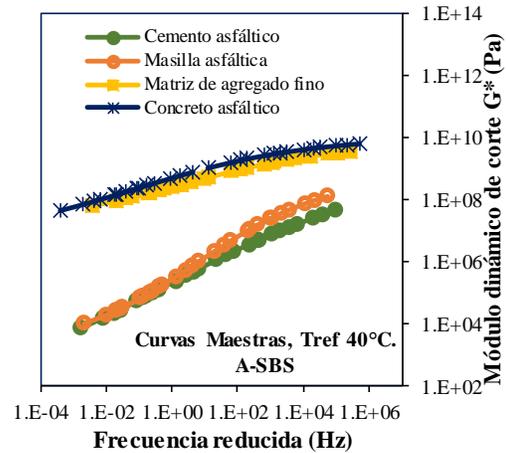
CONCRETO ASFÁLTICO								
Tipo de C.A	Parámetro							
	$\delta$	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	A	B	C1	C2
C.A-								
Convencional	5.554	4.420	-0.253	-0.515	4.21E-04	-0.121	-14.922	133.837
C.A-PPA	6.447	3.578	0.188	-0.423	4.31E-04	-0.129	-28.282	233.612
C.A-SBS	7.015	2.991	0.195	-0.444	5.13E-04	-0.119	-1407.424	14066.34

C.A: Refiriéndose al concreto asfáltico

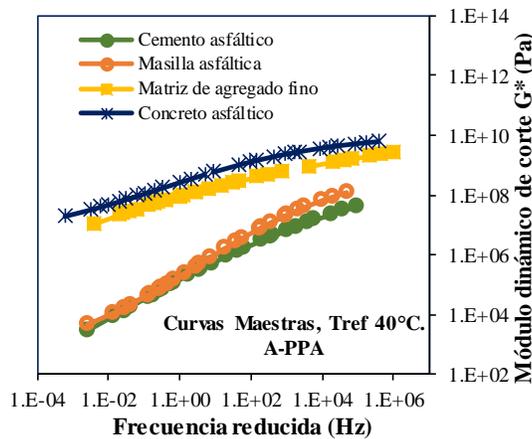
(a)



(b)



(c)



**Figura 5.2** Microescalamiento del concreto asfáltico: Cemento asfáltico, masilla, matriz y concreto para un rango de frecuencias y temperaturas. (a) A-PG 64-22 (b) A- SBS PG 76E-22 (c) A- PPA PG 76H-16.

Si bien debido a la escala gráfica de los valores de  $G^*$  en la Figura 5.2 se muestra una gran similitud entre las curvas maestras de todos los concretos asfálticos y las FAMs elaboradas con los respectivos cementos asfálticos, así como entre las masillas y los cementos asfálticos, realmente existen diferencias no despreciables entre dichas curvas, las cuales se pueden identificar mejor a través de la información presentada en las Tablas 5.3 a 5.5.

**Tabla 5.4** a) Valores del módulo dinámico  $G^*$  del C.A-PG 64-22. b) Porcentaje de la rigidez dinámica de la FAM y la MASILLA respecto al módulo dinámico, del C.A-PG 64-22.

(a)

<b>Módulo dinámico del C.A-PG 64-22 (Mpa)</b>				
<b>Temperatura de prueba, °C</b>				
<b>Fr (Hz)</b>	<b>10</b>	<b>25</b>	<b>46</b>	<b>60</b>
<b>0.1</b>	2249.94	342.16	13.99	3.27
<b>10</b>	5378.64	2098.27	179.83	31.13
<b>25</b>	5945.20	2677.16	290.31	52.19

(b)

<b>Porcentaje de la rigidez dinámica de la FAM y la MASILLA respecto a la rigidez del C.A - PG 64-22</b>									
		<b>10°C</b>		<b>25°C</b>		<b>46°C</b>		<b>60°C</b>	
<b>Fr (Hz)</b>		<b>FAM</b>	<b>MASILLA</b>	<b>FAM</b>	<b>MASILLA</b>	<b>FAM</b>	<b>MASILLA</b>	<b>FAM</b>	<b>MASILLA</b>
0.1		33.21	0.41	27.05	0.13	38.11	0.05	62.41	0.03
10		41.07	1.98	33.77	0.61	29.44	0.25	42.27	0.22
25		42.2	2.59	35.54	0.82	29.72	0.32	40.38	0.29

**Tabla 5.5** a) Valores del módulo dinámico del C.A-SBS PG 76E-22. b) Porcentaje de la rigidez dinámica de la FAM y la MASILLA respecto al módulo dinámico  $G^*$  del C.A-SBS PG76E-22.

(a)

<b>Módulo dinámico del C.A-SBS PG 76E-22 (Mpa)</b>				
<b>Temperatura de prueba, °C</b>				
<b>Fr (Hz)</b>	<b>10</b>	<b>25</b>	<b>46</b>	<b>60</b>
<b>0.1</b>	3232.39	1041.94	136.64	44.32
<b>10</b>	5858.94	2962.51	594.02	178.21
<b>25</b>	6349.18	3463.80	779.91	239.85

(b)

<b>Porcentaje de la rigidez dinámica de la FAM y la MASILLA respecto a la rigidez del C.A-SBS 76E-22</b>								
<b>Fr (Hz)</b>	<b>10°C</b>		<b>25°C</b>		<b>46°C</b>		<b>60°C</b>	
	<b>FAM</b>	<b>MASILLA</b>	<b>FAM</b>	<b>MASILLA</b>	<b>FAM</b>	<b>MASILLA</b>	<b>FAM</b>	<b>MASILLA</b>
0.1	48.87	0.33	50.58	0.07	79.48	0.02	150.09	0.02
10	55.27	1.59	54.82	0.5	63.23	0.06	111.48	0.06
25	56.12	1.96	55.92	0.7	62.46	0.13	107.02	0.07

**Tabla 5.6** a) Valores del módulo dinámico  $G^*$  del C.A-PPA PG 76H-16. b) Porcentaje de la rigidez dinámica de la FAM y la MASILLA respecto al módulo dinámico  $G^*$  del C.A-PPA 76H-16.

(a)

<b>Módulo dinámico del C.A- PPA PG 76H-16 (Mpa)</b>				
<b>Temperatura de prueba, °C</b>				
<b>Fr (Hz)</b>	<b>10</b>	<b>25</b>	<b>46</b>	<b>60</b>
<b>0.1</b>	2555.43	579.76	61.02	20.19
<b>10</b>	5390.38	2232.76	338.52	90.82
<b>25</b>	5941.41	2733.22	472.22	127.82

(b)

<b>Porcentaje de la rigidez dinámica de la FAM y la MASILLA respecto a la rigidez del C.A-PPA 76H-16</b>								
<b>Fr (Hz)</b>	<b>10°C</b>		<b>25°C</b>		<b>46°C</b>		<b>60°C</b>	
	<b>FAM</b>	<b>MASILLA</b>	<b>FAM</b>	<b>MASILLA</b>	<b>FAM</b>	<b>MASILLA</b>	<b>FAM</b>	<b>MASILLA</b>
0.1	35.05	0.31	21.8	0.08	38.04	0.03	28.57	0.02
10	42.04	1.6	21.16	0.52	35.52	0.12	42.67	0.08
25	44.84	2.04	21.78	0.72	34.01	0.16	42.45	0.11

En relación a los materiales elaborados con cemento asfáltico convencional, en la Tabla 5.3 (b) se aprecia que la FAM representó entre el 27 al 42% de la rigidez del concreto asfáltico presentada en la Tabla 5.3 (a), mientras la masilla solo tuvo representación entre el 2 al 0.03 %. Solo para la condición baja de frecuencia y temperatura, 0.1 Hz y 10°C, la FAM representó el 60% de la rigidez del concreto asfáltico. En la masilla el porcentaje respecto al concreto asfáltico decreció conforme aumentó la temperatura.

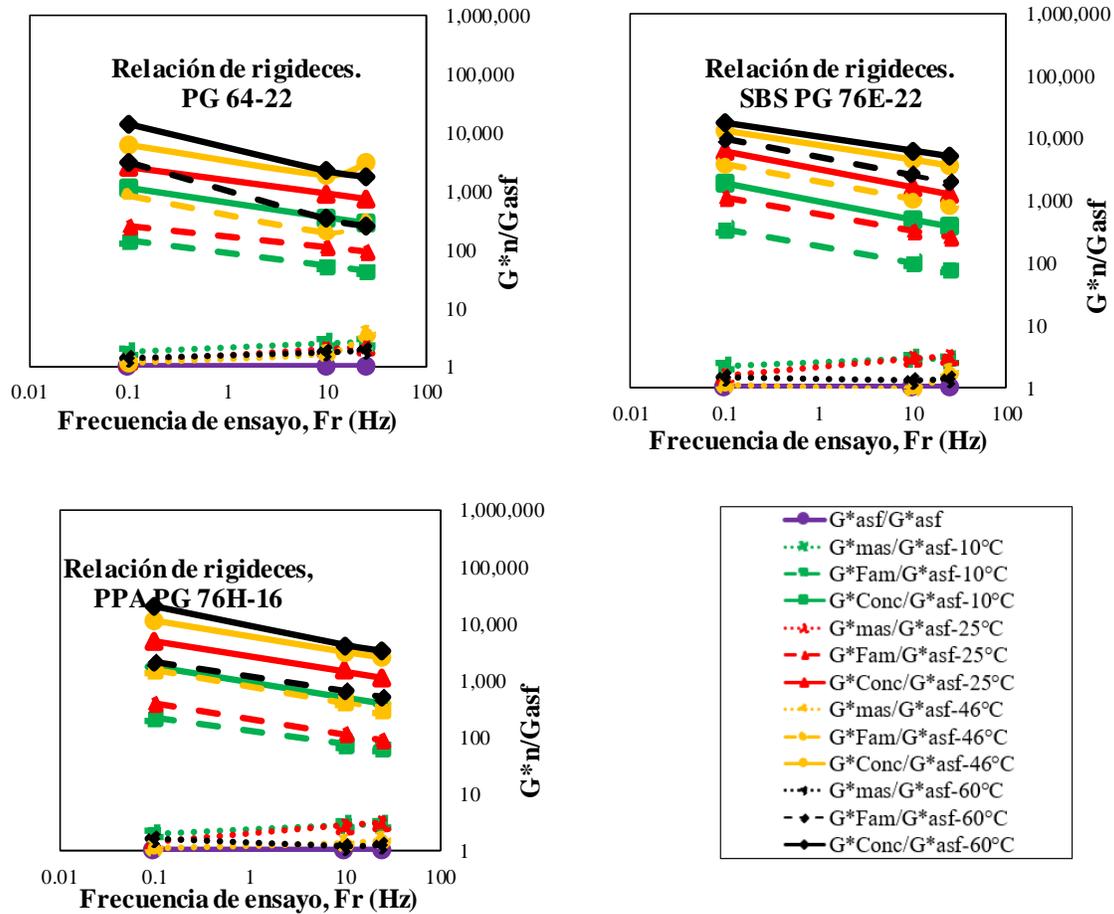
En relación a los materiales elaborados con cemento asfáltico modificado con SBS, la Tabla 5.4 (b) muestra que la rigidez de la FAM respecto al concreto asfáltico presentada en la tabla 5.4(a), aumentó conforme incrementó la temperatura. La frecuencia de carga tuvo un papel importante debido que, hasta los 25°C, el porcentaje de rigidez de la FAM incrementó con el aumento de la frecuencia; fue para las temperaturas elevadas sobre los 46°C, que esta relación de rigideces disminuyó conforme aumentó la frecuencia. La participación del filler no mostró relevancia, ya que la masilla tan solo representó un máximo valor de relación de rigideces del

2%, condición única a 10°C y 25Hz. Los valores del porcentaje de participación de la masilla con respecto al concreto asfáltico aumentaron respecto a la frecuencia y decrecieron con el aumento de la temperatura.

En relación a los materiales elaborados con cemento asfáltico modificado con PPA, en la Tabla 5.5 (b) muestra que la relación de rigidez de la FAM con respecto a la del concreto asfáltico presentada en la Tabla 5.5 (a), estuvo entre el 21 al 44%. Con el incremento de la temperatura esta relación de rigideces, disminuyó hasta los 25°C al 22% aproximadamente, y aumento al 34% a los 46°C. A temperaturas entre 46°C y 60°C a 0.1 Hz de frecuencia, la relación de rigideces de la FAM respecto a la del concreto asfáltico disminuyó en un 10%, mientras que a los 10 y 25 Hz aumentó en un 7 y 8%, respectivamente. Por otra parte, la relación de rigidez de la masilla asfáltica en relación a la del concreto asfáltico nuevamente no superó el 2%, al igual que lo observado en la Tabla 5.4 (b).

En todos los materiales evaluados las relaciones de rigidez de la masilla respecto a la del concreto asfáltico, aumentaron con el incremento de la frecuencia de carga, y disminuyeron con el aumento de la temperatura. En general, la relación de rigideces de las FAMs y sus respectivos concretos asfálticos presentaron un comportamiento variable. Para el caso de los materiales elaborados con SBS, se observa que dichas relaciones variaron entre el 50% y 100% con el incremento de las temperaturas y para todo el rango de frecuencias. Por otra parte, para el caso de los materiales elaborados con cemento asfáltico convencional y modificado con PPA, se observa que la relación de rigideces de la FAM respecto a la del concreto asfáltico fue más estable para el barrido de temperaturas y del orden de 40% en promedio, con tendencia en la mayoría de los casos a aumentar con la frecuencia de carga.

A continuación, en la Figura 5.3 (a-c), se presenta la relación de los módulos dinámicos de corte  $G^*$  de cada escala 'n' representativa del concreto asfáltico (cemento asfáltico, masilla, FAM y con concreto asfáltico), con respecto al  $G^*$  de su respectivo cemento asfáltico. La relación de estos módulos será considerada como la relación de las rigideces de cada escala con respecto a su cemento asfáltico. Así por ejemplo si,  $G^*_n/G^*_{asf} = 10$ , significa que el valor del módulo dinámico de la fase 'n', ( $G^*_n$ ) es 10 veces el  $G^*$  del cemento asfáltico (cemento asfáltico).



Asf: referenciándose al cemento asfáltico

**Figura 5.3** Relación de rigideces a distintas frecuencias de la masilla, la FAM y el concreto asfáltico, respecto a su cemento asfáltico

La relación entre las rigideces de cada escala, respecto a la rigidez de su respectivo cemento asfáltico, se ha medido a partir de la relación de sus módulos dinámicos de corte  $G^*$ ; de esta manera se lleva a cabo el análisis de los resultados presentados en la Figura 5.3 (a) donde se puede ver que la relación de rigidez entre la masilla y el cemento asfáltico, para el C.A-Convencional disminuye conforme se incrementó la temperatura. Conforme se incrementó la frecuencia solo para las condiciones de temperatura por debajo de los  $25^{\circ}\text{C}$  se hizo mayor la relación de rigidez. Por encima de los  $46^{\circ}\text{C}$  decreció el valor de la relación de rigideces con el incremento de frecuencia.

