



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

DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS ELABORADAS CON CONCRETO
ASFÁLTICO RECICLADO (RAP) Y AGENTES REJUVENECEDORES

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

PRESENTA:
DAVID ISRAEL VILLAFUERTE PÉREZ

TUTOR PRINCIPAL:
DRA. ALEXANDRA OSSA LÓPEZ

Jurado asignado

Presidente: Dr. Rigoberto Rivera Constantino

Secretario: Dr. Osvaldo Flores Castrellón

1^{er} vocal: Dra. Alexandra Ossa López

2^{do} Vocal: Dr. Eduardo Botero Jaramillo

3^{er} Vocal: Dr. Mario Flores Guzmán

Lugar donde se realizó la tesis:

Laboratorio de Vías Terrestres del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Tutor de tesis

Dra. Alexandra Ossa López

DEDICATORIAS

“Esta tesis se la dedico a mis padres y a mis abuelos, ya que ellos siempre han sido y serán mi principal fuente de motivación e inspiración. Su apoyo, sus palabras de aliento y su amor incondicional me han permitido alcanzar siempre las metas que me he fijado en la vida, no solo como estudiante y profesionalista sino también como ser humano.

La culminación de esta tesis y de mis estudios de posgrado se las debo a ellos y a Dios que me ha permitido transitar por este difícil camino, gracias”.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por darme la vida y por permitirme cumplir una meta más en la vida.

De especial manera quiero agradecer a la Dra. Alexandra Ossa López, investigadora del Instituto de Ingeniería de la UNAM y encargada del laboratorio de Vías Terrestres, por haberme permitido realizar mi tesis bajo su tutoría. Sus consejos y guías siempre fueron fundamentales para el desarrollo de esta tesis.

De igual manera quisiera agradecer al M. en I. Noé Hernández Fernández, estudiante de doctorado en ingeniería civil, quien me apoyó y orientó en la realización de las pruebas, sus guías y consejos fueron fundamentales en la elaboración de esta tesis.

Al Dr. Mario Flores Guzmán, al Ing. Francisco Rangel y a todo el personal académico del laboratorio de Vías Terrestres por compartirme su apoyo, tiempo y experiencia.

Al comité revisor de esta tesis por brindarme sus buenos consejos y observaciones.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo brindado para la realización de mis estudios de maestría durante dos años mediante la beca asignada con número de registro CVU: 742061.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por permitirme usar las instalaciones y equipos el tiempo necesario para el desarrollo de esta tesis. Así mismo, al Programa de becas por el apoyo brindado para la culminación de este trabajo de investigación.

Agradezco a la Planta de Asfalto de la Ciudad de México por la donación de agregados pétreos y material RAP necesarios en la elaboración de mezclas asfálticas.

Agradezco a la empresa SemMaterials México por la donación del agente rejuvenecedor, así como permitirme realizar pruebas fundamentales en esta investigación.

Agradezco a la empresa Rocher Ingeniería, y en especial manera a la Ing. Claudia Soria por brindarme su amistad y parte de su tiempo. El permitirme usar sus equipos fue indispensable para el desarrollo de esta tesis.

Agradezco a la empresa PROLASA por permitirme usar sus equipos en la ejecución de pruebas en el asfalto.

A todos mis familiares y amigos que siempre me motivaron para la culminación de este sueño.

RESUMEN

La presente tesis tiene como principal objetivo diseñar eficientemente una mezcla asfáltica elaborada con concreto asfáltico reciclado (RAP) y agentes rejuvenecedores. En este trabajo de investigación se elaboraron un número significativo de especímenes con un alto contenido de RAP (30%), así como especímenes con RAP y agentes rejuvenecedores, en los cuales se ejecutaron una serie de ensayos experimentales que permitieron conocer la susceptibilidad de estos ante los principales deterioros que puede sufrir un pavimento de concreto asfáltico conforme al nivel de diseño establecido en esta tesis. Los trabajos desarrollados para evaluar el daño por agrietamiento a bajas temperaturas en el cemento asfáltico permitieron complementar las recomendaciones establecidas del uso del RAP en mezclas asfálticas (cartas de mezclado). Mediante la utilización del parámetro Glover - Rowe se definió el contenido de RAP y agente rejuvenecedor óptimos para el buen desempeño de una mezcla asfáltica con estos materiales.

Se realizó una completa caracterización de los materiales vírgenes y RAP, tanto en fracción agregado como fracción cemento asfáltico, lo que permitió diseñar eficientemente una mezcla asfáltica con RAP; determinándose un contenido de cemento asfáltico óptimo de 5.8%. La evaluación al daño por humedad mostró un aumento significativo de la resistencia y de la relación de tensiones indirectas (TSR) en los especímenes con RAP respecto a la elaboración de mezclas asfálticas con materiales 100% vírgenes. Por otra parte, los especímenes elaborados con RAP y agente rejuvenecedor presentaron una disminución de la resistencia y un aumento en la relación de tensiones indirectas (TSR) respecto a especímenes con materiales vírgenes. Los ensayos de susceptibilidad a la deformación permanente mostraron una disminución significativa de la generación de rodera en especímenes con RAP, mientras que especímenes con RAP y agente rejuvenecedor presentaron aproximadamente la misma deformación permanente que especímenes con materiales vírgenes. La determinación del módulo dinámico permitió observar un aumento significativo de la rigidez de especímenes con RAP en el rango de frecuencias de diseño de pavimentos para una temperatura de 21 °C. Los especímenes con RAP y agente rejuvenecedor presentaron aproximadamente los mismos valores de módulo dinámico que los especímenes con materiales vírgenes, sin embargo, se obtuvieron valores de ángulo fase mucho menores que estos especímenes.

Se realizó la aplicación de los modelos predictivos para la determinación del módulo dinámico conforme a los niveles jerárquicos de la Guía Mecánico-Empírico para el Diseño de Pavimentos, obteniéndose una buena aproximación de este parámetro. Además, se hizo uso del módulo dinámico experimental en la predicción de la rodera, obteniéndose un comportamiento similar al registrado en el ensayo de rueda de pista española.

Palabras clave: RAP, mezcla asfáltica en caliente, espécimen de concreto asfáltico, cemento asfáltico, susceptibilidad al daño por humedad, susceptibilidad a la deformación permanente, módulo dinámico, rejuvenecedor.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIAS.....	i
AGRADECIMIENTOS	ii
RESUMEN	iii
ÍNDICE GENERAL	iv
LISTA DE FIGURAS	vi
LISTA DE TABLAS.....	ix
ABREVIATURAS.....	xi
SIMBOLOGÍA.....	xi
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 JUSTIFICACIÓN	1
1.2 OBJETIVO GENERAL.....	2
1.3 OBJETIVO PARTICULAR	2
1.4 ALCANCES	2
1.5 CONTENIDO DE LA TESIS.....	3
2. RAP: ESTADO DEL ARTE	4
2.1 COMPOSICIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL RAP	4
2.2 RAP EN BASES Y SUB-BASES.....	5
2.3 RAP EN MEZCLAS ASFÁLTICAS	6
2.4 VENTAJAS DEL USO DEL RAP	7
2.5 LIMITACIONES	8
2.6 CONTRAMEDIDAS	9
3. RAP: ESTADO DE PRÁCTICA	11
3.1 PRÁCTICA A NIVEL MUNDIAL.....	11
3.2 PRÁCTICA EN MÉXICO	12
4. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL PARA EL DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS	13
4.1 DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS SUPERPAVE	13
4.1.1 MEZCLA ASFÁLTICA CON AGREGADO VIRGEN Y CEMENTO ASFÁLTICO VIRGEN	14
4.1.2 MEZCLA ASFÁLTICA CON RAP.....	20
4.1.3 PRUEBAS DE PREDICCIÓN DEL COMPORTAMIENTO (NIVEL 2 Y 3).....	23
4.2 DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS PROTOCOLO AMAAC	23
5. ETAPA EXPERIMENTAL	25
5.1 DISEÑO VOLUMÉTRICO	25
5.1.1 SELECCIÓN DE LOS MATERIALES	25
5.1.2 SELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL AGREGADO DE DISEÑO	58
5.1.3 SELECCIÓN DEL CONTENIDO DEL CEMENTO ASFÁLTICO DE DISEÑO	65
5.2 SUSCEPTIBILIDAD AL DAÑO POR HUMEDAD	70

5.2.1	PROCEDIMIENTO DE ENSAYO.....	71
5.2.2	RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE SUSCEPTIBILIDAD AL DAÑO POR HUMEDAD.....	72
5.3	SUSCEPTIBILIDAD A LA DEFORMACIÓN PERMANENTE	79
5.3.1	PROCEDIMIENTO DE ENSAYO.....	81
5.3.2	RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE SUSCEPTIBILIDAD A LA DEFORMACIÓN PERMANENTE.....	83
5.4	EVALUACIÓN DEL MÓDULO DINÁMICO	86
5.4.1	ELABORACIÓN DE CURVAS MAESTRAS.....	88
5.4.2	PREDICCIÓN Y AJUSTE DE CURVAS MAESTRAS (GUÍA MECÁNICO-EMPÍRICA PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS, MEPDG)	90
5.4.3	PREDICCIÓN DE DETERIOROS.....	94
5.4.4	PROCEDIMIENTO DE ENSAYO.....	97
5.4.5	RESULTADOS DEL ENSAYO DE MÓDULO DINÁMICO	99
5.4.6	PREDICCIÓN DE RODERA MEDIANTE EL MÓDULO DINÁMICO	116
6.	CONCLUSIONES	120
6.1	CONCLUSIONES GENERALES	120
6.2	LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN FUTURAS	122
7.	BIBLIOGRAFÍA	123
ANEXO A	128
ANEXO B	131

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 2.1. Vista de una carpeta asfáltica triturada (izquierda) para posteriormente ser procesada y almacenada en fracciones de RAP (derecha).....	5
Figura 2.2. Fracciones que componen una mezcla asfáltica con RAP.....	7
Figura 2.3. Escenarios de mezclado entre el cementante asfáltico del RAP, agregado del RAP y el material virgen (Baghaee y Baaj, 2016).....	7
Figura 2.4. Costo de materiales y actividades en el reciclado de mezclas asfálticas en caliente. (Zaumanis et al., 2014).	8
Figura 4.1. Curva de máxima densidad y límites para la granulometría con un tamaño máximo de agregado de 19 mm.	17
Figura 4.2. Diagrama de fases de una mezcla asfáltica compactada (Asphalt Institute SP-2, 1996).....	19
Figura 4.3. Diagrama de flujo para diseñar una mezcla asfáltica conforme a la metodología Superpave.	21
Figura 5.1. Extracción de cemento asfáltico del RAP mediante equipo soxhlet.....	26
Figura 5.2. Ensayo de punto de inflamación Cleveland (ASTM D92).....	27
Figura 5.3. Viscosímetro rotacional para determinar la viscosidad dinámica a 135° C (ASTM D4402).	28
Figura 5.4. Principio de funcionamiento del viscosímetro rotacional (Asphalt Institute SP-2, 2001).	28
Figura 5.5. Reómetro de corte dinámico y software para la adquisición de datos (ASTM D4402).	29
Figura 5.6. Principio de funcionamiento del reómetro de corte dinámico, DSR (Asphalt Institute SP-2, 2001).	29
Figura 5.7. Curva esfuerzo-deformación para un ciclo de trabajo (Asphalt Institute SP-2, 2001).....	30
Figura 5.8. Comportamiento viscoelástico de un cemento asfáltico ensayado a diferentes temperaturas (Asphalt Institute SP-2, 2001).	31
Figura 5.9. Equipo para envejecimiento a corto plazo, RTFO (ASTM D2872).....	32
Figura 5.10. Equipo para elaborar el ensayo de envejecimiento a largo plazo, PAV (ASTM D6521).....	32
Figura 5.11. Especímenes prismáticos y ensayo en el reómetro de viga a flexión, BBR (ASTM D6648).	33
Figura 5.12. Principio de funcionamiento del reómetro de viga a flexión (BBR) y características de la curva de carga y deflexión contra tiempo (Asphalt Institute SP-2, 2001).	33
Figura 5.13. Barrido de temperaturas para determinar el grado PG del cemento asfáltico virgen y extraído del RAP a temperaturas altas.....	34
Figura 5.14. Barrido de temperaturas para determinar el grado PG del cemento asfáltico virgen y extraído del RAP a temperaturas intermedias.	35
Figura 5.15. Barrido de temperaturas para determinar el grado PG del cemento asfáltico virgen y extraído del RAP a temperaturas bajas.	35
Figura 5.16. Carta de viscosidad-temperatura para el cemento asfáltico (AC-20/PG 64-16) utilizado.	36
Figura 5.17. Distribución de probabilidad gaussiana del contenido de cemento asfáltico en el RAP por el método de ignición.	37
Figura 5.18. Distribución de probabilidad gaussiana del contenido de cemento asfáltico en el RAP por el método de extracción Soxhlet.	38
Figura 5.19. Cartas de mezclado, conociendo el porcentaje de RAP a utilizar (A – temperatura alta, B – temperatura intermedia y C – temperatura baja).....	40
Figura 5.20. Cartas de mezclado, de acuerdo con el grado PG del cemento asfáltico que se desea obtener en la mezcla (A – temperatura alta, B – temperatura intermedia y C – temperatura baja).....	41
Figura 5.21. Ductilidad contra el parámetro $G' / (\eta' / G')$ obtenido en el reómetro de corte dinámico (Glover et al., 2005).	43
Figura 5.22. Diagrama Glover-Rowe para el análisis de daño en cementos asfálticos (Rowe, 2011).	44
Figura 5.23. Temperaturas críticas para los seis cementos asfálticos evaluados en DSR y BBR.....	46
Figura 5.24. Curvas isotérmicas a 44.7 °C para módulo de corte dinámico, G^* , cementos asfálticos originales.	47
Figura 5.25. Curvas isotérmicas a 44.7 °C para módulo de corte dinámico, G^* , cementos asfálticos envejecidos en RTFO.	47
Figura 5.26. Curvas isotérmicas a 44.7 °C para módulo de corte dinámico, G^* , cementos asfálticos envejecidos en PAV.	47
Figura 5.27. Curvas isotérmicas a 44.7 °C para ángulo de fase, δ , cementos asfálticos originales.	48
Figura 5.28. Curvas isotérmicas a 44.7 °C para ángulo de fase, δ , cementos asfálticos envejecidos en RTFO.....	48
Figura 5.29. Curvas isotérmicas a 44.7 °C para ángulo de fase, δ , cementos asfálticos envejecidos en PAV.....	48
Figura 5.30. Variación de los parámetros $G' / (\eta' / G')$ con el envejecimiento.	49
Figura 5.31. Curvas maestras de los cementos asfálticos envejecidos en PAV, modelo sigmoidal.....	50
Figura 5.32. Curvas maestras de los cementos asfálticos envejecidos en PAV, modelo CAM.	51

Figura 5.33. Diagrama Glover-Rowe de los cementos asfálticos evaluados.	52
Figura 5.34. Banco de material pétreo virgen sin fraccionar (3/4" a Finos).	54
Figura 5.35. Agregado RAP recuperado por el método de incineración.	54
Figura 5.36. Vista de partículas retenidas por la malla del No. 4 que presentan más de dos caras fracturadas.	55
Figura 5.37. Ejecución de la prueba de angularidad de agregados finos, ASTM C1252 - Método A (Asphalt Institute SP-2, 2001).	55
Figura 5.38. Ejecución de la prueba de partículas alargadas y planas, ASTM D4791, (Asphalt Institute SP-2, 2001).	56
Figura 5.39. Ejecución de la prueba de equivalente de arena, ASTM D2491 (Asphalt Institute SP-2, 2001).	56
Figura 5.40. Máquina de desgaste los Ángeles (izquierda) y material triturado con 8 esferas después de 500 ciclos (derecha).	57
Figura 5.41. Preparación de la solución de sulfato de sodio (izquierda) y ciclo de inmersión y secado de las muestras de agregado en sus diferentes fracciones (derecha).	57
Figura 5.42. Curvas granulométricas típicas del agregado virgen en función de la segregación.	59
Figura 5.43. Granulometría típica de agregado RAP determinada por el método de incineración y el método de lavado mediante centrífuga.	59
Figura 5.44. Granulometrías para mezcla de prueba (Mezcla control y mezcla con 30% RAP).	60
Figura 5.45. Compactador giratorio Troxler utilizado en la compactación de mezclas asfálticas.	63
Figura 5.46. Curvas de compactación de las mezclas de prueba, $N_{dis} = 100$ giros.	64
Figura 5.47. Determinación de la densidad relativa teórica máxima mediante método de picnómetro (izquierda) y con CoreLok (derecha).	65
Figura 5.48. a) Va contra contenido de cemento asfáltico, b) VMA contra contenido de cemento asfáltico, c) VFA contra contenido de cemento asfáltico, d) Proporción de polvo contra contenido de cemento asfáltico y e) G_{mm} contra contenido de cemento asfáltico (Mezcla Control).	67
Figura 5.49. a) Va contra contenido de cemento asfáltico, b) VMA contra contenido de cemento asfáltico, c) VFA contra contenido de cemento asfáltico, d) Proporción de polvo contra contenido de cemento asfáltico y e) G_{mm} contra contenido de cemento asfáltico (Mezcla con 30% RAP).	68
Figura 5.50. Curvas de compactación de las mezclas asfálticas, $N_{máx} = 160$ giros.	68
Figura 5.51. Escenarios antes y después de inducir una mezcla asfáltica en agua. (McCann et al., 2001).	70
Figura 5.52. Procedimiento de ensayo AASHTO T283 (*Versión 2003).	71
Figura 5.53. Curvas esfuerzo-desplazamiento de especímenes acondicionados y secos (Mezcla asfáltica control).	73
Figura 5.54. Curvas esfuerzo-desplazamiento de especímenes acondicionados y secos (Mezcla asfáltica con 30% RAP).	73
Figura 5.55. Curvas esfuerzo-desplazamiento de especímenes acondicionados y secos (Mezcla asfáltica con 30% RAP y 5% Rejuvenecedor).	74
Figura 5.56. Resumen de las resistencias a tensión indirecta y TSR de los diferentes grupos de mezclas asfálticas evaluados al daño por humedad.	75
Figura 5.57. Escenario de mezclado especímenes con 30% RAP.	76
Figura 5.58. Escenario de mezclado especímenes con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor.	76
Figura 5.59. Inspección visual de los diferentes grupos de mezclas evaluados ante el daño por humedad.	77
Figura 5.60. Curva de comportamiento típica mostrando las tres etapas o fases en que se presenta la deformación permanente acumulada (Zhou et al., 2004).	79
Figura 5.61. Proceso de mezclado de la mezcla asfáltica con RAP (izquierda) y compactador de rodillo liso conforme a la norma EN 12697-33 (derecha).	82
Figura 5.62. Ensayo de pista de rueda española de acuerdo con la norma EN 12697-22 (Dispositivo pequeño - Procedimiento B en aire).	82
Figura 5.63. Desarrollo de la deformación permanente en todos los especímenes con $V_a = 7\%$	83
Figura 5.64. Comparación de la deformación permanente en las mezclas asfálticas control y con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor, con una relación de $V_a = 7\%$ y $V_a = 4\%$	85
Figura 5.65. Esfuerzo y deformación en una carga dinámica (Clyne et al., 2003 [64]).	86
Figura 5.66. Ensayo de compresión diametral, carga y falla (Roberts et al. 1996 [66]).	87
Figura 5.67. Ejemplo de la construcción de una curva maestra (Clyne et al., 2003).	90
Figura 5.68. Relación entre A-VTS (FHWA-HRT-10-035, 2011).	91
Figura 5.69. Desarrollo de la deformación permanente en un ensayo de carga repetida (Witczak et al., 2002).	95
Figura 5.70. Elaboración de especímenes en el compactador giratorio (izquierda) y extracción de núcleos para obtener las dimensiones de probetas establecidas en la norma AASHTO T342 (derecha).	97
Figura 5.71. Montaje y acondicionamiento del espécimen de prueba.	98
Figura 5.72. Módulo dinámico y ángulo de fase variando la frecuencia (especimen control).	103
Figura 5.73. Módulo dinámico y ángulo de fase variando la frecuencia (especimen con 30% RAP).	103

Figura 5.74. Módulo dinámico y ángulo de fase variando la frecuencia (especimen con 30% RAP más 5% Revive).....	103
Figura 5.75. Curva maestra del módulo dinámico para el espécimen control ($T_{ref} = 21 \text{ }^{\circ}\text{C}$).	105
Figura 5.76. Factor de desplazamiento en función de la temperatura.	105
Figura 5.77. Curvas maestras del módulo dinámico para todos los especímenes evaluados ($T_{ref} = 21 \text{ }^{\circ}\text{C}$).	106
Figura 5.78. Curvas maestras del ángulo de fase para todos los especímenes evaluados ($T_{ref} = 21 \text{ }^{\circ}\text{C}$).	107
Figura 5.79. Comparación entre el módulo dinámico medido y ajustado con el modelo sigmoidal en todos los especímenes.	108
Figura 5.80. Comparación entre el ángulo de fase medido y ajustado con el modelo sigmoidal en todos los especímenes.	108
Figura 5.81. Comparación de curvas maestras: Modelo predictivo (Nivel 1) y ajuste modelo sigmoidal para especímenes control.	110
Figura 5.82. Comparación de curvas maestras: Modelo predictivo (Nivel 1) y ajuste modelo sigmoidal para especímenes con 30% RAP.....	110
Figura 5.83. Comparación de curvas maestras: Modelo predictivo (Nivel 1) y ajuste modelo sigmoidal para especímenes con 30% RAP más 5% Rejuvenecedor.....	111
Figura 5.84. Comparación entre el módulo dinámico medido y ajustado con el modelo de viscosidad en todos los especímenes.	112
Figura 5.85. Comparación de curvas maestras: Modelo predictivo Witczak (Proyecto 1-37A), modelo predictivo Witczak (Proyecto 1-40D) y ajuste modelo sigmoidal para especímenes control.....	113
Figura 5.86. Comparación de curvas maestras: Modelo predictivo Witczak (Proyecto 1-37A), modelo predictivo Witczak (Proyecto 1-40D) y ajuste modelo sigmoidal para especímenes con 30% RAP.	113
Figura 5.87. Comparación de curvas maestras: Modelo predictivo Witczak (Proyecto 1-37A), modelo predictivo Witczak (Proyecto 1-40D) y ajuste modelo sigmoidal para especímenes con 30% RAP más rejuvenecedor.....	114
Figura 5.88. Comparación entre E^*_{Ajust} contra E^*_{Est} de A) especímenes control, B) especímenes con 30% RAP y C) especímenes con 30% RAP más 5% Revive.	115
Figura 5.89. Curva maestra del módulo dinámico para todos los especímenes evaluados ($T_{ref} = 60 \text{ }^{\circ}\text{C}$).....	117
Figura 5.90. Deformación resiliente (vertical) contra la profundidad para las frecuencias evaluadas.	118
Figura 5.91. Comparación de deformación permanente obtenida experimentalmente y mediante el modelo predictivo.	119
Figura A.1. Acoplamiento del equipo de extracción soxhlet.	129
Figura A.2. Lavado continuo de un cartucho con RAP hasta la extracción completa de cemento asfáltico.	129
Figura B.1. Definición del modelo de CA (Christensen y Anderson, 1992).....	131
Figura B.2. Construcción de la curva maestra del módulo dinámico por el modelo de CAM (Marasteanu y Anderson, 1999).....	133

LISTA DE TABLAS

Tabla	Página
Tabla 4.1. Niveles de diseño de mezcla Superpave (Asphalt Institute SP-2, 2001).	14
Tabla 4.2. Requerimientos Superpave para las propiedades de consenso del agregado grueso (Asphalt Institute SP-2, 2001).	15
Tabla 4.3. Valores recomendados Superpave para propiedades de origen (Asphalt Institute SP-2, 2001).	15
Tabla 4.4. Requerimientos de compactación Superpave (Asphalt Institute SP-2, 2001).	18
Tabla 4.5. Requerimientos de diseño volumétrico Superpave (Asphalt Institute SP-2, 2001).	19
Tabla 4.6. Selección del cemento asfáltico virgen para las mezclas asfálticas con RAP.	21
Tabla 4.7. Niveles de diseño en función del número de ejes equivalentes y/o el tipo de proyecto (Protocolo AMAAC, 2008 [45]).	24
Tabla 5.1. Resultados de las propiedades del cemento asfáltico.	36
Tabla 5.2. Resultados del contenido de cemento asfáltico en el RAP por el método de ignición.	37
Tabla 5.3. Resultados del contenido de cemento asfáltico en el RAP por el método de extracción Soxhlet.	38
Tabla 5.4. Temperaturas críticas determinadas para cemento asfáltico virgen y cemento asfáltico recuperado del RAP.	39
Tabla 5.5. Temperaturas críticas estimadas para el cementante asfáltico virgen a emplear.	40
Tabla 5.6. Porcentajes de RAP estimados para alcanzar el grado PG final.	41
Tabla 5.7. Muestras de cementos asfálticos evaluados para caracterización reológica y análisis de durabilidad.	45
Tabla 5.8. Parámetros dinámicos para evaluar la ductilidad a baja temperatura.	49
Tabla 5.9. Parámetros del modelo CAM para la generación de curvas maestras.	52
Tabla 5.10. Resultados de las pruebas de consenso y origen en el agregado virgen y el agregado RAP.	58
Tabla 5.11. Especificaciones de porcentajes utilizados para mezclas de prueba.	61
Tabla 5.12. Resultados de las propiedades de consenso, origen y gravimétricas (de rutina) para las granulometrías de las mezclas de prueba analizadas.	62
Tabla 5.13. Porcentajes de cemento asfáltico inicial determinados para las mezclas de prueba.	63
Tabla 5.14. Resultados de las propiedades volumétricas y densificación estimadas para los especímenes de concreto asfáltico de prueba.	64
Tabla 5.15. Contenidos de cemento asfáltico utilizados en la fabricación y compactación de mezclas asfálticas.	65
Tabla 5.16. Resultados de las propiedades volumétricas y de densificación de las mezclas asfálticas de diseño.	69
Tabla 5.17. Factores que influyen en el daño por humedad (Hicks, 1991).	70
Tabla 5.18. Relación de resistencias a tensión indirecta (TSR) de los especímenes control.	72
Tabla 5.19. Relación de resistencias a tensión indirecta (TSR) de los especímenes con 30% RAP.	73
Tabla 5.20. Relación de resistencias a tensión indirecta (TSR) de los especímenes con 30% RAP más 5% rejuvenecedor.	74
Tabla 5.21. Criterios utilizados en la inspección visual del daño por humedad.	78
Tabla 5.22. Factores que afectan la deformación permanente en mezclas asfálticas (Sousa et al., 1991 [55]).	80
Tabla 5.23. Resumen de resultados del ensayo de pista española en especímenes con Va = 7%.	84
Tabla 5.24. Resultados promedio de las mezclas asfálticas con Va = 7% y Va = 4%.	85
Tabla 5.25. Criterio para evaluar la calidad del ajuste (Tran y Hall, 2005).	94
Tabla 5.26. Tiempos recomendados de acondicionamiento.	98
Tabla 5.27. Rangos típicos de esfuerzo dinámico aplicado para cada temperatura de ensayo.	98
Tabla 5.28. Número de ciclos para cada frecuencia de ensayo.	99
Tabla 5.29. Resumen de propiedades volumétricas y de compactación para los especímenes de concreto asfáltico evaluados.	99
Tabla 5.30. Resultados de módulo dinámico (especímenes de concreto asfáltico control).	100
Tabla 5.31. Resultados de módulo dinámico (especímenes con 30% RAP).	101
Tabla 5.32. Resultados de módulo dinámico (especímenes de concreto asfáltico con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor).	102
Tabla 5.33. Construcción de curvas maestras mediante el modelo sigmoideal (Especimen control).	104
Tabla 5.34. Precisión del ajuste del modelo sigmoideal.	109
Tabla 5.35. Parámetros determinados para el modelo de viscosidad del nivel 1 de la MEPDG.	109
Tabla 5.36. Precisión del ajuste del modelo de viscosidad.	111
Tabla 5.37. Parámetros utilizados en los modelos predictivos del nivel 2 de la MEPDG.	112

Tabla 5.38. Precisión del ajuste de acuerdo con el modelo predictivo.	115
Tabla 5.39. Factores de calibración de laboratorio y campo.....	118
Tabla 5.40. Parámetros adoptados en el modelo predictivo y deformación permanente obtenida.	118
Tabla B.1. Resultados del ensayo de módulo corte dinámico y determinación de los parámetros del modelo CAM.....	132

ABREVIATURAS

RAP	Reclaimed Asphalt Pavement, por sus siglas en inglés.
HMA	Hot Mix Asphalt, por sus siglas en inglés.
WMA	Warm Mix Asphalt, por sus siglas en inglés.
SUPERPAVE	Superior Performance Pavement, por sus siglas en inglés.
PG	Performance Grade, por sus siglas en inglés.
AMAAC	Asociación Mexicana del Asfalto A. C.
ESAL's	Equivalent Single Axle Loads, por sus siglas en inglés.
MEPDG	Mechanistic - Empirical Pavement Design Guide, por sus siglas en inglés.
FHWA	Federal Highway Administration, por sus siglas en inglés.
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program, por sus siglas en inglés.
NAPA	National Asphalt Pavement Association, por sus siglas en inglés.
RAP ETG	Reclaimed Asphalt Pavement Expert Task Group, por sus siglas en inglés.
DSR	Direct Shear Rheometer, por sus siglas en inglés.
BBR	Bending Beam Rheometer, por sus siglas en inglés.
RTFO	Rolling Thin Film Oven, por sus siglas en inglés.
PAV	Pressuring Air Vacuum, por sus siglas en inglés.
ASTM	American Standard Test Methods, por sus siglas en inglés.
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials, por sus siglas en inglés.

SIMBOLOGÍA

G^* o $ G^* $	Módulo de corte dinámico del cemento asfáltico.
E^* o $ E^* $	Módulo dinámico del espécimen de concreto asfáltico.
G'	Módulo de pérdida del cemento asfáltico.
G''	Módulo de almacenamiento del cemento asfáltico.
E'	Módulo de pérdida del espécimen de concreto asfáltico.
E''	Módulo de almacenamiento del cemento asfáltico.
M_R	Módulo resiliente.
G_g	Módulo vítreo.
η^*	Viscosidad compleja.
η o η'	Viscosidad dinámica.
η''	Viscosidad fuera de fase.
δ	Ángulo de fase.
$\dot{\gamma}$	Velocidad de deformación angular.
τ	Esfuerzo de corte.
σ_d	Esfuerzo desviador.
σ_o	Amplitud de esfuerzo.
γ_o	Amplitud de deformación.
ϵ_{rh}	Deformación horizontal recuperable (Ensayo de módulo resiliente en carpetas asfálticas).
ϵ_r	Deformación resiliente (Modelo predictivo de deformación permanente).
ϵ_p	Deformación plástica o no recuperable.
ϵ_t	Deformación horizontal a tensión.

ω	Frecuencia angular.
ω_c	Frecuencia angular de cruce.
f	Frecuencia.
f_r	Frecuencia reducida.
P_{bi}	Contenido de cemento asfáltico inicial.
P_{be}	Contenido de cemento asfáltico efectivo.
P_{b-RAP}	Contenido de cemento asfáltico del RAP.
$\alpha(T)$	Factor de desplazamiento.
t_r	Tiempo de carga a la temperatura de referencia.
T	Temperatura de interés.
T_{Virgen}	Temperatura crítica del cemento asfáltico virgen.
T_{Mezcla}	Temperatura crítica de la mezcla entre cementos asfálticos.
T_{RAP}	Temperatura crítica del cemento asfáltico recuperado del RAP.
T_c	Temperatura crítica de falla.
T_r	Temperatura de referencia.
T_d	Temperatura definida.
T_R	Temperatura en Rankine.
R	índice reológico.
S	Rigidez al creep.
m	Valor m.
V	Volumen.
W	Masa.
V_{mb}	Volumen de la mezcla compactada.
V_a	Volumen de vacíos de aire.
V_{be} o V_{beff}	Volumen de cemento asfáltico efectivo.
V_{ba}	Volumen de cemento asfáltico absorbido.
VMA	Volumen de vacíos en el agregado mineral.
VFA	Volumen de vacíos llenos de cemento asfáltico.
P_c	Volumen de contacto del agregado.
G_{mb}	Densidad relativa de la mezcla compactada.
G_b	Densidad relativa del cemento asfáltico.
G_{sb}	Densidad relativa bruta del agregado.
G_{sa}	Densidad relativa aparente del agregado.
G_{se}	Densidad relativa efectiva del agregado.
G_{mm}	Densidad relativa máxima teórica o densidad de Rice.
$S_{I(acondicionadas)}$	Resistencia a la tensión indirecta muestras acondicionadas.
$S_{I(secas)}$	Resistencia a la tensión indirecta muestras secas.
TSR	Relación de resistencias a la tensión indirecta.
RD_{aire}	Profundidad de rodera en aire.
WTS	Inclinación de la rodera en aire.
PRD_{aire}	Porcentaje de la profundidad de la rodera en aire.
ρ_4	Porcentaje acumulado retenido en la malla del No. 4.
ρ_{34}	Porcentaje acumulado retenido en la malla de 3/4".
ρ_{38}	Porcentaje acumulado retenido en la malla de 3/8".
ρ_{200}	Porcentaje que pasa la malla del No. 200.