Sin embargo, las masillas elaboradas con cementos asfálticos modificados, presentaron un decremento con el aumento de la frecuencia para las temperaturas elevadas de prueba. La relación de rigideces de la FAM y el concreto asfáltico, disminuyó conforme aumentó la frecuencia. Respecto al comportamiento con la temperatura, la relación disminuyó conforme a la temperatura, presentando mayor sensibilidad a este comportamiento, conforme disminuía la frecuencia para los concretos elaborados con A-convencional (Figura 5.3(a)) y A-PPA (Figura 5.3(c)), entre las temperaturas de 46° y 60°C.

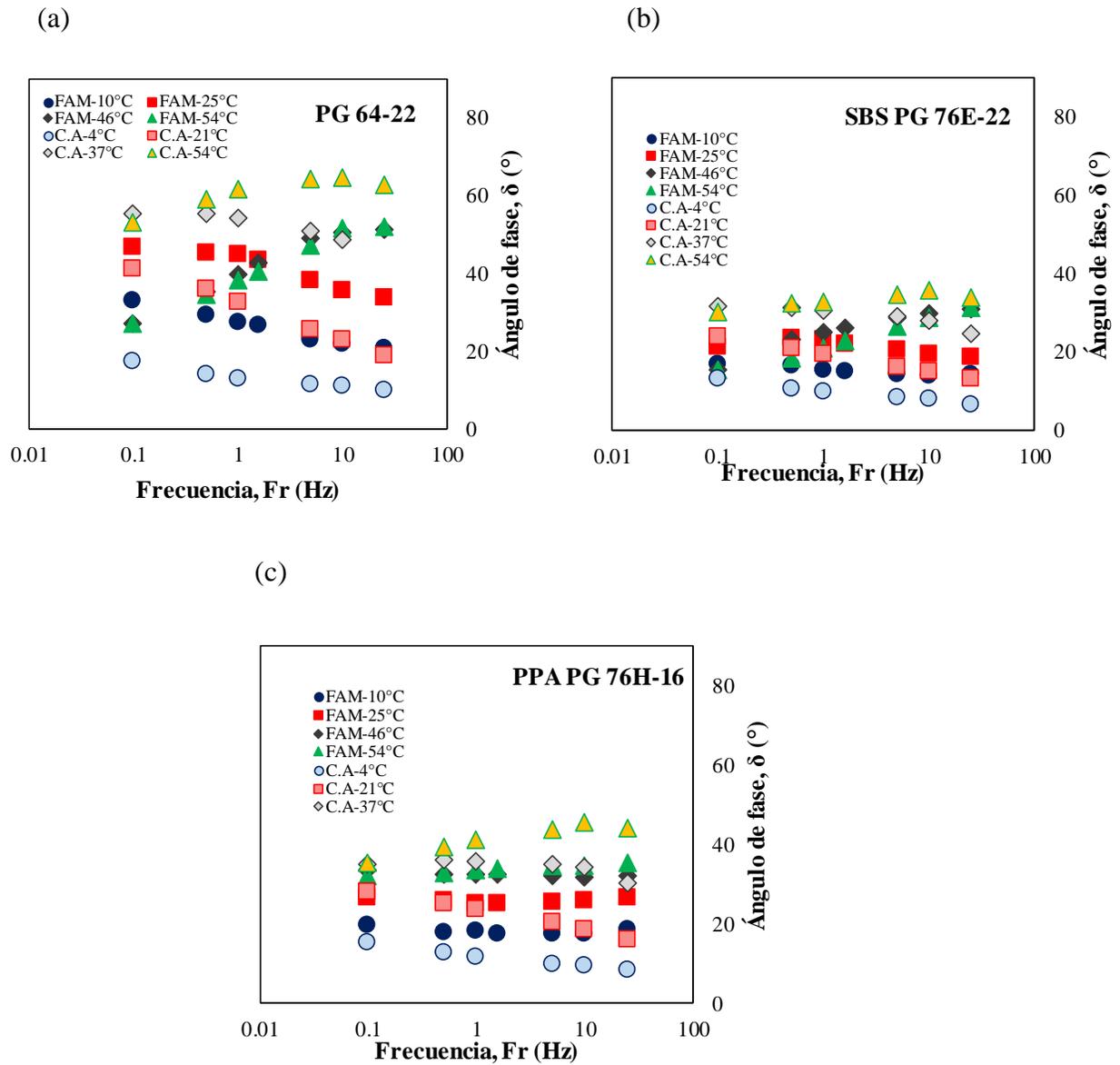
El concreto elaborado con A-SBS entre los 46° y 60°C no presentó, con el incremento de la frecuencia, sensibilidad en la relación entre ambas curvas. Las tres escalas a 46°C y a partir de los 10 hasta los 25 Hz, presentaron un aumento en la relación de las rigideces; mismo comportamiento se presentó solo para las masillas elaboradas con los cementos asfálticos modificados.

Para ciertos materiales y condiciones de prueba, las relaciones de rigideces de la FAM estuvieron por encima de los valores de relación de rigidez del C.A. Para el A-convencional, los valores de la relación de la FAM a 60°C estuvieron sobre los valores del C.A a 10°C, para el A-SBS tal como se observa en la Figura 5.3(b), los valores de relación de la FAM a 46°C estuvieron por encima de los valores de relación de rigidez del cemento asfáltico a 10°C y la FAM a 60°C estuvo por encima de los valores del C.A a 25° y 10°C. Este fenómeno podría asociarse a que la FAM debido a su matriz fina posee mayor cemento asfáltico que el concreto asfáltico a causa de tener mayor superficie específica que el agregado grueso, luego el aporte del modificador se ve mayormente reflejado en la FAM a elevadas temperaturas que es la condición para la cual el SBS y el PPA aportan al alto desempeño del material asfáltico.

El A-PPA no fue la excepción, pues los valores de relación de la FAM a 46° y 60°C fueron similares a los valores del C.A a 10°C, debido a que son relaciones de rigidez, cabe aclarar, que no significa que la FAM tenga mayor módulo dinámico que el concreto asfáltico. La relación significa cuantas veces el valor del  $G^*$  del cemento asfáltico es equivalente al  $G^*$  de cada escala según corresponda. Para los concretos elaborados con A-convencional y A-PPA, las curvas presentan mayor pendiente a 46° y 60°, lo que indica que con el aumento de la frecuencia el decremento de las relaciones de rigideces ocurre más rápidamente que en el resto de las escalas.

### 5.3.4 Análisis del comportamiento viscoelástico a partir del ángulo de fase del concreto asfáltico.

La Figura 5.4 (a-c) muestra la variación del valor del ángulo de fase con la frecuencia y la temperatura de los concretos asfálticos, así como los de las FAMs, a fin de identificar cambios en el comportamiento viscoelástico entre ambos materiales.



**Figura 5.4.** Variación del ángulo de la FAM y el concreto asfáltico con la frecuencia y la temperatura: a) PG 64-22 b) SBS PG 76E-22 c) PPA PG 76H-16

En la Figura 5.4 se observa que, de manera similar a las FAMs, los concretos asfálticos a ciertas temperaturas en este caso menores a los 37°C, tienden a elastizarse en la medida que aumenta la frecuencia de carga, ya que el ángulo de fase disminuye, mientras que a mayores temperaturas en términos generales en la medida que aumenta la frecuencia, los concretos asfálticos tienden a comportarse más como materiales viscosos, ya que aumenta su ángulo de fase.

El límite de temperatura en que los materiales tienden a elastizarse con la frecuencia es más alto en los concretos asfálticos que en las FAMs, a 37°C y 25°C respectivamente. Lo anterior, se debe a la presencia de los agregados pétreos de mayor tamaño cuyo comportamiento mecánico es predominantemente elástico y poco termo-susceptible.

Todos los concretos asfálticos mostraron una tendencia similar en la variación de su viscoelasticidad con el aumento de la frecuencia de prueba, independientemente de la temperatura de evaluación. Hasta los 46°C, a medida que la frecuencia aumentaba, el ángulo de fase disminuía. Sin embargo, a 60°C, con el aumento de la frecuencia de carga, el ángulo de fase aumentaba hasta llegar a 25 Hz. Después de esta frecuencia, se observaba una ligera disminución en su valor.

Esto podría llevarnos a concluir que las arenas están generando una estructura interna, tal que, en conjunto con sus vacíos y la distribución de estos, favorece la elasticidad del material y posteriormente con la presencia de gravas, la estructura interna se hace más vulnerable a incrementar su componente viscosa. A esta misma frecuencia de 25 Hz los valores de ángulo del concreto estuvieron debajo de los valores de la FAM desde los 25°C hasta los 46°C por, lo que implica que las gravas tuvieron mayor significancia en la elasticidad del material a esta condición. A 60°C los tres concretos evaluados presentaron valores superiores que la FAM, para todas las condiciones de frecuencia y temperatura, lo que implica que el comportamiento para mejorar la elasticidad, lo aportan las arenas.

## 5.4 Conclusiones

- El aporte al aumento de rigidez del concreto asfáltico a temperaturas elevadas lo hizo el modificador polimérico y el ácido polifosfórico, mientras que, a temperaturas intermedias, el relleno mineral tuvo su mayor participación en el módulo dinámico del concreto asfáltico.
- La FAM-SBS tuvo mayor porcentaje de rigidez en el concreto asfáltico en comparación con el porcentaje que tuvo la FAM-Convencional. Este porcentaje incrementó con la temperatura, superando el 100% de la rigidez del concreto a 60°C para todas las frecuencias evaluadas. Se puede atribuir este comportamiento a la interacción con las arenas, dando como resultados matrices modificadas de alta rigidez. Al igual que para la condición A-Convencional, para las temperaturas más bajas de evaluación el aporte de las arenas en la rigidez del concreto, aumentó con el incremento de frecuencia, mientras que decreció ligeramente para temperaturas elevadas al incrementarse la frecuencia de carga. La masilla de este concreto asfáltico tuvo mayor participación conforme aumentó la frecuencia y disminuyó al aumentar la temperatura.
- La FAM-PPA presentó para todas las condiciones de frecuencia y temperatura, una participación similar en el módulo dinámico del concreto asfáltico. El aporte del relleno mineral se hizo mayor con el incremento de la frecuencia y disminuyó con el decremento de la temperatura.
- Para todas las condiciones de frecuencia y temperatura, los concretos elaborados con A-SBS y A-PPA presentaron menor ángulo de fase que el elaborado con A-Convencional.
- El comportamiento viscoelástico de los concretos asfálticos respecto al FAM evaluado a partir de los ángulos de fase, todos los concretos tuvieron menores valores de ángulo de fase menores a los de sus FAMs respectivas para todo el rango de frecuencias y temperatura demostrando un comportamiento elástico mayor. Nuevamente al igual que

la FAM, para las temperaturas sobre los 46°C los concretos aumentaron su valor de ángulo de fase conforme se incrementó la frecuencia de carga, sin embargo, las pendientes que describen como aumentó este valor, estuvo más inclinada para el C.A-Convencional que para los C.A-SBS y C.A-PPA, lo que significa que el polímero SBS y el ácido PPA evitaron se presentara este fenómeno ya que a elevadas temperaturas minimizan el comportamiento viscoso del concreto asfáltico.

- Existe un comportamiento viscoelástico similar entre los cementos asfálticos y las masillas asfálticas, así como entre las FAMs y los concretos asfálticos. La adición del agregado pétreo en sus diferentes tamaños incrementa la rigidez y elastiza el nuevo material.

## **CAPÍTULO 6. MODELADO MICROMECAÁNICO**

En esta investigación se utilizó el modelo micromecánico autocoherente propuesto por Hervé y Zaoui en 1993 para representar el comportamiento del concreto asfáltico. Este modelo se basa en cuatro pasos importantes para describir el material: la masilla asfáltica, la matriz fina asfáltica (FAM), la mezcla asfáltica sin considerar los vacíos y el concreto asfáltico con un porcentaje de vacíos. Cada paso del modelo se representa como un material de tres fases, que consiste en una inclusión esférica, una matriz y un medio homogéneo equivalente (MHE) que posee propiedades similares a la inclusión y la matriz.

### **6.1 Introducción**

Una de las formas de evaluar las propiedades dinámicas de materiales complejos es el modelado micromecánico o multiescala. Hasta la fecha, el modelado micromecánico en concretos asfálticos ha tomado una de dos formas, dependiendo de la disponibilidad de datos adecuados para el desarrollo y verificación del trabajo. En el primer enfoque, los investigadores han utilizado modelos continuos de mezclas a escala, que incorporan parámetros que dependen directamente de la microestructura del material (Tashman et al., 2001; Masad et al., 2005). En el segundo enfoque, que es quizás la aplicación más común del modelado multiescala, los investigadores se han centrado en la aplicación de técnicas computacionales, como los modelos de zona cohesiva (Kim, 2003; Kim et al., 2008; Western Research Institute, 2010), modelos de celosía (Guddati et al., 2002; Western Research Institute, 2010) y otros modelos (Zhu et al., 2000; Dai and You, 2007), con el objetivo de mejorar las propiedades del concreto asfáltico a diferentes escalas, desde la escala del cemento asfáltico o masilla asfáltica hasta la escala del concreto asfáltico (CA).

Los métodos utilizados por estos investigadores a menudo son subjetivos y se basan en cálculos volumétricos y suposiciones generales, como la existencia de una película de cemento asfáltico constante que recubre todas las partículas. Estas suposiciones a veces carecen de respaldo experimental y los posibles errores asociados a ellas no se discuten ampliamente en la

literatura disponible. Como resultado, ha sido mínima la atención prestada a cómo estos supuestos iniciales pueden afectar las conclusiones finales.

En general, el modelado multiescala en el campo del concreto asfáltico implica realizar una serie de simulaciones computacionales de dos fases: la matriz y las partículas. Estas simulaciones generan una tercera fase que corresponde a un medio homogéneo equivalente con características similares a las partículas y la matriz. Cada simulación sucesiva utiliza los resultados de la simulación previa (fase 3) como la matriz y aumenta el tamaño característico de las partículas. En muchos de estos modelos, se asume una perfecta continuidad en los vectores de esfuerzos de tensión y desplazamiento entre las fases (Hervé y Zaoui, 1993).

Por ejemplo, en un esquema de modelado típico, la primera simulación se puede realizar para predecir la respuesta de rigidez de un material con cemento asfáltico como la fase de matriz y partículas menores de  $75\ \mu\text{m}$  como la fase de partículas. Las propiedades predichas de este material se convertirían en la entrada para la fase de matriz de una escala que utiliza partículas mayores de  $75\ \mu\text{m}$ , pero menores de  $2,36\ \text{mm}$  como fase de partículas. Este proceso continúa hasta que se predice el rendimiento total de la mezcla de cemento asfáltico. (Underwood y Kim, 2011). La teoría de los materiales compuestos desarrollada desde la década de los años sesenta por la sociedad de la mecánica (Hashin 1960, 1970a, b; Hashin y Shtrikman 1963; Christensen 2005; Budiansky 1965), se ha aplicado al concreto asfáltico utilizado para estimar su comportamiento mecánico limitándolo a un material compuesto de varias fases.

El concepto de energía de deformación se ha utilizado para definir los módulos elásticos efectivos de materiales multifase tales como de concreto asfáltico. (Hashin y Shtrikman 1963; Christensen 2005). El proceso general de la definición comienza a partir de la energía de deformación y las siguientes hipótesis: Formulación homogénea, isotrópica y de cuerpo elástico define que, si el material homogéneo se combina con otros materiales de diferentes módulos, todo el cuerpo se convierte en un medio heterogéneo con más de una fase (multifase). De igual manera si respecto a las deformaciones en la superficie los desplazamientos se fijan independientemente de la masa, la energía de deformación del material multifase puede formularse en términos de la energía de deformación, tensión y campo de deformación del

material homogéneo, y del campo de esfuerzo y deformación del material multifase. (Luo & Lytton 2011).

Debido a que estos modelos micromecánicos se basan en soluciones puramente elásticas (Mura, 1987), el valor absoluto del módulo complejo se toma directamente como módulo de elasticidad. Por lo tanto, sólo pueden proporcionar el valor absoluto del módulo complejo, pero no puede predecir el ángulo de fase. Teniendo en cuenta que el cemento asfáltico presenta un comportamiento viscoelástico con un módulo complejo variable en una amplia gama de frecuencias, se necesitan modelos viscoelásticos para mejor predicción de las propiedades viscoelásticas efectivas de los materiales asfálticos, ángulos de fase y propiedades dependientes de la frecuencia (Kim et al., 2004).

Eshelby (1957) ha señalado que la teoría elástica de las inclusiones puede extenderse a materiales viscoelásticos. Típicamente, el problema del material viscoelástico se reformula en el dominio de Fourier o Laplace a través del principio de correspondencia elástico-viscoelástico, (Christensen, 1982)) y luego resuelto de acuerdo con el problema elástico correspondiente. Hashin (1965, 1970) desarrolló un principio de correspondencia que relaciona los módulos elásticos efectivos de los compuestos a la relajación del módulo efectivo y fluencia de compuestos viscoelásticos. En los últimos años, la micromecánica basada en el comportamiento viscoelástico ha propuesto modelos para interpretar las propiedades viscoelásticas comportamiento de los compuestos considerando también dentro de sus fases de estudio los vacíos de aire, (Castaneda, 2004).

Debido a que el comportamiento efectivo del material de los compuestos no sólo depende de las propiedades físicas de cada constituyente, sino que también dependen de aspectos como la forma y distribución de las partículas (Masad et al., 1999; You y Buttlar, 2004; Little y Petersen, 2005; Lackner et al., 2005), es importante definir cuál método es el más apropiado para predecir el comportamiento viscoelástico del concreto asfáltico. (Luo & Lytton 2011). realizan una investigación exhaustiva de cuatro métodos micromecánicos existentes considerando los efectos viscoelásticos.

- *El Modelo Diluido (DM)*

Este modelo considera una distribución diluida de partículas en una matriz viscoelástica. Debido a que la distancia entre las partículas es mucho mayor que el radio de las partículas, las interacciones de las partículas pueden ser ignoradas (Nemat-Nasser y Hori, 1999). Debido a que la distribución diluida de partículas es asumida, este modelo sólo es válido para masillas con fracciones de relleno de pequeño volumen. Este modelo sólo es aplicable para materiales compuestos con fracción volumétrica de partículas esféricas.

- *Modelo Mori-Tanaka (MTM)*

El Modelo Mori-Tanaka (1973) En este método, una partícula está incrustada en la matriz con una deformación uniforme igual a la deformación media de la matriz, y la deformación media de la partícula se calcula a partir de la solución para una partícula incrustada en la matriz infinita. Cuando la fracción de volumen de las partículas es bastante alta o las partículas se agrupan, incluso en la vecindad de la partícula pueden existir otras partículas, por lo que el campo local en el dominio de partículas es altamente distorsionado y la suposición de campo de deformación uniforme no es válido. Por consiguiente, aunque el modelo MTM proporciona una mejor predicción que el modelo diluido (DM) para la mayoría de los materiales compuestos, para fracciones de alto volumen o una microestructura agrupada, produce una gran disparidad de los resultados experimentales (Zheng y Du, 2001; Yin et al., 2006).

- *Modelo Autocoherente (SCM)*

En el Modelo Autocoherente (SCM), cualquier punto del material bajo carga es aislado como un elemento de volumen infinitesimal. A continuación, el resto del material se homogeneiza como un material uniforme, cuya propiedad mecánica es idéntica a la del material complejo en cuestión. El esfuerzo medio de la partícula se deriva de la solución para una partícula incrustada en el dominio infinito que tiene las mismas propiedades físicas que el mismo material. (Hill, 1965; Budiansky, 1965). Debido a que la microestructura es estadísticamente aleatoria, en el SCM, el promedio de la fase de partículas está representada por aquella en un gradiente infinitesimal del material. Debido a que el punto es tan pequeño, su efecto sobre las propiedades efectivas del material restante es despreciables; por lo tanto, la deformación media de la partícula puede obtenerse mediante una sola partícula infinitesimal en

el propio material complejo bajo carga uniforme. Teniendo en cuenta el punto puede ser elegido en cualquier lugar en la fase de partículas, este modelo es aplicable para Compuestos con formas irregulares y fracciones de partículas de alto volumen

- *El modelo generalizado autocohrente (GSCM)*

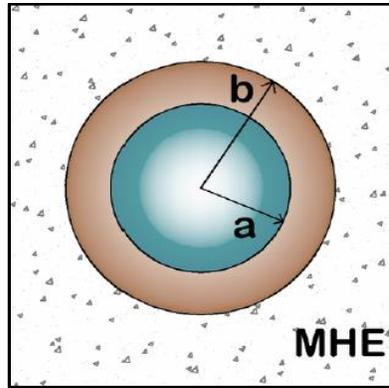
El modelo generalizado autocohrente (GSCM) se deriva de la solución para una esfera incrustada en un anillo esférico concéntrico del cemento asfáltico de la fracción volumétrica prescrita, que a su vez está incrustada en un medio infinito con las propiedades mecánicas efectivas del material compuesto (Christensen y Lo, 1979).

La primera formulación analítica del modelo autocohrente generalizado para los materiales de dos fases fue hecho por Christensen y Lo (1982) tal como se ilustra en la Figura 6.1. Esta formulación se hizo considerando una inclusión esférica rodeada por una cáscara matriz que es incrustada en un medio infinito equivalente efectivo. El problema local consiste en una esfera compuesta que comprende un núcleo esférico de radio  $R_1$  que tiene módulos de masa y de corte  $k_1$  y  $G_1$  respectivamente de la fase de inclusión, y una envolvente concéntrica de radios interno y externo  $R_1$  y  $R_2$  respectivamente, con módulos elásticos  $k_2$  y  $G_2$  de la fase matriz. Esta esfera compuesta está embebida en un medio infinito que se considera el "Medio Equivalente Homogéneo"-MHE cuyos módulos desconocidos volumétrico " $k^{\text{eff}}$ " y de corte " $\mu^{\text{eff}}$ " son los efectivos y se pueden determinar aplicando una presión hidrostática uniforme " $P$ " en la superficie externa de este Volumen Elemental Representativo (V.E.R).

La ley de la interfaz perfecta, que asegura la continuidad del esfuerzo y el desplazamiento en diferentes interfaces, permite evaluar las diferentes constantes de integración necesarias para expresar el módulo de compresibilidad del material multifase en función de los módulos y la fracción volumétrica de cada una de las fases. Posteriormente, los autores adaptaron a los materiales compuestos la idea básica de aproximación autocohrente, colocando la esfera compuesta de Hashin en un medio homogéneo equivalente, es decir un modelo a tres fases, tal como se muestra en la Figura 6.1. Ellos Determinaron el módulo de cortante del material compuesto ( $G_c$ ), suponiendo que un refuerzo en ese mismo material se comporta como si estuviera ubicado en un medio infinito que posee las características elásticas de la matriz.

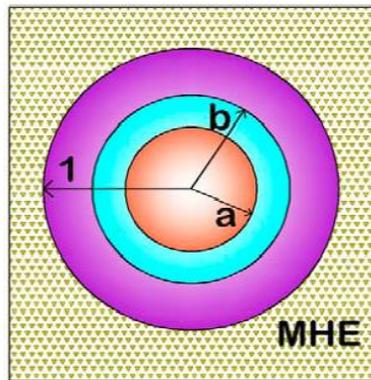
Al suponer  $\Phi_p$ : Fracción volumétrica del refuerzo, a y b: Radios de la fase 1 y 2, la relación de estos parámetros puede expresarse como:

$$\Phi_p = \left(\frac{a}{b}\right)^3 \quad (6-1)$$



**Figura 6.1** El modelo autocohérente de Christensen y Lo (1982). Shaterzadeh, (1997).

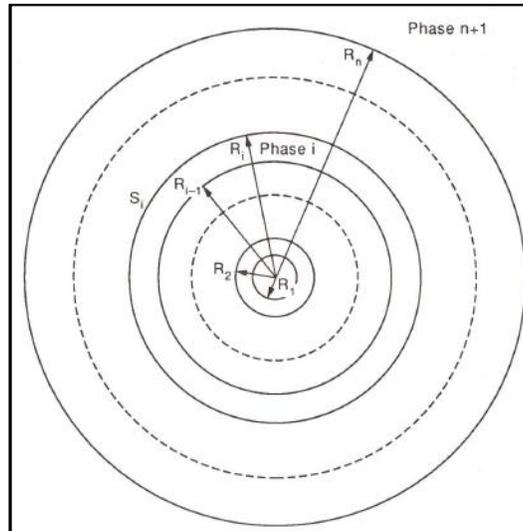
Maurer (1990) propone un modelo autocohérente a 4 fases, exponiendo que, para materiales compuestos particulares con interfase, no es posible utilizar modelos a dos y tres fases. Dicho modelo se esquematiza en la Figura 6.2.



**Figura 6.2** Modelo autocohérente a 4 fases Maurer (1990). Shaterzadeh, (1997). P. 64

Herve & Zaoui (1993) generalizaron el modelo de Christensen, al caso de un material compuesto de “n” capas, (modelo n+1 fases). La predicción de las propiedades elásticas y viscoelásticas de los materiales compuestos particulares, reposan sobre la determinación de los campos de esfuerzos y deformaciones, en un medio infinito que contiene una esfera de material

compuesto constituida por “n” capas, e inmersa en una matriz sometida a condiciones homogéneas de esfuerzo o deformación en el infinito. La fase n es la última o bien la capa conexas a la matriz tal como se observa en la Figura 6.3.



**Figura 6.3** Inclusión esférica incrustada en una matriz infinita de “n” capas. Eveline Hervé y Andre Zaoui, 1993.

El modelo Hervé y Zaoui permite determinar el módulo de cortante “G” y el módulo volumétrico “ $\kappa$ ”. Aunque estos modelos se han utilizado con éxito para predecir el comportamiento elástico de muchos materiales heterogéneos, ya que los materiales asfálticos contienen una microestructura y muestran un fuerte comportamiento viscoelástico, la aplicabilidad de estos requiere validación. (H. M., et al 2011). En esencia, todos los modelos micromecánicos basan la solución para una partícula incrustada en la matriz, y por lo tanto tienen algunas limitaciones.

En general, debido a que las partículas de agregado son generalmente angulares, planas o sub-redondeadas, mientras que los modelos DM, MTM y GSCM se basan en el supuesto de partículas esféricas, la exactitud de estos modelos es cuestionable. Aunque el modelo SCM no considera la interacción entre los cementos asfálticos y partículas, ofrece cierta flexibilidad para la forma de la partícula y fracción de volumen.

De acuerdo con (Gundla y Underwood, 2017) se han desarrollado y aplicado diferentes modelos micromecánicos para estudiar el comportamiento del mastico y del concreto asfáltico.

Los principales métodos utilizados incluyen la esfera compuesta (Hashin 1962), auto-coherente (Hill 1965) (Hervé y Zaoui 1993), aproximación de partículas rígida generalizada (Christensen y Lo, Buttlar et al. 1999), esquema diferencial (Kim y Buttlar 2011), método diferencial (Shu y Huang 2008, 2009) y estructuras periódicas (Yin y Sun 2005). Underwood y Kim (2014) estudiaron los métodos mencionados anteriormente encontrando que mientras cada uno tiene sus ventajas y desventajas, ninguno es capaz de predecir la rigidez completa ya sea del mastico o del concreto asfáltico en función de la temperatura y la frecuencia. Por lo anterior es necesario calibrar el modelo a partir de los datos experimentales.

Buttlar y Roque fueron los primeros en reconocer el potencial de los modelos micromecánicos para predecir el comportamiento de las masillas y mezclas asfálticas (Buttlar y Roque, 1996). Estos investigadores dividieron los modelos en dos categorías: modelos de geometría de fase arbitraria y modelos de inclusión esféricos. Su estudio indicó que estos modelos mostraron perspectivas brillantes al hacer una aproximación razonable de tomar masilla asfáltica como un sistema de partículas rígidas que flotan en una matriz más blanda. En 1999, Buttlar aplicó el modelo de esquema autoconsistente generalizado (GSCS) y un modelo exponencial simple para predecir los efectos de rigidez de varios rellenos minerales en cemento asfáltico virgen (Buttlar, et al, 1999).

También descubrió que el modelo GSCS subestimaba el efecto endurecimiento del relleno mineral, particularmente en una fracción de alto volumen de relleno. Además, el valor calculado del módulo de corte complejo basado en el modelo GSCS solo estaba relacionado con las fracciones de volumen y no con las propiedades químicas y los tamaños de partícula de los rellenos minerales. Esto significa que diferentes rellenos minerales con la misma fracción de volumen tuvieron el mismo efecto de refuerzo, que obviamente es inconsistente con la verdad. Por lo tanto, Buttlar introdujo una definición de la concentración de volumen efectivo de relleno para mejorar la predicción y el cálculo de la fracción de volumen efectivo se basó en el espesor de la capa de cemento asfáltico influenciado. Desde entonces, GSCS se ha convertido en uno de los modelos más populares para la predicción del módulo efectivo de la masilla asfáltica. Sin embargo, el modelo GSCS es engorroso e inconveniente para uso de rutina porque hay muchos cálculos involucrados.

Para simplificar estos cálculos, en 2002, Shashidhar y Shenoy propusieron un modelo GSCS simplificado basado en el supuesto de que el módulo del relleno es mucho mayor que el del cemento asfáltico. De acuerdo con este modelo simplificado de GSCS, el efecto de la rigidez de la carga al cemento asfáltico solo se relacionó con la relación de Poisson de las fracciones de cemento asfáltico y el volumen de carga en lugar de las otras propiedades constituyentes, como la carga y el módulo de cemento asfáltico. Underwood y Kim presentaron la interacción fisicoquímica de relleno-cemento asfáltico en una predicción de módulo de corte complejo y construyeron con un nuevo modelo de cuatro fases: modelo Phy-C (Underwood y Kim, 2014). La microestructura de la masilla asfáltica consistió en cuatro fases como relleno mineral, cemento asfáltico adsorbido, cemento asfáltico no adsorbido y medio efectivo. En este modelo, se tuvo en cuenta una tercera fase que representa la capa con influencia fisicoquímica en la superficie de relleno. Luego, se aplicó el modelo Phy-C para predecir el efecto de rigidez del relleno en un rango de concentraciones volumétricas de 0,10 a 0,60.