$d_{5,000}$	Profundidad de la rodera a los 5,000 ciclos de carga.
$d_{10,000}$	Profundidad de la rodera a los 10,000 ciclos de carga.
A	Ordenada al origen de la curva de regresión $\log (T_R)$ contra $\log \log (\eta)$.
VTS	Pendiente de la curva de regresión $\log (T_R)$ contra $\log \log (\eta)$.
α	Parámetro de optimización del modelo sigmoidal.
β	Parámetro de optimización del modelo sigmoidal.
γ	Parámetro de optimización del modelo sigmoidal.
ν	Parámetro de optimización del modelo sigmoidal.
N_f	Número de repeticiones de carga a la falla.
$K_{1\alpha}$	Factor de ajuste volumétrico.
PI	Índice de penetración.
μ	Media aritmética.
σ	Desviación estándar.
S_e	Error estándar.
S_y	Desviación estándar de los valores medidos.
R^2	Coefficiente de determinación o correlación.
SSE	Sumatoria de errores al cuadrado.

1. INTRODUCCIÓN

La ingeniería de pavimentos en México como a nivel mundial, es un campo que en los últimos años ha pasado de ser una disciplina empírica a convertirse en una ciencia aplicada. Ésta se ha apoyado en modelos teóricos más complejos y completos que tratan de simular de manera más realista este campo de estudio, además han permitido conocer con mayor certidumbre el comportamiento no sólo mecánico de los pavimentos, sino que, además, adoptando criterios y técnicas más especializadas nos ha posibilitado evaluar su funcionalidad.

Es cierto también que, el “boom” tecnológico y científico ha permitido manejar nuevos materiales, fuentes de energía, equipos y herramientas que mejoran el rendimiento y la construcción de pavimentos. Sin embargo, en los últimos años el aumento variable del precio del cemento asfáltico, así como los altos costos en el transporte y extracción de materiales vírgenes, ha ocasionado que la industria busque nuevas alternativas para resolver esta problemática. En este sentido, la práctica que actualmente se utiliza y que ha incrementado cada vez más su uso, es el reciclado de pavimentos de concreto asfáltico, mejor conocido por sus siglas en inglés como RAP (*Reclaimed Asphalt Pavement*).

El concepto de RAP es muy variado, pero puede sintetizarse como las técnicas que permiten reutilizar los materiales de pavimentos que han sufrido algún tipo de deterioro o daño estructural. Además, en la literatura existen muchas clasificaciones en cuanto a los métodos de reciclaje, siendo una de ellas de acuerdo con el lugar donde se realiza el proceso, reciclado en planta o en sitio. Otra sub-clasificación utilizada es de acuerdo con la temperatura en la que se realiza el reciclado, pudiendo ser el reciclado en frío, tibio y caliente.

Por otra parte, pudiéramos resumir los beneficios del reciclado en los siguientes argumentos:

- Reduce los costos de construcción.
- Conservación de materias primas como agregados y cementantes asfálticos.
- Preservación de la geometría existente del pavimento.
- Preservación del medio ambiente.
- Conservación de la energía.

No obstante, el diseño de los pavimentos con RAP aún es un proceso que sigue en constante evolución, el cual no cuenta con una metodología general, ya que las recomendaciones existentes son muy particulares y no presentan una guía muy clara en cuanto a los porcentajes máximos permisibles, la elaboración de pruebas de laboratorio o de campo que permitan evaluar el comportamiento mecánico para este tipo de pavimentos. Si bien es cierto que su uso ha alcanzado la incorporación de porcentajes cercanos al 100%, la preocupación de utilizar mezclas con altos contenidos de RAP se centra principalmente a que se ha observado que la durabilidad y la resistencia a la fatiga de la mezcla disminuyen respecto a una mezcla nueva.

1.1 JUSTIFICACIÓN

El interés de realizar este estudio se centra en poder verificar las ventajas del uso de mezclas asfálticas con RAP, evaluando sus propiedades mecánicas por lo que se realizará un estudio

experimental que nos ayude a comprender de manera certera el comportamiento de este tipo de materiales.

Debido a que en nuestro país el uso de materiales reciclados en la industria de la construcción crece a un paso lento y la disposición clandestina e irregular de estos mismos en forma acelerada, se pretende sumar este estudio a la práctica con el fin de brindar el conocimiento suficiente sobre el comportamiento de mezclas asfálticas elaboradas con RAP.

Además, se plantea fijar las bases para estudios posteriores o líneas de investigación que permitan definir una metodología para el diseño de mezclas asfálticas con RAP de la Ciudad de México.

1.2 OBJETIVO GENERAL

El objetivo de esta tesis es el diseño óptimo de mezclas asfálticas elaboradas con concreto asfáltico reciclado (RAP) y la incorporación de agentes rejuvenecedores.

1.3 OBJETIVO PARTICULAR

Evaluar el comportamiento mecánico del cemento asfáltico extraído del RAP con el fin de determinar las proporciones necesarias de RAP y agentes rejuvenecedores para el buen desempeño de la mezcla asfáltica.

1.4 ALCANCES

Para lograr los objetivos planteados se llevarán a cabo las siguientes actividades:

Diseñar volumétricamente una mezcla asfáltica con materiales vírgenes (agregados pétreos y cementos asfálticos) para un nivel de tránsito medio (vialidad urbana).

Extraer el cemento asfáltico del RAP con método de extracción Soxhlet, con el fin realizar una completa caracterización reológica y determinar las cartas de mezclado.

Analizar la durabilidad del cemento asfáltico extraído del RAP, mezclando en distintas proporciones de cementos asfálticos vírgenes e incorporando un rejuvenecedor comercial en las mezclas de cemento asfáltico virgen y RAP. Determinar el porcentaje factible de RAP y rejuvenecedor en una mezcla asfáltica.

Evaluar el comportamiento de especímenes de concreto asfáltico con materiales vírgenes, especímenes con un alto contenido de RAP y especímenes con RAP y rejuvenecedor, mediante la ejecución de ensayos de tensión indirecta (susceptibilidad al daño por humedad) y ensayos de rueda de pista española (susceptibilidad a la deformación permanente).

Evaluar el comportamiento de especímenes de concreto asfáltico con materiales vírgenes, especímenes con un alto contenido de RAP y especímenes con RAP y rejuvenecedor, con el fin de determinar parámetros dinámicos, mediante el ensayo de módulo dinámico.

Estimar la deformación por rodadura de los diferentes concretos asfálticos estudiados mediante la aplicación del modelo predictivo basado en el módulo dinámico experimental para todos los especímenes de concreto asfáltico establecidos.

1.5 CONTENIDO DE LA TESIS

La tesis se encuentra organizada en 7 capítulos, a continuación, se da una breve descripción de su contenido.

Capítulo 1. Se da una breve descripción del tema de la tesis, reconociendo la tendencia actual del uso de concreto asfáltico reciclado (RAP) en mezclas asfálticas nuevas. Se plantean las directrices generales y específicas para estudiar la fenomenología de su uso, mediante la proposición de una serie de ensayos experimentales con el fin de cumplir con el objetivo planteado.

Capítulo 2. Se describe ampliamente el origen y composición del material RAP, así como las principales ventajas y desventajas de su uso en mezclas asfálticas nuevas. También se muestra la problemática actual de usar altas cantidades y de cómo se ha tratado de contrarrestar este efecto.

Capítulo 3. Se presentan las principales experiencias adquiridas del uso del RAP en la práctica común, tanto a nivel internacional como en México. Se muestra un panorama actual de uso a nivel global y de cómo ha ido evolucionando con el paso del tiempo.

Capítulo 4. En este capítulo se da una amplia explicación de las principales metodologías usadas para el diseño volumétrico de mezclas asfálticas. Se analiza detalladamente el procedimiento de diseño de mezclas asfálticas Superpave y sus recomendaciones para el uso del RAP.

Capítulo 5. Se detalla el procedimiento experimental recomendado por Superpave y se incorporan nuevos desarrollos experimentales para el estudio de mezclas asfálticas con RAP y rejuvenecedores. Se analiza de forma independiente, los ensayos para diseño volumétrico, susceptibilidad al daño por humedad, susceptibilidad a la deformación permanente y módulo dinámico.

Capítulo 6. Se presentan las principales conclusiones obtenidas de la campaña experimental realizada, además de proveer recomendaciones del uso de RAP en mezclas asfálticas nuevas.

2. RAP: ESTADO DEL ARTE

2.1 COMPOSICIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL RAP

El RAP está compuesto por dos fracciones principales: agregado pétreo y cemento asfáltico. Al igual que una mezcla nueva, estas fracciones pueden ser evaluadas individualmente utilizando métodos de separación como el uso de solventes y la incineración, cuyas ventajas y desventajas se comentarán posteriormente dentro de la metodología para diseñar una mezcla asfáltica.

Las propiedades del agregado RAP pueden tener diferencias considerables respecto al agregado virgen debido a que muchas veces aún durante el proceso de reciclado pudieran sufrir un deterioro mayor, al que ya se presentó durante su vida en servicio. Quizá la principal variación a simple vista es la degradación del tamaño y forma de la partícula, sin embargo, propiedades significativas como la densidad relativa pudiera ser ligeramente inferior respecto al virgen. Otro aspecto importante por considerar es el contenido de agua, ya que el RAP al estar almacenado por tiempos prolongados puede absorber una gran cantidad de agua.

En cuanto a las propiedades del cemento asfáltico del RAP, al igual que el original, su composición es compleja teniéndose dos subdivisiones: los asfaltenos y los maltenos (resinas y aceites). Reacciones químicas toman lugar dentro del cemento asfáltico cuando este está expuesto al calor, al aire (oxígeno) u algún otro agente ambiental. La oxidación causa que los aceites se conviertan en resinas, y estas en asfaltenos. El calentamiento del cemento asfáltico causa la volatilización de la fracción de maltenos incrementando el contenido de asfaltenos, lo que provoca que el cemento asfáltico tenga una mayor viscosidad.

Las cantidades relativas y características de asfaltenos y maltenos en un cemento asfáltico, tienen un efecto importante sobre las características físicas de un pavimento. Altos porcentajes de asfaltenos (>30%) presentes en el cemento asfáltico pudieran resultar en un pavimento con problemas de agrietamiento, mientras que un bajo porcentaje de asfaltenos (<20%) pudiera resultar en un pavimento con alta susceptibilidad a la temperatura con la potencial formación de deformaciones permanentes (roderas).

El RAP por lo tanto es un material que ha sufrido un proceso de envejecimiento donde la relación malteno/asfaleno del cemento asfáltico se reduce, resultando en un material frágil, seco y con endurecimiento. Este proceso de envejecimiento se presenta en dos etapas, el envejecimiento a corto plazo el cual ocurre durante la etapa de construcción y es provocado por la oxidación del cemento asfáltico, la volatilización y reducción de los aceites, incluyendo la absorción de asfaltenos y resinas dentro de los agregados. El envejecimiento a largo plazo el cual ocurre durante la vida en servicio del pavimento y depende de la cantidad de vacíos en la mezcla en estado compacto.

Por lo tanto, es indispensable realizar una investigación minuciosa de las propiedades del agregado RAP y el cemento asfáltico del RAP, previo a la elaboración de una mezcla asfáltica. Las propiedades básicas requeridas a estudiar son el contenido cemento asfáltico, la viscosidad del cemento asfáltico y la distribución granulométrica del agregado, que de acuerdo con la metodología de diseño empleada pudieran variar.

En la Figura 2.1 se observa el proceso típico de obtención de RAP, así como el manejo de estos materiales una vez que se almacenan para su disposición.



Figura 2.1. Vista de una carpeta asfáltica triturada (izquierda) para posteriormente ser procesada y almacenada en fracciones de RAP (derecha).

2.2 RAP EN BASES Y SUB-BASES

De acuerdo con las agencias estatales internacionales el uso del RAP en bases y sub-bases granulares, así como bases tratadas, ha resultado bueno y en algunos casos hasta excelente. El comportamiento de estos materiales como agregados o usados como aditivos en bases y sub-bases, han demostrado una adecuada capacidad de carga, un buen drenaje y buena durabilidad [1, 2]. Sin embargo, al igual que en una mezcla asfáltica un alto contenido de RAP en bases y/o sub-bases, podría afectar el comportamiento de estas, debido a que el RAP no cuenta en la mayoría de las especificaciones con una guía de procesado y mezclado. Particularmente en esta última acción, se ha observado que el material granular tiende a desligarse (flotar) sobre el RAP bajo acciones de servicio [3].

Uno de los aspectos importantes a revisar respecto al comportamiento mecánico de bases y sub-bases con RAP es la resistencia y la rigidez. Los ensayos de índices tales como el Valor de Soporte de California (CBR) y el valor R de Hveem se usan comúnmente para caracterizar estos parámetros.

Varios estudios han revelado que existe una disminución en los valores de CBR respecto al aumento del contenido de RAP [3, 4]. Los resultados se atribuyeron principalmente al deslizamiento de los agregados cubiertos con cemento asfáltico sobre los demás bajo la aplicación de carga.

Por otro lado, investigaciones realizadas por Bennert et al. (2000) y Dong and Huang (2014), en muestras de bases con un alto contenido de RAP, presentaron valores de módulos resilientes altos [5, 6], y a pesar de un aumento significativo en la rigidez, se generaron grandes deformaciones permanentes, probablemente atribuidas a la degradación progresiva del cemento asfáltico durante la aplicación de la carga, de acuerdo a los autores.

Todo ello ha llevado a limitar su uso en mezclas no más del 50% con RAP, donde se ha observado un comportamiento satisfactorio, o bien su uso en más del 50% si la estructura es temporal y se mezcla con materiales vírgenes de alta calidad con el fin de alcanzar la resistencia requerida.

2.3 RAP EN MEZCLAS ASFÁLTICAS

Actualmente es posible elaborar una mezcla asfáltica con RAP por tres métodos diferentes de acuerdo con la temperatura empleada: en frío, tibio y caliente; siendo el mezclado en frío a temperaturas menores a 70 °C; mezclado en tibio, entre temperaturas de 70 °C a 120 °C y el mezclado en caliente, para temperaturas por encima de los 120 °C. Sin embargo, el primero de estos es el más usado en la práctica común, seguido del método en caliente del cual la literatura presenta las mayores técnicas o recomendaciones de diseño de mezclas asfálticas con estos materiales (Figura 2.2).

El término mezcla asfáltica en caliente (HMA, Hot Mix Asphalt por sus siglas en inglés), es usado para incluir genéricamente diferentes tipos de mezclas de agregado y cemento asfáltico que son producidas a elevadas temperaturas, comúnmente se conocen tres tipos de mezclas: graduadas-densas, graduadas-abiertas y graduadas-discontinuas. Este tipo de clasificación puede ser referida también a la proporción de vacíos en la mezcla asfáltica.

Las mezclas en frío son mezclas fabricadas con emulsiones asfálticas, y su principal campo de aplicación es en la construcción y en la conservación de carreteras secundarias. Para retrasar el envejecimiento de las mezclas abiertas en frío se suele recomendar el sellado por medio de lechadas asfálticas. Se caracterizan por su trabajabilidad tras la fabricación incluso durante semanas, la cual se debe a que el cementante asfáltico permanece un largo periodo de tiempo con una viscosidad baja.

Las mezclas en tibio (WMA, Warm Mix Asphalt por sus siglas en inglés) son de uso reciente y utilizan un aditivo modificador de la viscosidad que permite al cemento asfáltico ser mezclado y colocado a temperaturas intermedias. Respecto a una mezcla asfáltica en caliente tiene la ventaja de que se reducen las emisiones de CO₂ considerablemente, además de que no es necesario colocar la mezcla asfáltica tan rápido como lo requiere una mezcla en caliente.

De los tres métodos mencionados anteriormente, el más limitado en el uso de RAP es el método en caliente, debido a que un aumento excesivo de la temperatura aceleraría el proceso de envejecimiento del cemento asfáltico provocando una variación significativa de las propiedades de la mezcla asfáltica. Comparado con los otros métodos, con este método se consume mayor energía y se genera un mayor índice de emisiones durante la fabricación de la mezcla asfáltica.

Actualmente existen dos prácticas comunes para el mezclado de especímenes con RAP. La práctica actual que corresponde en preparar mezclas asfálticas añadiendo RAP con su recubrimiento intacto al agregado virgen y al cementante asfáltico virgen, conocido como mezclado parcial.

Por otro lado, la elaboración de mezclas asfálticas conocidas como mezclado total donde se extrae, y recupera el cemento asfáltico del RAP, para posteriormente mezclarse con el cemento asfáltico virgen, combinando luego esta mezcla de cementantes con el agregado virgen y del RAP.

Sin embargo, también puede presentarse un tercer escenario conocido "black rock" en el cual las propiedades de la mezcla asfáltica dependen únicamente del cemento asfáltico virgen. Este escenario puede ser simulado extrayendo el cemento asfáltico del RAP y mezclando este nuevamente con el agregado recuperado, posteriormente se mezcla con el agregado virgen y cemento asfáltico virgen.

En resumen, se pudieran presentar tres escenarios diferentes referentes a la homogeneidad de la mezcla asfáltica entre el RAP y el cemento asfáltico virgen [7, 8], tal y como se observa en la Figura 2.3. Varias investigaciones han demostrado que para un bajo contenido de RAP (10%), los especímenes de concreto asfáltico no presentan un comportamiento mecánico diferente [9]. Sin embargo, a mayores contenidos de RAP (40%), las diferencias se hacen importantes, principalmente respecto en el caso de "black rock", donde se han obtenido rigideces más bajas y deformaciones más altas respecto a los otros dos casos.

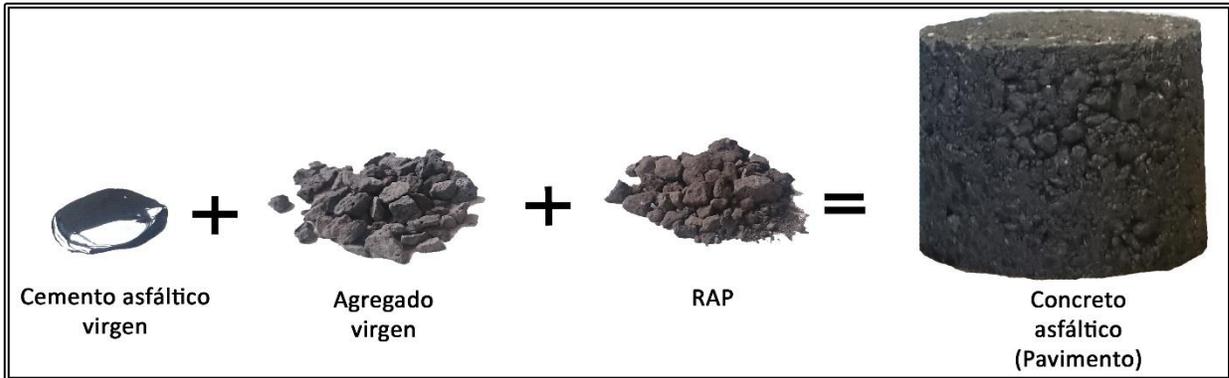


Figura 2.2. Fracciones que componen una mezcla asfáltica con RAP.

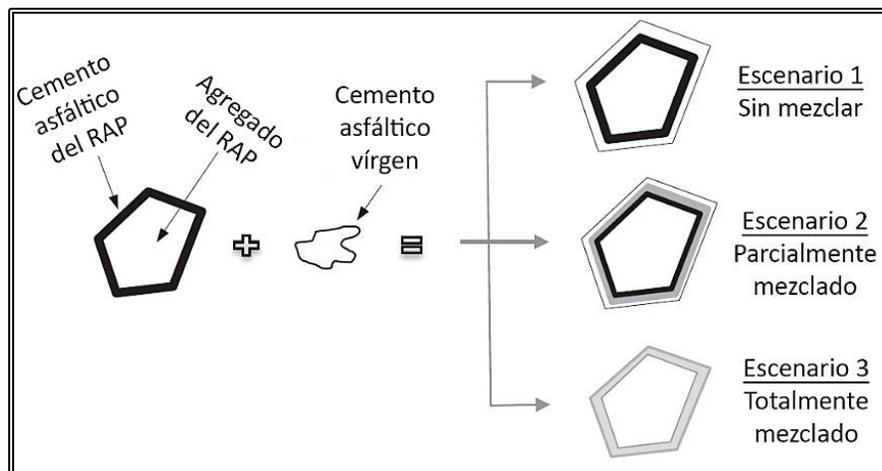


Figura 2.3. Escenarios de mezclado entre el cementante asfáltico del RAP, agregado del RAP y el material virgen (Baghaee y Baaj, 2016).

2.4 VENTAJAS DEL USO DEL RAP

El uso del RAP en la rehabilitación de pavimentos asfálticos ofrece dos principales ventajas respecto a la rehabilitación convencional, una de ellas es el ahorro económico y la otra es un beneficio ambiental, siempre y cuando se seleccione adecuadamente el método de reciclaje.

En el año 2014, Zaumanis et al. [10] realizó la comparación de los costos de rehabilitación de pavimentos asfálticos tanto por técnicas convencionales como con RAP en distintos porcentajes (0% – 100%). Los resultados mostraron que el uso de un 50% de RAP reduce en aproximadamente un

30% el costo respecto a los métodos de rehabilitación convencionales (Figura 2.4). Este estudio corroboró los resultados de Kandhal y Mallick (1997), donde presentaron que el uso del RAP entre 20% y 50% pudiera economizar entre un 14% y 34% los costos de construcción [11].

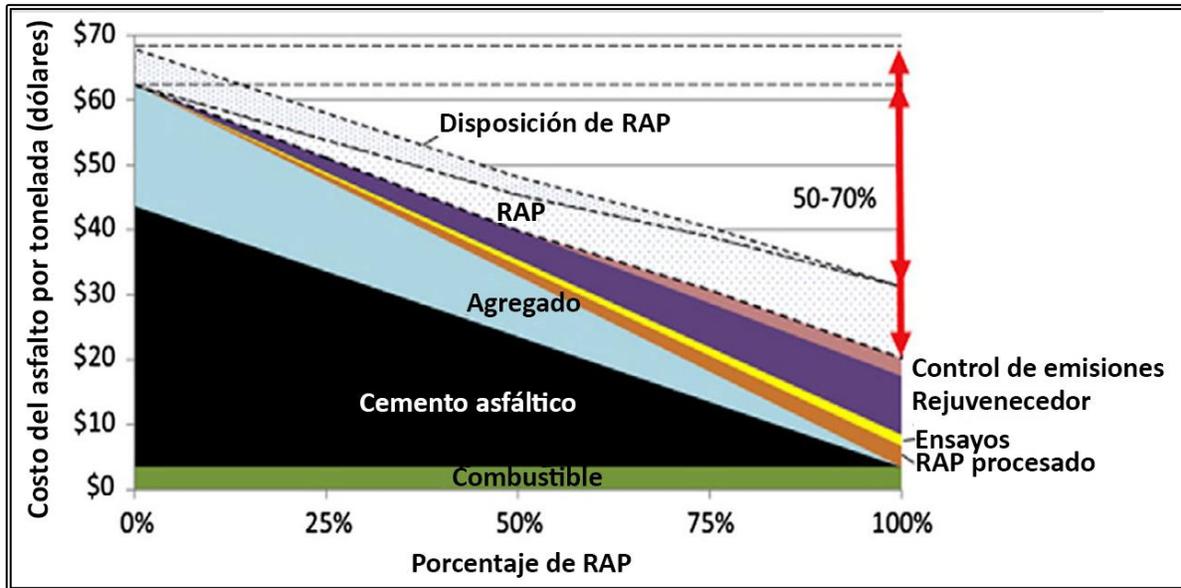


Figura 2.4. Costo de materiales y actividades en el reciclado de mezclas asfálticas en caliente. (Zaumanis et al., 2014).

Al igual que el estudio anterior, en la literatura se tienen registros de casos históricos [12 - 15], donde se ha podido comprobar que el costo de la rehabilitación de pavimentos asfálticos con los diferentes tipos de métodos reciclaje: en caliente, en caliente en sitio, en frío en sitio y profundo, reduciendo en un 40%, 50%, 55% y 67%, respectivamente, los costos de rehabilitación respecto a métodos convencionales.

Con el uso del RAP en la rehabilitación de pavimentos asfálticos también se obtienen beneficios ambientales. Se pueden considerar tres importantes beneficios del uso del RAP en la construcción de un nuevo pavimento:

- Se reducen las emisiones y el uso de combustibles.
- Se disminuye la demanda sobre los recursos no renovables.
- Se reduce el espacio necesario para el almacenamiento y disposición final de RAP.

2.5 LIMITACIONES

Como se comentó al inicio de este documento, la principal preocupación de utilizar mezclas asfálticas con altos porcentajes de RAP es la susceptibilidad al agrietamiento por fatiga. Después de que el pavimento es removido y posteriormente almacenado, el RAP sufre un envejecimiento mayor debido a que está expuesto a la intemperie (aire), lo que origina un acelerado proceso de oxidación. Este incremento en el envejecimiento puede resultar en un aumento en el módulo dinámico del espécimen de concreto asfáltico cuando el cemento asfáltico proveniente del RAP es mezclado con el cemento asfáltico virgen [16]. Generalmente con el aumento en la rigidez no existen problemas con el deterioro por deformación permanente, sin embargo, se ha observado que pudiera

presentarse el agrietamiento térmico y el agrietamiento por fatiga [17]. Algunas otras investigaciones han reportado que también hay cierto nivel de degradación de la mezcla con el uso de altos porcentajes de RAP [18 - 20].

Por otra parte, ciertos factores de producción pudieran afectar el comportamiento de la mezcla asfáltica en caliente con altos porcentajes de RAP, tales como la procedencia del RAP, el grado de desempeño del cementante virgen (PG), la temperatura utilizada en la producción, y el tipo de planta asfáltica (en caso de que se realizara el reciclaje por este método), todos estos factores influyen en el grado de mezclado entre el RAP y el material virgen [21].

Por tal motivo muchas agencias de transporte han establecido restricciones en el uso de altos porcentajes de RAP en carpetas asfálticas [22 - 24], considerándose aparentemente, un rango permisible entre 5 – 50% en la producción de una nueva mezcla asfáltica en caliente [25]. Sin embargo, investigaciones recientes han mostrado que el uso de más de 50% RAP no afecta las propiedades mecánicas de la mezcla [26 - 28], haciendo factible su incorporación en nuevas mezclas asfálticas en caliente. Además, se reportó que muchas de las mezclas con RAP incrementaron hasta en un 50% la resistencia a la tensión indirecta.

Si bien existen diversas contradicciones sobre el uso de altos porcentajes de RAP, es claro que el diseño de mezclas con RAP es complejo debido a que muchas veces, aún desde la parte del muestreo o en la caracterización del RAP existen variaciones en las propiedades del agregado (densidad relativa bruta, G_{sb}) y el cementante asfáltico del RAP respecto a los materiales vírgenes.

2.6 CONTRAMEDIDAS

El uso de rejuvenecedores se ha convertido en una parte fundamental en el proceso de reciclado de mezclas asfálticas con altos porcentajes de RAP (más de 25% respecto a la masa del cemento asfáltico) como medida para compensar el aumento del envejecimiento del cemento asfáltico. El principal propósito de estos es la restauración de las propiedades físicas y químicas de cementos asfálticos viejos. Muchas veces los rejuvenecedores son referidos a aditivos reblandecedores o agentes recicladores, sin embargo, de acuerdo con Roberts et al. (1996) existe una diferencia entre estos agentes, siendo función de los agentes reblandecedores solo disminuir la viscosidad del cemento asfáltico, mientras que los agentes rejuvenecedores se usan para mejorar la relación malteno/asfalteno, además de modificar la viscosidad.

En la literatura existen varios casos de estudios que han tratado de evaluar la efectividad de los agentes rejuvenecedores sobre el cemento asfáltico envejecido del RAP. Tran et al. (2012) observaron que al utilizar un contenido óptimo de rejuvenecedor en muestras con 50% de RAP, mejoraron la resistencia a la fractura de la mezcla en estado compacto, además, no se vieron afectadas las propiedades de resistencia ante deformación permanente y humedad [29]. Otro estudio realizado por Zaumanis et al. (2013), mostró que la efectividad de cuatro de nueve tipos de agentes rejuvenecedores, aplicados a mezclas con altos porcentajes de RAP (40 - 100%), redujeron la viscosidad del cemento asfáltico a un nivel adecuado y mejoraron la susceptibilidad al agrietamiento térmico de las mezclas compactadas [30].

Recientemente, Ali et al. (2016) investigaron la efectividad de los rejuvenecedores en mezclas asfálticas con RAP, el envejecimiento de estas no varió al agregar rejuvenecedores a mezclas

elaboradas entre 25% y 40% de RAP. Se observó que, en las muestras con rejuvenecedores los valores de módulo de corte complejo ($|G^*|$) fueron menores que la muestra control (sin rejuvenecedor), lo que sugería una mejor resistencia al agrietamiento por fatiga [31].

En general, y como las investigaciones lo demuestran, el uso de rejuvenecedores comerciales como no comerciales (productos orgánicos y derivados del petróleo), han mostrado que tienen la capacidad de rejuvenecer mezclas asfálticas con altas tasas de RAP, mejorando en algunos casos el comportamiento fatiga y el agrietamiento térmico [32]. Sin embargo, tales beneficios se obtienen solamente al seleccionar adecuadamente el tipo y la cantidad de rejuvenecedor que se debe agregar a la mezcla. Esto se logra realizando una campaña exhaustiva de ensayos del comportamiento del cemento asfáltico rejuvenecido y de la mezcla. Además, el rejuvenecedor seleccionado debe satisfacer íntegramente el criterio de envejecimiento que sufre el cemento asfáltico tanto a corto como largo plazo. Para el criterio a corto plazo el rejuvenecedor debe penetrar rápidamente dentro del cemento asfáltico y movilizar rápidamente la edad del mismo para evitar la susceptibilidad a la deformación por fatiga. Por otro lado, en el criterio a largo plazo, se deben alterar las propiedades químicas del cemento asfáltico de tal forma que se minimice el agrietamiento térmico (baja temperatura) y por fatiga.

3. RAP: ESTADO DE PRÁCTICA

3.1 PRÁCTICA A NIVEL MUNDIAL

A nivel mundial, el reciclado de pavimentos concreto asfáltico no es un tema nuevo, desde el inicio del siglo XX se tiene conocimiento de su uso en los primeros caminos urbanos, estos se remontan al año de 1915 en Estados Unidos, cuando los hermanos Warren utilizaron plantas de asfalto para el reciclado [33]. Sin embargo, una de las primeras y más completas investigaciones realizadas sobre el reciclado de pavimentos en caliente fue hecha por Taylor en el año de 1930 [34], derivada de la falla de las vialidades en Singapur. Ésta proporcionó las primeras guías en el diseño de mezclas asfálticas con RAP. Debido a que se buscó una solución económica para dar mantenimiento a las superficies dañadas, se llevaron a cabo una serie de ensayos para determinar la estabilidad mecánica (resistencia) de las mezclas, posteriormente se realizó la adaptación de las plantas asfálticas existentes para incorporar el reciclado. Según los reportes de Taylor sólo se llevó a cabo una reparación menor en los catorce años subsecuentes, a pesar de los problemas ocasionados durante la Segunda Guerra Mundial.

Después de estos primeros esfuerzos, se realizó poca investigación referente al reciclaje, no fue hasta mediados de la década de 1970 que, debido al embargo petrolero a Estados Unidos y otros países europeos por parte de la Organización de Países Árabes Exportadores de Petróleo (OPEP) en 1973, obligó a la agencias gubernamentales y contratistas privados para buscar materiales nuevos y más económicos en la construcción de carreteras.

A principios de 1990, la FHWA (Federal Highway Administration) y la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos estimó que más de 90 millones de toneladas de pavimento de concreto asfáltico fueron recuperados cada año, y más del 80% de RAP se recicló [35]. De acuerdo con la Asociación Nacional de Pavimentos Asfálticos (NAPA), el uso de RAP en 2007 aumentó en 72 millones de toneladas por año [36].

En los países europeos el uso RAP se convirtió en una práctica común, después de haber iniciado hace más de 30 años. Europa ahora produce cerca del 25% del total de pavimento de concreto asfáltico del mundo (300 millones de toneladas de mezcla asfáltica en caliente y 5 millones de toneladas de mezclas frías al año), y se estima que más de 50 millones de toneladas de RAP se producen cada año, con más del 70% que se reutiliza para superficies de carretera [37].

Es notable que, con los años, debido al crecimiento tecnológico, el uso del reciclado de pavimentos aumentó considerablemente, adquiriéndose en teoría suficiente experiencia, lo cual permitió utilizar porcentajes de RAP cercanos al 100%. Sin embargo, en 2007 [38], en Estados Unidos el Grupo de Expertos para la Evaluación del RAP (RAP ETG) identificó una lista de obstáculos en el uso de altos porcentajes de RAP en mezclas asfálticas [38]. Varios de estos se relacionan con la falta de guías para el procesamiento y diseño de mezclas con RAP y la escasa información sobre el rendimiento de mezclas de alto contenido de RAP; definidos como mezclas con un 25% o más de RAP.

3.2 PRÁCTICA EN MÉXICO

En México el uso del RAP es limitado, y además no existe una metodología específica para el uso de este material en las diferentes regiones del país. Para su uso, se siguen recomendaciones de guías extranjeras que se basan por lo general en experiencias propias, si bien comparten semejanzas, los materiales en dichas regiones, así como el nivel de tránsito varía significativamente al nuestro. Actualmente no se cuenta con un registro histórico de las cantidades de concreto asfáltico que se reciclan en nuestro país, mucho menos casos importantes en los que se haya puesto en práctica esta técnica, sin embargo, en los últimos años, el creciente problema del almacenamiento no controlado de RAP en zonas urbanas ha comenzado a tomar conciencia en las autoridades con el fin de mitigar esta problemática. Existen casos de aplicación muy particulares que se mencionarán a continuación:

Fonseca et al. (2009) han trabajado en este tema usando altos contenidos de RAP (80% - 100%) en mezclas asfálticas en caliente (140 °C – 180 °C) con uso en carpetas asfálticas reportando características deseables como alta resistencia a la tensión (TSR) y estabilidades Marshall hasta 800 kg [39].

En Monterrey desde el año de 2010, ya se ha venido trabajando en la rehabilitación de pavimentos mediante mezclas asfálticas con altos contenidos de RAP [40]. Se encuentra el caso del tramo carretero en la Cd. de Cadereyta de Jiménez, donde se estudió el comportamiento de un pavimento con 100% de RAP. Se observó un gran desempeño de la mezcla asfáltica, con prestaciones superiores a las mezclas en caliente fabricadas con materiales vírgenes. Sin embargo, Sánchez et al. (2013), indican que debe extenderse la investigación a un segundo nivel evaluando módulos resilientes y fatiga.

En el estado de Aguascalientes, actualmente se está implementando una tecnología de reciclado de pavimentos asfálticos en caliente in situ para la rehabilitación de las vías existentes [41]. La principal aplicación que se le ha dado al material reciclado es la de construir una carpeta reniveladora para posteriormente extender sobre ella una nueva carpeta asfáltica de rodadura compuesta de materiales nuevos.

4. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL PARA EL DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS

Conforme al plan de trabajo de esta tesis, se llevó a cabo una minuciosa y completa campaña de ensayos que nos permitió no solo evaluar y diseñar una mezcla asfáltica con alto contenido de RAP (>25%), sino que, además se observó cuáles son los principales factores que afectan el comportamiento mecánico de mezclas asfálticas con RAP.

Cabe mencionar que en el presente trabajo se mencionan tres diferentes niveles para tres distintas metodologías o recomendaciones, los cuales se comentan a continuación:

La primera corresponde al nivel jerárquico (tres niveles) de la Guía Mecánico-Empírica para el Diseño de Pavimentos de AASHTO, el cual está en función de los datos de tránsito y no está directamente relacionados con los ESAL's, sino más bien de los espectros de eje-carga para cada tipo de eje.

Por otra parte, los niveles de diseño de *Superpave* (Tres niveles de tránsito), si están en función del número de ejes-sencillos equivalentes y de la funcionalidad del pavimento.

Y por último se presentan los tres niveles o guías que recomienda *Superpave* para seleccionar el grado de desempeño del cemento asfáltico en mezclas que contienen RAP.

4.1 DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS SUPERPAVE

La parte experimental de esta investigación se basa en las recomendaciones y guías del diseño de mezclas asfálticas *Superpave* [42], que a diferencia de sus predecesoras (*Marshall* y *Hveem*), nos permite evaluar el comportamiento de la mezcla asfáltica de forma más realista (condiciones de envejecimiento) y estricta (análisis por desempeño), además de que en la compactación de la mezcla asfáltica se utiliza un procedimiento similar a la compactación de campo, mejor que el utilizado por las metodologías *Marshall* y *Hveem*. También se toman en cuenta las recomendaciones establecidas en el manual técnico de la NCHRP (Reporte 452, 2001), sobre el uso del RAP en el diseño de mezclas *Superpave*.

Cabe resaltar que estas normas están basadas en los estudios realizados por el Programa Estratégico de Investigación de Carreteras (SHRP, Strategic Highway Research Program), el cual replanteó el proceso de caracterización y clasificación de cementantes asfálticos, esto debido a la gran deficiencia que presentaban las clasificaciones desarrolladas en los años 60's por viscosidad y penetración. Donde los ensayos se realizaban en el mismo conjunto de temperaturas, independientemente de la región climática donde se iba a utilizar el cementante asfáltico, además de que la velocidad en la que se aplicaba la carga (prueba de penetración) no coincidían con las condiciones de servicio.

Por tanto, la clasificación por grado de desempeño (PG) incluyó nuevos ensayos, bajo condiciones más representativas de trabajo; por lo que se simuló de mejor manera las etapas de vida del cementante asfáltico. Las pruebas realizadas en el cementante asfáltico original, correspondientes a la primera etapa de vida, representan el transporte, almacenamiento y manipulación. El envejecimiento del cementante asfáltico en el horno de película delgada rolada (RTFO) simula la segunda etapa, durante el mezclado y la construcción. Mientras que, en la tercera etapa mediante el envejecimiento a largo plazo en la vasija de envejecimiento a presión (PAV) se simulan las condiciones del pavimento en servicio (de cinco a diez años).

De acuerdo a la normativa se debe realizar un estudio de caracterización reológica para determinar el grado de desempeño (PG), definido por tres temperaturas de diseño, las altas que analizan el desempeño del cementante asfáltico ante deformaciones permanentes cumpliendo la relación de los parámetros dinámicos $G^*/\text{sen } \delta \geq 1$ kPa, intermedias para el buen desempeño ante falla por fatiga, mediante la relación $G^*\text{sen } \delta \geq 2.2$ kPa y bajas, mediante las relaciones S (rigidez al creep) ≤ 300 MPa y m (valor m) ≥ 0.300 con lo que se asegura un buen desempeño ante fallas por bajas temperaturas. Además, se deben realizar ensayos concernientes al manejo y seguridad del cementante asfáltico como son la viscosidad dinámica y el punto de inflamación respectivamente

El diseño y el análisis de mezclas *Superpave* utiliza grados de prueba cada vez más rigurosos que dependen del nivel de tráfico, expresado en número de ejes-sencillos equivalentes (ESAL's) o de la clasificación funcional del pavimento (Tabla 4.1).

Tabla 4.1. Niveles de diseño de mezcla Superpave (Asphalt Institute SP-2, 2001).

Tránsito, ESAL's	Niveles de diseño	Requerimientos de ensayo ¹
ESAL's $\leq 10^6$	1	Diseño volumétrico
$10^6 < \text{ESAL's} \leq 10^7$	2	Diseño volumétrico + ensayos de predicción del comportamiento
ESAL's $> 10^7$	3	Diseño volumétrico + ensayos de predicción del comportamiento + pruebas adicionales

¹ en todos los casos el ensayo de susceptibilidad a la humedad debe ser evaluado conforme a la norma AASHTO T283.

4.1.1 MEZCLA ASFÁLTICA CON AGREGADO VIRGEN Y CEMENTO ASFÁLTICO VIRGEN

De acuerdo con la metodología de diseño *Superpave*, de manera general es necesario llevar a cabo un procedimiento sistemático con el fin de diseñar volumétricamente una mezcla asfáltica nueva. Este proceso conlleva las siguientes actividades:

- **Selección y caracterización de materiales (agregado pétreo y cemento asfáltico)**
- **Selección de la estructura del agregado de diseño.**
- **Selección del contenido de cemento asfáltico de diseño.**
- **Verificar las propiedades de comportamiento de la mezcla asfáltica.**

- **SELECCIÓN DEL MATERIAL**

La selección de los materiales está estrictamente restringida por el nivel de tránsito. Incluye la selección del grado de desempeño del cementante asfáltico, así como **propiedades de consenso y origen** de los agregados. Las propiedades de consenso son consideradas críticas si se desea que la mezcla asfáltica alcance un alto rendimiento, estas son: **angularidad del agregado grueso, angularidad del agregado fino, partículas planas y alargadas**, y el **contenido de arcilla**. Los límites se muestran en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Requerimientos Superpave para las propiedades de consenso del agregado grueso (Asphalt Institute SP-2, 2001).

ESAL's (millones)	Angularidad del agregado grueso (%), mínimo		Contenido de vacíos no compactados del agregado fino (%), mínimo		Equivalente de arena (%), mínimo	Partículas alargadas y planas (%), máximo ²
	Profundidad desde la superficie		Profundidad desde la superficie			
	≤ 100 mm	> 100 mm	≤ 100 mm	> 100 mm		
< 0.3	55/-	-/-	-	-	40	-
0.3 a < 3	75/-	50/-	40	40	40	10
3 a < 10	85/80 ¹	60/-	45	40	45	10
10 a < 30	95/90	80/75	45	40	45	10
≥ 30	100/100	100/100	45	45	50	10

¹ 85/80 denota que el 85% del agregado grueso tiene una cara fracturada y 80% tiene dos o más caras fracturadas.

² La relación entre la dimensión máxima y mínima es 5.

Los estándares que establece *Superpave* (Tabla 4.2) para las propiedades de consenso se basan en que la textura y forma del agregado son los factores más importantes que contribuyen a la resistencia friccional, además de que también influyen en la resistencia de la mezcla ante deformaciones permanentes. Una forma angular tendrá una mayor resistencia que una redondeada debido a que pudiera presentarse un trabazón entre las partículas aumentando la resistencia, por otra parte, cuanto más angular sea el agregado, mayor será el esfuerzo de compactación requerido para producir una mezcla con un grado específico de densidad. El limitar el porcentaje de partículas alargadas y planas permite mantener intacta la estructura del agregado, el cual pudiera alterarse durante el mezclado o la misma manipulación del material debido a que este tipo de partículas son más susceptibles a romperse. También el limitar el contenido de arcilla permite mejorar la unión entre el cementante asfáltico y el agregado, en caso contrario de no existir esta limitación, la presencia de minerales arcillosos recubriendo la partícula evitan que se forme una buena mezcla asfáltica, lo cual pudiera influir en que aumente la susceptibilidad a la humedad.

Al igual que las propiedades de consenso, las propiedades de origen también son críticas como parámetro de aceptación de un material. Sin embargo, no existen valores críticos muy bien establecidos sino algunos rangos recomendados (Tabla 4.3), debido a que cada material presenta propiedades específicas de cada fuente de origen. Las propiedades de la fuente de origen del agregado son: **tenacidad, durabilidad y materiales deletéreos**.

Tabla 4.3. Valores recomendados Superpave para propiedades de origen (Asphalt Institute SP-2, 2001).

Desgaste de los Ángeles (%), máximo	Sanidad del agregado por el uso de sulfato de sodio o de magnesio (%), máximo ¹	Lentes de arcilla y partículas friables en agregado (%), máximo ²
35 - 45	10 - 20	0.2 - 10

¹ Para 5 ciclos

² Dependiendo de la composición exacta del contaminante

Las propiedades de origen son de suma importancia en el diseño de la mezcla asfáltica debido a que como su nombre lo indica, evalúan la durabilidad, la tenacidad y la contaminación de un agregado, que repercutirá en la mezcla ante procesos mecánicos y ambientales principalmente. Para mitigar la degradación (generación de finos) del agregado durante la producción de la mezcla asfáltica se establece una pérdida máxima de abrasión que debe sufrir el agregado durante el ensayo de desgaste de los Ángeles. Por otra parte, otro factor que afecta la durabilidad del agregado es el agente ambiental, zonas donde se produce congelación y descongelación. Mediante la prueba de sanidad se establece un valor máximo en términos de degradación del agregado, donde se mide la resistencia de este ante ciclos de congelación-descongelación. También se ponen límites a la cantidad de materiales deletéreos en el agregado como el porcentaje en masa de contaminantes indeseables, tales como grumos de arcilla, pizarra blanda, carbón, madera o mica.

- **SELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL AGREGADO DE DISEÑO**

Durante la etapa de la selección de la estructura del agregado se establecen mezclas de prueba, estas deben cumplir con los requerimientos granulométricos de Superpave. Esta metodología tiene la peculiaridad de establecer una carta granulométrica de potencia 0.45 (curva de Fuller) para definir una granulometría admisible. La ordenada de la gráfica es el porcentaje que pasa, mientras que la abscisa, en escala aritmética, se coloca la abertura del tamiz en milímetros, elevada a la potencia de 0.45.

Superpave utiliza un conjunto tamices estándar ASTM, además de establecer los conceptos de Tamaño Máximo y Tamaño Máximo Nominal, como puntos clave para elaborar esta gráfica (Denominaciones de las mezclas Superpave). Una característica importante de este gráfico es la representación de la línea máxima densidad, ésta se representa con una línea recta que va desde el tamaño máximo del agregado hasta el origen y es una granulometría en la que las partículas encajan en su disposición más densa posible (Figura 4.1). Es una granulometría que se debe evitar, debido a que existe muy poco espacio dentro del agregado en el cual incluir películas de cemento asfáltico suficientemente gruesas para una mezcla duradera.

También se añaden dos componentes adicionales al gráfico: puntos de control y una zona restringida. Los puntos de control funcionan como puntos a través de los cuales deben pasar las curvas granulométricas. La zona restringida fue introducida como una guía para asegurar que las mezclas tuvieran suficientes vacíos en el agregado mineral (*VMA*) a fin de permitir un volumen suficiente de cemento asfáltico para una buena durabilidad. Otro objetivo de esta zona era restringir la cantidad de arena natural en la mezcla, ya que grandes cantidades provocan que la mezcla asfáltica tenga una compacidad menos compacta.

De acuerdo con *Superpave*, una estructura del agregado se considera adecuada si pasa entre los puntos de control y evita la zona restringida, generalmente se recomienda que pase por debajo de esta zona.

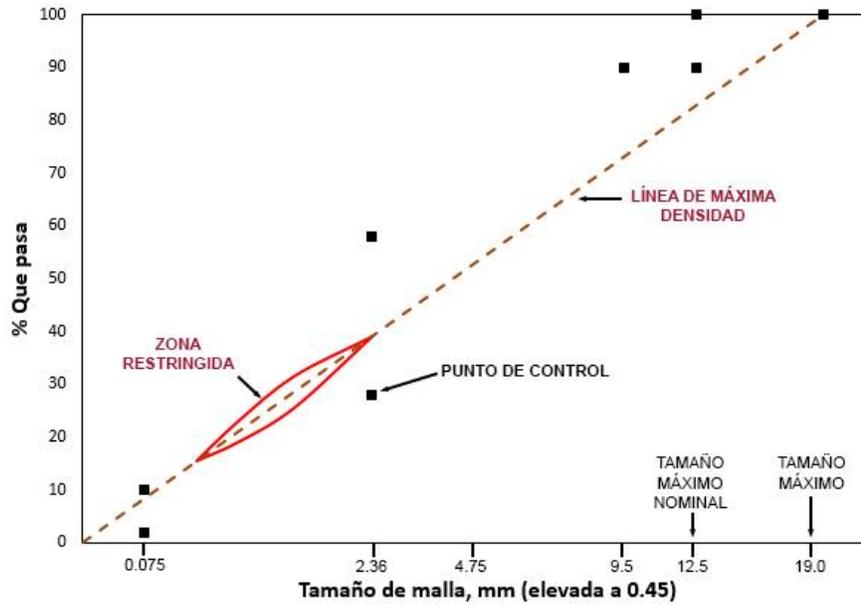


Figura 4.1. Curva de máxima densidad y límites para la granulometría con un tamaño máximo de agregado de 19 mm.

Una vez definida las mezclas granulométricas de prueba, las cuales deben satisfacer los criterios granulométricos *Superpave*, se prosigue a estimar un contenido de cemento asfáltico inicial, y se realiza el proceso de mezclado. Durante esta etapa es necesario haber evaluado las características reológicas del cemento asfáltico, y haber determinado las temperaturas adecuadas de mezclado y compactación mediante la prueba de viscosidad rotacional (ASTM D4492). Estas se determinan construyendo la carta de viscosidad-temperatura, la adecuada temperatura de mezclado es aquella que genera una viscosidad de 0.17 ± 0.02 Pa-s y la temperatura de compactación la que produce una viscosidad de 0.28 ± 0.03 Pa-s.

Previo a la compactación del espécimen, se debe dejar envejecer la mezcla a corto plazo (AASHTO R30), este procedimiento se utiliza para simular el envejecimiento que se produce durante la construcción (hasta el punto de compactación) y que es necesario durante la etapa de diseño volumétrico de la mezcla asfáltica.

Se prosigue con el proceso de compactación de por lo menos dos especímenes con el fin de conocer las propiedades volumétricas y de densificación de la mezcla, y así seleccionar la estructura del agregado para diseño.

Como se comentó anteriormente, el método de compactación que utiliza *Superpave* trata de simular la compactación realizada en campo, procurando orientar la partícula de igual manera que cuando esta se compacta mediante el amasado por rodillo bajo las mismas condiciones de carga, aunque en tiempos diferentes. La prueba dura menos de cinco minutos en la cual, el espécimen de 150 mm de diámetro por una altura de $115 \text{ mm} \pm 5 \text{ mm}$ es compactado bajo una presión de 600 ± 18 kPa, con ángulo de giro de $1.25^\circ \pm 0.02^\circ$ y una velocidad de 30 ± 0.5 giros por minuto.

Un aspecto importante en este punto es que el número de giros de diseño ($N_{\text{diseño}}$) está función del tránsito (ESAL's) e indiscutiblemente las propiedades volumétricas del espécimen serán diferentes respecto al número de giros que se emplee (Tabla 4.4).

Tabla 4.4. Requerimientos de compactación Superpave (Asphalt Institute SP-2, 2001).

Esfuerzos del compactador giratorio Superpave			
ESAL's de Diseño (millones)	Parámetros de compactación		
	N _{inicial}	N _{diseño}	N _{máximo}
< 0.3	6	50	75
0.3 a < 3	7	75	115
3 a < 30	8	100	160
≥ 30	9	125	205

Concluida la compactación es necesario evaluar las propiedades del espécimen llevando a cabo la prueba de densidad relativa bruta para mezclas compactadas (G_{mb}) conforme al método de ensayo ASTM D1188. Esta se determina midiendo el volumen del espécimen cuando se sumerge en agua. La relación de la masa seca de la muestra entre la diferencia de la masa del espécimen saturado superficialmente seco y la masa del espécimen sumergida en agua nos proporciona el valor de la densidad.

Junto con la compactación se deben elaborar mezclas asfálticas para conocer la densidad relativa máxima teórica de la mezcla (G_{mm}) conocida también como densidad de Rice, la cual junto con la densidad relativa máxima teórica son indispensables para conocer el contenido de vacíos de aire (V_a). La densidad relativa máxima teórica (G_{mm}) es la relación entre la masa de la muestra suelta y la masa de un volumen igual de agua a la temperatura estándar de 25° C (77 °F).

Ambas propiedades son importantes en los cálculos debido a que una variación pequeña puede afectar considerablemente los resultados. La exactitud de los cálculos no debe ser inferior a tres decimales, ya que puede producirse un error en el cálculo del contenido de vacíos de aire de hasta 0.8%.

Una vez que se han evaluado todos los requerimientos volumétricos Superpave (Tabla 4.5) y haber obtenido un porcentaje de vacíos de aire, V_a , igual a **4%** (valor de vacíos esperado durante la vida en servicio de la carpeta asfáltica), se selecciona la mezcla de prueba que haya cumplido con estos y se considera como la estructura de agregado de diseño.

Las propiedades volumétricas de una mezcla compactada: vacíos de aire (V_a), vacíos en el agregado mineral (VMA), vacíos llenos de cemento asfáltico (VFA) y contenido de cemento asfáltico efectivo (P_{be}), nos proporcionan alguna idea del probable comportamiento en servicio de un pavimento.

Los vacíos de aire (V_a), son el volumen total de las pequeñas bolsas de aire entre las partículas de agregado recubiertas a lo largo de una mezcla de pavimento compactada, expresada como porcentaje del volumen total de la mezcla compactada.

Los vacíos en el agregado mineral (VMA) son el volumen de espacio vacío intergranular entre las partículas de agregado de una mezcla de pavimento compactada que incluye los vacíos de aire y el contenido de cemento asfáltico efectivo, expresado como un porcentaje del volumen total de la mezcla compactada.

Los vacíos llenos de cemento asfáltico (*VFA*) comprende la porción porcentual del volumen de espacio vacío intergranular entre las partículas de agregado que está ocupado por el cemento asfáltico efectivo.

Tabla 4.5. Requerimientos de diseño volumétrico Superpave (Asphalt Institute SP-2, 2001).

ESAL's de diseño (millones) ¹	Densidad requerida (% de la densidad relativa máxima teórica)			VMA (%), mínimo					VFA (%)	Proporción Polvo-Cemento asfáltico
				Tamaño Nominal Máximo de la partícula (mm)						
	N _{inicial}	N _{diseño}	N _{máximo}	37.5 ⁴	25 ³	19	12.5	9.5 ²		
< 0.3	≤ 91.5	96	≤ 98.0	11.0	12.0	13.0	14.0	15.0	70 - 80	
0.3 a < 3	≤ 91.5								65 - 78	
3 a < 30	≤ 89.0								65 - 75	
≥ 30										

¹ Los ESAL's de diseño son los niveles de tránsito de proyecto esperado, para un periodo de diseño de 20 años.

² Para mezclas de agregado de tamaño nominal máximo de 9.5 mm, el rango de VFA especificado debe ser de 73% a 76% para los niveles de tránsito de diseño ≥ 3 millones de ESAL's

³ Para mezclas de agregado de tamaño nominal máximo de 25 mm, los límites inferiores especificados de VFA deben ser de 66% para niveles de tránsito de diseño < 3 millones de ESAL's

⁴ Para mezclas de agregado de tamaño nominal máximo de 37.5 mm los límites inferiores especificados de VFA deben ser de 63% para todos los niveles de tránsito de diseño.

⁵ Si la curva granulométrica pasa por debajo de la frontera de la zona restringida, debe considerarse incrementar la proporción polvo-cemento asfáltico de 0.6 - 1.2 a 0.8 - 1.6.

Una herramienta que puede ayudar a analizar las propiedades de una mezcla asfáltica compactada es el diagrama de fases; un diagrama que ilustra los componentes individuales que componen la mezcla asfáltica en caliente: cemento asfáltico, agregado y aire (Figura 4.2).

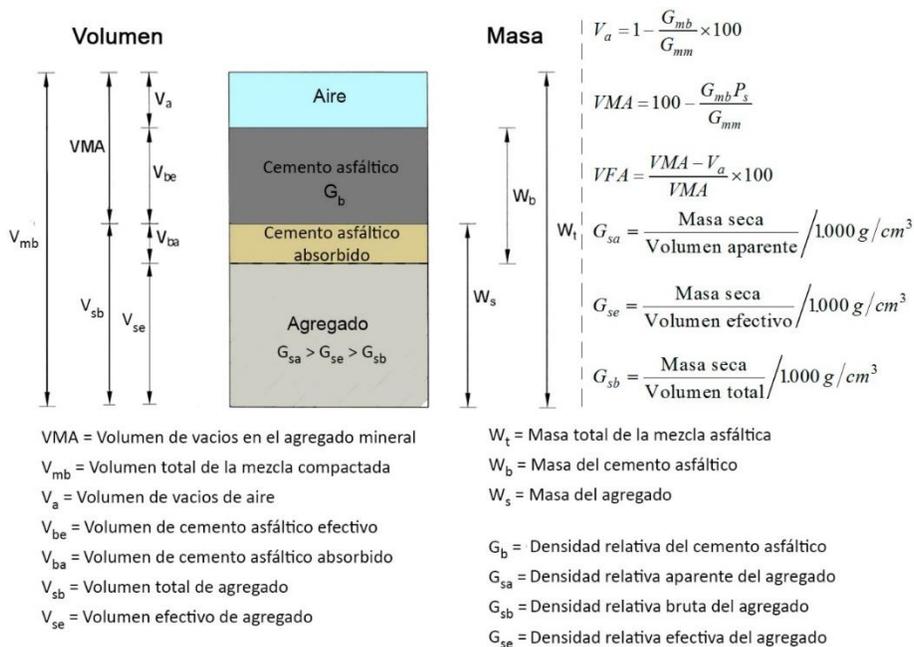


Figura 4.2. Diagrama de fases de una mezcla asfáltica compactada (Asphalt Institute SP-2, 1996).

- **SELECCIÓN DEL CONTENIDO DE CEMENTO ASFÁLTICO DE DISEÑO**

La mezcla de agregados que satisfacen la estructura de diseño se combina con varias proporciones de cemento asfáltico, $\pm 0.5\%$ y $+1\%$ respecto al contenido de cemento asfáltico inicial, dando como resultado un total de cuatro contenidos de cemento asfáltico (incluyendo el inicial). Debe prepararse una cantidad suficiente de mezclas asfálticas propuestas para poder compactar dos muestras en el compactador giratorio *Superpave* (*SGC*) por cada una de ellas y además determinar la densidad relativa máxima teórica (G_{mm}) para cada uno de los cuatro contenidos de cemento asfáltico. Todas las muestras, incluyendo las probetas de compactación y la densidad Rice, deben curarse o acondicionarse la misma cantidad de tiempo.

Posteriormente se calculan las propiedades volumétricas de cada una de las mezclas asfálticas bajo las condiciones de diseño; número de giros (N_{dis}). A partir de estos puntos de datos, se recomienda generar gráficos de V_a , VMA y VFA contra el contenido de cemento asfáltico y mediante interpolación establecer el contenido de cemento asfáltico que satisface el 4.0% de vacíos de aire.

Se prosigue a realizar la verificación, por lo general el contenido de cemento asfáltico óptimo varía $\pm 0.2\%$ del contenido asfáltico inicial (dependiendo de la estructura del agregado). Debido a que *Superpave* especifica una densidad máxima del 98% al número máximo de giros ($N_{máx}$) se deben elaborar al menos dos probetas más para verificar este requerimiento. Especificar una densidad máxima al número máximo de giros evita el diseño de una mezcla que se compacte excesivamente bajo el tráfico, se vuelva plástica y produzca una deformación permanente.

- **VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA MEZCLA ASFÁLTICA**

Como etapa final del diseño volumétrico de la mezcla asfáltica, se necesita verificar que esta es capaz de sobrevivir a la prueba de susceptibilidad a la humedad sin presentar problemas de desprendimiento. Esta prueba se realiza de acuerdo con las especificaciones del AASHTO T283. Requiere que se preparen y compacten un total de seis muestras (tres por duplicado).

Se busca una cantidad de material tal que se obtenga al compactarse, un $7\% \pm 0.5\%$ de vacíos de aire. Este grupo de muestras se divide en dos subconjuntos: tres muestras que se identifican como las muestras sin acondicionar y los otros tres que se identifican como muestras acondicionadas. Al final del período de acondicionamiento ambos grupos de probetas se llevan a la falla en tensión indirecta, pudiendo definir el promedio de las resistencias a tensión indirecta de las probetas acondicionadas y secas. Si la combinación del cemento asfáltico óptimo y mezcla de agregados presenta una relación de resistencias a la tensión indirecta (TSR) igual al 80% o mayor, entonces la mezcla pasa la prueba. Si la combinación de cemento asfáltico óptimo y mezcla de agregados da lugar a una relación de tensiones indirectas (TSR) menor al 80%, entonces la mezcla falla y el proceso de diseño comienza de nuevo.

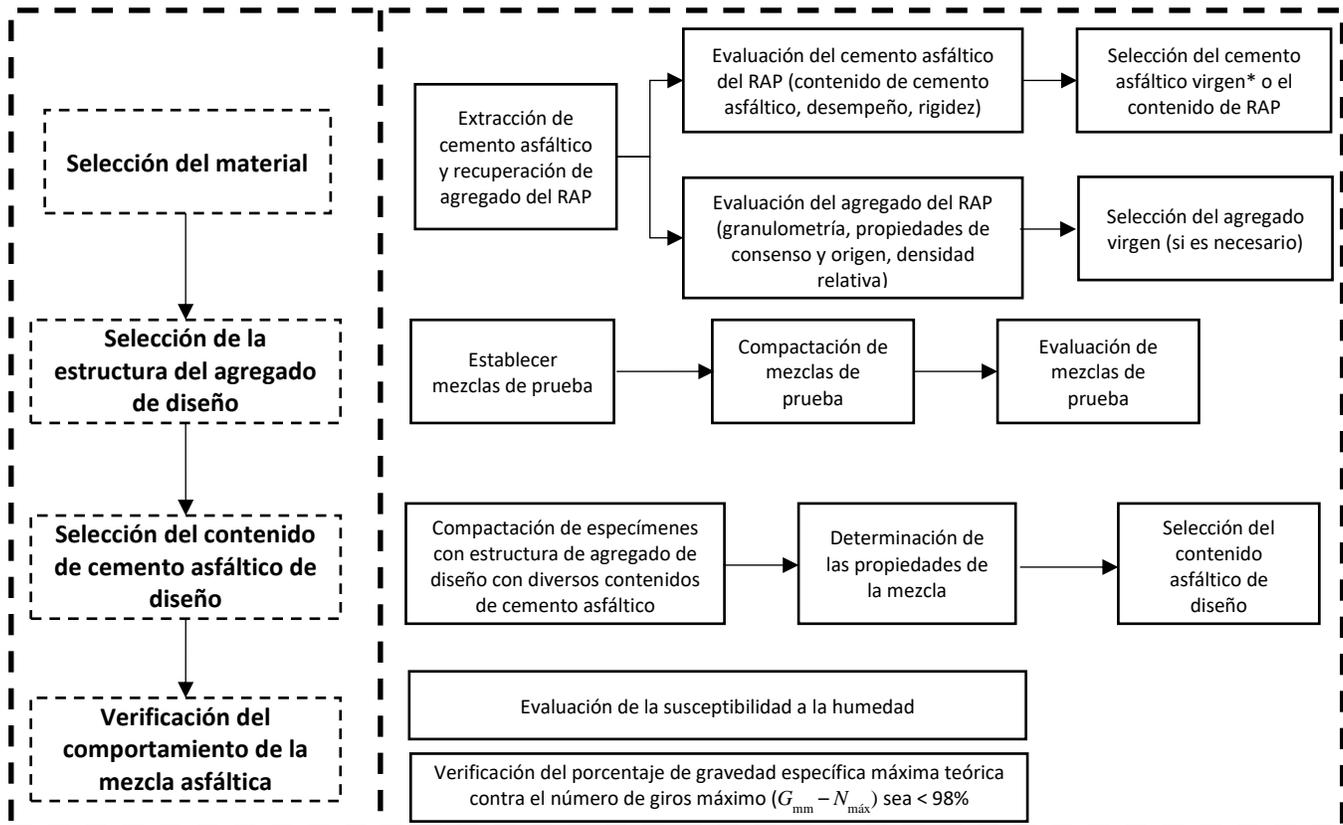
4.1.2 MEZCLA ASFÁLTICA CON RAP

Para el caso de una mezcla asfáltica con RAP, durante la etapa de **selección y caracterización de materiales**, es necesario la evaluación del cemento asfáltico extraído del RAP, conforme a las recomendaciones de *Superpave* indicadas en la Tabla 4.6, las cuales permiten definir la calidad del cemento asfáltico virgen a emplear para elaborar mezclas asfálticas con RAP.

Tal y como se muestra en la Tabla 4.6, para bajos contenidos de RAP, se establece el máximo contenido de RAP que se puede usar sin cambiar el grado PG del cemento asfáltico virgen a emplear. Para un rango de contenidos mayores de RAP, se indica que el grado PG del cemento asfáltico virgen debe disminuir un grado PG (6° C), en ambas temperaturas, altas y bajas, respecto al grado PG buscado. Por último, para altos contenidos de RAP es necesario extraer y caracterizar el cemento asfáltico del RAP con el fin de construir las cartas de mezclado, las cuales se determinan en función de las propiedades dinámicas del cemento asfáltico virgen y del cemento asfáltico extraído del RAP.

Tabla 4.6. Selección del cemento asfáltico virgen para las mezclas asfálticas con RAP.

Grado del Cemento Asfáltico nuevo recomendado	Porcentaje de RAP		
	PG del RAP recuperado		
	PGxx-22 o menor	PGxx-16	PGxx-10 o mayor
No cambiar la selección del CA	< 20%	< 15%	< 10%
CA nuevo seleccionado un grado menor que el buscado (Ejemplo: Seleccionar un PG 58-28 si el buscado a usar es un PG 64-22)	20 – 30%	15 – 25%	10 – 15%
Seguir las recomendaciones de la carta de mezclado	> 30%	> 25%	> 15%



De acuerdo con el porcentaje de RAP que se desea utilizar, *Superpave* recomienda seleccionar el grado de cemento asfáltico virgen (ver Tabla 5.6).

Figura 4.3. Diagrama de flujo para diseñar una mezcla asfáltica conforme a la metodología Superpave.

En la Figura 4.3, se presenta el diagrama de flujo para el diseño de una mezcla asfáltica con RAP el cual sólo difiere del procedimiento de diseño de la mezcla asfáltica control, en cuanto a la recomendación de la selección del cemento asfáltico presentada en párrafos anteriores.

Cabe mencionar que actualmente existen dos métodos para determinar la densidad relativa del agregado RAP; mediante medición directa y por estimación. El primero de ellos se utiliza una vez que es retirado el cemento asfáltico del RAP del agregado pétreo, para posteriormente caracterizar cada una de las fracciones del agregado RAP conforme a los métodos de prueba ASTM C127, ASTM C128 y ASTM D854 y con ello determinar la densidad relativa total de la estructura de diseño. Esto se puede realizar ocupando la siguiente ecuación:

$$G_{sb} = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_N}{\frac{P_1}{G_1} + \frac{P_2}{G_2} + \dots + \frac{P_N}{G_N}} \quad (1)$$

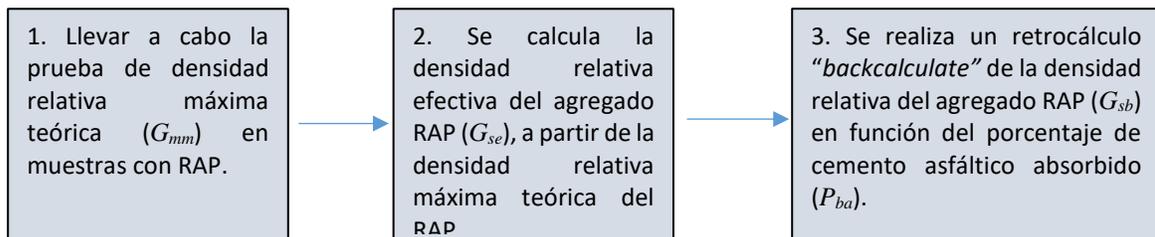
Donde:

G_{sb} = Densidad relativa total de la estructura de diseño o de la combinación del agregado seleccionado.