Además del modelo de inclusión esférica (GSCS), los modelos de geometría de fase arbitraria se aplicaron y desarrollaron para las predicciones del rendimiento de la masilla asfáltica. Según la teoría, la masilla podría considerarse como un compuesto mineral de relleno / cemento asfáltico y la interacción de partículas minerales puede tratarse como un problema de interacción de dos partículas esféricas elásticas incrustadas en la matriz. Basado en el estudio de Ju y Chen de las predicciones de módulos complejos para los materiales multifase heterogéneos aleatorios (Ju y Chen, 1994). Pei y Zhang propusieron un nuevo modelo micromecánico teniendo en cuenta las interacciones entre partículas y el módulo elástico efectivo de la masilla y la mezcla de cemento asfáltico. Se predijeron de acuerdo con el mecanismo probabilístico de interacción de partículas por pares y la relación de localización de partículas elásticas (Pei, 2015; Zhang 2019). En comparación con el modelo Mori-Tanaka (M-T) (Mori Tanaka, 1973) y el modelo de medio eficaz de esquema diferencial (DSEM basado en una sola inclusión, el nuevo modelo proporcionó una mejor estimación del módulo de corte complejo de las masillas.

Hajikarimi (2019) empleó el método de elementos finitos para predecir el módulo de las masillas asfálticas modificado con polímeros con dos relaciones de llenado muy bajas de 18% y 35%, y los resultados mostraron que existía una mayor diferencia entre los resultados

numéricos y la observación experimental con un relleno de relación del 35%. (Al-Khateeb, 2017) derivó un modelo exponencial simplificado para predecir el módulo de masilla asfáltica, la calidad y la densidad del relleno. Kim demostró la aplicabilidad del modelo basado en la reología (modelo de Nielsen), la conversión viscoelástica lineal del modelo analítico elástico (modelo de Hashin) y el modelo de Christensen y Lo a la predicción del módulo de masilla asfáltica con fracciones de volumen de relleno de menos de 25 % (Kim y Little, 2004). Yin evaluó la precisión del modelo diluido (DM), el modelo autoconsistente (SCM), el modelo Mori-Tanaka (MT) y el modelo autoconsistente generalizado (GSCM) en las predicciones del módulo de masilla (Yin, 2008). Los resultados mostraron que los modelos DM y CSM sobreestimaron el módulo y el MT y GSCM lo subestimaron. (Brinson y Lin, 1998) también examinaron el MT y el método de elementos finitos para determinar las propiedades efectivas de la masilla.

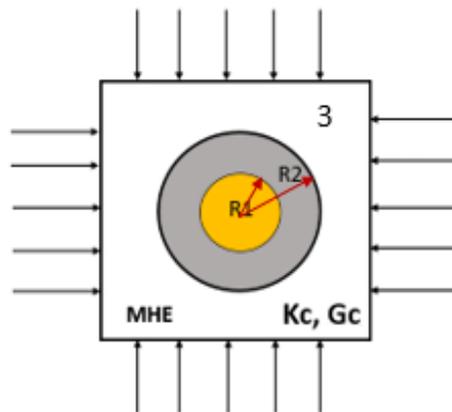
En la práctica, la masilla asfáltica está sujeta a una amplia gama de frecuencias y temperaturas en los pavimentos, por lo que es necesaria una visión profunda del modelo de predicción de módulo. Casi todos los modelos existentes se centran en la predicción de módulos de masillas fabricadas con cementos asfálticos vírgenes. Poco se sabía acerca de la aplicación de estos modelos en masillas asfálticas modificadas con polímeros, como el cemento asfáltico modificado SBS y la masilla asfáltica de alta viscosidad. Excepto por algunos estudios, la mayoría de las investigaciones sobre modelos de predicción de módulo han involucrado masillas con fracciones de volumen de relleno de no más de 0.4. Sin embargo, la fracción de volumen de relleno apropiado de masilla varía de aproximadamente 0,23 a 0,60 para la mayoría de las mezclas de cemento asfáltico.

## **6.2 Modelo micromecánico Hervé y Zaoui – Tres fases**

Este modelo será la base de desarrollo de esta investigación, el cual se complementó y validó mediante pruebas experimentales. En dicho modelo el material compuesto es representado por una inclusión esférica constituida por '2' capas concéntricas tal como se indica en la Figura 6.4 Cada capa representa una fase o material constituyente del compuesto. La

mezcla de estas fases genera un nuevo material homogéneo con propiedades equivalentes a la de sus constituyentes. Este nuevo material conformará la fase 3.

Mediante sistema de coordenadas esféricas ( $r, \varphi, \theta$ ) y ecuaciones de modelamiento LAMÉ-HOOKE las cuales caracterizan el comportamiento de un sólido en el rango elástico lineal homogéneo e isótropo a partir de  $E, G$  y  $\nu$ , el modelo permite predecir la rigidez a esfuerzo cortante y el módulo volumétrico del compuesto a partir de la relación de las rigideces de sus constituyentes o fases.



**Figura 6.4** Material no homogéneo incrustado en una matriz infinita sometido a condiciones de esfuerzo y deformación uniformes en el infinito.

En la figura anterior,  $K_c$  representa el módulo volumétrico del material compuesto y  $G_c$  el módulo de cortante del mismo. Teniendo en cuenta la esfericidad del modelo, los radios de cada componente son una relación de sus fracciones volumétricas, tal como lo indica en la siguiente ecuación:

$$\frac{R_1^3}{R_2^3} = \frac{\text{Volumen de material 1}}{\text{Volumen de material 2} + \text{Volumen de material 1}} \quad (6-2)$$

Finalmente, para un modelo de tres fases,  $R_1$  corresponde a la inclusión (partícula) y  $R_2$  a la matriz que rodea o en donde esta embebida dicha partícula. A continuación, se presenta el desarrollo del modelo matemático para un sistema de tres fases:

- *Módulo de cortante “G”*

El módulo de cortante del material compuesto respecto a la matriz está dado por:

$$X \left( \frac{G_c}{G_m} \right)^2 + Y \left( \frac{G_c}{G_m} \right) + Z = 0 \quad (6-3)$$

Donde los subíndices c y m, hacen referencia al material compuesto, y a la matriz respectivamente. Los parámetros X, Y y Z son constantes y funciones de:

Las fracciones volumétricas de cada fase.

Los coeficientes de Poisson de cada fase .

Los Módulos de cortante de la fase 1 a la n.

Para un material compuesto de 2 capas (n=2) modelo a 3 fases (n+1), los índices p y m, corresponden a la partícula y la matriz respectivamente.

$$\begin{aligned} X = & 4R_2^{10}(1-2v_m)(7-10v_m)H_{12} + 20R_2^7(7-12v_m+8v_m^2)H_{42} \\ & + 12R_2^5(1-2v_m)x(H_{14}-7H_{23}) + 20R_2^3(1-2v_m)^2H_{13} + 16(4 \\ & - 5v_m)(1-2v_m)H_{43} \end{aligned} \quad (6-4)$$

$$\begin{aligned} Y = & 3R_2^{10}(1-2v_m)(15v_m-7)H_{12} + 60R_2^7(v_m-3)v_mH_{42} - 24R_2^5(1-2v_m)x(H_{14} \\ & - 7H_{23}) - 40R_2^3(1-2v_m)^2H_{13} - 8(1-5v_m)(1-2v_m)H_{43} \end{aligned} \quad (6-5)$$

$$\begin{aligned} Z = & -R_2^{10}(1-2v_m)(7+5v_m)H_{12} + 10R_2^7(7-v_m^2)H_{42} \\ & + 12R_2^5(1-2v_m)x(H_{14}-7H_{23}) + 20R_2^3(1-2v_m)^2H_{13} - 8(7 \\ & - 5v_m)(1-2v_m)H_{43} \end{aligned} \quad (6-6)$$

Donde:

$H_{nB}$  : Son los elementos de una matriz H; n y B equivalen a los números de la fila y la columna respectivamente de la matriz H.

$\nu_m$ : Coeficiente de poisson de la matriz

$R_2$ : Radio de la capa número 2

$$H_{12} = P_{1,1} \cdot P_{2,2} - P_{2,1} \cdot P_{1,2} \quad (6-7)$$

$$H_{13} = P_{1,1} \cdot P_{3,2} - P_{3,1} \cdot P_{1,2} \quad (6-8)$$

$$H_{14} = P_{1,1} \cdot P_{4,2} - P_{4,1} \cdot P_{1,2} \quad (6-9)$$

$$H_{23} = P_{2,1} \cdot P_{3,2} - P_{3,1} \cdot P_{2,2} \quad (6-10)$$

$$H_{42} = P_{4,1} \cdot P_{2,2} - P_{2,1} \cdot P_{4,2} \quad (6-11)$$

$$H_{43} = P_{4,1} \cdot P_{3,2} - P_{3,1} \cdot P_{4,2} \quad (6-12)$$

La matriz P está dada por:

$$P = \frac{1}{5(1-\nu_m)} \begin{bmatrix} \frac{c}{3} & \frac{R_1^2(3b-7c)}{5(1-2\nu_p)} & \frac{-12\alpha}{R_1^5} & \frac{4(f-27\alpha)}{15(1-2\nu_p)R_1^3} \\ 0 & \frac{(-2\nu_m)b}{7(1-2\nu_p)} & \frac{-20(1-2\nu_m)\alpha}{7R_1^7} & \frac{-12\alpha(1-2\nu_m)}{7(1-2\nu_p)R_1^5} \\ \frac{R_1^5\alpha}{2} & \frac{-R_1^7(2a+147\alpha)}{70(1-2\nu_p)} & \frac{d}{7} & \frac{R_1^2[105(1-\nu_m)+12\alpha(7-10\nu_m)-7e]}{35(1-2\nu_p)} \\ -\frac{5}{6}(1-2\nu_m)\alpha R_1^3 & \frac{7(1-2\nu_m)\alpha R_1^5}{2(1-2\nu_p)} & 0 & \frac{e(1-2\nu_m)}{3(1-2\nu_p)} \end{bmatrix}$$

Donde:

$$a = \left(\frac{G_p}{G_m}\right) \cdot (7 - 5\nu_p) \cdot (7 - 10\nu_m) - (7 - 10\nu_p) \cdot (7 + 5\nu_m) \quad (6-13)$$

$$b = 4(7 - 10\nu_p) + \left(\frac{G_p}{G_m}\right) \cdot (7 + 5\nu_p) \quad (6-14)$$

$$c = (7 - 5\nu_m) + 2\left(\frac{G_p}{G_m}\right) \cdot (4 - 5\nu_m) \quad (6-15)$$

$$d = (7 + 5\nu_m) + 4\left(\frac{G_p}{G_m}\right) \cdot (7 - 10\nu_m) \quad (6-16)$$

$$e = 2(4 - 5\nu_p) + \left(\frac{G_p}{G_m}\right) \cdot (7 - 5\nu_p) \quad (6-17)$$

$$f = (4 - 5\nu_p) \cdot (7 - 5\nu_m) - \left(\frac{G_p}{G_m}\right) \cdot (4 - 5\nu_m) \cdot (7 - 5\nu_p) \quad (6-18)$$

$$\alpha = \left(\frac{G_p}{G_m}\right) - 1 \quad (6-19)$$

Siendo  $\nu_p$  el coeficiente de poisson de la partícula.

### 6.3 Modelamiento micromecánico del concreto asfáltico como un material multifase

Debido a que el concreto asfáltico (CA) es un material compuesto por agregados pétreos heterogéneos en varias de sus propiedades, como el tamaño, la densidad y el tipo de cemento asfáltico, así como la interacción entre estos componentes, es importante predecir la rigidez del material. Para lograrlo, se puede utilizar el modelo de 3 fases propuesto por Hervé y Zaoui en 4 pasos, como se muestra en la Figura 6.5.

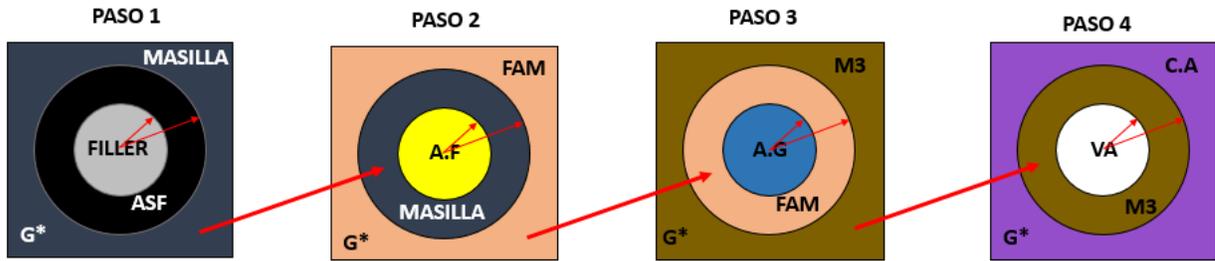


Figura 6.5 Modelo del concreto asfáltico a tres fases en 4 pasos

*M3: Mezcla sin vacíos de aire (Va).*

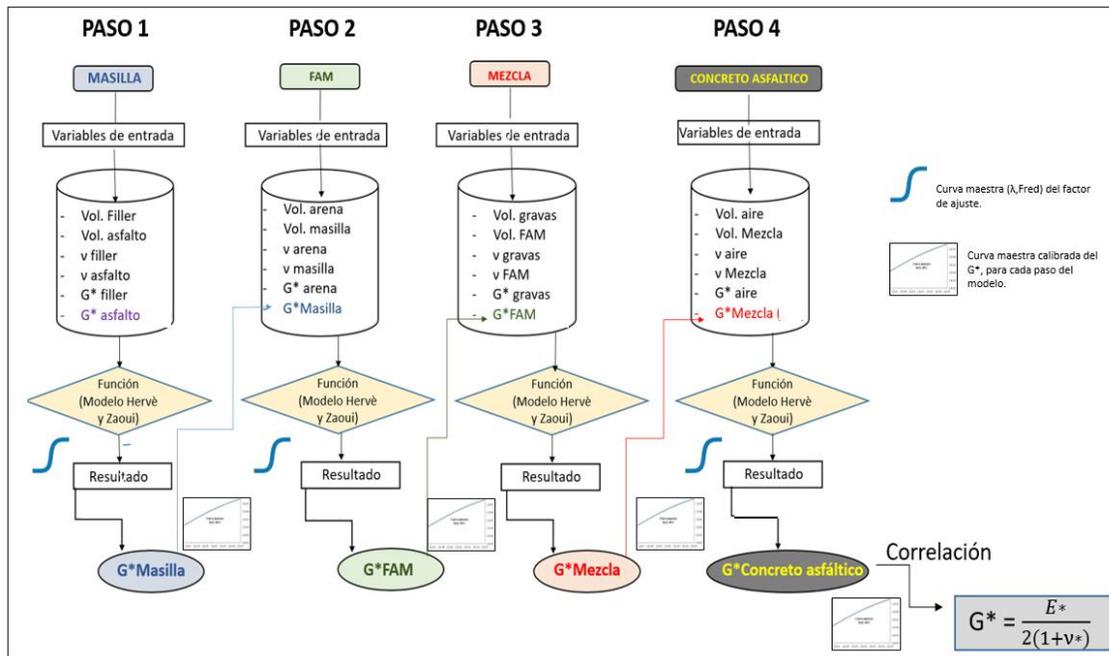
Esta propuesta se basa en el enfoque de microescalamiento, donde se analiza la mezcla resultante entre el agregado más fino (relleno) y el cemento asfáltico, generando la masilla asfáltica como una mezcla fina con propiedades de rigidez. Este proceso se representa en el paso 1. En este paso, la masilla asfáltica se considera como el material compuesto, donde el relleno actúa como una inclusión embebida en la matriz de cemento asfáltico. Los parámetros de rigidez determinados en el paso 1 para la masilla asfáltica se utilizan como constituyentes individuales en el paso 2, considerándolos como la matriz del nuevo material compuesto. Este proceso de escalado se repite en cada paso sucesivo, hasta llegar al paso 4, donde se determinan los parámetros de rigidez del concreto asfáltico (C.A, en el caso de la figura). Este enfoque de microescalamiento permite obtener un modelo calibrado y altamente preciso para calcular el módulo dinámico ( $G^*$ ) del concreto asfáltico.