P_1, P_2, P_N = Porcentaje de agregado retenido en cada malla.

G_1, G_2, G_N = Densidad relativa del agregado retenido en cada malla.

Sin embargo, al incinerar el material el agregado pétreo pudiera sufrir un cambio de tamaño y forma lo cual alteraría sus propiedades físicas, por ello existe un método de estimación que permite determinar la densidad relativa del agregado RAP (G_{sb}) sin alguna alteración, el procedimiento se describe a continuación:



La densidad relativa efectiva y la densidad relativa total del agregado RAP se obtienen mediante las siguientes ecuaciones:

$$G_{se} = \frac{100 - P_b}{\frac{100}{G_{mm}} - \frac{P_b}{G_b}} \quad (2)$$

$$G_{sb} = \frac{G_{se}}{\left(\frac{P_{ba} G_{se}}{100 G_b} + 1 \right)} \quad (3)$$

Donde:

G_{se} = Densidad relativa efectiva del agregado RAP.

P_b = Porcentaje de cemento asfáltico en el RAP.

G_{mm} = Densidad relativa máxima teórica del RAP.

G_b = Densidad relativa del cemento asfáltico del RAP.

P_{ba} = Porcentaje de cemento asfáltico absorbido (estimado).

Es importante resaltar que el método por estimación resulta práctico, sin embargo, se requiere una amplia experiencia en los materiales utilizados, ya que la formulación es altamente susceptible a los valores que se le asignen a P_{ba} . La bibliografía recomienda el uso del método de medición directa para calcular la densidad relativa del agregado RAP cuando se mezcla con altos porcentajes de RAP.

4.1.3 PRUEBAS DE PREDICCIÓN DEL COMPORTAMIENTO (NIVEL 2 Y 3)

Los ensayos de comportamiento establecidos originalmente por la metodología *Superpave* para evaluar la deformación permanente son: el ensayo de deformación uniaxial, corte repetido a altura constante, corte simple a altura constante, corte repetido a una relación de tensiones constante y barrido de frecuencias a altura constante. Mientras que el ensayo para evaluar el agrietamiento por fatiga y baja temperatura es el ensayo de tensión indirecta.

Para evaluar el nivel 2 se requieren realizar las pruebas de: Ensayo de corte simple a altura constante, ensayo de corte repetido a altura constante, ensayo de corte repetido a relación de tensiones constante, ensayo de barrido de frecuencias a altura constante y creep a tensión indirecta.

Para evaluar el nivel 3 se requieren realizar las mismas pruebas del nivel 2 en un mayor rango de temperaturas que el nivel 2, además de realizar los ensayos de cambio volumétrico y deformación específica uniaxial aplicando confinamiento.

No obstante, estas pruebas en algunos casos resultan muy complicadas, caras y actualmente sus resultados no pueden ser utilizados para predecir el comportamiento de mezclas asfálticas. Actualmente se utilizan ensayos de simulación como la rueda de Hamburgo (HWTD); el Analizador de Pavimentos Asfálticos (APA); la rueda del Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC); y la rueda del Laboratorio de la Universidad de Purdue (Muench, 2003), para evaluar el comportamiento a deformación permanente. Mientras que para evaluar el deterioro por fatiga se utilizan las pruebas por flexión (viga prismática y viga en voladizo trapezoidal).

4.2 DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS PROTOCOLO AMAAC

La metodología de diseño de mezclas asfálticas de alto desempeño mediante el protocolo AMAAC, está basada fundamentalmente en la metodología *Superpave*. En ella se incluye un gran número de ensayos para caracterizar el cemento asfáltico, el agregado pétreo y la estructura de diseño de dicho agregado, no obstante, la experiencia adquirida a lo largo de los años ha permitido incorporar a esta metodología una serie de pruebas adicionales en los agregados, tales como desgate microdeval, adherencia con el cemento asfáltico y determinación del valor de azul de metileno.

Al igual que la metodología *Superpave*, la recomendación para seleccionar el nivel de diseño se basa en el tránsito y/o el tipo de proyecto o función de la vialidad (Tabla 4.7). Cabe mencionar que los niveles de diseño definidos a través del protocolo AMAAC difieren ligeramente de *Superpave*.

Tabla 4.7. Niveles de diseño en función del número de ejes equivalentes y/o el tipo de proyecto (Protocolo AMAAC, 2008 [45]).

Designación del nivel de tránsito	Número de ejes equivalentes	Tipo de carreteras usuales	Ensayos recomendados
Nivel I Tránsito bajo	menor a 1,000,000	<ul style="list-style-type: none"> - Carreteras federales tipo D - Carreteras alimentadoras - Carreteras estatales y municipales - Calles urbanas 	<ul style="list-style-type: none"> - Diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad
Nivel II Tránsito medio	de 1,000,000 a 10,000,000	<ul style="list-style-type: none"> - Carreteras estatales - Carreteras federales tipo B y C - Vialidades urbanas 	<ul style="list-style-type: none"> - Diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad - Susceptibilidad a la deformación permanente
Nivel III Tránsito alto	de 10,000,000 a 50,000,000	<ul style="list-style-type: none"> - Carreteras federales tipo A - Autopistas de cuota 	<ul style="list-style-type: none"> - Diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad - Susceptibilidad a la deformación permanente - Módulo dinámico
Nivel IV Tránsito muy alto	más de 50,000,000	<ul style="list-style-type: none"> - Carreteras federales troncales - Autopistas de cuota importantes - Vialidades suburbanas en ciudades muy grandes 	<ul style="list-style-type: none"> - Diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad - Susceptibilidad a la deformación permanente - Módulo dinámico - Fatiga

5. ETAPA EXPERIMENTAL

En este trabajo de investigación se llevó a cabo el diseño volumétrico de mezclas asfálticas con y sin RAP para niveles de tránsito urbano (medio). Por lo anterior, se evaluará el nivel 2 de *Superpave* (ESAL's $\leq 10^7$) para el diseño volumétrico de la mezcla asfáltica. Así mismo, para la evaluación del comportamiento mecánico de las mezclas asfálticas se ejecutarán los ensayos recomendados por el protocolo AMAAC (de 10,000,000 a 50,000,000 ejes equivalentes).

Cabe mencionar que la mezcla asfáltica sin RAP, elaborada con materiales vírgenes (agregado pétreo y cemento asfáltico) será nombrada mezcla control.

Con el fin de elaborar especímenes para diseño volumétrico (determinación del contenido de cemento asfáltico óptimo), los ensayos de susceptibilidad a la humedad (ensayo de tensión indirecta, TSR), deformación permanente (ensayo de rueda de pista española) y módulo dinámico, se realizó el muestreo de materiales pétreos vírgenes y material RAP de la Planta de Asfalto de la Ciudad de México ubicada en Av. del Imán 263.

5.1 DISEÑO VOLUMÉTRICO

El procedimiento desarrollado en la etapa experimental está basado en el flujo de actividades mencionadas en el apartado 3 *Diseño de la mezcla asfáltica control* y del diagrama de la Figura 4.3. Además, se incluye una etapa adicional en la caracterización de los materiales, nombrada en este trabajo como: *Análisis de durabilidad del cemento asfáltico*. En este apartado se evaluará profundamente el comportamiento del cemento asfáltico virgen, del cemento asfáltico extraído del RAP, así como de la mezcla de estos. La determinación del contenido de RAP en la mezcla asfáltica se basará en estos resultados además de la utilización de las cartas de mezclado.

5.1.1 SELECCIÓN DE LOS MATERIALES

a) Selección del cemento asfáltico

El cemento asfáltico virgen que se utilizó para la elaboración de la **mezcla asfáltica control**, fue suministrado por la refinería de Salamanca y corresponde a un cemento asfáltico convencional (AC-20), cuya calidad es bastante controlada, sin embargo, debido a que actualmente se está tratando de emplear la clasificación por grado de desempeño PG en nuestro país, se realizaron los ensayos pertinentes para determinar su clasificación, conforme a la normativa AASHTO MP1 (AASHTO T315) o bien a la normativa nacional N-CMT-4-05-004/08 (Calidad de materiales asfálticos grado PG).

Respecto a la selección del cementante asfáltico para la **mezcla asfáltica con RAP** fue necesario la extracción del cemento asfáltico del RAP. Actualmente existen varios métodos para extraer y recuperar estos materiales, los métodos más usados son el de extracción por centrifuga y reflux (AASHTO T319 o ASTM D2172) o el método por ignición en horno (AASHTO T308 o ASTM D6307). Los primeros utilizan solventes que permiten extraer el cemento asfáltico envejecido del RAP, lo que resulta en una mezcla solvente-cemento, y que posteriormente mediante un procedimiento de separación (ASTM D1856) se obtiene el cemento asfáltico de la mezcla. Mientras que en el segundo método solo es posible determinar el contenido asfáltico de la mezcla y recuperar el agregado. Ésta, es una de las razones de usar los métodos de extracción respecto al método de ignición, ya que se

recupera el cemento asfáltico para su evaluación y además no existe riesgo de degradación del agregado.

Sin embargo, los resultados obtenidos para la determinación del contenido de cementante asfáltico mediante métodos con solventes tienden a variar significativamente debido a que no siempre se extrae completamente el cemento asfáltico del RAP, no así en el método por ignición donde los resultados son más consistentes.

En esta tesis se planteó utilizar un alto contenido de RAP (> 25%) en la mezcla asfáltica respecto a la masa del agregado, por tanto, dadas las recomendaciones presentadas en la Tabla 4.6 se requiere extraer y ensayar el cemento asfáltico del RAP. En este trabajo de investigación se utilizó un método alternativo para la extracción del cemento asfáltico del RAP conocido como extracción Soxhlet, este método de separación de mezclas en su parte sólida de la líquida, no afecta la calidad del cemento asfáltico extraído, ya que en este método se tiene un mejor control en la temperatura utilizada para extraer el cementante asfáltico sin envejecerlo. Con este método se logra también tener una mejor retención del polvo, el cual se ha visto logra pasar en los métodos de reflux o centrifuga significativamente si no se cuenta con un sistema de filtrado de finos, afectando las propiedades del material extraído.

Básicamente el equipo consta de tres partes importantes: el sifón soxhlet, el matraz receptor y el condensador vertical (Figura 5.1). El procedimiento consiste en depositar una muestra de material dentro de un dedal o cartucho poroso, el cual es colocado dentro del sifón soxhlet y mediante lavados continuos con solvente (tricloroetileno, tolueno, etc.), se extrae y deposita el cemento asfáltico en un matraz receptor. Los detalles del procedimiento, así como recomendaciones para la ejecución de este ensayo se presentan en el **Anexo A** de esta tesis.

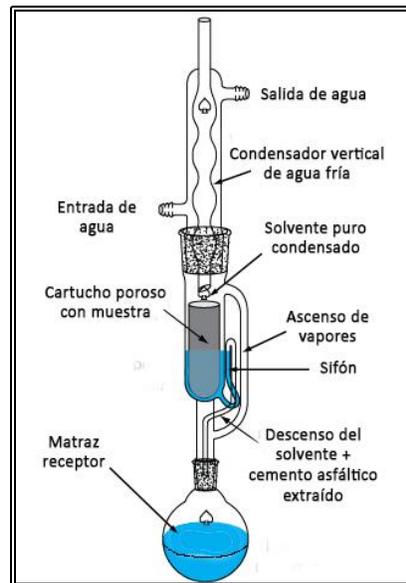


Figura 5.1. Extracción de cemento asfáltico del RAP mediante equipo soxhlet.

En esta investigación se utilizó un rejuvenecedor comercial (Revive 1114) en la mezcla de cemento asfáltico virgen y cemento asfáltico del RAP, con el fin de determinar el porcentaje necesario a usar para que esta mezcla cumpla con la calidad del cemento asfáltico virgen.

A continuación, se presentan de manera general los procedimientos y el equipo de ensayo utilizados para la clasificación por grado de desempeño (PG) de los cementos asfálticos virgen y extraído del RAP. Para las pruebas realizadas en el cemento asfáltico recuperado del RAP no fueron evaluados los parámetros de viscosidad dinámica, punto de inflamación y pérdida de masa, debido a que las recomendaciones destinadas en la caracterización de cementos asfálticos extraídos del RAP no lo estipulan.

Determinación del grado PG

- Punto de inflamación en copa abierta de Cleveland

La prueba consiste en colocar una muestra de cemento asfáltico en una copa abierta de Cleveland (Figura 5.2), la cual se le incrementa paulatinamente la temperatura hasta lograr que al pasar una flama por la superficie de la muestra se produzcan en ella flamas instantáneas, cuando sucede este fenómeno se dice que la materia alcanzó su punto de inflamación. El punto de inflamación indica la temperatura a la cual el cemento asfáltico puede ser calentado con seguridad, sin que se produzca la inflamación instantánea de los vapores liberados.



Figura 5.2. Ensayo de punto de inflamación Cleveland (ASTM D92).

- Viscosidad dinámica a 135 °C

La prueba de viscosidad se utiliza para evaluar la trabajabilidad de los cementos asfálticos a altas temperaturas, permite asegurar que el cemento asfáltico sea lo suficiente fluido cuando se bombea y mezcla.

Anteriormente la prueba de viscosidad dinámica se realizaba por medio de tubos capilares bajo condiciones de presión y temperatura preestablecidas, sin embargo, por medio de estos equipos la información proporcionada sobre el comportamiento viscoso a altas temperaturas está limitado a las temperaturas de ensayo estándar de 60 °C y 135 °C (materiales con viscosidades entre 4.2 – 20,000 Pa-s).

Actualmente, el viscosímetro rotacional permite ensayar el cemento asfáltico en una gran gama de temperaturas, además de permitir elaborar las cartas de viscosidad-temperatura para determinar las temperaturas de mezclado y compactación que son indispensables para el diseño de una mezcla asfáltica. En la Figura 5.3 se muestra el equipo para determinar la viscosidad dinámica a 135° C.



Figura 5.3. Viscosímetro rotacional para determinar la viscosidad dinámica a 135° C (ASTM D4402).

La viscosidad rotacional se determina midiendo el torque requerido para mantener una velocidad rotacional constante sobre un eje cilíndrico mientras se está sumergido en una muestra a cierta temperatura. El torque está directamente relacionado con la viscosidad del cemento asfáltico, la cual se determina automáticamente por el viscosímetro. El principio de funcionamiento del viscosímetro rotacional, así como las variables involucradas en la determinación de la viscosidad dinámica se muestran en la Figura 5.4.

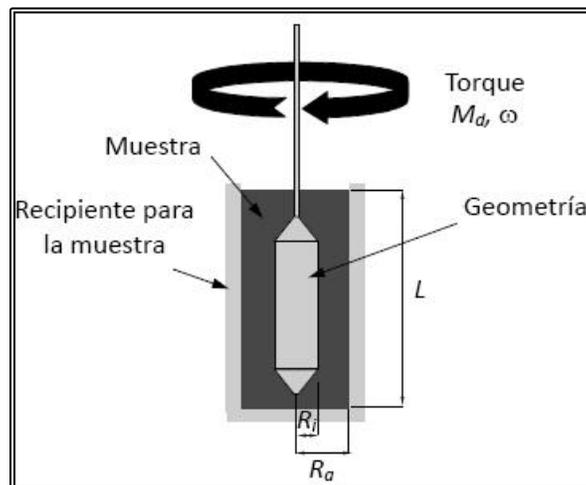


Figura 5.4. Principio de funcionamiento del viscosímetro rotacional (Asphalt Institute SP-2, 2001).

Cuando la geometría está girando a una velocidad angular (ω), la velocidad de corte está dada por:

$$\dot{\gamma} = 2\omega \frac{R_a^2}{R_a^2 - R_i^2} \quad (4)$$

De esta manera el esfuerzo de corte se expresa como:

$$\tau = \frac{M_d}{2\pi R_i^2 L} \quad (5)$$

Por lo tanto, podemos definir la viscosidad como:

$$\eta = \frac{\tau}{\dot{\gamma}} \quad (6)$$

- **Reómetro de corte dinámico, DSR (*Direct Shear Rheometer*)**

El Reómetro de Corte Dinámico (DSR), tal como el mostrado en la Figura 5.5 es usado para caracterizar el comportamiento viscoelástico de los cementos asfálticos. Para ello se coloca una muestra de cemento asfáltico entre dos platos; uno que permanece fijo y otro que oscila a cierta frecuencia. En la Figura 5.6 se observa el principio de funcionamiento del equipo, la oscilación del plato superior que va desde los puntos A-B, B-A, A-C y C-A, corresponde a un ciclo de carga.



Figura 5.5. Reómetro de corte dinámico y software para la adquisición de datos (ASTM D4402).

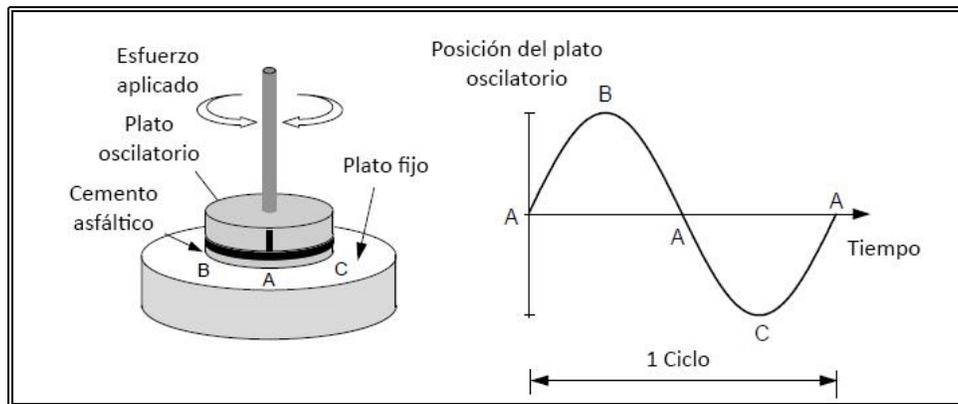


Figura 5.6. Principio de funcionamiento del reómetro de corte dinámico, DSR (Asphalt Institute SP-2, 2001).

Cuando el cemento asfáltico es sometido a un esfuerzo de corte cíclico controlado, la respuesta (deformación) presenta un desfase en el tiempo (Figura 5.7), este desfase en el tiempo se conoce como ángulo de fase (δ), lo cual obedece a la naturaleza viscoelástica del material. Para materiales perfectamente elásticos la respuesta del material es instantánea por lo que el ángulo de fase, $\delta = 0^\circ$. En el caso contrario, para materiales perfectamente viscosos el material tendría un gran retraso de respuesta por lo que el ángulo de fase, $\delta = 90^\circ$.

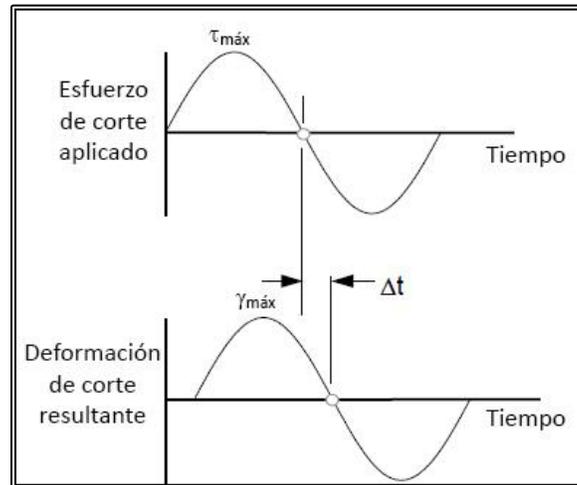


Figura 5.7. Curva esfuerzo-deformación para un ciclo de trabajo (Asphalt Institute SP-2, 2001).

Por otra parte, la relación entre el máximo esfuerzo aplicado y la máxima deformación en un ciclo de carga se conoce como módulo de corte complejo (G^*) y se define como:

$$G^* = \frac{\tau_{máx}}{\gamma_{máx}} \quad (7)$$

Esta expresión también puede escribirse como función de la oscilación senusoidal de onda, relacionada con la frecuencia en que se aplica la carga (deformación):

$$G^* = \left(\frac{\sigma_0}{\gamma_0} \right) \cos \delta + i \left(\frac{\sigma_0}{\gamma_0} \right) \text{sen} \delta \quad (8)$$

De la expresión (2), se pueden separar dos componentes del módulo de corte complejo. El módulo de almacenamiento (G'), que describe la cantidad de energía que se almacena y libera elásticamente en cada oscilación. Y el módulo de pérdida (G''), que describe la velocidad de disipación de energía durante la oscilación y está relacionada con la deformación no recuperable del material. El módulo de pérdida también se conoce como el módulo viscoso o la componente viscosa del módulo complejo.

Por lo tanto, la expresión (5) puede expresarse como:

$$G^* = G' + iG'' \quad (9)$$

La magnitud del módulo complejo puede calcularse como la raíz de la suma de las componentes al cuadrado:

$$|G^*| = \sqrt{G'^2 + G''^2} \quad (10)$$

Una vez definidos estos parámetros mecánico-dinámicos, es posible determinar algunas otras propiedades del cemento asfáltico como la viscosidad compleja:

$$\eta^* = \frac{|G^*|}{\omega} \quad (11)$$

Al igual que el módulo de corte complejo, esta propiedad puede separarse en sus dos componentes: viscosidad dinámica (η') y viscosidad fuera de fase (η''). La primera de ellas es de suma importancia ya que se ha encontrado una gran correlación de este parámetro con otras pruebas.

$$\eta' = \frac{G'}{\omega} \quad (12)$$

Donde, η' es la viscosidad dinámica, en Pa-s, G' es el módulo de almacenamiento, en Pa y ω es la frecuencia angular de carga, en rad/s.

La temperatura y la frecuencia de carga afectan significativamente el comportamiento mecánico de un material viscoelástico. A altas temperaturas, el cemento asfáltico actúa como un líquido viscoso sin capacidad de recuperación. Mientras que, a temperaturas muy bajas este mismo se comporta como un sólido elástico, teniendo una gran recuperación de deformación (Figura 5.8).

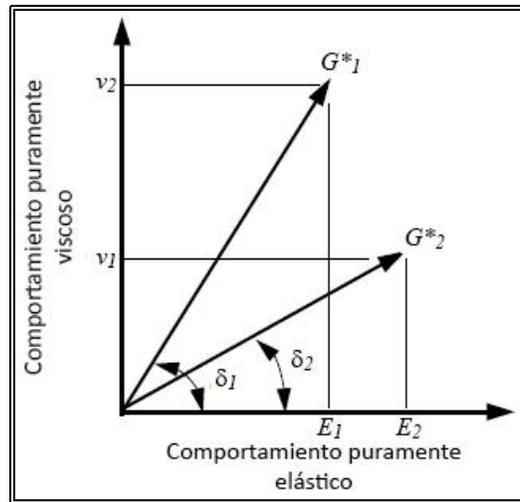


Figura 5.8. Comportamiento viscoelástico de un cemento asfáltico ensayado a diferentes temperaturas (Asphalt Institute SP-2, 2001).

- **Envejecimiento en horno rotacional de película delgada y rolada, RTFO (Rolling Thin Film Oven)**

El horno rotatorio de película delgada simula el envejecimiento del cemento asfáltico a corto plazo, durante el proceso de mezclado y de compactación de la mezcla asfáltica. En este ensayo se expone una delgada película de cemento asfáltico a calor (163 °C) y aire a presión durante 85 minutos. El cemento asfáltico que se desea envejecer se coloca en un recipiente de vidrio (vaso), el cual se introduce en un horno de convección calentado eléctricamente que posee un carrusel en su interior y una boquilla para soplar aire sobre cada recipiente a medida que el carrusel gira dentro del horno (Figura 5.9).

El material obtenido del horno se debe evaluar para determinar la pérdida de masa por envejecimiento y para su caracterización en el reómetro de corte dinámico, además de continuar con el proceso de envejecimiento a largo plazo mediante el horno a presión (PAV).



Figura 5.9. Equipo para envejecimiento a corto plazo, RTFO (ASTM D2872).

- **Vasija de envejecimiento a presión, PAV (*Pressuring Air Vacuum*)**

Esta es una práctica estándar que proporciona un medio para acelerar el envejecimiento a largo plazo o en servicio de cementos asfálticos. El envejecimiento en servicio se simula en el laboratorio al acondicionar el cementante asfáltico a presión y temperatura elevadas.

Los principales componentes del dispositivo PAV son: El recipiente a presión, la cámara y sistema para controlar la temperatura y presión de la prueba, y de forma separada, el horno de vacío autónomo (Figura 5.10).

Para ejecutar el ensayo en la vasija de envejecimiento a presión (PAV), se transfieren los residuos de cemento asfáltico del RTFO a los recipientes del PAV. Cuando la temperatura del recipiente está dentro de los 2° C de la temperatura de prueba (100 °C para cementos asfálticos grado PG 64 a 82), la presión de aire (2.1 MPa) se aplica usando la válvula en el regulador del cilindro de aire. Cuando se ha aplicado la presión de aire, empieza el tiempo para la prueba. Después de 20 horas, la presión se libera lentamente usando la válvula de purga. Las bandejas se retiran del soporte de la muestra y se colocan en un horno independiente de desgasificación a 163 °C durante 15 minutos.

Finalmente, las muestras son transferidas a un recipiente que almacena el material para pruebas adicionales utilizando los equipos DSR y BBR.



Figura 5.10. Equipo para elaborar el ensayo de envejecimiento a largo plazo, PAV (ASTM D6521).

- **Reómetro de viga a flexión, BBR (*Bending Beam Rheometer*)**

El reómetro viga a flexión (BBR) se utiliza para medir la rigidez del cemento asfáltico a temperaturas muy bajas. El procedimiento del ensayo se basa en la medición de la deflexión del punto medio de una viga (127 x 6.35 x 12.7 mm) durante la aplicación de una carga constante (Figura 5.11). La carga y deflexión se utilizan para calcular el máximo esfuerzo y deformación en la viga, y la rigidez se calcula dividiendo el máximo esfuerzo y la máxima deformación. Se utiliza una carga tipo creep para simular las tensiones que se acumulan gradualmente en un pavimento cuando la temperatura es baja. De los resultados generados durante la prueba, se calculan dos parámetros, la rigidez creep (S) y el valor m que es una medida de cómo la rigidez del cemento asfáltico cambia respecto a la carga.

Es importante señalar que la prueba se realiza 10 °C por encima del grado PG a baja temperatura, debido a que se observó que los valores de rigidez que se obtenían en campo eran similares a los que se obtenían en BBR bajo estas condiciones de ensayo.

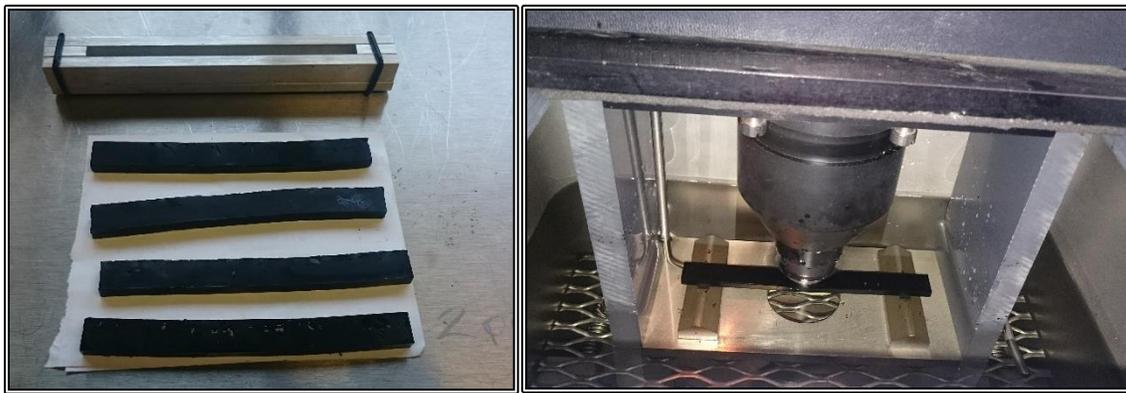


Figura 5.11. Especímenes prismáticos y ensayo en el reómetro de viga a flexión, BBR (ASTM D6648).

En la Figura 5.12 se presenta el principio de funcionamiento del reómetro de viga a flexión, así como la representación esquemática del procedimiento de ensayo.

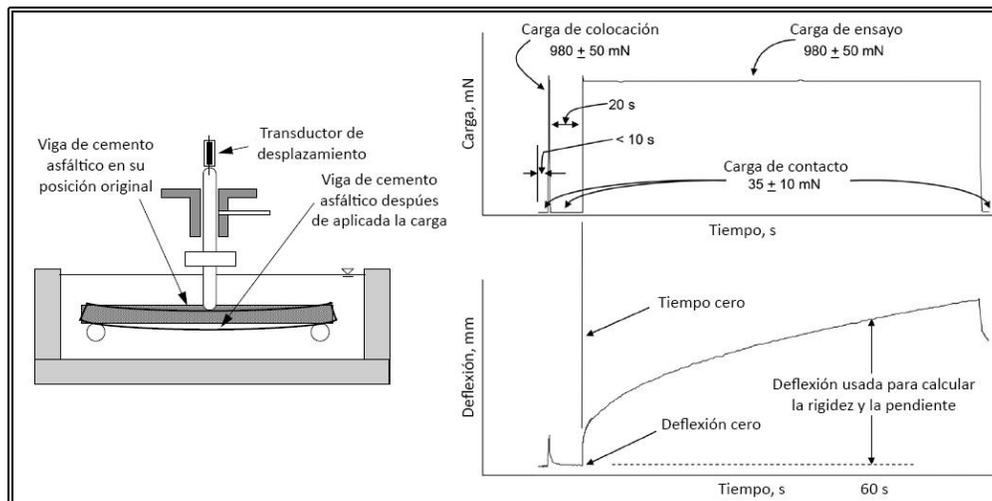


Figura 5.12. Principio de funcionamiento del reómetro de viga a flexión (BBR) y características de la curva de carga y deflexión contra tiempo (Asphalt Institute SP-2, 2001).

Para la determinación del grado PG se realizaron barridos o gradientes de temperaturas para evaluar los parámetros dinámicos $G^*/\text{sen}\delta$ y $G^*\text{sen}\delta$. Para el cemento asfáltico convencional (AC-20) los resultados mostraron que se trata de un cemento asfáltico grado PG 64-16. Mientras que para el cemento asfáltico extraído del RAP se observó que no existe una clasificación típica de acuerdo con la normativa para temperatura alta debido a que se encuentra muy envejecido (Figura 5.13). Cabe mencionar que de acuerdo con las condiciones climatológicas y de tránsito de la Ciudad de México la calidad del cemento asfáltico recomendado es un PG 64-22, sin embargo, se considera que esta diferencia a baja temperatura no es de importancia en el comportamiento de los materiales.

Recordando también que la temperatura intermedia se determina en función de las temperaturas altas y bajas como:

$$T_{int} = \left[\frac{(Máx + Mín)}{2} \right] + 4 \quad (13)$$

Por lo que la evaluación de los parámetros dinámicos $G^*\text{sen}\delta$ para el cemento asfáltico virgen se determinó a 28 °C, mientras que para el cemento asfáltico extraído del RAP a 46 °C (Figura 5.14).

Para el caso de la determinación del grado PG a bajas temperaturas se realizó también un barrido de temperaturas, determinando el valor m y la rigidez al creep (S) en un rango de temperaturas adecuado (Figura 5.15).

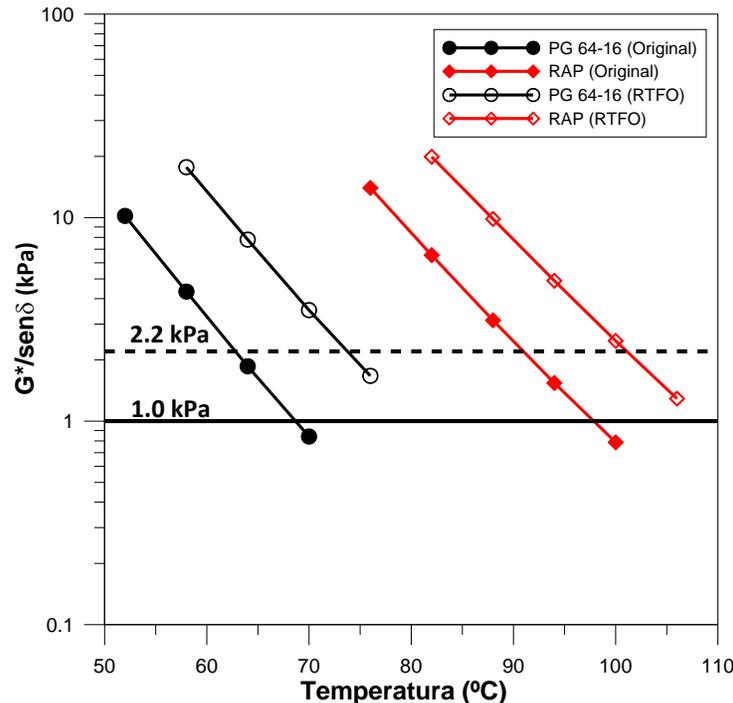


Figura 5.13. Barrido de temperaturas para determinar el grado PG del cemento asfáltico virgen y extraído del RAP a temperaturas altas

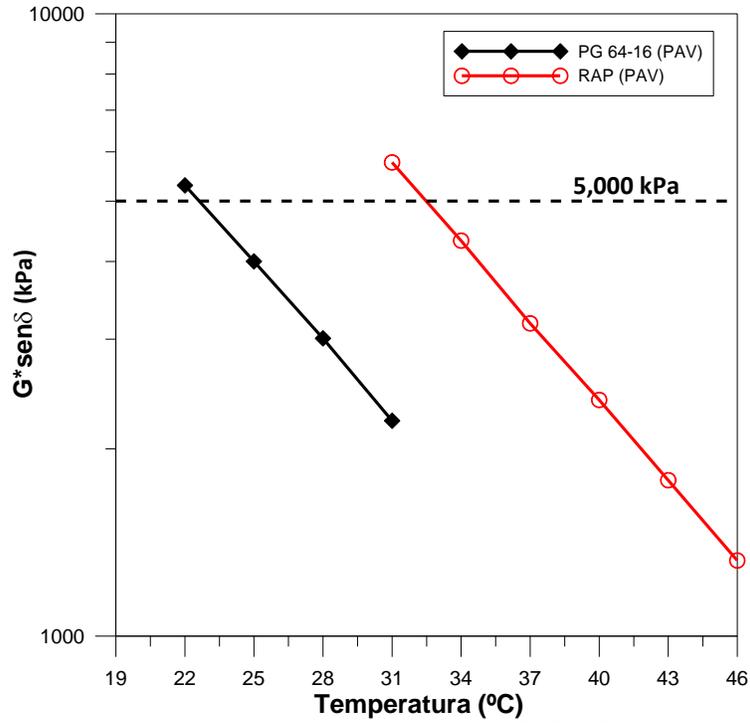


Figura 5.14. Barrido de temperaturas para determinar el grado PG del cemento asfáltico virgen y extraído del RAP a temperaturas intermedias.

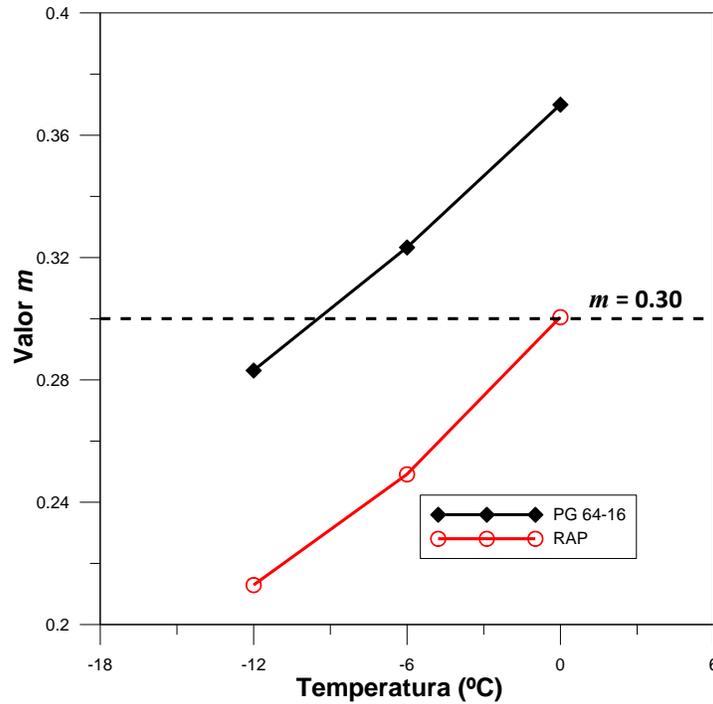


Figura 5.15. Barrido de temperaturas para determinar el grado PG del cemento asfáltico virgen y extraído del RAP a temperaturas bajas.

En la Tabla 5.1 se presenta el resumen de las propiedades del cementante asfáltico virgen y extraído del RAP.

Tabla 5.1. Resultados de las propiedades del cemento asfáltico.

Prueba	Parámetro	Virgen	RAP	Especificación*
Cemento asfáltico original				
Punto de inflamación	n/a	295	-	230 °C mín.
Viscosidad dinámica	135 °C	0.38 Pa-s	-	3 Pa-s mín.
Reómetro de corte dinámico	G*/senδ	1.99 kPa	1.53 kPa	1 kPa mín.
Cemento asfáltico envejecido a corto plazo (RTFO)				
Pérdida de masa	n/a	0.78%	-	1% máx.
Reómetro de corte dinámico	G*/senδ	7.09 kPa	4.73 kPa	2.2 kPa mín.
Cemento asfáltico envejecido a largo plazo (PAV)				
Reómetro de corte dinámico	G*senδ	3009 kPa	1322 kPa	5000 kPa máx.
Reómetro de viga a flexión	S	63.08	127.83	300 MPa máx.
Reómetro de viga a flexión	valor m	0.318	0.301	0.3 mín.
Clasificación PG	-	64 – 16	94 - 10	

* AASHTO MP1 (AASHTO T315)

Carta de viscosidades

Para el cemento asfáltico virgen, se elaboró la carta de viscosidad-temperatura (Figura 5.16) para determinar las temperaturas adecuadas de mezclado y compactación, obteniéndose rangos para mezclado de entre 152 °C – 157 °C y las temperaturas de compactación de entre 142 °C – 146 °C.

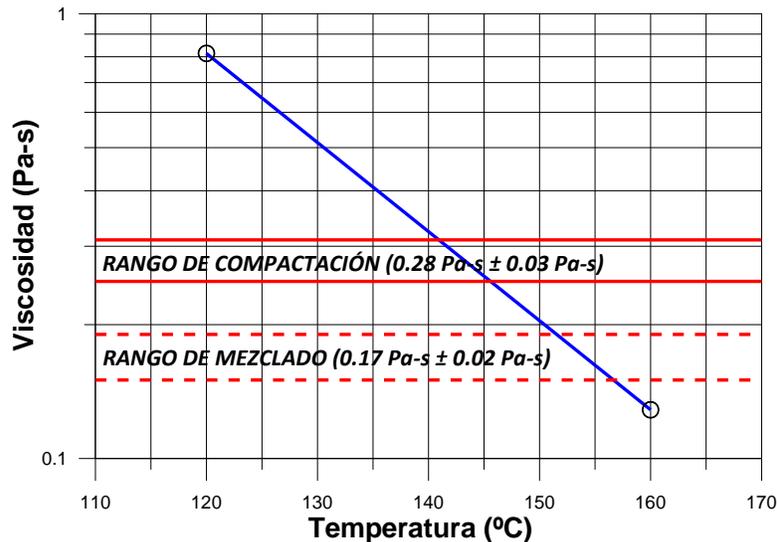


Figura 5.16. Carta de viscosidad-temperatura para el cemento asfáltico (AC-20/PG 64-16) utilizado.

Determinación del contenido de cemento asfáltico en el RAP

Se utilizaron los métodos de ignición (ASTM D6307), centrifuga (ASTM D2172) y extracción Soxhlet para determinar el contenido de cemento asfáltico en el RAP.

Para la determinación del contenido de cemento asfáltico en el RAP (P_{b-RAP}) por el método de ignición, se dejaron las muestras en horno máximo 2 horas a una temperatura de 110 °C con el fin de secar el material y evitar realizar la corrección por contenido de agua. Se incineraron 7 mezclas de RAP obtenidas mediante cuarteo (Tabla 5.2) y mediante la función de distribución de probabilidad Gaussiana (Figura 5.17) se obtuvo una media de **4.94%** para los valores de contenido de cemento asfáltico y una desviación estándar de 0.11%.

Tabla 5.2. Resultados del contenido de cemento asfáltico en el RAP por el método de ignición.

Cuarteo	W_M (g)	P_{b-RAP} (%)
1	3318.3	5.08
2	3729.5	5.04
3	3898.9	4.80
4	3454.8	4.94
5	3471.6	4.78
6	3172.6	5.06
7	3560.5	4.90
Promedio	3515.17	4.94

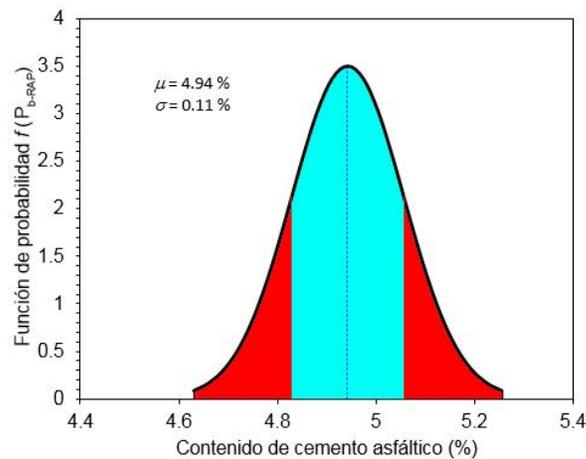


Figura 5.17. Distribución de probabilidad gaussiana del contenido de cemento asfáltico en el RAP por el método de ignición.

Para la determinación del contenido de cemento asfáltico por el método de centrífuga solo se realizaron dos ensayos, por lo que no fue posible aplicar la distribución de probabilidad gaussiana, sin embargo, los resultados obtenidos mostraron una media de **4.52%**.

También se presentan los resultados obtenidos mediante la extracción Soxhlet (Tabla 5.3), sólo en el material retenido por la malla No. 4, no se ejecutó este proceso debido a que se observó esta fracción fina contenía demasiado polvo lo cual podría afectar la calidad del cemento asfáltico recuperado. Mediante la distribución de probabilidad gaussiana se obtuvo una media **3.69%** así como desviación estándar de 0.32%. Como un análisis preliminar se observa que la cantidad de cemento asfáltico en el RAP es menor en la fracción gruesa, debido a que generalmente la fracción fina tiene un mayor porcentaje de absorción.

Tabla 5.3. Resultados del contenido de cemento asfáltico en el RAP por el método de extracción Soxhlet.

Muestra	W _{DEDAL} (g)	W _{DEDAL+RAP/ CON ASFALTO} (g)	W _{DEDAL+RAP/ SIN ASFALTO} (g)	W _{ASFALTO RECUPERADO} (g)	P _{b-RAP} (%)
1	4.15	161.45	154.99	6.46	4.00
2	4.10	153.80	148.28	5.52	3.59
3	3.98	140.83	135.09	5.75	4.08
4	3.94	154.25	148.40	5.85	3.79
5	3.93	148.10	143.25	4.85	3.27
6	4.51	165.80	159.39	6.41	3.87
7	4.08	157.12	151.51	5.60	3.57
8	4.20	132.79	127.50	5.29	3.99
9	4.32	150.91	146.25	4.67	3.09
10	4.10	137.09	132.12	4.98	3.63
Promedio				5.54	3.69

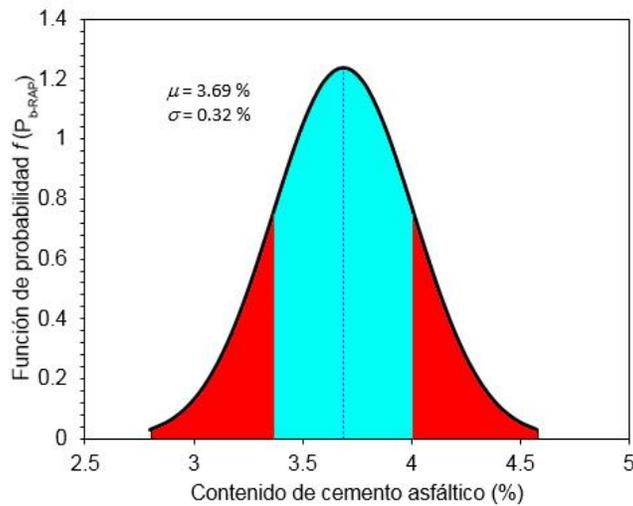


Figura 5.18. Distribución de probabilidad gaussiana del contenido de cemento asfáltico en el RAP por el método de extracción Soxhlet.

Determinación de las cartas de mezclado

Una vez recuperado y evaluado el cemento asfáltico del RAP se prosigue a la generación de las cartas de mezclado conforme a los métodos A y B de la normativa AASHTO M323. A continuación, se presentan los métodos utilizados para construir las cartas de mezclado con RAP.

En el método A se conoce el porcentaje de RAP que se utilizará en la mezcla, por lo cual se debe determinar el grado del cemento asfáltico virgen en función de la temperatura crítica alta, intermedia y baja, T_{Virgen} :

$$T_{Virgen} = \frac{T_{Mezcla} - (RAP \times T_{RAP})}{(1 - RAP)} \tag{14}$$

Donde:

T_{Virgen} = Temperatura crítica del cemento asfáltico virgen a emplear.

T_{Mezcla} = Temperatura crítica de la mezcla entre cementos asfálticos (final buscada).

RAP = Porcentaje de RAP, expresado en decimal.

T_{RAP} = Temperatura crítica del cemento asfáltico recuperado del RAP.

En el método B, se debe determinar el porcentaje máximo de RAP que se puede usar en la mezcla mientras se sigue usando el mismo grado del cementante asfáltico virgen.

$$RAP (\%) = \frac{T_{Mezcla} - T_{Virgen}}{T_{RAP} - T_{Mezcla}} \quad (15)$$

Para utilizar la ecuación (11) o (12), según sea el caso, se deberá determinar las temperaturas críticas del cementante asfáltico virgen y del cementante asfáltico recuperado del RAP. La temperatura crítica de un cemento asfáltico (T_c) es la temperatura a la cual se cumplen las especificaciones, por ejemplo, para un cementante asfáltico PG 64 – XX, la temperatura crítica para el residuo RTFO puede ser de 68.5 °C, esta temperatura $G^*/\text{sen } \delta$ es igual a 2.20 kPa. Ahora bien, para este mismo cemento asfáltico la temperatura crítica para el cemento asfáltico original puede ser 65.2 °C, para el cual los parámetros $G^*/\text{sen } \delta$ es igual a 1.0 kPa. En ambos métodos la temperatura crítica (T_c) que rige a alta temperatura es para cemento asfáltico original, mientras que la temperatura crítica que rige a baja temperatura es el valor m .

A continuación, se presentan las temperaturas críticas para los cementos asfálticos evaluados, así como su respectiva clasificación por grado PG:

Tabla 5.4. Temperaturas críticas determinadas para cemento asfáltico virgen y cemento asfáltico recuperado del RAP.

Envejecimiento	Propiedad	Temp. crítica, °C	C. asfáltico Virgen	C. Asfáltico RAP
Original	$G^*/\text{sen } \delta$	Alta	69.5	97.5
RTFO	$G^*/\text{sen } \delta$	Alta	73.4	101.2
	$G^*/\text{sen } \delta$	Intermedia	23.0	32.5
	S	Baja	-19.5	-7.8
	valor m	Baja	-9.5	-0.1
	PG	Actual	PG 69-19	PG 97-10
		AASHTO T315	PG 64-16	PG 94-10

Durante la clasificación del cemento asfáltico extraído, se observó que este presentó un alto grado de envejecimiento. Razón por la cual se limitó el porcentaje de RAP a utilizar en la elaboración de las mezclas asfálticas de esta investigación, considerándose como un porcentaje teórico igual al 30% de RAP.

Por otro lado, tomando en cuenta que en esta investigación se busca comparar los resultados del comportamiento mecánico de la mezcla control y la mezcla con RAP, el grado PG buscado en la mezcla deberá ser un **PG 64-16** (T_{Mezcla}).

Por ejemplo, aplicando el método A el grado PG que satisface la temperatura alta para un 30% de RAP se obtiene sustituyendo valores en la ecuación (14):

$$T_{Virgen} = \frac{T_{Mezcla} - (RAP \times T_{RAP})}{(1 - RAP)} = \frac{64 - (0.30 \times 97.5)}{(1 - 0.30)} = 49.6 \text{ } ^\circ\text{C}$$

A continuación, en la Tabla 5.5 se muestran las diferentes temperaturas críticas de la mezcla (cemento asfáltico virgen y extraído del RAP) deseada para un 30% de RAP:

Tabla 5.5. Temperaturas críticas estimadas para el cementante asfáltico virgen a emplear.

Envejecimiento	Propiedad	Temperatura crítica, °C	
Original	G*/senδ	Alta	49.6
RTFO	G*/senδ	Alta	48.1
	G*senδ	Intermedia	26.1
	S	Baja	-5.2
	valor m	Baja	-8.5
PG		Actual	PG 49-18
		AASHTO T315	PG 52-22

Las cartas de mezclado (Figura 5.19) obtenidas mediante el método A nos muestran que si se desea usar un 30% de RAP y obtener un grado PG 64-16 en la mezcla es necesario realizar la mezcla con un cemento asfáltico grado PG 52-22, el cual se considera un cemento asfáltico muy blando y de difícil producción en nuestro país debido a las condiciones climatológicas y de tránsito que se presentan. Por lo que la utilización del método A resulta ineficaz para nuestro caso de estudio.

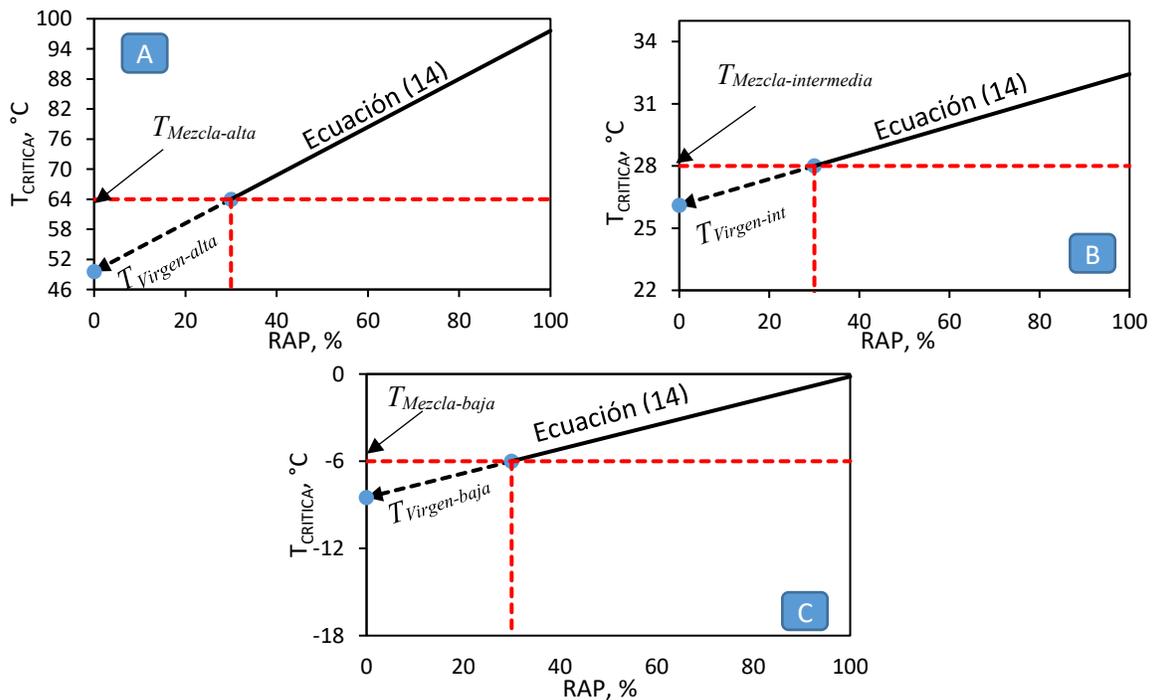


Figura 5.19. Cartas de mezclado, conociendo el porcentaje de RAP a utilizar (A – temperatura alta, B – temperatura intermedia y C – temperatura baja).

En la aplicación del método B se recomienda plantear límites en cuanto a la calidad del grado PG a obtener en la mezcla. Esto debido a que en algunas agencias estatales o federales se realizan ajustes a la temperatura y por lo tanto el grado PG cambia.

De acuerdo con la norma N-CMT-4-05-004/08 (Calidad de materiales asfálticos grado PG), es necesario realizar un ajuste de la temperatura alta, conforme a la intensidad del tránsito y/o a la velocidad de operación. Conforme a nuestro al nivel de diseño (Nivel 2), el valor del grado PG 64 debería cambiarse por un PG 76 (ajuste por velocidad lenta).

Aplicando el método B para la determinación de las cartas de mezclado (Figura 5.20), los porcentajes de RAP para temperatura crítica alta, intermedia y baja, con el fin de alcanzar un grado PG 64-16 y un grado PG 76-22 son:

Tabla 5.6. Porcentajes de RAP estimados para alcanzar el grado PG final.

Envejecimiento	Propiedad	Temp. crítica, °C	RAP, % (PG 64-16)	RAP, % (PG 76-22)
Original	$G^*/\text{sen}\delta$	Alta	-19.6	23.2
RTFO	$G^*/\text{sen}\delta$	Alta	-33.6	9.5
	$G^*\text{sen}\delta$	Intermedia	52.6	84.2
	S	Baja	115.4	64.1
	valor m	Baja	37.1	-26.9

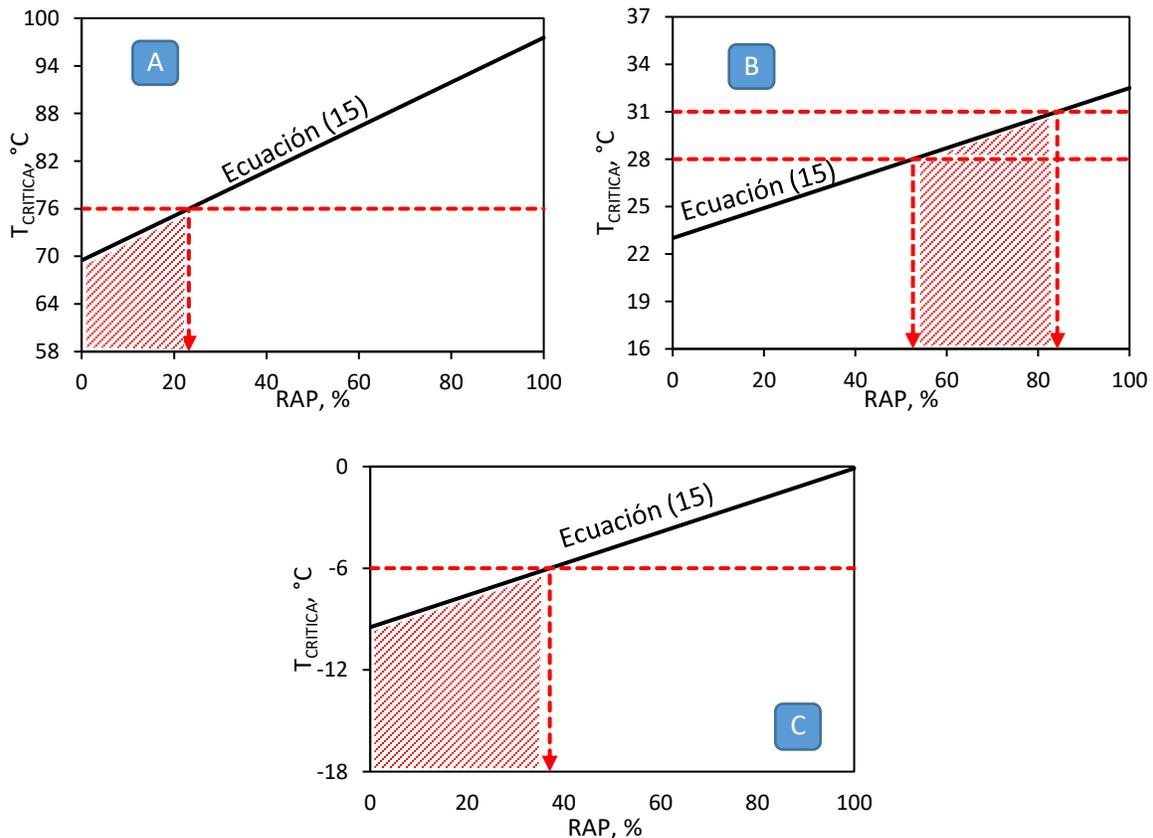


Figura 5.20. Cartas de mezclado, de acuerdo con el grado PG del cemento asfáltico que se desea obtener en la mezcla (A – temperatura alta, B – temperatura intermedia y C – temperatura baja).

En la aplicación del método B (Tabla 5.6) podemos observar que de acuerdo a los parámetros dinámicos que controlan los deterioros de ahuellamiento ($G^*/\text{sen}\delta$), existe una variación significativa de los porcentajes óptimos de RAP a usar en agrietamiento por fatiga ($G^*/\text{sen}\delta$). Para el primer caso es posible utilizar porcentajes de entre 0% a 23% de RAP mientras que para el segundo caso se pudieran utilizar porcentajes de entre 52% a 84%, no permitiendo determinar un porcentaje óptimo dentro de estos rangos. Aun cuando sabemos que el deterioro más preocupante del uso de RAP es el agrietamiento por fatiga, el no definir adecuadamente el porcentaje de RAP óptimo, pudiera afectar de manera significativa el comportamiento de la mezcla asfáltica ante otros deterioros.

Por lo tanto, es necesario una evaluación más completa que nos ayude a elegir de manera adecuada el porcentaje de RAP a usar en la mezcla asfáltica, ya que las cartas de mezclado se basan en posibles combinaciones de propiedades reológicas del cemento asfáltico que a su vez están basadas en fórmulas y no en pruebas experimentales que demuestren un comportamiento realista.

- **Análisis de durabilidad del cemento asfáltico**

Si bien el protocolo establecido por Superpave para caracterizar y clasificar cementantes asfálticos de acuerdo con su desempeño tanto para altas como bajas temperaturas, ha sido bien aceptado desde su desarrollo. En algunos casos, es un proceso que puede afectar de diferentes maneras el grado o nivel de envejecimiento de los cementantes asfálticos.

Por ejemplo, las elevadas temperaturas y presiones en las que se ejecuta el ensayo de envejecimiento a largo plazo (PAV) afectan el proceso de oxidación del cementante asfáltico, dando lugar a relaciones fisicoquímicas que pueden ser diferentes a las condiciones que se presentan en campo o bien el tiempo en que se pudiera desarrollar esta.

Por otra parte, este procedimiento surgió con el fin propósito de seleccionar cementantes asfálticos que se comportaran adecuadamente ante los principales deterioros que sufre un pavimento: rodera, agrietamiento por fatiga y agrietamiento térmico. Sin embargo, como es bien sabido existen otros factores que intervienen en la generación de la falla, y quizá el deterioro que se presenta casi de manera inevitable es el endurecimiento del cementante asfáltico. Este deterioro se debe principalmente al proceso natural de oxidación que sufre el pavimento a lo largo de sus diferentes etapas de vida, haciendo que el pavimento alcance la falla por fragilidad. Por tanto, uno de los objetivos del diseño de pavimentos asfálticos, en este caso en la etapa de diseño de mezclas asfálticas, debe ser la necesaria evaluación de la durabilidad del cementante asfáltico.

Petersen (1984) define la durabilidad de un cemento asfáltico como aquel que posee las propiedades físicas necesarias para producir el rendimiento deseado del producto inicial, y además es resistente al cambio en las propiedades físicas durante el envejecimiento ambiental a largo plazo [46].

A través del tiempo se han desarrollado diversos modelos experimentales basados en estudios de campo y laboratorio, cuyo objetivo ha sido la evaluación de esta propiedad, sin embargo, quizá el proceso mejor estudiado es la relación que existe entre esta y el agrietamiento generado por condiciones ambientales o agrietamiento térmico. Una manera en que se han podido relacionar estos, ha sido mediante los ensayos de ductilidad, ya que se ha demostrado que es un buen

indicador de la vida del pavimento. Basándose en que durante el proceso de oxidación del cementante asfáltico este se vuelve más rígido y por lo tanto menos dúctil, siendo más propenso fallar.

Los estudios realizados por Kandhal en los años sesenta [47], demostraron que para un pavimento asfáltico que ha sufrido cierto envejecimiento, si los valores de ductilidad se encuentran por encima de 10 cm a una temperatura de 15.6 °C, tiene en general un buen comportamiento en términos de agrietamiento térmico. Por otro lado, cuando esta disminuye de 3 a 5 cm bajo las mismas condiciones de temperatura, persiste un agrietamiento grave. Estos rangos de ductilidad a baja temperatura están sumamente asociados al deterioro progresivo que sufre el pavimento, cuando la ductilidad es aproximadamente igual 10 cm se observa una significativa pérdida de finos, cuando esta es igual a 5 cm hay presencia de grietas superficiales y cuando es menor a 3 cm existe un agrietamiento severo o también llamado agrietamiento en bloque.

Con base en los resultados obtenidos por Kandhal y algunos otros investigadores se confirmó que la ductilidad tiene una buena correlación para determinar el agrietamiento del pavimento. Sin embargo, esta puede ser una prueba que puede consumir demasiado material y tiempo, por ello Ruan et al. (2003) basado en resultados experimentales de ductilidad (ductilidad < 10 cm) a baja temperatura y la aplicación del modelo reológico viscoelástico de Maxwell [48], una buena correlación entre esta prueba y las propiedades reológicas del cemento asfáltico (Figura 5.21). Por otra parte, Glover et al. (2005) complementaron esta metodología proponiendo mediante el principio de superposición tiempo-temperatura [49], una forma más accesible y rápida para determinar estos parámetros con el reómetro de corte dinámico. Ya que, en la mayoría de los casos, la determinación de estos parámetros a bajas temperaturas y muy bajas frecuencias puede consumir demasiado tiempo para la toma de lecturas.

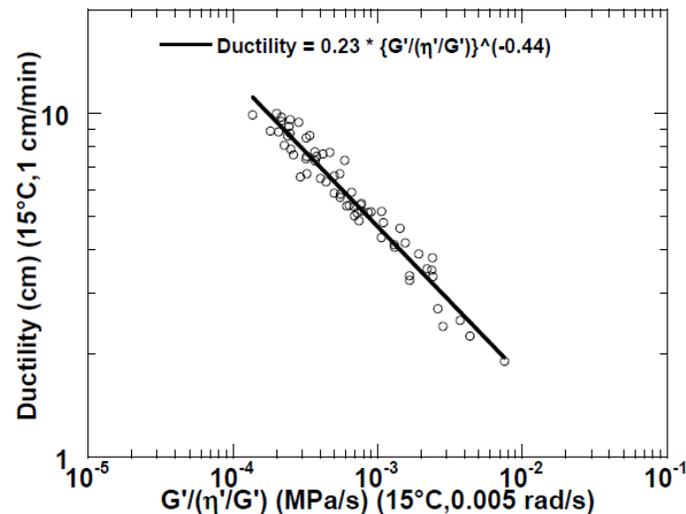


Figura 5.21. Ductilidad contra el parámetro $G'/(η'/G')$ obtenido en el reómetro de corte dinámico (Glover et al., 2005).

Por su parte, Rowe (2011) demostró que el término $G'/(η'/G')$ puede transformarse y quedar en función del módulo de corte dinámico (G^*) y el ángulo de fase ($δ$). Por lo tanto, la ductilidad podrá

expresarse a través de la ecuación (16), a esta nueva expresión actualmente se le conoce como el parámetro Glover-Rowe [50]:

$$\text{Ductilidad} = G^* \left(\frac{(\cos \delta)^2}{\text{sen} \delta} \right) \times \omega \quad (16)$$

Donde:

G^* - Módulo de corte complejo

δ - Ángulo de fase

ω - Frecuencia angular

Glover, recomendó el uso de diagramas “black space” para presentar los resultados obtenidos, en estos diagramas se gráfica el módulo de corte complejo contra el ángulo de fase, y es usado como una herramienta que ayuda a evaluar las propiedades de un material tales como la rigidez y la elasticidad. En la Figura 5.22 se presenta un ejemplo del diagrama black space, donde se observan los límites de ductilidad establecidos por Glover et al. (2005). Un límite inferior de la ductilidad expresado mediante un valor de 180 kPa que corresponde al comienzo del daño ocasionado por el agrietamiento térmico y el límite superior de ductilidad expresado por un valor de 600 kPa (originalmente 450 kPa propuesto por Glover et al., 2005) que significaría problemas graves de agrietamiento. En este mismo esquema se puede evaluar el comportamiento que presenta el cementante asfáltico a lo largo de sus etapas de vida, realizando los procedimientos de envejecimiento establecidos por la AASHTO T315 (Original, RTFO y PAV).

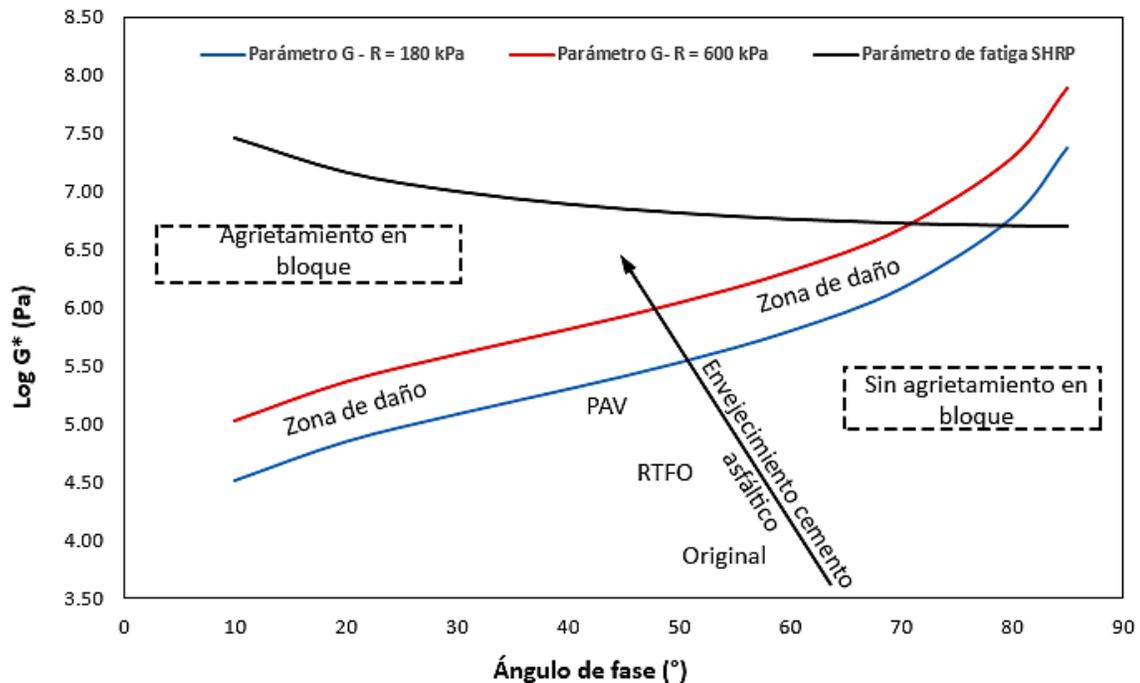


Figura 5.22. Diagrama Glover-Rowe para el análisis de daño en cementos asfálticos (Rowe, 2011).