El modelo originalmente obtiene un único valor de módulo sin tener en cuenta para que condición de frecuencia y temperatura es evaluado. En este proyecto se ha modificado tal limitación, lográndose obtener diferentes valores del módulo de un material para un rango amplio de frecuencias y temperaturas. El modelo presentado en el inciso 6.3 es aplicado a cada paso representado en la Figura 6.5 y adaptado de acuerdo con las características de cada material correspondiente a cada paso. Conforme se explique cada paso del modelo, se indicará en cada uno la referencia de cada material respecto a las variables generales del modelo, indicando cual es la partícula, la matriz y el material compuesto.

El modelo micromecánico es desarrollado mediante el software MATLAB R2019b y Microsoft Excel. A continuación, se presenta el diagrama de flujo en la Figura 6.6, que describe esquemáticamente la programación planteada para la solución del modelo en estudio, el cual

hace referencia a la representación del concreto asfáltico como un sistema compuesto por una matriz asfáltica que embebe al agregado pétreo dejando cierto porcentaje de vacíos después de estar sometido a proceso de compactación bajo condiciones de esfuerzo y temperatura predeterminadas.

El esquema representa la modelización del concreto asfáltico en cuatro pasos analizando cada uno de ellos mediante el modelo a tres fases de Hervé y Zaoui, haciendo referencia en cada paso a cada componente representativa del concreto asfáltico. Analizando desde la escala más sencilla de análisis a la más compleja, en un proceso conocido como microescalamiento. De esta manera el primer paso corresponde a la masilla asfáltica a la cual se le determina mediante el modelo micromecánico, el módulo dinámico de corte  $G^*$  para las mismas frecuencias y temperaturas de ensayo. Este valor se calibró a partir de los valores experimentales encontrando el valor de la relación entre lo modelado y lo medido para cada par de datos, generando un factor de equivalencia, sin embargo, debido a que los ensayos se hicieron solo para 4 temperaturas y 7 frecuencias, se hizo necesario hacer la curva maestra del factor de equivalencia para que este pueda afectar el valor de  $G^*$  del modelo para cualquier valor de frecuencia y temperatura válido en el dominio de evaluación. Cada valor de  $G^*$  de la masilla obtenido por modelado se afectó por esta función que permitía la equivalencia con experimental. Calibrados ya los valores de  $G^*$  de la masilla, se genera la curva maestra de la masilla logrando de esta manera obtener el  $G^*$  para un rango de frecuencias y temperaturas. La curva maestra calibrada de la masilla fue el valor de entrada para el análisis y solución del paso 2 correspondiente a la mezcla asfáltica fina FAM. Este proceso se repite hasta llegar al paso 4 el cual corresponde a la obtención del módulo de corte dinámico del concreto asfáltico, C.A. Debido a que los análisis se están haciendo en el rango viscoelástico lineal, mediante las constantes elásticas es posible a partir de  $G^*$  determinar el módulo dinámico longitudinal  $E^*$  del compuesto. Una representación gráfica del algoritmo de programación se representa en la Figura 6.6.



**Figura 6.6** Esquema del algoritmo de programación del modelo micromecánico autocoherente Hervé y Zaoui aplicado al análisis mecánico del concreto asfáltico.

Donde,

$\nu$ : Relación de Poisson,  
 $G^*$ : Módulo dinámico de corte y  
 $Vol$ : Volumen

Cada paso es calibrado mediante una función de ajuste que permite una alta convergencia entre los valores experimentales y los obtenidos por modelado. El proceso general de modelado y calibración para cada concreto asfáltico se explica a continuación:

- Obtención de los valores de módulo dinámico de corte  $G^*$  experimentales del cemento asfáltico para un rango de frecuencias y temperatura (curva maestra). Es necesario contar con los valores del  $G^*$  experimentales de cada cemento asfáltico como parámetro de entrada al modelo (paso 1). Para los pasos siguientes (masilla, FAM, mezcla sin vacíos y concreto) se tienen valores experimentales, que servirán como base para la calibración de cada paso. Estos valores quedaron preestablecidos como datos base para la calibración.

- b) Asignación de valores de relación de Poisson ( $\nu$ ) de acuerdo con la temperatura y frecuencia para cada material. Estos valores quedaron definidos para cada tipo de cemento asfáltico y para cada escala (masilla, FAM, mezcla sin vacíos y concreto asfáltico), y de acuerdo con la frecuencia y temperatura. Se definieron basados en la literatura existente para el cemento asfáltico y el concreto asfáltico. Para las masillas, FAM y mezcla sin vacíos, se definieron valores físicamente coherentes de acuerdo a la rigidez del material y su condición de vacíos.
- c) Con los parámetros de entrada de la partícula y la matriz, como características de los materiales: (densidad, módulos dinámicos de corte, relación de Poisson), así como los volúmenes de cada componente y fase que conforma al concreto asfáltico, se determina el  $G^*$  del compuesto por modelado (modelo micromecánico autocoherente de Hervé y Zaoui) para un rango de frecuencias y temperaturas.
- d) Se determina la relación entre los valores experimentales y los obtenidos por modelado ( $G^*_{exp} / G^*_{mod}$ ). Se ajustan los valores de relación de Poisson de manera que se acerque el valor de la relación a la unidad. Estos valores hacen la función de factores de ajuste para cada valor de acuerdo con su frecuencia y temperatura.
- e) A partir de los valores de factores de ajuste para cada par de condiciones (Frecuencia, temperatura), se elabora la curva maestra de los factores de ajuste mediante modelo sigmoideal, y de esta manera se podrá ajustar el módulo para cualquier condición de frecuencia y temperatura.
- f) Se multiplica el valor del modelo por el factor equivalente de acuerdo a la frecuencia y temperatura que se esté analizando. Ya calibrados los valores de módulo de corte para la masilla, se genera la curva maestra de esta, y así obtener por el modelo autocoherente de Hervé y Zaoui valores de módulo para un rango de frecuencias y temperaturas
- g) El valor obtenido calibrado del paso 1 es el correspondiente a la masilla asfáltica ( $G^*_{compuesto}$ ). Este valor será valor de entrada al paso 2 haciendo la función de matriz la cual embebe partículas de arena. Estos dos materiales (matriz y partículas) a partir del modelo Hervé y Zaoui y siguiendo los pasos anteriores, determinaran el valor del  $G^*$  del nuevo material compuesto ( $G^*_{FAM}$ ), el cual debidamente calibrado será el valor de entrada al paso 3 correspondiente a la mezcla sin tener en cuenta los vacíos. Este paso no es calibrado. Se busca valores de Poisson para la mezcla teniendo en

cuenta la condición de vacíos nula considerada en este paso, y la convergencia óptima de los valores del paso 4.

A continuación, se presenta en las Tablas 6.1 a 6.12 los datos de entrada para cada fase y etapa del modelo de cada concreto asfáltico evaluado, así como los datos de las funciones de calibración y la respuesta debidamente calibrada. Las Figuras 6.7 a 6.15 muestran las curvas maestras obtenido por modelado y experimentalmente para cada tipo concreto asfáltico y sus respectivos pasos o etapas.

### 6.3.1 Modelado micromecánico del concreto asfáltico elaborado con CA-Convencional PG 64-22

#### 6.3.1.1 Modelamiento de la masilla asfáltica (Masilla): Paso 1

$$X \left( \frac{G_{Masilla}}{G_{Asfalto}} \right)^2 + Y \left( \frac{G_{Masilla}}{G_{Asfalto}} \right) + Z = 0$$

$$\frac{R_{FILLER}^3}{R_{Asf}^3} = \frac{\text{Volumen de Relleno mineral}}{\text{Volumen de Asfalto} + \text{Volumen de Relleno mineral}}$$



Masilla: Refiriéndose a la masilla asfáltica (M).

Asfalto: Refiriéndose al cemento asfáltico

**Tabla 6.1** a) Datos de entrada modelo paso 1 (Masilla). b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, M-Convencional PG 64-22

(a)

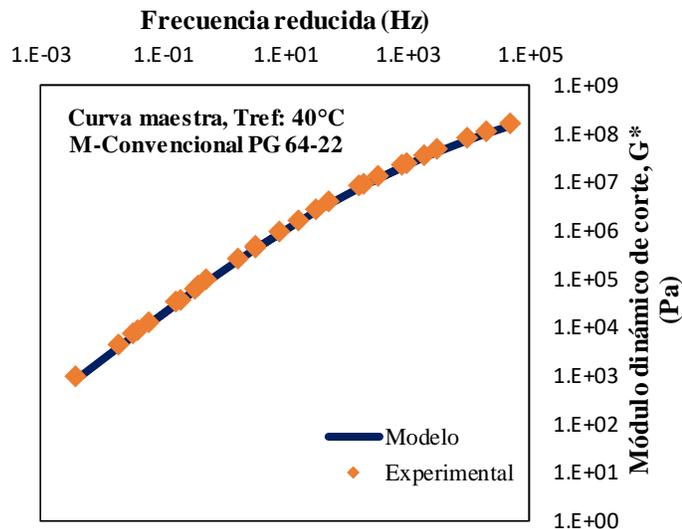
**DATOS DE ENTRADA**

	Filler	Cemento asfáltico				
<b>Volumen (cm3)</b>	2.03	4.6				
<b>Relación de Poisson (ν)</b>	0.25	<b>Fr (Hz)</b>	<b>Temperatura</b>			
			<b>0-10</b>	<b>25</b>	<b>46</b>	<b>60</b>
		<b>0.1-0.5</b>	0.3	0.3	0.3	0.38
		<b>0.5-25</b>	0.35	0.35		
<b>G* (Pa)</b>	3.92E+10	Datos experimentales: Módulo dinámico de corte (G*) para cada valor de Fr (Hz) y T (°C) de ensayo.				

(b)

**CALIBRACIÓN DEL MODELO Y RESPUESTA CALIBRADA**

	A	B	C1	C2	α	β	γ	δ
<b>Factor de calibración (F.C)</b>	0.001	-0.046	23.454	1120.149	-0.400	-1.830	1.126	0.117
<b>Masilla Calibrada</b>	0.001	-0.096	-12.914	165.802	13.133	-0.643	-0.294	-3.425

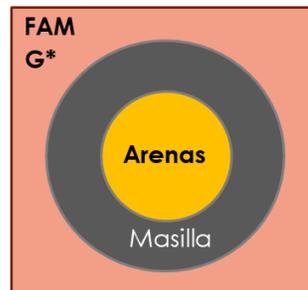


**Figura 6.7** Curvas maestras de la masilla asfáltica (M) experimental y por modelado. M-Convencional PG 64-22

6.3.1.2 Modelamiento de la matriz de agregado fino (FAM): Paso 2

$$X \left( \frac{G_{FAM}}{G_{Masilla}} \right)^2 + Y \left( \frac{G_{FAM}}{G_{Masilla}} \right) + Z = 0$$

$$\frac{R_{arenas}^3}{R_{masilla}^3} = \frac{\text{Volumen de arenas}}{\text{Volumen de masilla} + \text{Volumen de arenas}}$$



FAM: Refiriéndose a la matriz de agregado fino.

**Tabla 6.2** a) Datos de entrada modelo paso 2 (FAM). b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, FAM-Convencional PG 64-22

(a)

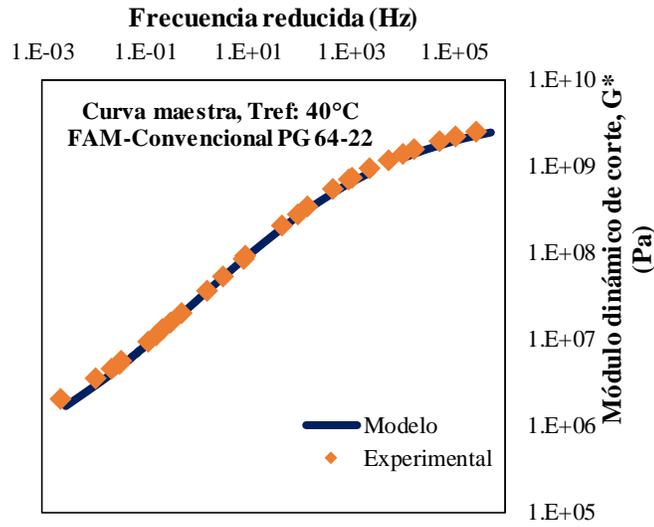
**DATOS DE ENTRADA**

	<b>Arena</b>	<b>Masilla</b>				
<b>Volumen (cm3)</b>	11.76	6.63				
<b>Relación de Poisson (v)</b>	0.25	<b>Fr (Hz)</b>				
		<b>Temperatura</b>				
		<b>0-10</b>	<b>25</b>	<b>46</b>	<b>60</b>	
		<b>0.1-25</b>	0.30	0.31	0.32	0.32
<b>G* (Pa)</b>	3.92E+10	Curva maestra de Masilla asfáltica Calibrada (Paso 1)				

(b)

**CALIBRACIÓN DEL MODELO Y RESPUESTA CALIBRADA**

	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C1</b>	<b>C2</b>	<b>α</b>	<b>β</b>	<b>γ</b>	<b>δ</b>
<b>FAM Experimental (Base de datos)</b>	0.000262	-0.126	-59.274	693.888	4.017	0.180	-0.533	5.634
<b>Factor de calibración (F.C)</b>	0.002	0.062	-1247.532	21375.981	31.666	3.900	0.476	-0.508
<b>FAM Calibrada</b>	0.000713	-0.122	-113.572	1449.306	4.455	-0.023	-0.478	5.200

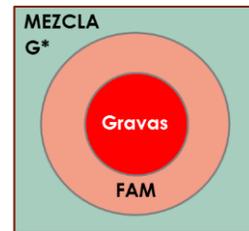


**Figura 6.8** Curvas maestras de la matriz de agregado fino (FAM) experimental y por modelado.  
FAM-Conventional PG 64-22