La metodología actual recomienda la determinación del módulo dinámico y ángulo de fase del cemento asfáltico a una temperatura de 15°C y una frecuencia de 0.005 rad/s, sin embargo, la toma

de lecturas bajo estas condiciones podría tardar demasiado tiempo, requiriendo el uso de otras metodologías como el uso del principio de superposición tiempo-temperatura.

Usando el principio de superposición tiempo-temperatura es posible la determinación del módulo de corte dinámico (G^*) y el ángulo de fase (δ), a una frecuencia más convencional. La elaboración de curvas maestras a una temperatura de referencia igual a 15 °C también nos permite determinar estos parámetros con mayor rapidez.

1- Caracterización reológica de los cementos asfálticos.

Como primera etapa es conveniente realizar la caracterización reológica de los cementos asfálticos que se desean evaluar, esto con el fin de saber la susceptibilidad de estos ante los deterioros por deformación permanente ($G^*/\text{sen}\delta$) y por fatiga ($G^*\text{sen}\delta$), también es posible observar mediante la determinación las temperaturas críticas de falla la rigidez de un cemento asfáltico respecto de otro.

En esta etapa se analizaron seis cementos asfálticos diferentes, evaluando el cemento asfáltico virgen, cemento asfáltico del RAP, cemento asfáltico con RAP y cementos asfálticos con RAP y rejuvenecedor en distintos porcentajes, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 5.7. Muestras de cementos asfálticos evaluados para caracterización reológica y análisis de durabilidad.

Cemento asfáltico	Descripción*
1	PG 64 - 16
2	RAP
4	PG 64-16 + 25% RAP
3	PG 64-16 + 25% RAP + 2.5% REJ
5	PG 64-16 + 50% RAP + 5.0% REJ
6	PG 64-16 + 25% RAP + 5.0% REJ

*RAP – Cemento asfáltico recuperado.

En la Figura 5.23 se presentan las temperaturas críticas determinadas de acuerdo con la norma AASHTO T315, en este gráfico se observa que la mezcla de cemento asfáltico virgen (PG 64-16) más un 25% de cemento asfáltico de RAP; considerándose un alto contenido de RAP, presenta una rigidez relativamente alta; cuatro grados PG respecto al cemento asfáltico virgen (PG 64-16). Cabe mencionar que las temperaturas críticas están asociadas a una rigidez alta, representado por valor de módulo de corte dinámico alto ($|G^*|$).

También se observa que una mezcla de estos, en la misma proporción de RAP (25%) y añadiéndole un 2.5% de rejuvenecedor aún presenta una rigidez significativa, sin embargo, podemos observar que las temperaturas críticas intermedias se mantienen en un rango de no más de 5 °C para los tres casos y a una temperatura de 25 °C se obtuvieron valores de $G^*\text{sen}\delta < 5000$ kPa (1500 – 3300 kPa), por lo que la rigidización de los cementos asfálticos a esta temperatura indica un buen comportamiento ante fatiga, a pesar de que la evaluación depende de las temperaturas altas y bajas.

Por otra parte, se observa que si desea usar un 25% de RAP para poder obtener un grado PG 64-XX en la mezcla, es necesario añadir un 5% de rejuvenecedor, lo cual mejora además la susceptibilidad al agrietamiento por fatiga y al agrietamiento a bajas temperaturas de acuerdo con los criterios desarrollados por la SRHP.

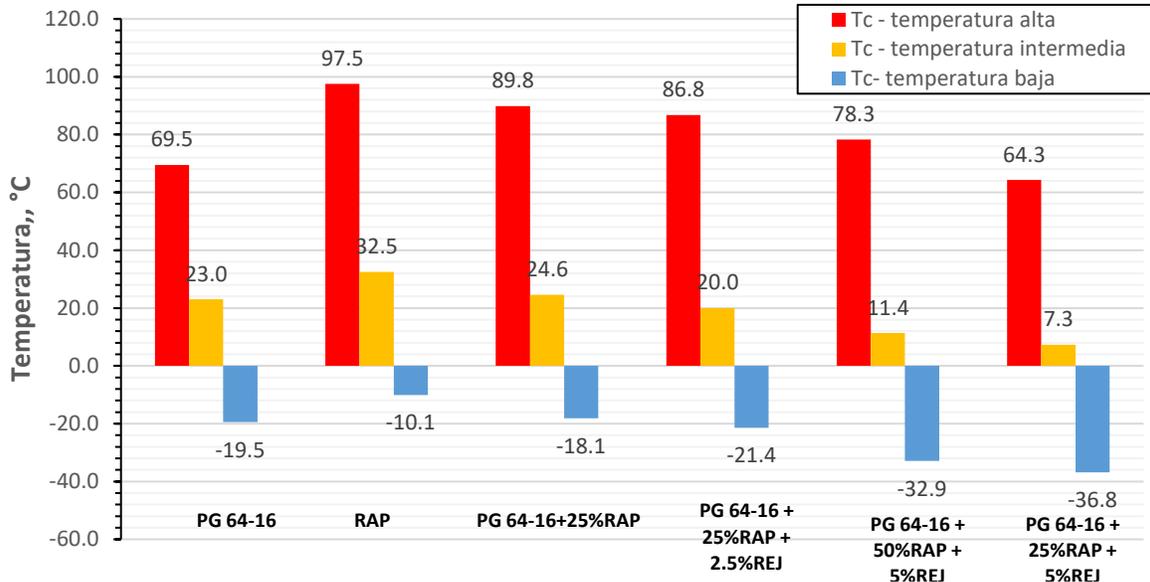


Figura 5.23. Temperaturas críticas para los seis cementos asfálticos evaluados en DSR y BBR.

2- Construcción del diagrama Glover-Rowe (“black space”).

Para la construcción del diagrama Glover-Rowe se llevaron a cabo los siguientes ensayos experimentales:

Se realizaron barridos de frecuencia a una temperatura de 44.7 °C en un rango de frecuencias de 100 a 1 rad/s. Se eligió estas condiciones de ensayo debido a que se ha demostrado que realizar la prueba en el reómetro de corte dinámico (DSR) a una temperatura de 15 °C y una frecuencia de 0.005 rad/s es equivalente a una temperatura de 44.7 °C y una frecuencia 10 rad/s. Estos ensayos se realizaron en muestras de cemento asfáltico original, cemento asfáltico envejecido en RTFO y cemento asfáltico envejecido en PAV a 20 horas, en todas las mezclas de cementos asfálticos evaluados.

A continuación, en las Figura 5.24 a 5.29 se muestran los barridos de frecuencia para cementos asfálticos originales, envejecidos en RTFO y envejecidos en PAV, en los que se observa la variación del módulo de corte dinámico y el ángulo de fase del cemento asfáltico a diferentes frecuencias.

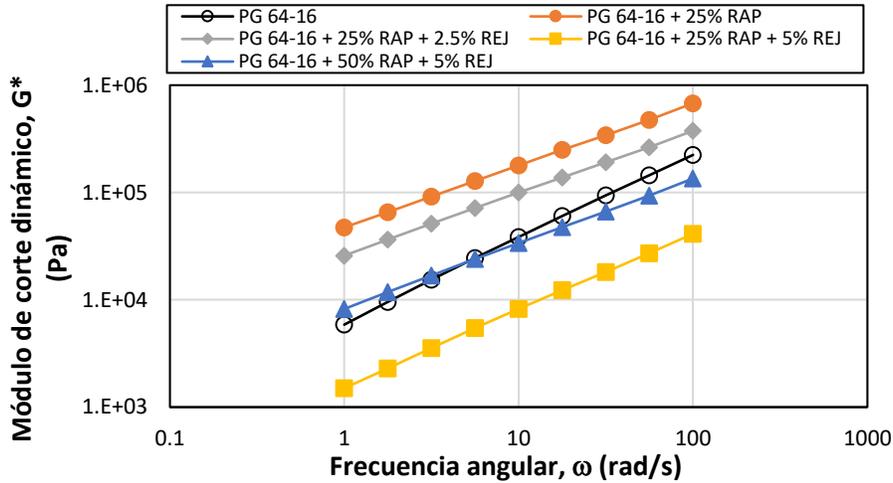


Figura 5.24. Curvas isotérmicas a 44.7 °C para módulo de corte dinámico, G^* , cementos asfálticos originales.

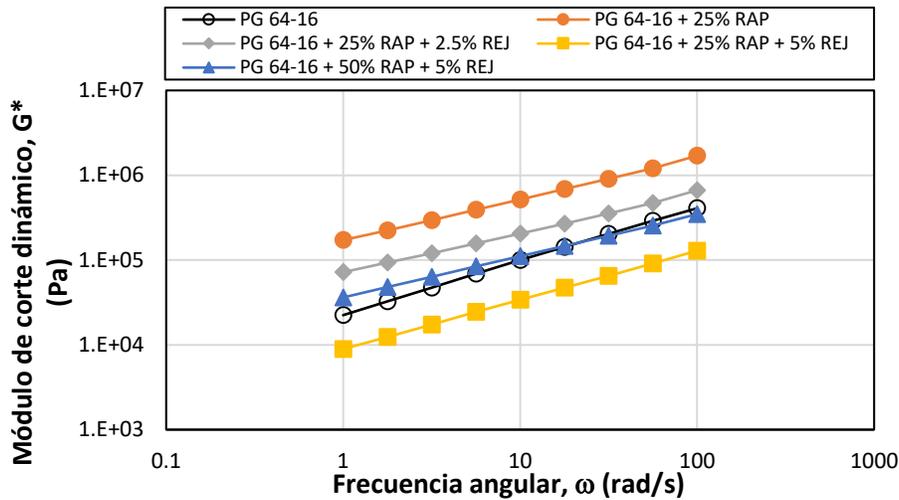


Figura 5.25. Curvas isotérmicas a 44.7 °C para módulo de corte dinámico, G^* , cementos asfálticos envejecidos en RTFO.

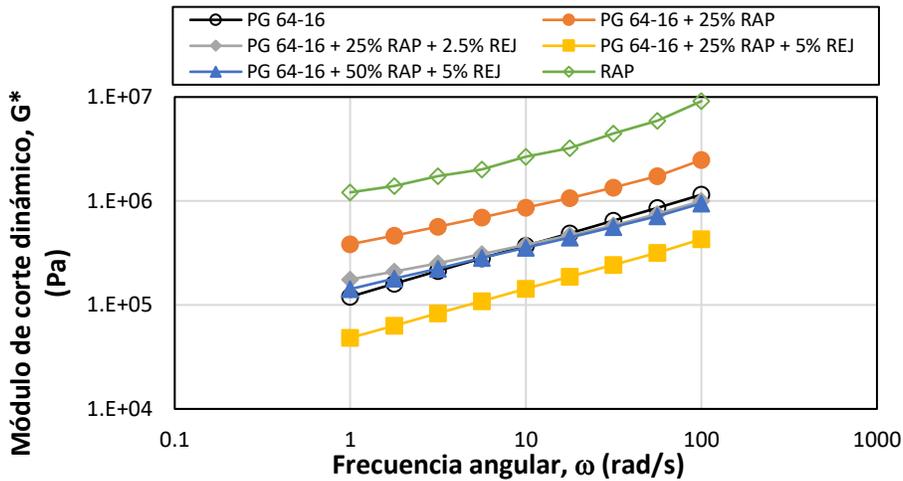


Figura 5.26. Curvas isotérmicas a 44.7 °C para módulo de corte dinámico, G^* , cementos asfálticos envejecidos en PAV.

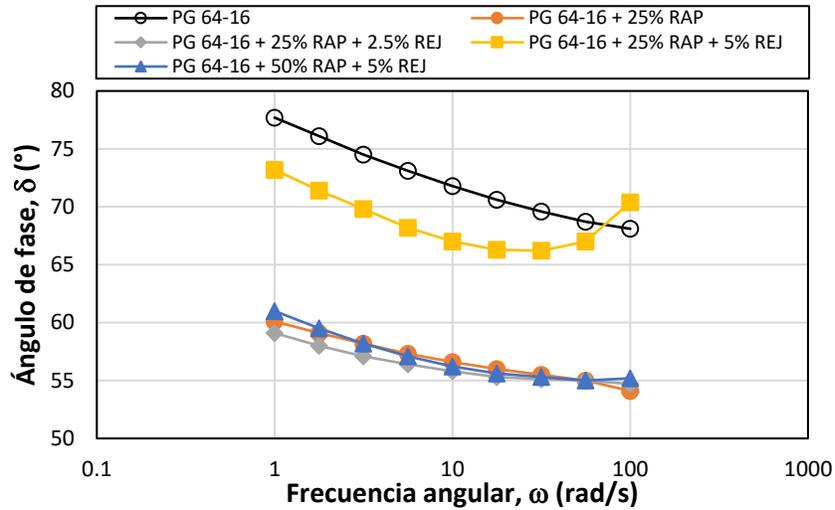


Figura 5.27. Curvas isotérmicas a 44.7 °C para ángulo de fase, δ , cementos asfálticos originales.

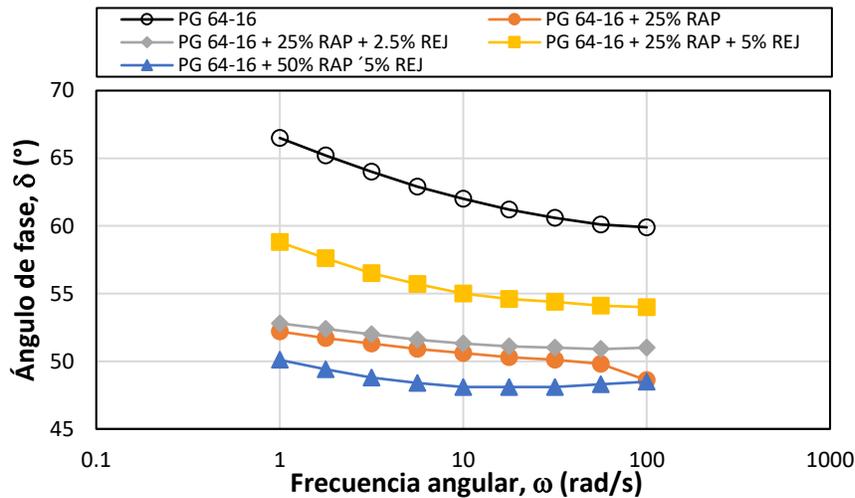


Figura 5.28. Curvas isotérmicas a 44.7 °C para ángulo de fase, δ , cementos asfálticos envejecidos en RTFO.

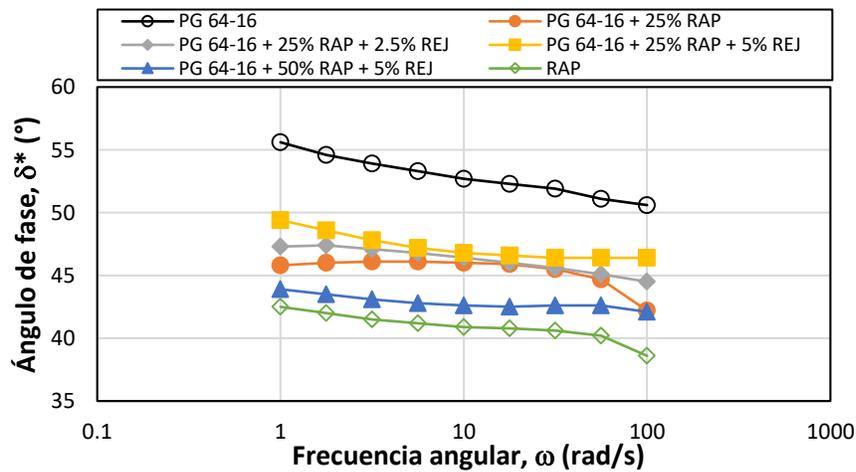


Figura 5.29. Curvas isotérmicas a 44.7 °C para ángulo de fase, δ^* , cementos asfálticos envejecidos en PAV.

Como se puede observar en las figuras anteriores el cemento asfáltico virgen (PG 64-16) y la mezcla de cemento asfáltico virgen más 50% RAP y 5% rejuvenecedor, presentaron un nivel de rigidez similar en todas las frecuencias y niveles de envejecimiento, tendiendo a ser menos rígido el cemento asfáltico virgen a bajas frecuencias respecto a la mezcla mencionada.

La mezcla de cemento asfáltico virgen más 25% RAP y 5% de rejuvenecedor mostró los niveles más bajos de rigidez con respecto a todos los materiales evaluados, sin embargo, se observa que a esta temperatura (44.7 °C) tiende a dominar el comportamiento viscoso a altas frecuencias, ya que el ángulo de fase comienza a incrementar (Figura 5.27 a Figura 5.29). La mezcla de cemento asfáltico virgen más 25% RAP y la mezcla de cemento asfáltico virgen 25% RAP más 2.5% de rejuvenecedor se comportan prácticamente como un sólido elástico en casi todo el rango de frecuencias, principalmente cuando estos se han envejecido en PAV.

Con los parámetros dinámicos, tales como los mostrados en la Tabla 5.8, obtenidos del barrido de frecuencias se puede determinar si los materiales evaluados presentan agrietamiento a bajas temperaturas. En la Figura 5.30, se presenta un gráfico el cual se elaboró con base en los parámetros dinámicos $G' / (\eta' / G')$ y en función del envejecimiento del cementante asfáltico.

Tabla 5.8. Parámetros dinámicos para evaluar la ductilidad a baja temperatura.

Cemento asfáltico	Original	RTFO	PAV
	$G' / (\eta' / G')$ (kPa/s)	$G' / (\eta' / G')$ (kPa/s)	$G' / (\eta' / G')$ (kPa/s)
PG 64-16	12.06	46.81	225.43
PG 64-16 + 25% RAP	98.54	329.43	599.49
PG 64-16 + 25% RAP + 2.5% REJ	56.10	128.17	260.68
PG 64-16 + 25% RAP + 5% REJ	3.22	19.50	97.89
PG 64-16 + 50% RAP + 5% REJ	18.86	74.13	262.05

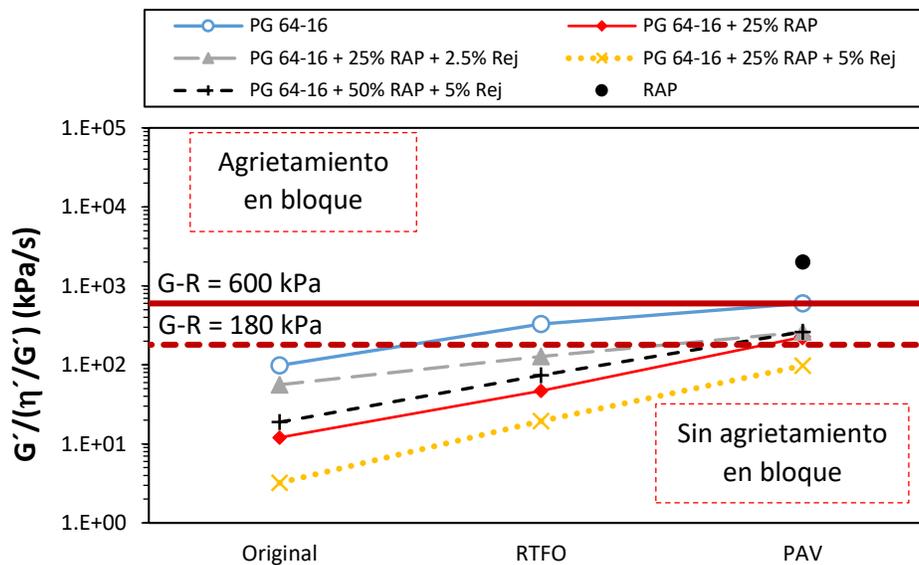


Figura 5.30. Variación de los parámetros $G' / (\eta' / G')$ con el envejecimiento.

El diagrama anterior es una gráfica en función de la viscosidad que al igual que el diagrama Glover-Rowe permite determinar mediante parámetros reológicos si el cemento asfáltico pudiera presentar o no agrietamiento a bajas temperaturas como se observa en la Figura 5.30, sin embargo, los parámetros originales, $G' / (\eta' / G')$, utilizados en la correlación de la ductilidad a 15 °C no son de fácil interpretación, por ello se construye el diagrama de Glover-Rowe en función de G^* y δ , que además incluye el parámetro de fatiga de la SHRP. Con los datos de estos barridos de frecuencia también es posible construir los diagramas Glover-Rowe, sin embargo, se mostrará otro procedimiento que nos proporciona aproximadamente los mismos resultados.

Se realizaron barridos de frecuencia a temperaturas de 5°, 15° y 25 °C en un rango de frecuencias de 100 a 1 rad/s, esto con el fin de elaborar curvas maestras a una temperatura de referencia igual a 15 °C. Estos barridos se efectuaron únicamente a muestras de cemento asfáltico envejecido en PAV a 20 horas.

La generación de las curvas maestras se realizó mediante dos modelos diferentes, el modelo sigmoideal (NCHRP, Proyecto A-37A) y el modelo Christensen Anderson y Marasteanu - CAM (1999). Si bien existen una gran variedad de modelos matemáticos que permiten la generación de curvas maestras para cementos asfálticos, se decidió utilizar estos modelos ya que el primero de ellos es el más común en la práctica y el segundo debido a que se compone de parámetros que tienen un significado físico. Se utilizó el factor de desplazamiento, $\alpha(T)$, mediante la formulación de Williams-Landel-Ferry, WLF (Anderson et al. 1991), ya que durante los barridos de frecuencias no fue posible determinar correctamente los parámetros dinámicos a temperaturas menores a 15 °C, principalmente en las mezclas con 25% RAP y 25% RAP más 2.5% de rejuvenecedor y la formulación de WLF fue la que mejor se ajustó con los datos disponibles.

A continuación, se presentan las curvas maestras obtenidas mediante el modelo sigmoideal, utilizando una temperatura de referencia de 15 °C.

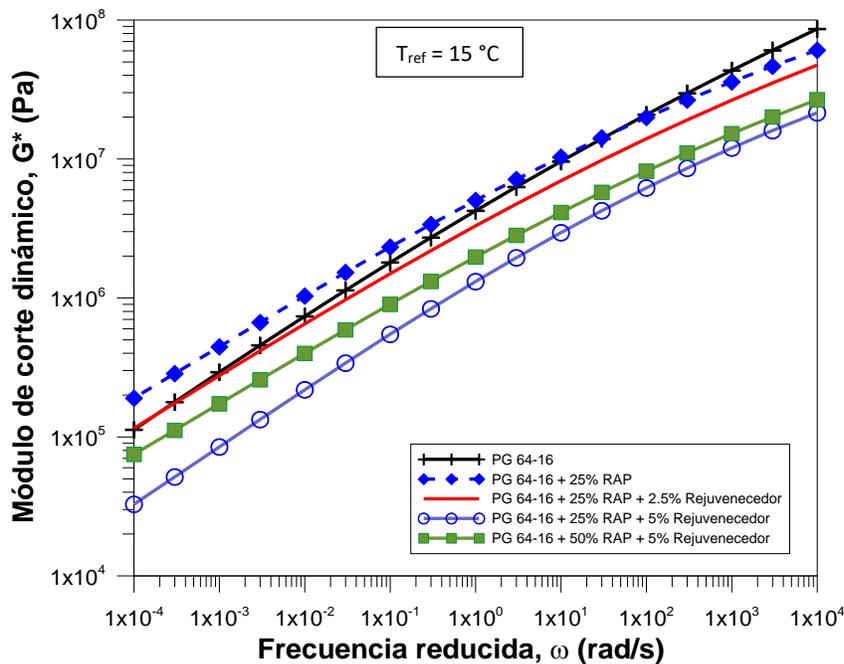


Figura 5.31. Curvas maestras de los cementos asfálticos envejecidos en PAV, modelo sigmoideal.

En la Figura 5.31 se observan las curvas maestras para los diferentes cementos asfálticos evaluados a una temperatura de referencia de 15°C. Estas fueron generadas a partir de barridos de frecuencia a temperaturas de entre 5 °C a 25 °C, sin embargo, es posible construirlas a otras temperaturas siempre y cuando se pueda definir la curva en el rango de temperatura y frecuencia deseado (15°C y 0.005 rad/s). Si bien la curva maestra tiene una forma sigmoïdal, las determinadas en este trabajo no presentan dicha forma debido a que el rango de temperaturas y frecuencias en el que se trabaja no es tan amplio como para definirla. Por lo tanto, no es posible determinar 100% el comportamiento viscoelástico de los cementos asfálticos, sin embargo, estas curvas maestras fungen como herramienta que permiten determinar de manera precisa parámetros dinámicos que son complicados de evaluar bajo ciertas condiciones.

Para el modelo matemático Christensen Anderson y Marasteanu – CAM, se determinan tres parámetros importantes: la frecuencia de cruce, el índice reológico y la temperatura de cruce [51].

$$|G^*| = G_g \left[1 + \left(\frac{\omega_c}{\omega_r} \right)^v \right]^{-\frac{w}{v}} \quad (17)$$

Donde la frecuencia de cruce, ω_c , es una medida de la rigidez del cemento asfáltico, a medida que la frecuencia de cruce disminuye, la rigidez aumenta. El índice reológico, R , se define como la diferencia entre el módulo vítreo (G_g) y el módulo de corte dinámico (G^*) en la frecuencia de cruce. A medida que aumenta el valor de R , la curva maestra se vuelve más plana, lo que indica una transición más gradual del comportamiento elástico al estado viscoso. Generalmente, si el valor R es alto significa que el cemento asfáltico presenta mayor oxidación. La temperatura definida, T_d , está relacionada con la temperatura de transición vítrea del cemento asfáltico y es un indicador de la dependencia a la temperatura. En la Figura 5.32 se muestran las curvas maestras determinadas mediante este modelo.

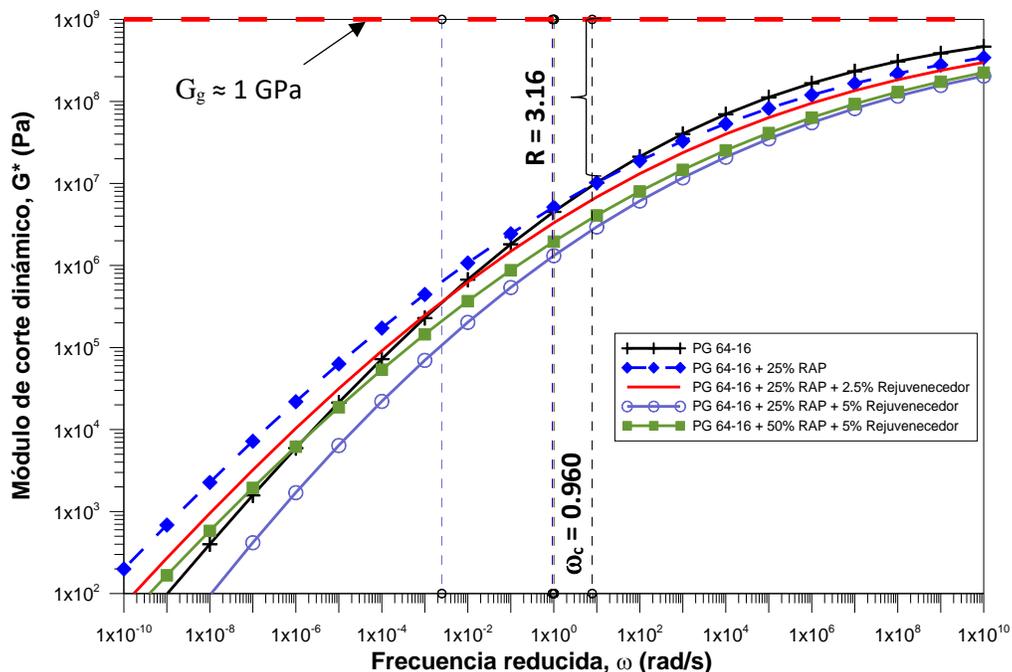


Figura 5.32. Curvas maestras de los cementos asfálticos envejecidos en PAV, modelo CAM.

Tabla 5.9. Parámetros del modelo CAM para la generación de curvas maestras.

Cemento asfáltico	Parámetro						
	ν	T_d (°C)	w	ω_c (rad/s)	R	C1	C2
PG 64-16	0.10	1.00	0.74	0.960	3.16	34.6	230.5
PG 64-16 + 25% RAP	0.06	0.91	0.64	0.002	4.68	123.4	690.3
PG 64-16 + 25% RAP + 2.5% Revive	0.07	0.94	0.67	0.044	4.29	111.0	678.7
PG 64-16 + 25% RAP + 5% Revive	0.08	0.98	0.72	1.082	3.97	28.2	206.2
PG 64-16 + 50% RAP + 5% Revive	0.07	1.00	0.67	1.026	4.05	27.4	210.8

Como se observa en la Tabla 5.9 los parámetros determinados de este análisis comprueban de cierta manera los resultados obtenidos de pruebas anteriores. El índice reológico (R) permite verificar que las mezclas de cemento asfáltico virgen más 25% RAP y 25% RAP más 2.5% de rejuvenecedor son las mezclas con mayor envejecimiento, producto de la oxidación que han sufrido. Por otro lado, se observa que la frecuencia de cruce (ω_c) de las mezclas de cemento asfáltico virgen más 25% RAP más 5% de rejuvenecedor y 50% RAP más 5% de rejuvenecedor fueron las mezclas que presentaron los menores niveles de rigidez (Figura 5.26).

En el **Anexo B** de esta tesis se presenta el desarrollo y construcción de las curvas maestras por el modelo de Christensen Anderson y Marasteanu, (CAM) y la aplicación del principio de tiempo-temperatura para la determinación de los parámetros reológicos dinámicos. En el Capítulo 5 se presenta el desarrollo y construcción de curvas maestras para mezclas asfálticas por el modelo sigmoideal.

Una vez determinados los parámetros dinámicos, ya sea por algunos de los procedimientos antes mencionados, estos se grafican en el diagrama Glover-Rowe, obteniendo el logaritmo del módulo de corte dinámico ($\text{Log } G^*$) y su correspondiente ángulo de fase (δ).

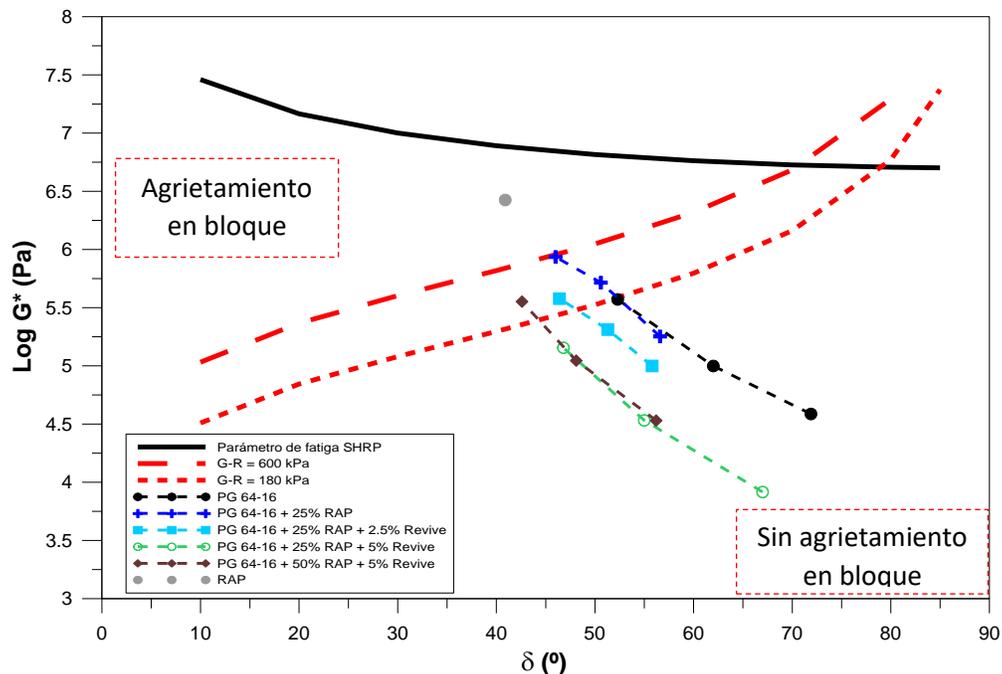


Figura 5.33. Diagrama Glover-Rowe de los cementos asfálticos evaluados.

Como se muestra en la Figura 5.33, es de interés observar dos casos en particular, por un lado, la transición del comportamiento viscoso a elástico (decremento del ángulo de fase) y aumento de la rigidez (incremento del módulo de corte dinámico) del cemento asfáltico virgen en sus diferentes niveles de envejecimiento, tendiendo a cambiar súbitamente sus propiedades dinámicas por el proceso de oxidación inducido. Por otro lado, el cemento asfáltico extraído del RAP, el cual se encuentra en su última etapa de envejecimiento (PAV), presentó una rigidez extremadamente alta, por lo tanto es de esperarse que sea un material sumamente frágil, si bien no se evaluó su condición original, ni envejecimiento en RTFO en este análisis experimental, se prevé que el cambio de rigidez entre ellas no es significativo tal y como se observa en el comportamiento de las mezclas con 25% RAP y 25% RAP más 2.5% de rejuvenecedor.

De acuerdo con el diagrama, el uso de 100% de RAP en una mezcla asfáltica provocaría la generación casi instantánea de grietas por bajas temperaturas, no así el cemento asfáltico virgen, que aun envejecido aceleradamente en PAV, para simular su vida de útil, no se genera ningún tipo de agrietamiento térmico.

Podemos observar que, para los distintos materiales evaluados, solamente el cemento asfáltico virgen (PG 64-16) y la mezcla de cemento asfáltico virgen más 25% de RAP más 5% de rejuvenecedor tienen un buen desempeño ante los diferentes niveles de envejecimiento y no presentarían ningún tipo de agrietamiento térmico. Por otra parte, la mezcla de cemento asfáltico virgen y 25% de cemento asfáltico de RAP se encuentra en la zona de inicio de daño, donde el desprendimiento de partículas pudiera presentarse una vez que la carpeta asfáltica se encuentra en su etapa de servicio.

Conforme a los resultados obtenidos del análisis de durabilidad, así como la generación de curvas maestras y barridos de frecuencias elaborados en esta etapa experimental, se decidió usar la mezcla de cemento asfáltico virgen más 25% de cemento asfáltico de RAP y 5% de rejuvenecedor (Revive). Esta mezcla fue la más prometedora al cumplir con las especificaciones de prácticamente todos los deterioros en el cemento asfáltico, además de que posee propiedades semejantes al cemento asfáltico virgen.

Por lo anterior, fue necesario realizar mezclas asfálticas con un porcentaje de RAP, tal que, en la combinación de cemento asfáltico virgen más cemento asfáltico del RAP se obtuvo una relación de estos en un 75/25 respecto a la masa total de cemento asfáltico óptimo en la mezcla asfáltica. Ya que esta mezcla servirá como punto de comparación para la evaluación y desempeño de la mezcla de cemento asfáltico virgen más 30% de cemento asfáltico de RAP y 5% de rejuvenecedor.

b) Selección y caracterización de agregados

Los agregados vírgenes, utilizados en esta investigación, son de origen basáltico y provienen del banco de materiales ubicado en el km 38.5 de la carretera México – Cuernavaca, estos materiales sufren un proceso de trituración controlado para después ser almacenados en la Planta de Asfalto de la Ciudad de México (Figura 5.34). Durante el muestreo se observó que el material presentó una constante segregación, debido a que no se mezcla frecuentemente.

Por otra parte, el material RAP proviene de los trabajos de fresado de las carpetas asfálticas de las diferentes vialidades de la Ciudad de México y al igual que el agregado virgen este material también fue muestreado del mismo lugar observándose una menor segregación al estar tendido sobre una

gran superficie, sin embargo, como el agregado virgen pudiera presentar una variación significativa en el contenido de agua al no estar almacenado.



Figura 5.34. Banco de material pétreo virgen sin fraccionar (3/4” a Finos).

A continuación, de manera resumida se presentan los procedimientos de las pruebas de origen y de consenso definidas por la metodología *Superpave* y llevadas a cabo en el agregado virgen y el agregado RAP, este último recuperado mediante el método por incineración (Figura 5.35).



Figura 5.35. Agregado RAP recuperado por el método de incineración.

- **Pruebas de consenso**
 - *Angularidad de gruesos*

En síntesis, el procedimiento consiste en contar las partículas manualmente para determinar las caras fracturadas. Se define una cara fracturada como cualquier superficie fracturada que ocupe más del 25% del área del contorno de la partícula del agregado. Debido a que el material muestreado es producto de la trituración todas las partículas presentan dos o más caras fracturadas (Figura 5.36).



Figura 5.36. Vista de partículas retenidas por la malla del No. 4 que presentan más de dos caras fracturadas.

- *Angularidad de finos*

En el ensayo, se vierte una muestra de agregado fino en un pequeño cilindro calibrado fluyendo a través de un embudo estándar (Figura 5.37). Mediante la determinación de la masa del agregado fino (W) en el cilindro lleno del volumen conocido (V), el contenido de vacíos no compactados puede calcularse como la diferencia entre el volumen del cilindro y el volumen de agregado fino recogido en el cilindro. Esta prueba requiere que se conozca previamente la densidad relativa bruta del agregado (G_{sb}).

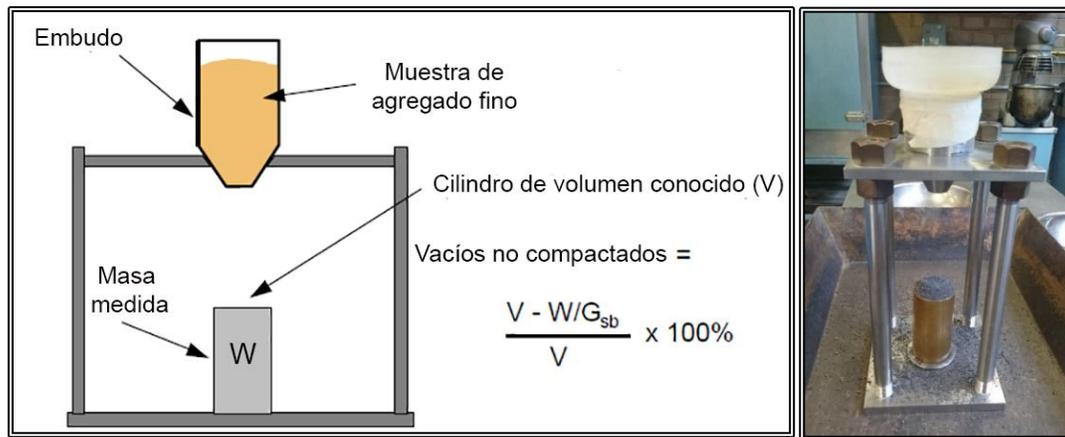


Figura 5.37. Ejecución de la prueba de angularidad de agregados finos, ASTM C1252 - Método A (Asphalt Institute SP-2, 2001).

- *Partículas alargadas y planas*

El procedimiento utiliza un dispositivo que permite medir la relación dimensional de una muestra de partículas de agregado (material que retiene la malla No 4).

La partícula de agregado se coloca primero con su dimensión más grande entre el brazo giratorio y el poste fijo en la posición A. Mientras el brazo giratorio se mantiene estático el agregado se coloca entre el brazo giratorio y el poste fijo en la posición B (Figura 5.38). Si el agregado pasa a través de esta separación, entonces se cuenta como una partícula plana o alargada. Se miden las partículas

planas, alargadas o planas y alargadas por cada fracción (100 partículas por fracción). Se puede tomar el porcentaje tanto en número de partículas como en masa.

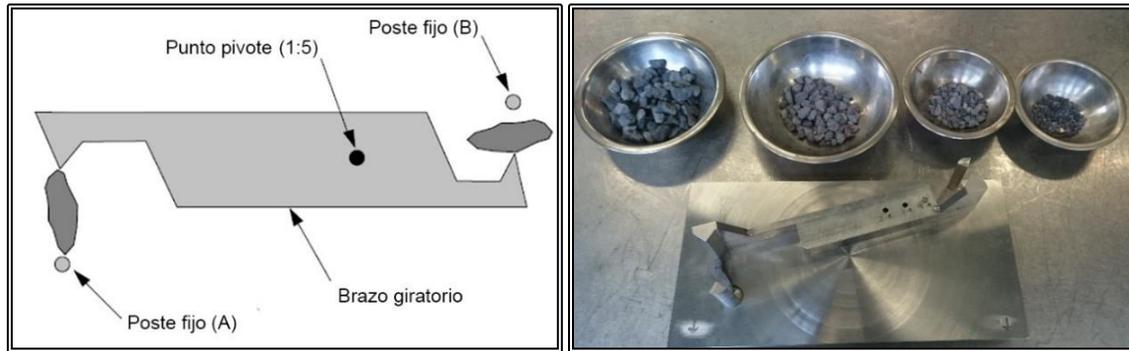


Figura 5.38. Ejecución de la prueba de partículas alargadas y planas, ASTM D4791, (Asphalt Institute SP-2, 2001).

- *Equivalente de arena*

En este ensayo, se coloca una mezcla de agregado fino en una probeta graduada con una solución floculante (Figura 5.39), esta se agita manual o mecánicamente para aflojar los finos arcillosos presentes en el recubrimiento del agregado. La solución de floculación fuerza el material arcilloso en suspensión por encima del agregado granular. Después de un período se permite la sedimentación y se mide la altura de la arcilla suspendida y arena sedimentada. El valor equivalente de la arena se calcula como una relación de las lecturas de la arena a la altura de la arcilla expresadas como un porcentaje.

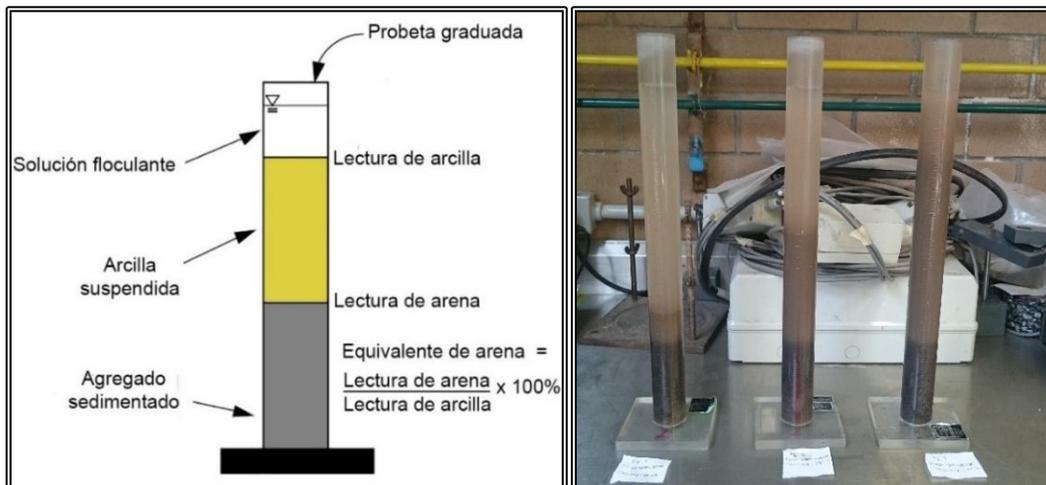


Figura 5.39. Ejecución de la prueba de equivalente de arena, ASTM D2491 (Asphalt Institute SP-2, 2001).

• **Pruebas de origen**

- *Desgaste de los Ángeles*

Para determinar la resistencia a la trituration se hace actuar una carga abrasiva sobre la muestra de material que se desee analizar. La carga abrasiva la proveerán unas esferas metálicas estandarizadas

que al interactuar con la muestra de material dentro de la máquina de los Ángeles (Figura 5.40) alterarán su composición granulométrica triturando el material, como resultado se tendrá una pérdida de material con respecto a su masa inicial que determinan la calidad del mismo ante el desgaste o la abrasión.



Figura 5.40. Máquina de desgaste los Ángeles (izquierda) y material triturado con 8 esferas después de 500 ciclos (derecha).

- *Intemperismo acelerado*

Este método de ensayo permite simular el desgaste ocasionado por condiciones climáticas en el agregado pétreo durante su vida en servicio. El ensayo se lleva a cabo exponiendo alternadamente una muestra de agregado a inmersiones repetidas en soluciones de sulfato de sodio o de magnesio (Figura 5.41), cada una de las cuales se sigue por secado en horno. Una inmersión y secado se considera un ciclo de solidez. El resultado de la prueba es el porcentaje total de pérdida en varios intervalos de tamizado para un número de ciclos requerido.

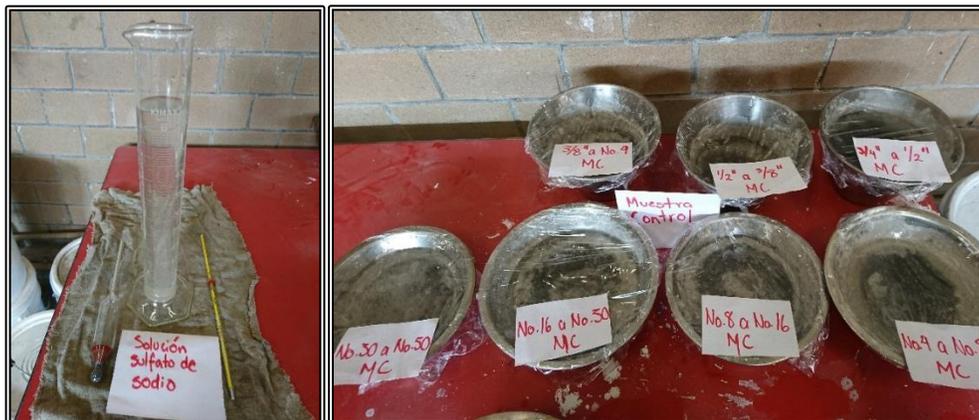


Figura 5.41. Preparación de la solución de sulfato de sodio (izquierda) y ciclo de inmersión y secado de las muestras de agregado en sus diferentes fracciones (derecha).

En esta investigación, el agregado virgen y el agregado del RAP cumplen con los requisitos de la calidad de los agregados para la elaboración de mezclas asfálticas. Podemos observar en la Tabla 5.10 similitudes de las propiedades de consenso y origen entre el agregado virgen y el agregado del RAP. El equivalente de arena en ambos materiales es elevado debido a que las muestras analizadas tienen un alto contenido de filler. Por otra parte, también se determinó un alto porcentaje de desgaste en la máquina de los Ángeles e intemperismo acelerado, lo que sugiere que el material no

es tan resistente y pudiera presentar problemas durante el mezclado y la compactación, así como en el comportamiento mecánico de la mezcla compactada.

Tabla 5.10. Resultados de las pruebas de consenso y origen en el agregado virgen y el agregado RAP.

Prueba	Virgen	RAP	Especificación*	Método de ensayo
Propiedades de consenso				
Angularidad gruesos	100/100%	100/100%	95/90% mín.	ASTM D 5821
Angularidad finos	47%	46%	45% mín.	ASTM C 1252
Equivalente de arena	72%	68%	45% mín.	ASTM D 2491
Partículas planas y alargadas	2%	2%	10% máx.	ASTM D 4791
Propiedades de origen				
Desgaste de los Ángeles	33%	21%	35 - 45%	ASTM C 131
Intemperismo acelerado	6%	12%	10 - 20%	ASTM C 88

* ESAL's de 3 a < 30 millones

5.1.2 SELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL AGREGADO DE DISEÑO

En los siguientes párrafos se presentan solamente los resultados finales obtenidos del análisis de la selección de la estructura de diseño, en forma sintetizada se muestran las actividades realizadas para la mezcla asfáltica control (agregados y cemento asfáltico virgen) y la mezcla asfáltica con 30% RAP (porcentaje respecto a la masa del agregado).

a) Obtención de la mezcla de prueba definitiva

Se define como “mezcla de prueba definitiva” aquella mezcla asfáltica que, mediante prueba y error, cumplió con los requerimientos Superpave tanto para la fracción del agregado (propiedades de consenso y origen), como volumétricos y de densificación de especímenes compactados, aún sin haber seleccionado el contenido de cemento asfáltico óptimo o de diseño.

Mediante cuarteos sucesivos se redujeron muestras representativas de agregado virgen y RAP, obteniendo así distintas granulometrías típicas. Respecto a la granulometría del agregado virgen se obtuvieron diferentes curvas granulométricas. Por un lado, se obtuvo una curva granulométrica bien graduada, la cual se le clasificó como curva sin segregación. Por otro lado, se determinó una curva granulométrica uniforme o mal graduada, a la cual se le clasificó como curva con 100% segregación. Estas curvas granulométricas se establecieron como límites en la determinación de la granulometría típica del agregado virgen.

Se utilizó la clasificación en función de la segregación debido a que, al graficar otras granulometrías típicas obtenidas mediante cuarteos, estas se pudieron determinar analíticamente mediante la combinación de la curva sin segregación y la curva con 100% de segregación.

En la Figura 5.42 se observa la granulometría típica del agregado virgen y en la Figura 5.43 la granulometría típica del agregado RAP.

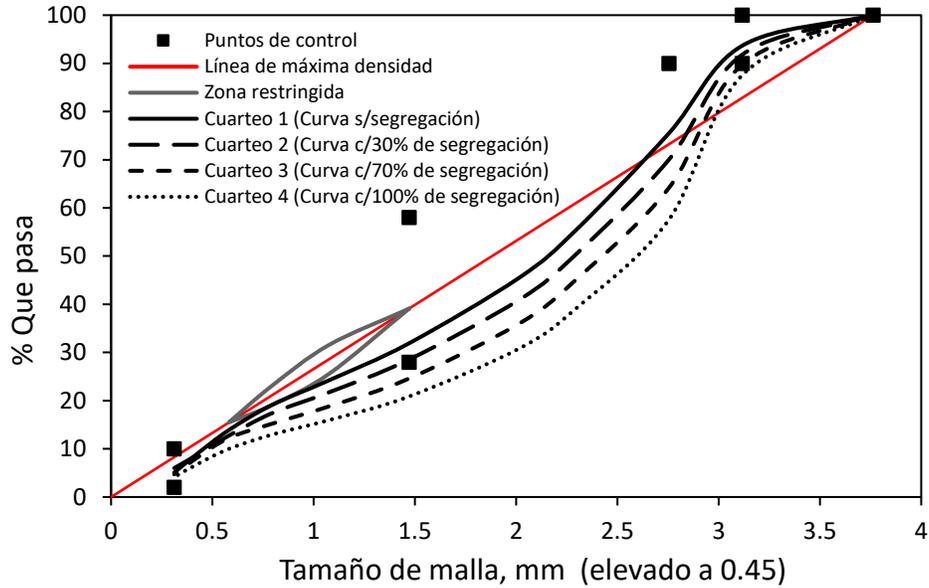


Figura 5.42. Curvas granulométricas típicas del agregado virgen en función de la segregación.

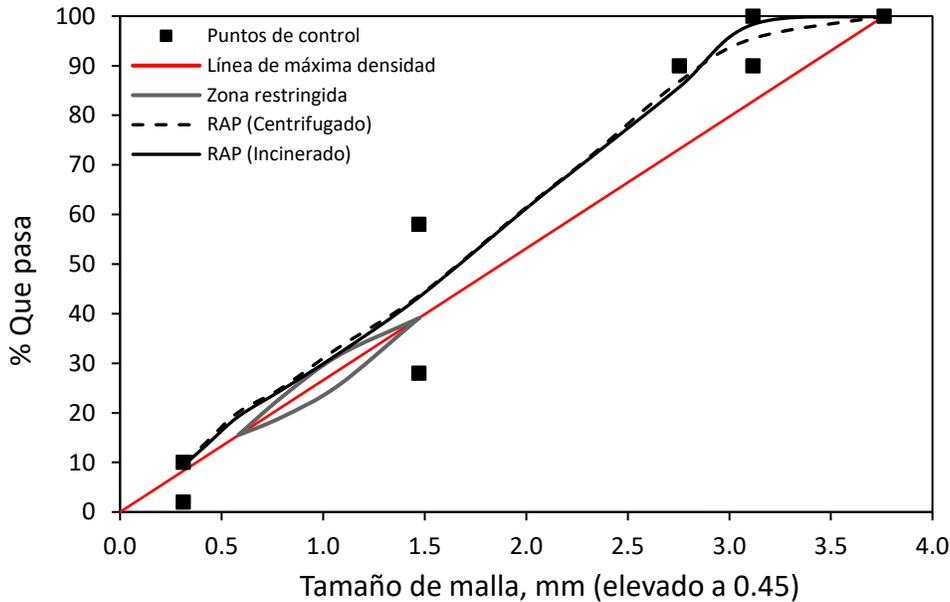


Figura 5.43. Granulometría típica de agregado RAP determinada por el método de incineración y el método de lavado mediante centrifuga.

En la Figura 5.42 se observa que algunas granulometrías típicas del agregado virgen no cumplen con los requerimientos granulométricos de *Superpave*, ya que estas no pasan por los puntos de control, principalmente granulometrías que tienen un porcentaje de segregación mayor al 30%. Por otra parte, se observó que las curvas sin segregación tienen un alto contenido de filler.

Para el agregado del RAP se determinaron dos curvas granulométricas muy similares tanto por el método de incineración como por el método de lavado mediante centrifuga (Figura 5.43), sin embargo, solo se utilizó la granulometría determinada por centrifugado para la elaboración de las mezclas de prueba debido a que por este método no se altera el tamaño ni la forma de la partícula.

Cabe señalar que las granulometrías de agregado RAP fueron menos variables que las granulometrías del agregado virgen.

Es importante mencionar que en primer lugar se estableció la mezcla de prueba para la mezcla asfáltica control (agregado virgen y cemento asfáltico virgen) debido a que esta funge como patrón del comportamiento mecánico de las otras mezclas asfálticas, la cual debe diseñarse óptimamente para poder ser punto de comparación, razón por lo cual se revisó que esta cumpliera todas las etapas del diseño volumétrico hasta la etapa de daño por humedad.

Para la selección de la mezcla de prueba definitiva se evaluó la curva granulométrica sin segregación y la curva con 30% de segregación del agregado virgen (Figura 5.42), esto debido a que son las únicas curvas que cumplen con los requerimientos granulométricos de *Superpave*. De este análisis se descartó la curva sin segregación debido a que no cumplió con la proporción de polvo, por lo que se eligió la curva con 30% de segregación para la mezcla de prueba definitiva.

En la Figura 5.44 se muestran las granulometrías utilizadas para elaborar la mezcla asfáltica control y la mezcla asfáltica con 30% RAP, esta última es una combinación de la granulometría típica del RAP y una curva granulométrica de agregado virgen que funge como ajuste.

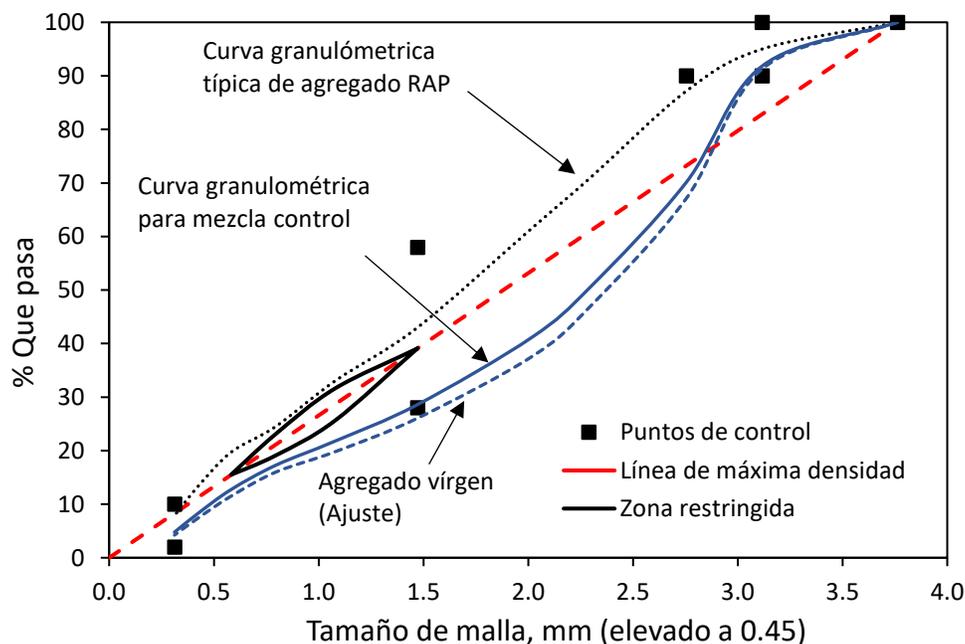


Figura 5.44. Granulometrías para mezcla de prueba (Mezcla control y mezcla con 30% RAP).

Recordando que el material RAP está compuesto por agregado pétreo y cemento asfáltico, la elaboración de mezclas asfálticas con RAP se realizó combinando directamente el material RAP (seleccionado mediante cuarteos) con agregado virgen, suponiendo que la granulometría y el contenido de cemento asfáltico del RAP fueron constantes dados los análisis mostrados anteriormente.

En la Tabla 5.11 se muestran los porcentajes utilizados en las mezclas de prueba, el objetivo fue determinar el material de agregado virgen necesario para ajustar la granulometría del agregado RAP para que esta curva tuviera los mismos porcentajes que la curva granulométrica de la mezcla de prueba definitiva (mezcla control). Los porcentajes de agregado virgen están función del porcentaje

de material RAP (agregado y cemento asfáltico) en la mezcla asfáltica; 30% de RAP respecto a la masa total de agregado de la mezcla.

Tabla 5.11. Especificaciones de porcentajes utilizados para mezclas de prueba.

	Agregado del RAP	Agregado virgen (Ajuste)	Agregado virgen (Mezcla control)
Malla US	% Que pasa	% Que pasa	% Que pasa
1"	100.0	100.0	100.0
3/4"	100.0	100.0	100.0
1/2"	95.0	90.5	91.8
3/8"	87.1	62.8	70.1
1/4"	71.0	41.8	50.6
No. 4	61.5	32.4	41.1
No. 8	43.0	22.4	28.6
No. 16	33.0	17.0	21.8
No. 30	24.5	14.2	17.3
No. 50	19.7	9.7	12.7
No. 100	13.4	6.2	8.3
No. 200	7.9	3.4	4.8

Para definir la cantidad de agregado virgen, agregado del RAP, cemento asfáltico virgen y cemento asfáltico del RAP en la elaboración de mezclas asfálticas con 30% RAP se tomaron en cuenta las siguientes componentes, las cuales son estimadas o bien ya se han determinado experimentalmente:

W_s = Masa total de agregado pétreo de la mezcla asfáltica, en g.

P_b = Contenido de cemento asfáltico en la mezcla asfáltica, en %.

P_{b-RAP} = Contenido de cemento asfáltico del RAP, en %.

De estos se puede deducir:

$$W_t = \left(\frac{W_s \times P_b}{100 - P_b} \right) + W_s \quad (18)$$

$$W_b = W_t (P_b / 100) \quad (19)$$

$$W_{RAP} = 0.30 \times W_s \quad (20)$$

$$W_{b-RAP} = W_{RAP} (P_{b-RAP} / 100) \quad (21)$$

$$W_{s-RAP} = W_{RAP} \left(\frac{100 - P_{b-RAP}}{100} \right) \quad (22)$$

Donde:

W_t = Masa total de la mezcla asfáltica, en g.

W_b = Masa total de cemento asfáltico de la mezcla asfáltica, en g.

W_{RAP} = Masa total de material RAP de la mezcla asfáltica, en g.

W_{b-RAP} = Masa de cemento asfáltico del RAP, en g.

W_{s-RAP} = Masa de agregado pétreo del RAP, en g.

El material RAP aporta agregado pétreo y cemento asfáltico a la mezcla asfáltica por lo que solo es necesario agregar cierta cantidad de agregado pétreo virgen nuevo y cemento asfáltico virgen nuevo, esto se realiza restando a las cantidades de masa totales de agregado y cemento asfáltico, las componentes del material RAP.

b) Propiedades de origen, consenso y de rutina para las mezclas de prueba

Se caracterizaron nuevamente los agregados pétreos, sin embargo, esta vez este procedimiento se realizó tomando en cuenta las proporciones de los tamaños del agregado virgen y/o RAP, tanto para la mezcla asfáltica control, como para la mezcla asfáltica con 30% de RAP.

Los resultados de esta caracterización se muestran en la Tabla 5.12, en la cual se observa que las propiedades de consenso y origen son similares en el agregado de la mezcla control y en el agregado de la mezcla con 30% RAP. En esta tabla también se incluyen los resultados de las pruebas de rutina, en las que se determinan las densidades relativas brutas y aparentes de la combinación de agregados, cabe señalar que se determinó la densidad aparente bruta de la fracción fina (agregado que pasa la malla No. 4) separando la fracción filler.

Tabla 5.12. Resultados de las propiedades de consenso, origen y gravimétricas (de rutina) para las granulometrías de las mezclas de prueba analizadas.

Prueba	Agregado (mezcla control)	Agregado (mezcla con 30% RAP)	Especificación	Método de ensayo
Propiedades de consenso				
Angularidad gruesos	100/100%	100/100%	95/90% mín.	ASTM D5821
Angularidad finos	47%	46%	45% mín.	ASTM C1252
Equivalente de arena	72%	68%	45% mín.	ASTM D2491
Partículas planas y alargadas	2%	2%	10% máx.	ASTM D4791
Propiedades de origen				
Desgaste de los Ángeles	33%	24%	35 - 45%	ASTM C131
Intemperismo acelerado	6%	9%	10 - 20%	ASTM C88
Propiedades gravimétricas				
Densidad relativa bruta (G_{sb})	2.734	2.703	-	ASTM C127
Densidad relativa aparente (G_{sa})	2.858	2.827	-	ASTM C128

c) Contenido de cemento asfáltico inicial para las mezclas de prueba

Una vez determinadas las propiedades de los agregados en la etapa anterior, se estimó el contenido de cemento asfáltico inicial (P_{bi}) a través de ecuaciones basadas en relaciones volumétricas y gravimétricas de mezclas asfálticas compactadas (Figura 4.2), en la Tabla 5.13 se presentan de los resultados obtenidos de este análisis.

Tabla 5.13. Porcentajes de cemento asfáltico inicial determinados para las mezclas de prueba.

Propiedad	Mezcla		Unidad
	Control	30% RAP	
G_{se}	2.829	2.802	g/cm^3
V_a	0.04	0.04	
P_b	0.05	0.05	
P_s	0.95	0.95	
V_{ba}	0.029	0.031	cm^3
V_{be}	0.103	0.103	cm^3
W_s	2.37	2.35	g
P_{bi}	5.40%	5.52%	

De este análisis se puede observar que el porcentaje de cemento asfáltico inicial en la mezcla asfáltica con 30% RAP es mayor que la mezcla asfáltica control debido principalmente a que la densidad relativa del agregado RAP (Tabla 5.12) es ligeramente menor a la del agregado virgen.

d) Compactación de especímenes de prueba

En esta etapa se realiza la compactación de especímenes de prueba (por duplicado) con el fin de obtener parámetros volumétricos y densificación reales. A las mezclas de prueba se les aplicó un esfuerzo similar a un ESAL's de 3 a 30 millones, que corresponde a un número de giros de diseño igual a 100, en la Figura 5.45 se muestra el compactador giratorio *Superpave* utilizado en la compactación de especímenes, en este equipo se puede compactar a una altura programada o a un número de giros determinado.



Figura 5.45. Compactador giratorio Troxler utilizado en la compactación de mezclas asfálticas.

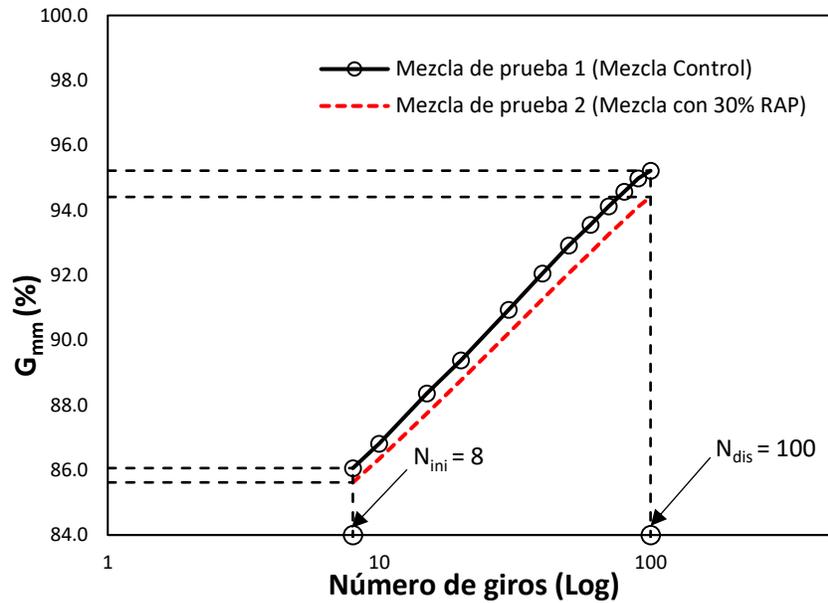


Figura 5.46. Curvas de compactación de las mezclas de prueba, $N_{dis} = 100$ giros.

La forma de la gráfica mostrada en la Figura 5.46 es un indicativo de la resistencia de la estructura del agregado, en este caso espécimen de prueba 2 (mezcla asfáltica con 30% RAP) presenta ligeramente una menor resistencia respecto al espécimen de prueba 1 (mezcla asfáltica control) debido a que tiene una menor pendiente; esto se cumpliría si ambas tuvieran el mismo contenido de cemento asfáltico, sin embargo, se observa una ligera separación entre ambas, esto se refiere a que existe un mayor contenido de cemento asfáltico en la mezcla de prueba 1 que la mezcla de prueba 2, lo que produciría la diferencia de resistencias.

Con los resultados obtenidos de la compactación y de la determinación de los parámetros reales de los especímenes de prueba, se realizó nuevamente una estimación del contenido de cemento asfáltico óptimo (Tabla 5.14) y se revisó si este cumple con todas las especificaciones *Superpave* (Tabla 4.5), conforme al nivel de diseño seleccionado (ESAL's de $3 < 30$ millones).