### 6.3.1.3 Modelamiento de la mezcla asfáltica sin considerar vacíos con aire (HAM): Paso 3

$$X \left( \frac{G_{Mezcla}}{G_{FAM}} \right)^2 + Y \left( \frac{G_{Mezcla}}{G_{FAM}} \right) + Z = 0$$

$$\frac{R_{Gravas}^3}{R_{FAM}^3} = \frac{\text{Volumen de gravas}}{\text{Volumen de FAM} + \text{Volumen de gravas}}$$



Mezcla: Refiriéndose a la mezcla asfáltica sin considerar vacíos con aire, (HAM)

**Tabla 6.3** a) Datos de entrada modelo paso 3 (Mezcla sin vacíos, HAM). b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, HAM-Convencional PG 64-22

(a)

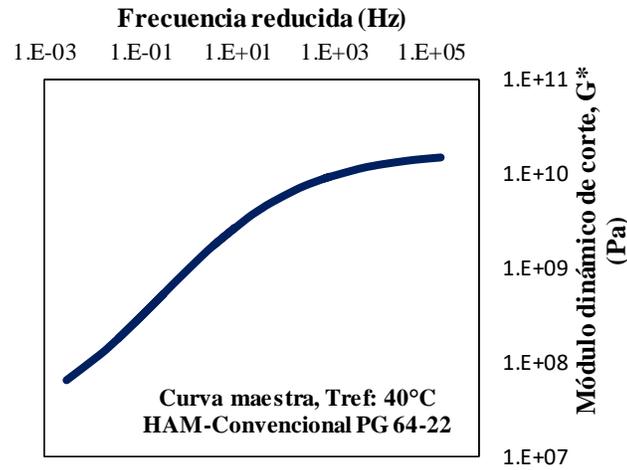
**DATOS DE ENTRADA**

	<b>Agregado grueso</b>	<b>FAM</b>
<b>Volumen (cm3)</b>	27.03	17.48
<b>Relación de Poisson (v)</b>	0.25	<b>Fr (Hz) ——— Temperatura</b>
		<b>0-60</b>
	<b>0.1-25</b>	0.22
<b>G* (Pa)</b>	3.92E+10	Curva maestra de la FAM, Calibrada (Paso 2)

(b)

**RESPUESTA OBTENIDA POR MODELADO**

	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C1</b>	<b>C2</b>	<b>α</b>	<b>β</b>	<b>γ</b>	<b>δ</b>
<b>Mezcla sin considerar vacíos con aire</b>	0.001802	-0.072	-53.752	675.299	3.063	-0.404	-0.678	7.170



**Figura 6.9** Curva maestra de la mezcla asfáltica sin vacíos con aire (HAM) HAM-Convencional PG 64-22

6.3.1.4 Modelamiento del concreto asfáltico considerando  $V_a=4\%$ : Paso 4

$$X \left( \frac{G_{\text{Concreto}}}{G_{\text{Mezcla}}} \right)^2 + Y \left( \frac{G_{\text{Concreto}}}{G_{\text{Mezcla}}} \right) + Z = 0$$

$$\frac{R_{\text{Aire}}^3}{R_{\text{Mezcla}}^3} = \frac{\text{Volumen de aire}}{\text{Volumen de Mezcla} + \text{Volumen de aire}}$$



Concreto: Refiriéndose al concreto asfáltico, C.A

Aire: Refiriéndose a los vacíos llenos con aire entre el agregado recubierto con cemento asfáltico, Va

**Tabla 6.4** a) Datos de entrada modelo paso 4 (Concreto asfáltico, C.A). b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, C.A-Convencional PG 64-22

(a)

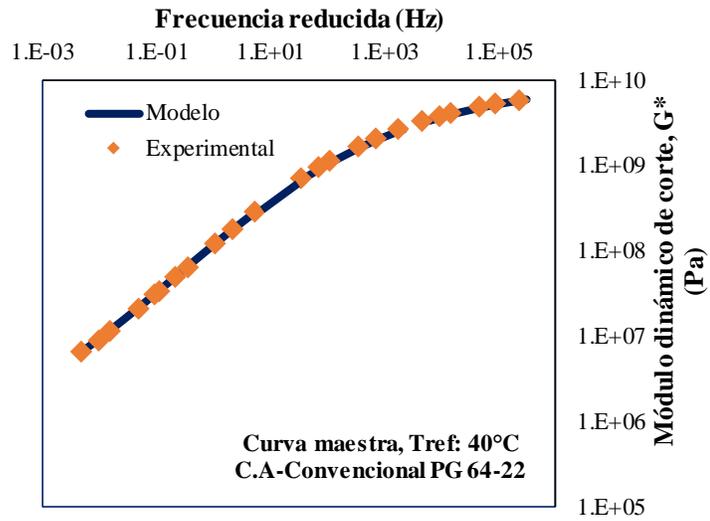
**DATOS DE ENTRADA**

	Aire	Mezcla sin considerar vacíos
<b>Volumen (cm3)</b>	4.2	95.8
<b>Relación de Poisson (v)</b>	0.4999	<b>Fr (Hz)</b>
		<b>Temperatura</b>
		<b>0-10      25      46      60</b>
		<b>0.5-25    0.30    0.32    0.33    0.35</b>
<b>G* (Pa)</b>	0.00	Curva maestra de mezcla asfáltica sin considerar vacíos: Paso 3

(b)

**CALIBRACIÓN DEL MODELO Y RESPUESTA CALIBRADA**

	A	B	C1	C2	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$
<b>Concreto asfáltico Experimental (Base de datos)</b>	0.000421	-0.119	-19.031	168.851	4.437	-0.291	-0.511	5.973
<b>Factor de calibración (F.C)</b>	-0.001	-0.165	-16.938	19.925	-1.846	-0.487	0.161	0.363
<b>Concreto asfáltico Calibrado</b>	0.000484	-0.122	-20.321	181.712	4.591	-0.327	-0.490	5.396



**Figura 6.10** Curvas maestras del concreto asfáltico (C.A) experimental y por modelado.  
C.A-Convencional PG 64-22

### 6.3.2 Modelado micromecánico del concreto asfáltico (C.A) elaborado con A-SBS PG 76E-22

#### 6.3.2.1 Modelamiento de la masilla asfáltica (Masilla): Paso 1

**Tabla 6.5** a) Datos de entrada modelo paso 1 (Masilla, M) b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, M-SBS PG 76E-22.

(a)

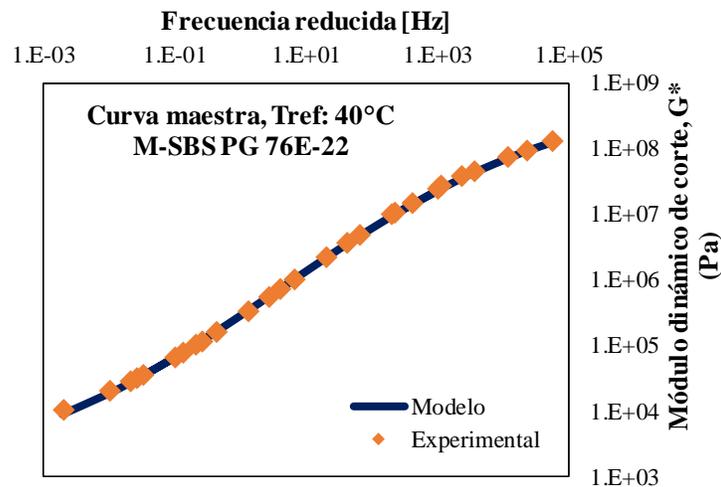
**DATOS DE ENTRADA**

	Filler	Cemento asfáltico				
<b>Volumen (cm3)</b>	2.16	4.79				
<b>Relación de Poisson (ν)</b>	0.25	<b>Fr (Hz)</b>	<b>Temperatura</b>			
			<b>0-10</b>	<b>25</b>	<b>46</b>	<b>60</b>
		0.1-1.585	0.3	0.3	0.3	0.3
		1.585-25	0.35	0.35	0.35	
<b>G* (Pa)</b>	3.92E+10	Datos experimentales: Módulo dinámico de corte (G*) para cada valor de Fr (Hz) y T (°C) de ensayo.				

(b)

**CALIBRACIÓN DEL MODELO Y RESPUESTA CALIBRADA**

	A	B	C1	C2	α	β	γ	δ
<b>Factor de calibración (F.C)</b>	0.0046	0.136	-729.093	1428.019	-0.391	2.961	2.048	0.126
<b>Masilla Calibrada</b>	0.00034	-0.104	-12.924	131.305	6.070	0.285	-0.448	2.842



**Figura 6.11** Curvas maestras de la masilla asfáltica (M) experimental y por modelado. M-SBS PG 76E-22

### 6.3.2.2 Modelamiento de la matriz de agregado fino (FAM): Paso 2

**Tabla 6.6** a) Datos de entrada modelo paso 2 (FAM) b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, FAM-SBS PG 76E-22.

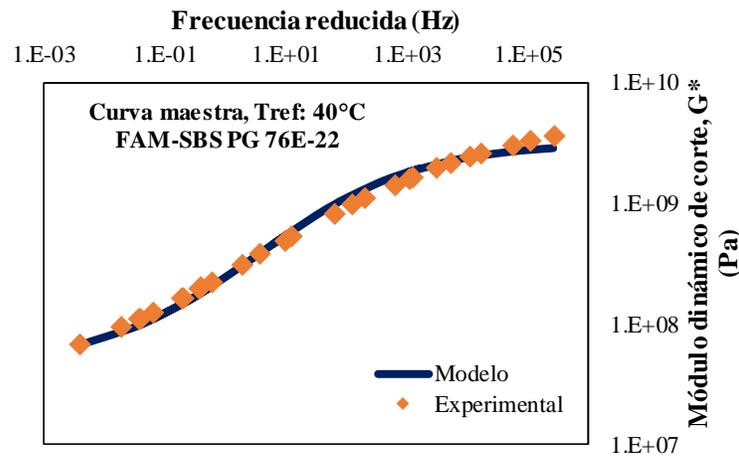
(a)

DATOS DE ENTRADA						
	Arena	Masilla				
Volumen (cm3)	11.76	6.95				
Relación de Poisson ( $\nu$ )	0.25	Fr (Hz)	Temperatura			
			0-10	25	46	60
		0.1-25	0.32	0.3275	0.329	0.329
G* (Pa)	3.92E+10	Curva maestra de Masilla asfáltica Calibrada (Paso 1)				

(b)

#### CALIBRACIÓN DEL MODELO Y RESPUESTA CALIBRADA

	A	B	C1	C2	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$
FAM Experimental	-0.000346	-0.145	-119.565	1676.508	2.505	0.194	0.454	7.281
Factor de calibración (F.C)	-0.002	-0.056	-17.393	156.540	2.038	0.478	0.672	-0.771
FAM Calibrada	0.000940	-0.106	-107.118	1677.506	1.837	0.425	0.768	7.664



**Figura 6.12** Curvas maestras de la FAM experimental y por modelado. FAM-SBS PG76E-22

6.3.2.3 Modelamiento de la mezcla asfáltica sin considerar vacíos (HAM): Paso 3

**Tabla 6.7** a) Datos de entrada modelo paso 3 (Mezcla sin vacíos, HAM) b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, HAM-SBS PG 76E-22

(a)

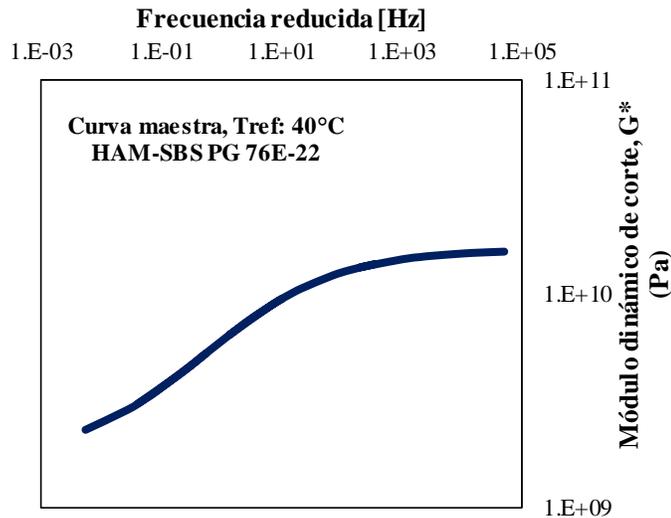
**DATOS DE ENTRADA**

	Agregado grueso	FAM
<b>Volumen (cm3)</b>	27.02	17.48
<b>Relación de Poisson (v)</b>	0.25	<b>Fr (Hz)</b> — <b>Temperatura</b>
		<b>0-60</b>
	<b>0.1-25</b>	0.20
<b>G* (Pa)</b>	3.92E+10	Curva maestra de la FAM, Calibrada (Paso 2)

(b)

**RESPUESTA OBTENIDA POR MODELADO**

	A	B	C1	C2	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$
<b>Mezcla sin considerar vacíos con aire</b>	0.002290	-0.042	-135.300	2128.538	0.979	-0.245	-0.919	9.229



**Figura 6.13** Curva maestra de la mezcla sin vacíos con aire (HAM).  
HAM-SBS PG 76E-22

### 6.3.2.4 Modelamiento del concreto asfáltico considerando $V_a=4\%$ : Paso 4

**Tabla 6.8** a) Datos de entrada modelo paso 4 (Concreto asfáltico, C.A) b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, C.A-SBS PG 76E-22

(a)

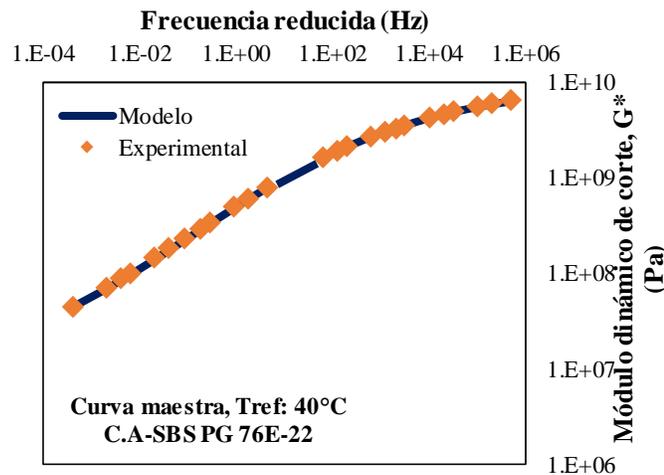
#### DATOS DE ENTRADA

	AIRE	MEZCLA SIN CONSIDERAR VACÍOS				
Volumen (cm <sup>3</sup> )	4.2	95.8				
Relación de Poisson ( $\nu$ )	0.4999	Fr (Hz)	Temperatura			
			0-10	25	46	60
		0.5-25	0.30	0.32	0.33	0.35
G* (Pa)	0.00	Curva maestra de mezcla asfáltica sin considerar vacíos: Paso 3				

(b)

#### CALIBRACIÓN DEL MODELO Y RESPUESTA CALIBRADA

	A	B	C1	C2	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$
Concreto asfáltico Experimental	0.000117	-0.140	-31.303	240.486	3.373	-0.428	0.385	7.090
Factor de calibración (F.C)	0.003	-0.062	-1739.706	7064.632	1.520	-0.878	0.216	-1.722
Concreto asfáltico Calibrado	0.000433	-0.130	-61.140	491.189	3.099	-0.368	0.425	6.867



**Figura 6.14** Curvas maestras del concreto asfáltico (C.A) experimental y por modelado C.A-SBS PG 76E-22

6.3.3 Modelado micromecánico del concreto asfáltico elaborado con A-PPA PG 76H-16

6.3.3.1 Modelamiento de la masilla asfáltica (Masilla): Paso 1

**Tabla 6.9** a) Datos de entrada modelo paso 1 (Masilla, M) b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, M-PPA PG 76H-16.

(a)

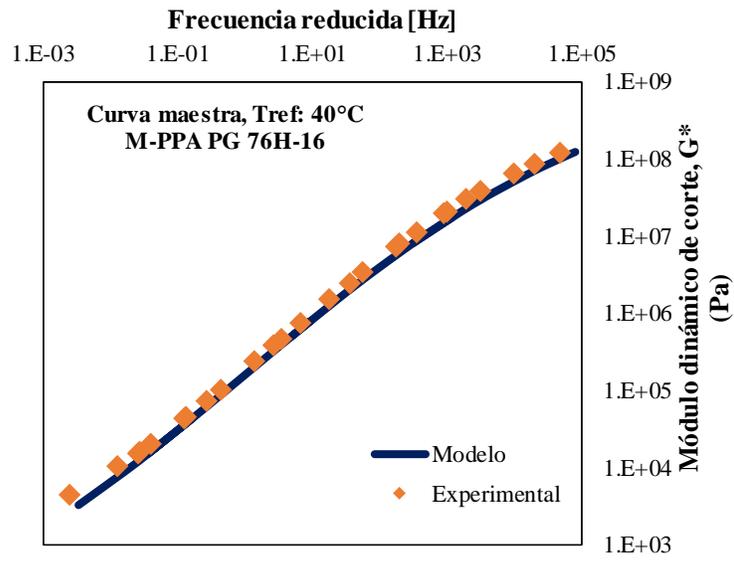
**DATOS DE ENTRADA**

	Filler	Cemento asfáltico			
<b>Volumen (cm3)</b>	2.16	4.63			
<b>Relación de Poisson (<math>\nu</math>)</b>	0.25	<b>Fr (Hz)</b>	<b>Temperatura</b>		
			<b>0-10</b>	<b>25</b>	<b>46</b>
		<b>0.1-25</b>	0.3		
<b>G* (Pa)</b>	3.92E+10	Datos experimentales: Módulo dinámico de corte (G*) para cada valor de Fr (Hz) y T (°C) de ensayo.			

(b)

**CALIBRACIÓN DEL MODELO Y RESPUESTA CALIBRADA**

	A	B	C1	C2	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$
<b>Masilla Experimental</b>	0.00043	-0.097	56.025	-723.202	6.751	0.214	-0.437	2.261
<b>Factor de calibración (F.C)</b>	0.00443	0.138	-729.015	1346.134	-0.385	3.067	2.300	0.097
<b>Masilla Calibrada</b>	0.00030	-0.108	49.567	-682.199	8.033	0.044	-0.360	1.283



**Figura 6.15** Curvas maestras de la masilla asfáltica (M) experimental y por modelado.  
M-PPA PG 76H-16

### 6.3.3.2 Modelamiento de la matriz de agregado fino (FAM): Paso 2

**Tabla 6.10** a) Datos de entrada modelo paso 2 (FAM) b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, FAM-PPA PG 76H-16

(a)

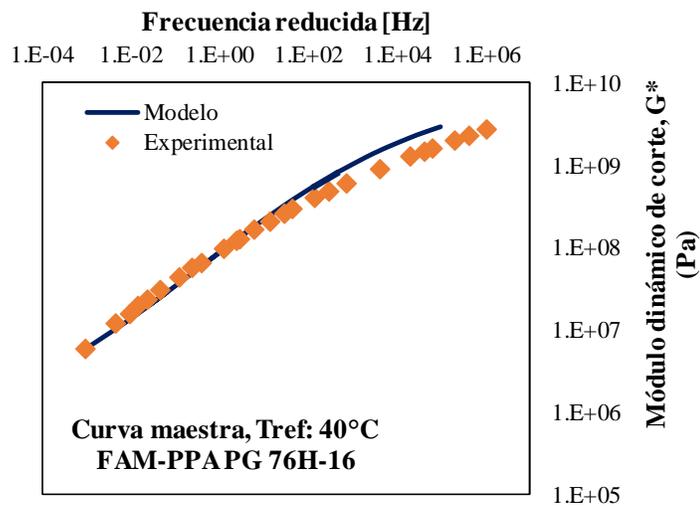
**DATOS DE ENTRADA**

	ARENA	MASILLA
<b>Volumen (cm3)</b>	11.76	6.79
<b>Relación de Poisson (v)</b>	0.25	<b>Fr (Hz)</b>
		<b>Temperatura</b>
		<b>0-10</b> <b>25</b> <b>46</b> <b>60</b>
		<b>0.1-25</b> 0.32      0.325      0.325      0.325
<b>G* (Pa)</b>	3.92E+10	Curva maestra de Masilla asfáltica Calibrada (Paso 1)

(b)

**CALIBRACIÓN DEL MODELO Y RESPUESTA CALIBRADA**

	A	B	C1	C2	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$
<b>FAM Experimental</b>	0.00378	-0.040	-284.492	2780.597	41.474	-2.585	-0.124	-30.612
<b>Factor de calibración (F.C)</b>	-0.00260	-0.135	10165.495	-209134.575	1.511	-0.239	0.775	-0.622
<b>FAM Calibrada</b>	0.004607	0.011	-1312.396	13958.925	3.953	-0.156	-0.419	5.803



**Figura 6.16** Curvas maestras de la FAM experimental y por modelado.  
FAM-PPA PG 76H-16

### 6.3.3.3 Modelamiento de la mezcla asfáltica sin considerar vacíos: Paso 3

**Tabla 6.11** a) Datos de entrada modelo paso 3 (Mezcla sin vacíos, HAM) b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, HAM-PPA PG 76H-16

(a)

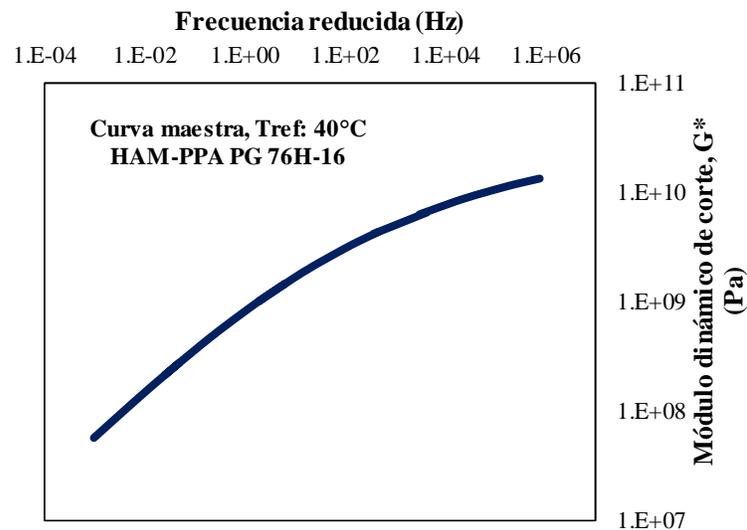
#### DATOS DE ENTRADA

	<b>Agregado grueso</b>	<b>FAM</b>
<b>Volumen (cm3)</b>	27.03	17.48
<b>Relación de Poisson (v)</b>	0.25	<b>Fr (Hz)</b>
		<b>Temperatura</b>
		<b>0-60</b>
		<b>0.1-25</b>
		0.20
<b>G* (Pa)</b>	3.92E+10	Curva maestra de la FAM, Calibrada (Paso 2)

(b)

#### RESPUESTA OBTENIDA POR MODELADO

	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C1</b>	<b>C2</b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b><math>\beta</math></b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\delta</math></b>
<b>Mezcla sin considerar vacíos con aire</b>	0.004325	-0.019	-834.567	8218.726	5.709	-0.963	-0.291	4.788



**Figura 6.17** Curva maestra de la mezcla sin vacíos con aire (HAM).  
HAM-PPA PG 76H-16

### 6.3.3.4 Modelamiento del concreto asfáltico (C.A) considerando $V_a=4\%$ : Paso 4

**Tabla 6.12** a) Datos de entrada modelo paso 4 (Concreto asfáltico, C.A) b) Factores de calibración de la función de ajuste y la respuesta calibrada como curvas maestras, C.A-PPA PG 76H-16.

(a)

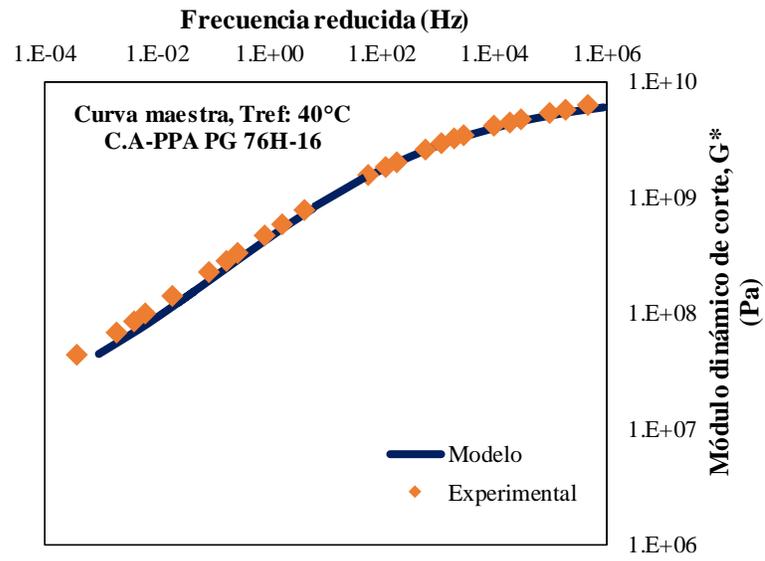
#### DATOS DE ENTRADA

	Aire	Mezcla sin considerar vacíos				
Volumen (cm <sup>3</sup> )	4.2	95.8				
Relación de Poisson ( $\nu$ )	0.4999	Fr (Hz)	Temperatura			
			0-10	25	46	60
		0.5-25	0.20	0.2	0.25	0.3
G* (Pa)	0.00	Curva maestra de mezcla asfáltica sin considerar vacíos: Paso 3				

(b)

#### CALIBRACIÓN DEL MODELO Y RESPUESTA CALIBRADA

	A	B	C1	C2	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$
Concreto asfáltico Experimental	0.000117	-0.140	-31.303	240.486	3.373	-0.428	-0.385	7.090
Factor de calibración (F.C)	0.026	0.743	-14164.764	605463.774	21.717	-2.267	0.021	-19.893
Concreto asfáltico Calibrado	0.001082	-0.119	-68.501	624.556	3.938	-0.667	-0.365	6.070



**Figura 6.18** Curvas maestras del concreto asfáltico (C.A) experimental y por modelado.  
C.A-PPA PG 76H-16

## CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES

En esta investigación se realizó un extenso trabajo experimental para estudiar el comportamiento viscoelástico de concretos asfálticos elaborados con diferentes cementos asfálticos, bajo un enfoque de material compuesto (cemento asfáltico, masilla, FAM), lo cual permitió entender la relación que existe entre los parámetros mecánicos de cada uno de sus componentes y cómo varían con la frecuencia y temperatura. En los capítulos 2 a 5 se presentan conclusiones específicas de los resultados obtenidos en la caracterización de cada uno de los componentes del concreto asfáltico estudiados. A continuación, se presentan algunas conclusiones generales.

- Existe una similitud entre el comportamiento viscoelástico de los cementos asfálticos y las masillas asfálticas, así como entre las FAMs y los concretos asfálticos. La adición del agregado pétreo en sus diferentes tamaños incrementa la rigidez y elastiza de material de cada componente.
- Con la incorporación del filler la rigidez dinámica al corte de las masillas aumenta en relación con la de los cementos asfálticos, mientras que el rango viscoelástico lineal se reduce y los ángulos de fase aumentan, siendo más significativo el cambio de ángulo de fase en las masillas elaboradas con cementos asfálticos modificados con SBS y PPT.
- Los modificadores poliméricos y ácido polifosfórico, no tuvieron efecto en el cambio del módulo dinámico del A-Convencional a las temperaturas más bajas de evaluación (10°C), mientras que conforme se incrementaba la temperatura el módulo dinámico, aunque se degradó para todos los materiales, los cementos asfálticos modificados presentaron un módulo  $G^*$  mayor que el módulo del A-Convencional. A las temperaturas más bajas de acuerdo a las curvas maestras, el módulo de las masillas asfálticas fue mayor al del cemento asfáltico, mientras que a temperaturas elevadas tuvo valores similares.

- Con la incorporación de las arenas, finos (filler) a los diferentes cementos asfálticos, las propiedades de este nuevo material (FAM) en términos generales presenta mayores rigideces que las masillas, una disminución del rango viscoelástico lineal y una disminución significativa de los ángulos de fase, la arena induce en el material un aumento de la rigidez y tiende a elastizar su respuesta.
- Los concretos asfálticos presentan mayores rigideces que las FAMs, y la presencia de las gravas y arenas gruesas se refleja además en la elastización del material, aún más su comportamiento a temperaturas bajas y medias. No obstante, a temperaturas altas, la tendencia a la elastización es variable en función del modificador.
- El modelo de Hervé y Zaoui fue concebido originalmente para materiales compuestos elásticos e isotropos, razón por la cual, las predicciones de las rigideces obtenidas en este trabajo para cada una de las fases modeladas tienen buena aproximación para los casos en que el comportamiento experimental es predominantemente elástico. A temperaturas o condiciones en que la respuesta de los materiales experimentalmente mostró una gran influencia de las propiedades viscosas esto es, tiende a comportarse más como un fluido viscoso, el modelo mostró alta divergencia.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (2019) Washington. <https://www.transportation.org/>
- AASHTO (2020) Washington. <https://www.transportation.org/>
- AASHTO (2021) Washington. <https://www.transportation.org/>
- ASTM, (2017) West Conshohocken, PA. [www.astm.org](http://www.astm.org). American Society for Testing and Materials
- Asphalt Institute SUPERPAVE Series N°2 (SP-2) Third edition (2001)
- SCT, Secretaría de Comunicaciones y Transporte (2017), <https://www.gob.mx/sct>.
- Ahmed, R. B., & Hossain, K. (2020). Waste cooking oil as an asphalt rejuvenator: A state-of-the-art review. *Construction and building materials*, 230, 116985.
- Ai-Khateeb G.G., Irfaeya M.F., Khedaywi T.S., (2017) A new simplified micromechanical model for asphalt mastic behavior, *Constr. Build. Mater.* 149, 587-598
- Airey G.D., (2003) B. Rahimzadeh, A.C. Collop, Viscoelastic linearity limits for bituminous materials, *Mater. Struct.* 36 643-647.
- Airey G.D., (2004) B. Rahimzadeh, Combined bituminous binder and mixture linear rheological properties, *Constr. Build. Mater.* 18 535-548
- Airey G.D., (2011) Use of black diagrams to identify inconsistencies in rheological data, road mater, *Pavement. Des.* 3, 403-424.
- 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, Apeageyi 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

- Airey GD, Grenfell JRA, Apeageyi 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
- Anderson D.A, Christensen D.W., Bahia H.U., Dongre R, Sharma M., Antle C.E., Button J, (1994). Binder characterization and evaluation, in: Physical characterization, Strategic Highway Research Program, vol. 3, National Research Council, Report No. SHRP-A-369,
- Anderson D.A., Marasteanu M.O. (1999) Improved model for bitumen rheological characterization. In: Eurobitume workshop on performance related properties for bitumens binder, Luxembourg, paper no. 133,
- 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
- Bautista E.G., Flickinger J., Saha R., Flores-Vivian I., Faheem A.F., Sobolev K, (2015) Effect of Coal Combustion Products on high temperature performance of asphalt mastics, *Constr. Build. Mater.* 94 572-578.
- Behnood, A. (2019). Application of rejuvenators to improve the rheological and mechanical properties of asphalt binders and mixtures: A review. *Journal of cleaner production*, 231, 171-182.
- Behnood, A., & Gharehveran, M. M. (2019). Morphology, rheology, and physical properties of polymer-modified asphalt binders. *European Polymer Journal*, 112, 766-791.
- Brinson Half (2008), *Polymer engineering science and viscoelasticity* Springer, Boston MA. DOI[https://doi.org/10.1007/978-0-387-73861-1\\_7](https://doi.org/10.1007/978-0-387-73861-1_7)
- Brinson L.C., Lin W.S., 41 (1998) Comparison of micromechanics methods for effective properties of multiphase viscoelastic composites, *Compos. Struct.*, 353-367.
- Buttlar W.G Bozkurt, D., Al-Khateeb G.G., Waldhoff A.S., (1999) Understanding asphalt mastic behavior through micromechanics, *Transp. Res. Rec.* (1999) 157-169.

- Buttlar W.G., Roque R., (1996) Evaluation of empirical and theoretical models to determine asphalt mixture stiffnesses at low temperatures, in: Proceedings of the 1996 Conference of the Association of Asphalt Paving Technologies: Asphalt Paving Technology, March 18, 1996-March 20, 1996, Assoc of Asphalt Paving Technologists, Baltimore, MD, USA, 1996, pp. 99-141.
- C. Eduardo, (2004). Contribution de Méthodes non destructive à l'évaluation de l'effet de l'eau sur les enrobes bitumineux, (PhD thesis), Laboratoire Centrale de Ponts et Chaussées, Bouguenais, France,
- Cai X., Wang D, Huang W., Yu J., Wan C., (2017) Evaluation of rutting performance of asphalt mixture with driving wheel pavement analyzer, Adv. Mater. Sci. Eng.
- Cailloux J (2015) Modified Poly (lactic acid) sheets manufactured by One-Step Reactive Extrusion- 159 Calendaring Thermal, Rheological, Mechanical and Fracture Behaviours. Universitat Politècnica de Catalunya
- Cheng Y., Tao J., Jiao Y., Tan G., Guo Q., Wang S., Ni P., (2016) Influence of the properties of filler on high and medium temperature performances of asphalt mastic, Constr. Build. Mater. 118, 268-275
- Christensen (1982). Theory of viscoelasticity: An introduction. NEW YORK: ACADEMIC PRESS, INC
- Clyne T., Xinjun L., Marasteanu M. y Skok E. (2003). Dynamic and Resilient Modulus of Mn / DOT Asphalt Mixtures. Technical Report Documentation. Report No. MN/RC - 2003 – 09
- Cortez C (1995) Flujos comerciales y de transporte: un panorama historico. Sanfandila, Queretaro, México
- Cosme R.L., Sudo Lutf Teixeira J.E., Calmon J.L., (2016) Use of frequency sweep and MSCR tests to characterize asphalt mastics containing ornamental stone residues and LD steel slag, Constr. Build. Mater. 122 556-566

- Dai, Q. and You, Z., (2007). Prediction of creep stiffness of asphalt mixture with micromechanical finite-element and discreteelement models. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 133 (2), 163- 173.
- Davis C., Castorena C., (2015) Implications of physico-chemical interactions in asphalt mastics on asphalt microstructure, *Constr. Build. Mater.* 94, 83-89.
- Dealy JM, Larson RG (2006) *Structure and Rheology of Molten Polymers*
- Delaporte, B., et al., (2007). Linear viscoelastic properties of bituminous materials: from binders to mastics. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 76, 445-494.
- Dukatz, E.L. and Anderson, D.A., (1980). The effect of various fillers on the mechanical behavior of asphalt and asphaltic concrete. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 49, 530- 549.
- Duriez M. y Arrambide J., (1961) "Nouveau Traité des Matériaux de Construction" (3 volúmenes), Paris: Dunod,
- Ferry JD (1980) *Viscoelastic properties of polymers*. Wiley
- Fuentes E. (2020 en curso). Estudio de la anisotropía en la permeabilidad y rigidez de concretos asfálticos, Tesis de Maestría. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería de la UNAM.
- 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
- 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
- Gross B (1969) Time- Temperature Superposition Principle in Relaxation Theory. *J Appl Phys* 40:3397– 3397. doi: 10.1063/1.1658196

- Guddati, M.N., Feng, Z. and Kim, Y.R., (2002). Towards a micromechanics-based procedure to characterize fatigue performance of asphalt concrete. *Transportation Research Record*, 1789, 121- 128.
- Guo M., Bhasin A., Tan Y., (2017) Effect of mineral fillers adsorption on rheological and chemical properties of asphalt binder, *Constr. Build. Mater.* 141 152- 159.
- Hajikarimi P., Tehrani F.F, Nejad., F.M., Absi J., Khodaii A., Rahi M., Petit C., (2019). Mechanical behavior of polymer-modified bituminous mastics. II: numerical approach, *J. Mater. Civ. Eng.* 31.
- Hashin Z., Shtrikman S., (1963) A variational approach to the elastic behavior of multiphase minerals, *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 11 (2), 127-140
- Hervé, E., & Zaoui, A. (1993). n-Layered inclusion-based micromechanical modeling. In E. Hervé and A. Zaoui (pp. 1-10). Palaiseau Cedex, France: Pergamond Press Ltd.
- Hernández F. Noé, (2019) Modelo simplificado de daño viscoelástico continuo aplicado al análisis de mezclas asfálticas. Tesis doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México, Ingen.
- 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
- Jubinville, D., Esmizadeh, E., Saikrishnan, S., Tzoganakis, C., & Mekonnen, T. (2020). A comprehensive review of global production and recycling methods of polyolefin (PO) based products and their post-recycling applications. *Sustainable materials and technologies*, 25, e00188.
- Ju J.W., Chen T.M., (1994) Effective elastic moduli of two-phase composites containing randomly dispersed spherical inhomogeneities, *Acta Mech.* 103, 123- 144.
- Ju J.W., Chen T.M., (1994) Micromechanics and effective moduli of elastic composites containing randomly dispersed ellipsoidal inhomogeneities, *Acta Mech.* 103, 103-121.

- Kim Y.-R., Little D.N. (2004) Linear viscoelastic analysis of asphalt mastics, *J. Mater. Civ. Eng.* 16 (2) 122, [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0899-1561](https://doi.org/10.1061/(asce)0899-1561).
- Kim, Y.R., et al., (2008). Development of a multiaxial VEPC. Final Report for Project DTFH61-05-RA-00108. Washington, DC: Federal Highway Administration.
- Lackner, R., et al., (2005). Is low-temperature creep of asphalt mastic independent of filler shape and mineralogy? - Arguments from multiscale analysis. *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, 71 (5), 485- 491.
- Laukkanen OV, Winter HH (2017) Strain accumulation in bituminous binders under repeated creeprecovery loading predicted from small-amplitude oscillatory shear (SAOS) experiments. *Mech Time- 162 Dependent Mater* 1-20. doi: 10.1007/s11043-017-9373-9
- 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
- Lesueur D., Teixeira A., Lazaro M.M., Andaluz D., Ruiz A., (2016) A simple test method in order to assess the effect of mineral fillers on bitumen ageing, *Constr. Build. Mater.* 117, 182-189.
- Luo, R., & L. Lytton, R. (2011). Self-Consistent Micromechanics Models of an Asphalt Mixture. *journal of materials in civil engineering*, 49-55.
- Masad, E., et al., (2005). Viscoplastic modeling of asphalt mixes with the effects of anisotropy, damage and aggregate characteristics. *Mechanics of Materials*, 37 (12), 1242- 1256.
- Masson JF (2008) Brief review of the chemistry of polyphosphoric acid (PPA) and bitumen. *Energy and Fuels* 22:2637-2640. doi: 10.1021/ef800120x
- Moon K.H., Falchetto A.C., Park J.Y., Jeong J.H., (2014) Development of high performance asphalt mastic using fine taconite filler, *KSCE J. Civ. Eng.* 18, 1679-1687.
- Moon K.H., Falchetto A.C., Wang D., Riccardi C., Wistuba M.P., (2017). Mechanical performance of asphalt mortar containing hydrated lime and EAFSS at low and high temperatures, *Materials*. 10

- Mori T., Tanaka K., (1973) Average stress in matrix and average elastic energy of materials with misfitting inclusions, *Acta Metall.* 21, 571-573
- Mrinali Rochlani, Sabine Leischner, Gustavo Canon Falla, Dawei Wang b, c, Silvia Caro, Frohmut Wellner, (2019), Influence of filler properties on the rheological, cryogenic, fatigue and rutting performance of mastics, *Constr. Build. Mater*
- Nejres, A. M., Mustafa, Y. F., & Aldewachi, H. S. (2022). Evaluation of natural asphalt properties treated with egg shell waste and low density polyethylene. *International Journal of Pavement Engineering*, 23(1), 39-45.
- 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
- Pei J, Fan Z., Wang P., Zhang J., Xue B., Li R., (2015) Micromechanics prediction of effective modulus for asphalt mastic considering inter-particle interaction, *Constr. Build. Mater.* 101, 209-216.
- 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
- Jiang, Meizhu Chen, Yuechao Zhao, Shaopeng Wu, Yansong Fan, Zhengxu Gan, Yunlong Zhang (2022). Comprehensive assessment of the durability deterioration of asphalt pavement in salt environment: A literature review. *Case Studies in Construction Materials*, Vol 17, e01706. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01706>
- Qiu X., Xiao S., Yang Q., Wang Y., Wang F., (2017) Meso-scale analysis on shear failure characteristics of asphalt-aggregate interface, *Mater. Struct.* 50
- Riccardi C., Cannone Falchetto A., Losa M., Wistuba M.P., (2016) Development of simple relationship between asphalt binder and mastic based on rheological tests, *Road Mater. Pavement. Des.* 19, 18-35.
- SCT (2017) *Estadística Básica del Autotransporte Federal*. Ciudad de México

- Shaterzadeh, Mohsen. (1961) Etude et modelisation physique et mecanique du comportement viscoelastique et plastique de composites particulaires a matrice polymere. Ecole Doctorales Matériaux de Lyon. P. 63
- Sivagnanasuntharam, S., Sountharajah, A., Ghorbani, J., Bodin, D., & Kodikara, J. (2023). A state-of-the-art review of compaction control test methods and intelligent compaction technology for asphalt pavements. *Road Materials and Pavement Design*, 24(1), 1-30.
- Tashman, L., et al., 2001. Internal structure analysis of asphalt mixes to improve the simulation of superpave gyratory compaction to field conditions. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 70, 605- 645.
- Tehrani F.F, Quignon J, Allou F, Absi J., Petit C., (2013) Two-dimensional/three-dimensional biphasic modelling of the dynamic modulus of bituminous materials, *Eur. J. Environ. Civ. Eng.* 17 430-443
- 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
- Tunnicliff, D.G., (1967). Binding effects of mineral filler. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 36, 114- 156.
- Tunnicliff, D.G., (1962). A review of mineral filler. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 31, 118- 150.
- Underwood B.S., Kim Y.R., (2011) Experimental investigation into the multiscale behaviour of asphalt concrete, *International Journal of Pavement Engineering*, 12:4, 357-370, DOI: 10.1080/10298436.2011.574136
- Underwood B.S., Kim Y.R., (2013) Microstructural association model for upscaling prediction of asphalt concrete dynamic modulus, *J. Mater. Civ. Eng.* 25 1153-1161.
- Underwood B.S., Kim Y.R., (2013) Microstructural investigation of asphalt concrete for performing multiscale experimental studies, *Int. J. Pavement Eng.* 14 498-516
- Underwood B.S., Kim Y.R., (2014) A four phase micro-mechanical model for asphalt mastic modulus, *Mech. Mater.* 75, 13-33.

- Valenta, R., Sejnoha, M. and Zeman, J., (2010). Macroscopic constitutive law for mastic asphalt mixtures from multiscale modeling. *Journal for Multiscale Computational Engineering*, 8 (1), 131-149.
- Warden, W.B., Hudson, S.B. and Howell, H.C., (1959). Evaluation of mineral fillers in terms of practical pavement performance. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 28, 316- 352.
- Western Research Institute, (2010). Asphalt research consortium: quarterly technical progress report October 31 -December 31, 2009. Federal Highway Administration: DTFH61-07-H00009 [online]. Available from: [www.arc.unr.edu](http://www.arc.unr.edu).
- Wloczynski 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)65:83.0.CO;2-V
- Wu, S., & Montalvo, L. (2021). Repurposing waste plastics into cleaner asphalt pavement materials: A critical literature review. *Journal of Cleaner Production*, 280, 124355.
- Xiaoyan Ma a, Huaxin Chen a, Cao Gui b, Mingliang Xing a, Pingwen Yang b, (2019) Influence of the properties of an asphalt binder on the rheological performance of mastic, *Constr. Build. Mater*
- Yildirim Y (2007) Polymer modified asphalt binders. *Constr Build Mater* 21:66–72. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2005.07.007
- Yin H.M., Buttlar W.G., Paulino G.H., Di Benedetto H., (2008) Assessment of existing micro-mechanical models for asphalt mastics considering viscoelastic effects, *Road Mater. Pavement Des.* 9, 31-57.
- Yusoff N.I.M., Jakarni F.M., Nguyen V.H., Hainin M.R., Airey G.D., (2013) Modelling the rheological properties of bituminous binders using mathematical equations, *Constr. Build. Mater.* 40, 174-188.

- 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
- Zhang J., Fan Z., Wang H., Sun W., Pei J., Wang D., (2019). Prediction of dynamic modulus of asphalt mixture using micromechanical method with radial distribution functions, *Mater. Struct.* 52
- 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
- Zhu, H., Chang, S.C. and Lou, A.K., (2000). 2-D normal compliances for elastic and visco-elastic binder contact with finite particle size effect. *International Journal of Solids and Structures*, 37 (52), 4477- 4488.
- Zollinger, C.J., (2005). Application of surface energy measurements to evaluate moisture susceptibility of asphalt and aggregates, Thesis (Master). Texas A&M University, College Station, TX.