Tabla 5.14. Resultados de las propiedades volumétricas y densificación estimadas para los especímenes de concreto asfáltico de prueba.

Mezcla	$P_{bi(est)}$	VMA_{est} (%)	VFA_{est} (%)	$G_{mm@N_{ini}}$ (%)	$P_{be(est)}$	$DP_{(est)}$
1	5.7	14.7	72.9	86.8	4.5	1.4
2	6.0	15.5	74.2	87.2	4.8	1.3

Si comparamos los resultados de la Tabla 5.14 y Tabla 4.5, se observa que los parámetros volumétricos VFA y VMA y densificación, $G_{mm} - N_{ini}$, están dentro de los rangos de diseño, pero observamos que para ambas mezclas de prueba la proporción de polvo (DP) no se encuentra dentro del rango de 0.6 - 1.2 lo que en teoría no debe afectar el comportamiento de la mezcla si se toma en cuenta que este rango puede extenderse de 0.8 - 1.6 debido a que la curva granulométrica pasa por debajo de la zona restringida.

5.1.3 SELECCIÓN DEL CONTENIDO DEL CEMENTO ASFÁLTICO DE DISEÑO

Con la estructura de agregado de diseño definida se establecieron mezclas asfálticas para el contenido de cementante asfáltico estimado y mezclas asfálticas variando este contenido en $\pm 0.5\%$ y -1% . Así mismo, con estos porcentajes se elaboraron por duplicado mezclas asfálticas para la determinación de la densidad relativa máxima teórica (G_{mm}). Para la mezcla asfáltica con RAP estos contenidos de cemento asfáltico son respecto a la masa total de la mezcla, por lo que, durante la dosificación de cemento asfáltico virgen se consideró una reducción de la cantidad de este debido a la aportación de cemento asfáltico del RAP.

En la Figura 5.47 se observa el equipo utilizado para la determinación de la densidad relativa teórica máxima con picnómetro (izquierda) y con equipo CoreLok (derecha), este último nos permite determinar con mayor precisión esta propiedad.



Figura 5.47. Determinación de la densidad relativa teórica máxima mediante método de picnómetro (izquierda) y con CoreLok (derecha).

Los contenidos de cementante asfáltico utilizado en ambas mezclas, así como los resultados de la densidad relativa máxima teórica (G_{mm}) se muestran en la Tabla 5.15:

Tabla 5.15. Contenidos de cemento asfáltico utilizados en la fabricación y compactación de mezclas asfálticas.

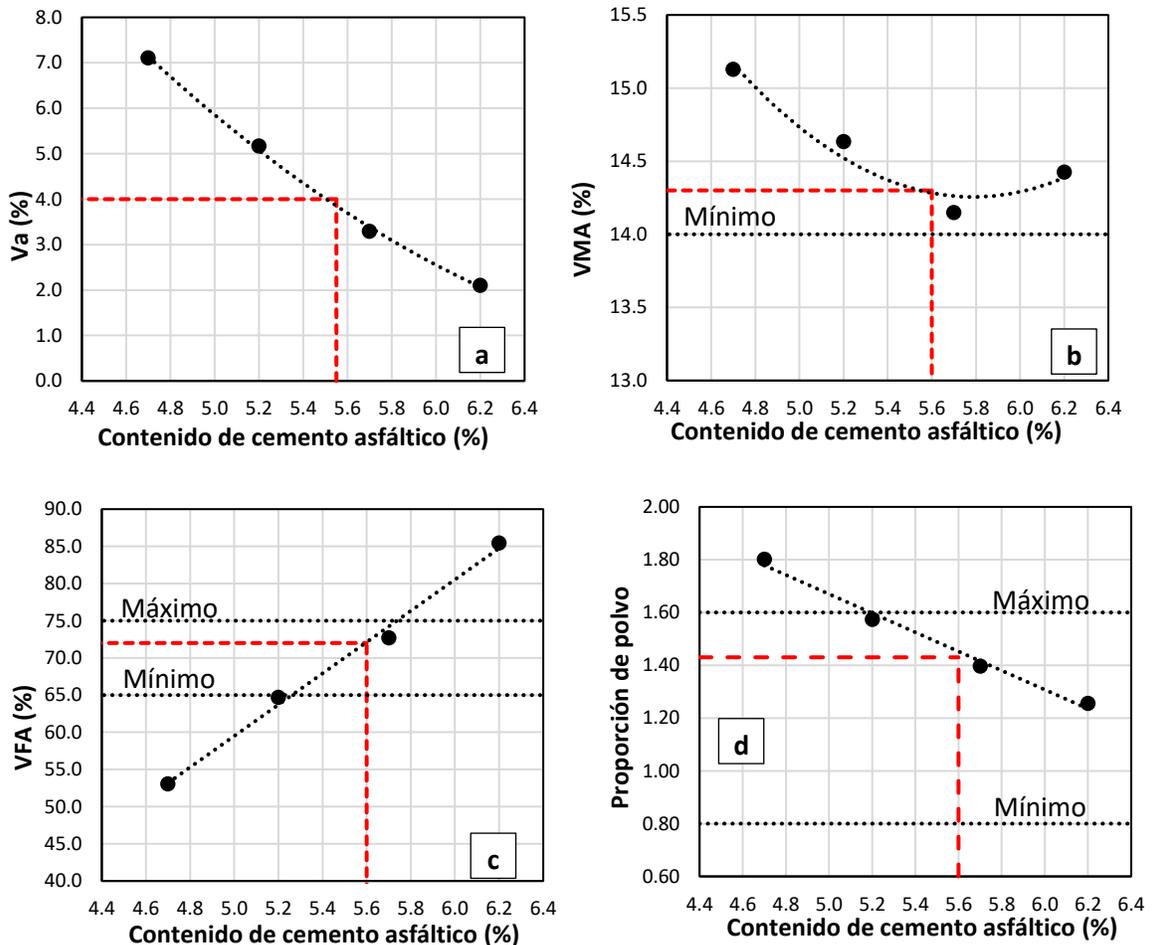
Mezcla					
Control			30% RAP		
P_b (%)	G_{mm} (g/cm ³)	G_{se} (g/cm ³)	P_b (%)	G_{mm} (g/cm ³)	G_{se} (g/cm ³)
4.7	2.617	2.832	5.0	2.587	2.806
5.2	2.596	2.833	5.5	2.565	2.809
5.7	2.574	2.830	6.0	2.542	2.807
6.2	2.557	2.835	6.5	2.524	2.809

En la Tabla 5.15 se observa que además de presentar los resultados del G_{mm} , se calculó la densidad relativa efectiva del agregado (G_{se}), la cual debe ser teóricamente constante y estar dentro de los rangos de $G_{sb} < G_{se} < G_{sa}$.

Por otro lado, se observa que los valores de G_{se} determinados experimentalmente y los calculados teóricamente (Tabla 5.13) son prácticamente similares, con esto se comprobó que la caracterización de los agregados fue correcta.

Posteriormente, se determinaron las propiedades volumétricas y de densificación de cada uno de los especímenes compactados y por medio de interpolación se buscó el contenido de cemento asfáltico óptimo el cual debe corresponder fundamentalmente al **4%** de vacíos de aire (V_a), que el volumen de vacíos en el agregado mineral (VMA) sea mayor al **14%** y el volumen de vacíos llenos de cemento asfáltico (VFA) se encuentre en el rango de **65% - 75%**. Así mismo, se debe asegurar que la proporción de polvo se encuentre dentro del rango de **0.8 - 1.6**, ya es un factor que pudiera determinar la durabilidad de la mezcla asfáltica.

Para los especímenes de la mezcla control los resultados de estos análisis se muestran en las gráficas de la Figura 5.48, mientras que para los especímenes con 30% RAP se muestran en las gráficas de la Figura 5.49.



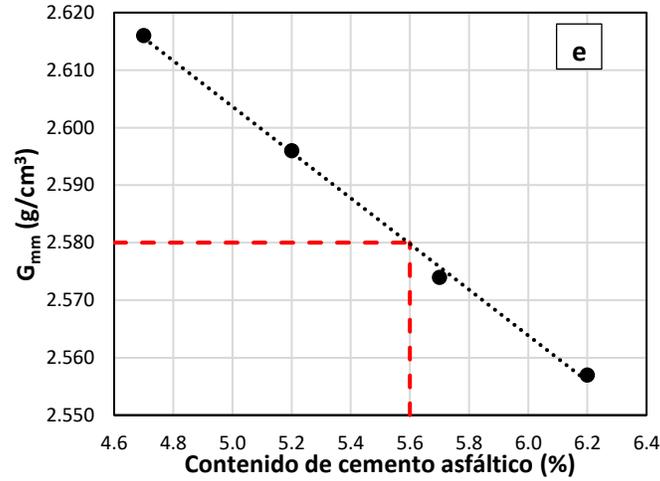
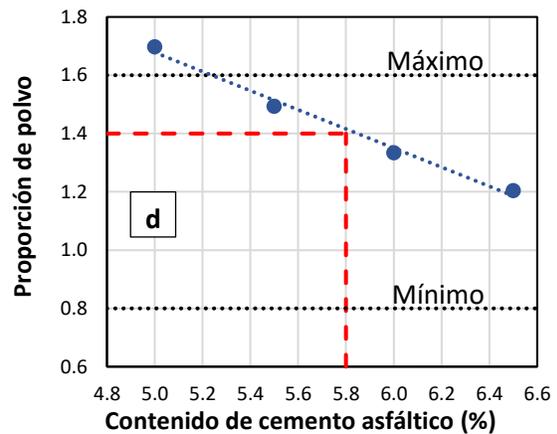
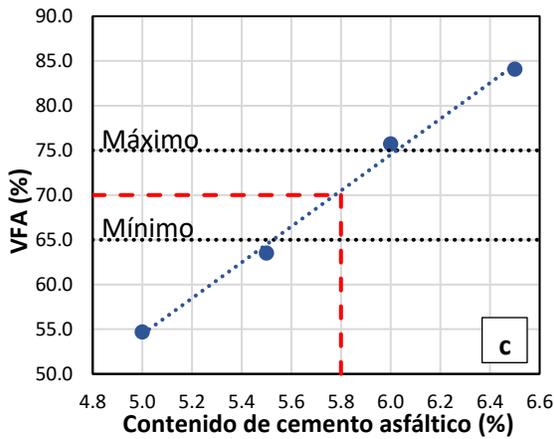
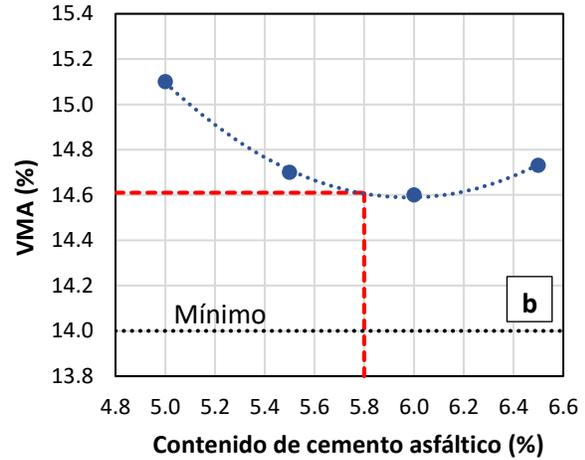
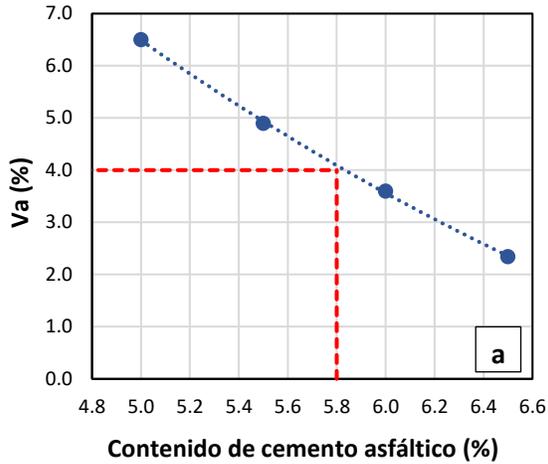


Figura 5.48. a) Va contra contenido de cemento asfáltico, b) VMA contra contenido de cemento asfáltico, c) VFA contra contenido de cemento asfáltico, d) Proporción de polvo contra contenido de cemento asfáltico y e) G_{mm} contra contenido de cemento asfáltico (Mezcla Control).



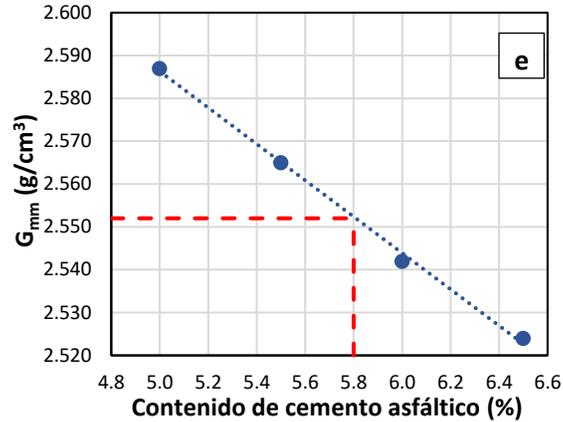


Figura 5.49. a) Va contra contenido de cemento asfáltico, b) VMA contra contenido de cemento asfáltico, c) VFA contra contenido de cemento asfáltico, d) Proporción de polvo contra contenido de cemento asfáltico y e) G_{mm} contra contenido de cemento asfáltico (Mezcla con 30% RAP).

En las gráficas mostradas anteriormente se observa que el contenido de cemento asfáltico óptimo determinado para los especímenes control fue de **5.6%** mientras que para los especímenes con 30% de RAP fue **5.8%**, ambos porcentajes respecto a la masa de la mezcla asfáltica. Por otra parte, se observa que también se cumplen con los requerimientos volumétricos Superpave (*VMA* y *VFA*). Los especímenes compactados de la mezcla control y la mezcla con 30% RAP presentaron una curva de volumen de vacíos en el agregado mineral (*VMA*) en forma de U alargada, lo que significa que las mezclas son sensibles a la variación del contenido de cemento asfáltico, además, al estar separadas del criterio mínimo requerido (14%) se aseguró que existe suficiente espacio para integrar el cemento asfáltico y lograr así una buena adhesión con el agregado pétreo. Los valores de proporción de polvo en ambas mezclas cumplen los requisitos de diseño.

Otro requisito que se debe cumplir es el porcentaje de compactación respecto al número máximo de giros, para todos los niveles de diseño se debe cumplir que $G_{mm} \leq 98$ (%). En la Figura 5.50 se presentan las curvas de compactación para la mezcla control y la mezcla con 30% RAP para un número de giros igual a 160 ($N_{m\acute{a}x}$), en esta gráfica se observa que ambas mezclas compactadas cumplen con el criterio antes mencionado y presentan un comportamiento similar.

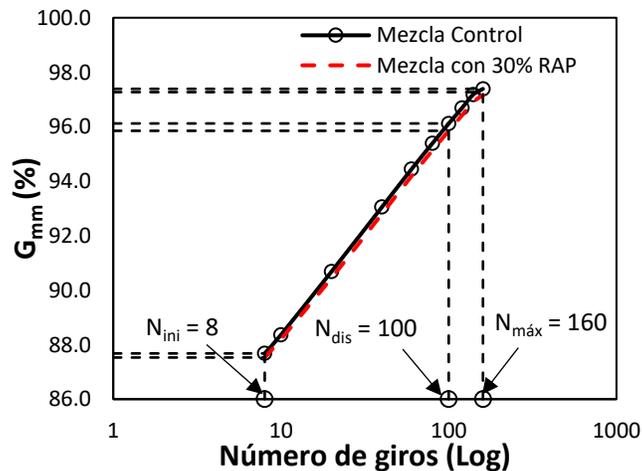


Figura 5.50. Curvas de compactación de las mezclas asfálticas, $N_{m\acute{a}x} = 160$ giros.

En la Tabla 5.16 se presentan los resultados obtenidos de la selección del contenido de cemento asfáltico óptimo para los especímenes control y con 30% RAP.

Tabla 5.16. Resultados de las propiedades volumétricas y de densificación de las mezclas asfálticas de diseño.

Propiedades del espécimen de concreto asfáltico	Control	Con 30% RAP	Criterio (Superpave)
Va (%)	4.0%	4.0%	4.0%
VMA (%)	14.3%	14.6%	14% min
VFA (%)	73.8%	70.4%	65% - 75%
Proporción de polvo	1.4	1.4	0.8 - 1.6
G _{mm} @N _{ini} (%)	87.7%	87.5%	< 89%
G _{mm} @N _{máx} (%)	97.4%	97.2%	≤ 98%

Conforme a los resultados obtenidos en la etapa de selección del contenido de cemento asfáltico de diseño, se observó que las propiedades volumétricas y de densificación de los especímenes control y los especímenes con 30% RAP varían de forma muy similar ante un incremento o decremento en el contenido de cemento asfáltico, dando como resultado un contenido de cemento asfáltico óptimo muy cercano ($\pm 0.2\%$) para ambas mezclas asfálticas. Además, se observa que dichas propiedades cumplen con los requerimientos establecidos por *Superpave*, por lo que de acuerdo con esta metodología se consideran como fórmulas de las mezclas de trabajo.

Por otro parte, la mezcla asfáltica con 30% RAP permitió reducir la cantidad de cemento asfáltico virgen en un 25% y la cantidad de agregado virgen en un 28% necesarios para elaborar una mezcla asfáltica nueva.

Cabe señalar que no se diseñó volumétricamente la mezcla asfáltica con RAP y rejuvenecedor, debido a que se consideró que la pequeña adición de rejuvenecedor (5% respecto a la masa total de cemento asfáltico) no modifica las propiedades volumétricas y de densificación de la mezcla compactada.

5.2 SUSCEPTIBILIDAD AL DAÑO POR HUMEDAD

Si bien los ensayos de susceptibilidad al daño por humedad hacen parte de la etapa final del diseño volumétrico, estos son una herramienta que nos permiten evaluar cualitativamente la durabilidad de la mezcla asfáltica. Esta evaluación se realiza generalmente mediante la comparación de parámetros mecánicos (resistencia-deformabilidad) entre especímenes que, simulando las condiciones de este deterioro, han sido sujetos a un proceso de acondicionamiento respecto a otros que fungen como patrón (especímenes secos).

El daño por humedad también es conocido como daño por desprendimiento, y es la principal o una de las principales causas que producen o aceleran la degradación estructural de las capas del pavimento asfáltico. Este puede estar asociado con dos mecanismos: pérdida de adherencia y/o pérdida de cohesión entre el cementante asfáltico y el agregado pétreo (Figura 5.51).

En el primer mecanismo, el agua entra entre el cemento asfáltico y el agregado, y retira la película de cemento asfáltico, dejando al agregado sin algún recubrimiento. Esto se debe a que los agregados tienen una mayor afinidad por el agua que por el mismo cemento asfáltico. El segundo mecanismo incluye la interacción del agua con el cemento asfáltico que reduce la cohesión dentro del cemento asfáltico, esto conducirá a una reducción de la rigidez entre los componentes de la mezcla asfáltica.

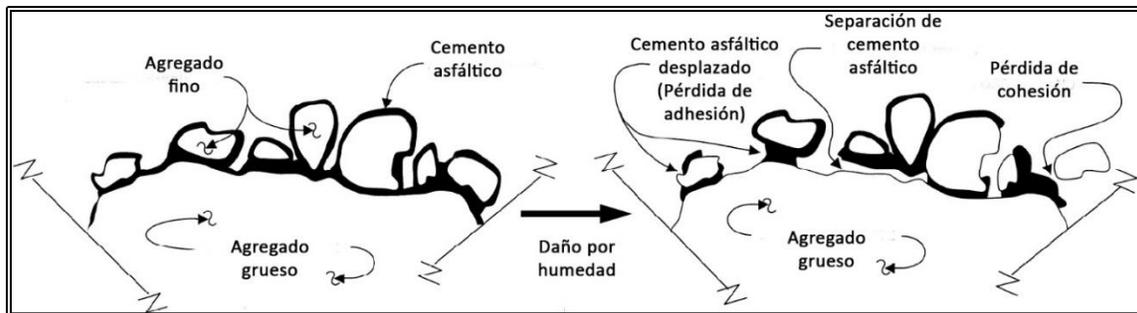


Figura 5.51. Escenarios antes y después de inducir una mezcla asfáltica en agua. (McCann et al., 2001).

La susceptibilidad al daño por humedad es un fenómeno complejo que depende de los mecanismos de adhesión (mecánico, químico, orientación molecular y tensión de adhesión) entre el agregado y el cementante asfáltico. En general, el daño por humedad se incrementa por cualquier factor que aumente el contenido de agua en la mezcla asfáltica [53]. En forma resumida, en la Tabla 5.17 se presenta los principales factores que pudieran influir en este deterioro:

Tabla 5.17. Factores que influyen en el daño por humedad (Hicks, 1991).

	Factor	Cambio en el factor	Susceptibilidad a la humedad
Cemento asfáltico	Viscosidad ^{a)}	Alta a baja	Aumenta
Agregado	Química superficial ^{b)}	Aumento de acidez	Aumenta
	Porosidad	Alta a baja	Aumenta
Mezcla asfáltica	Vacíos de aire	Incrementa	Aumenta
Condiciones de campo	Clima	Seco a húmedo	Aumenta
	Tránsito ^{c)}	Bajo a alto	Aumenta

a) Si la concentración de asfaltenos es baja es susceptible a la humedad.

b) Agregados con composición química potasio/sodio deben ser evitados.

c) Si hay agua presente en la estructura del pavimento.

5.2.1 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

Se han desarrollado una gran variedad de métodos de ensayo para predecir y evaluar la susceptibilidad al daño por humedad en mezclas asfálticas. Sin embargo, el método más utilizado en estos días es el desarrollado por la AASHTO T283, “Resistencia de mezclas asfálticas al daño inducido por la humedad”, y está basado en los resultados experimentales realizados por Lottman (1978).

Para este ensayo, se fabrican dos grupos de especímenes, un grupo de tres especímenes que son llevados a un proceso de saturación parcial, seguida de un ciclo de congelamiento a 18 °C al menos 16 horas (opcional en AASHTO y ASTM) y un ciclo de descongelamiento/acondicionamiento a 60 °C durante 24 horas. El otro grupo de tres especímenes se mantienen en seco (dentro de bolsas de plástico y en cuarto húmedo) durante todo el proceso de ensayo. Finalmente, previo a la ejecución del ensayo a tensión indirecta, se acondicionan ambos grupos a 25°C durante 2 horas en un baño maría (Figura 5.52).

El ensayo de tensión indirecta se realiza a deformación controlada, con una velocidad de carga de 51 mm/min (2 in/min). La resistencia a la tensión de las muestras acondicionadas, $S_{t(\text{acondicionadas})}$, es comparada con la resistencia a tensión de muestras sin acondicionamiento, $S_{t(\text{secas})}$. Esta relación se le conoce como relación de tensiones indirectas o TSR y se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$TSR = \frac{S_{t(\text{acondicionadas})}}{S_{t(\text{secas})}} \quad (23)$$

La mayoría de las agencias estatales, así como la metodología *Superpave* exigen que el valor del TSR sea mayor al 80%, con el fin de asegurar que el daño por humedad no afecte el comportamiento de la mezcla asfáltica. Por último, después de la prueba se realiza una inspección visual de manera subjetiva sobre el nivel de daño que ha sufrido la mezcla (desprendimiento de partículas).

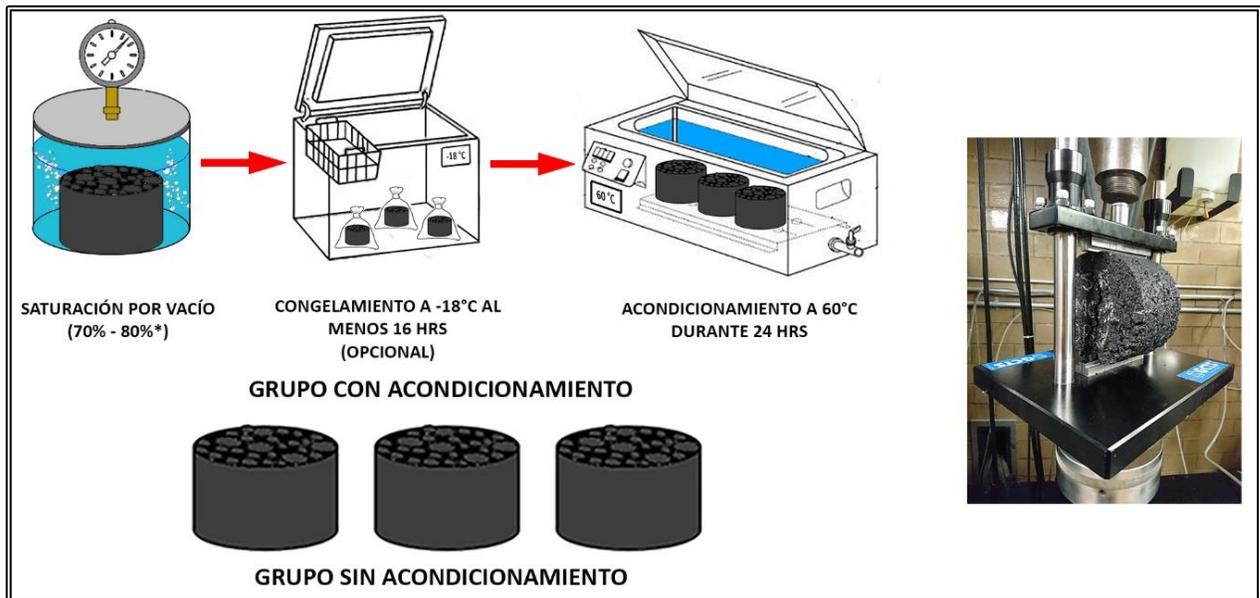


Figura 5.52. Procedimiento de ensayo AASHTO T283 (*Versión 2003).

Tanto en los procedimientos estandarizados ASTM como AASHTO, y las recomendaciones sugeridas por *Superpave*, existen algunas diferencias en el procedimiento de ensayo, referentes a los tiempos de acondicionamiento y tamaño de los especímenes principalmente. Sin embargo, cabe resaltar que aun el mismo procedimiento *Superpave* recomienda utilizar el mismo tiempo de envejecimiento a corto plazo que utiliza la norma AASHTO T283. Por otro lado, el tamaño de especímenes que utiliza *Superpave* es de 3.75" x 6" mientras que AASHTO utiliza especímenes de 2.5" x 4", y solo se utilizan las dimensiones especificadas en *Superpave* si el agregado es mayor a 1" (Versión 2003).

En un estudio realizado por Liang (2008), se compararon los resultados de especímenes de 100 mm de diámetro contra especímenes de 150 mm de diámetro, ambos compactados con el compactador giratorio *Superpave*. Los resultados mostraron que la relación tensiones (TSR) es ligeramente inferior en especímenes de 100 mm de diámetro, sin embargo, se comprobó que los especímenes de 150 mm de diámetro tenían una mejor compatibilidad de resultados respecto a especímenes de 100 mm de diámetro compactados mediante procedimiento *Marshall* (AASHTO T283, versión 1999). Por lo que en la nueva versión de la norma AASHTO T283 (2003) se incluyó el compactador giratorio *Superpave* como método de compactación, y aunque en dicha norma se debe elegir el tamaño del espécimen conforme al tamaño máximo de partícula, en este trabajo se eligió elaborar especímenes de 150 mm de diámetro conforme a lo descrito anteriormente, además de que se siguen las recomendaciones de la metodología *Superpave* para el diseño volumétrico de la mezcla asfáltica.

5.2.2 RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE SUSCEPTIBILIDAD AL DAÑO POR HUMEDAD

A continuación, en la Tabla 5.18 a Tabla 5.20 y en la Figura 5.53 a Figura 5.55 se presentan los resultados obtenidos para el grupo de especímenes de la mezcla asfáltica control, mezcla asfáltica con 30% RAP y mezcla asfáltica con 30% RAP más 5% Rejuvenecedor (Revive). Para la mezcla asfáltica control, tanto el grupo de mezclas acondicionadas como no acondicionadas, se elaboraron especímenes con aproximadamente 3680 g de agregado y 220 g de cemento asfáltico virgen (AC-20/PG 64-16). Para las mezclas asfálticas con 30% RAP y mezclas asfálticas con 30% RAP más 5% Rejuvenecedor, se elaboraron especímenes con 2580 g de agregado virgen, 1100 g de RAP, 170 g de cemento asfáltico virgen y 11 g de rejuvenecedor.

Los especímenes se compactaron para obtener una relación de vacíos igual a $6.7\% \pm 0.1\%$ y un porcentaje de saturación entre 70% al 80%, de acuerdo con las especificaciones *Superpave* y AASHTO T283. Los resultados de este ensayo se muestran a continuación:

Tabla 5.18. Relación de resistencias a tensión indirecta (TSR) de los especímenes control.

Muestra	Control					
	1	2	3	1	2	3
Espécimen	1	2	3	1	2	3
Condición	A	A	A	S	S	S
Diámetro, mm	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0
Altura, mm	95.4	95.6	95.2	95.5	95.3	95.3
Va, %	6.6	6.6	6.7	6.7	6.6	6.8
Saturación, %	71.1	71.1	70.7	-	-	-
Carga, kg	914.1	905.2	973.5	1163.0	1107.7	1107.2
Resistencia, kg/cm ²	4.1	4.0	4.3	5.2	4.9	4.9
Resistencia, kPa	398.9	394.4	425.7	507.2	483.8	483.7
Promedio, kPa	406.3			491.6		
TSR _{Mezcla asfáltica Control} , %	82.7					

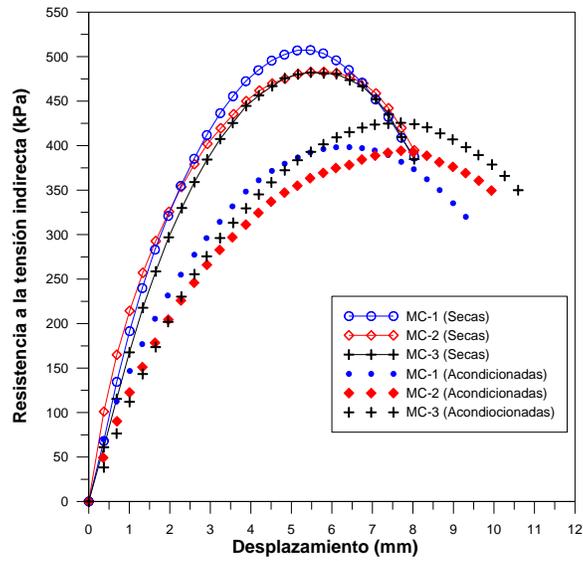


Figura 5.53. Curvas esfuerzo-desplazamiento de especímenes acondicionados y secos (Mezcla asfáltica control).

Tabla 5.19. Relación de resistencias a tensión indirecta (TSR) de los especímenes con 30% RAP.

Muestra	30% RAP					
Espécimen	1	2	3	1	2	3
Condición	A	A	A	S	S	S
Diámetro, mm	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0
Altura, mm	95.2	95.3	95.4	95.4	95.4	95.4
Va, %	6.6	6.7	6.6	6.8	6.7	6.7
Saturación, %	70.6	70.5	70.1	-	-	-
Carga, kg	1429.5	1458.1	1358.5	1627.0	1671.7	1589.0
Resistencia, kg/cm ²	6.4	6.5	6.0	7.2	7.4	7.1
Resistencia, kPa	623.9	635.4	594.0	709.5	730.1	694.2
Promedio, kPa	617.7			711.3		
TSR _{Mezcla asfáltica con 30%RAP} , %	86.8					

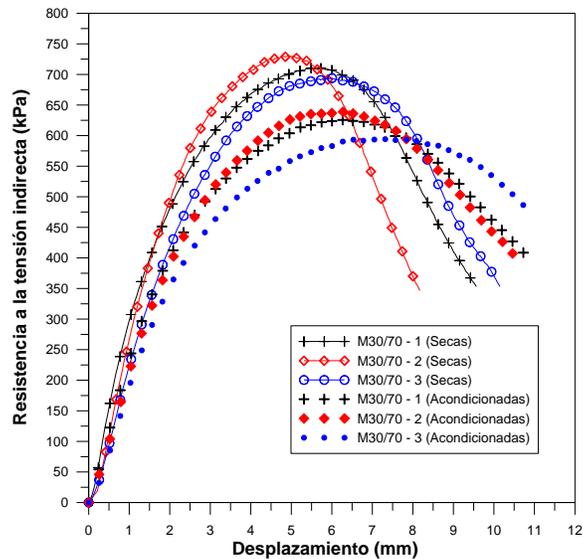


Figura 5.54. Curvas esfuerzo-desplazamiento de especímenes acondicionados y secos (Mezcla asfáltica con 30% RAP).

Tabla 5.20. Relación de resistencias a tensión indirecta (TSR) de los especímenes con 30% RAP más 5% rejuvenecedor.

Muestra	30% RAP + 5% Rejuvenecedor					
Especímen	1	2	3	1	2	3
Condición	A	A	A	S	S	S
Diámetro, mm	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0
Altura, mm	95.1	95.0	95.1	95.0	95.0	95.0
Va, %	6.6	6.6	6.6	6.8	6.8	6.7
Saturación, %	70.7	70.1	70.6	-	-	-
Carga, kg	877.1	877.3	898.9	1032.6	1064.5	1004.8
Resistencia, kg/cm ²	3.9	3.9	4.0	4.6	4.8	4.5
Resistencia, kPa	383.6	383.5	392.5	450.8	464.7	438.8
Promedio, kPa	386.5			451.4		
TSR _{Mezcla con 30% RAP + 5% Rej.} %	85.6					

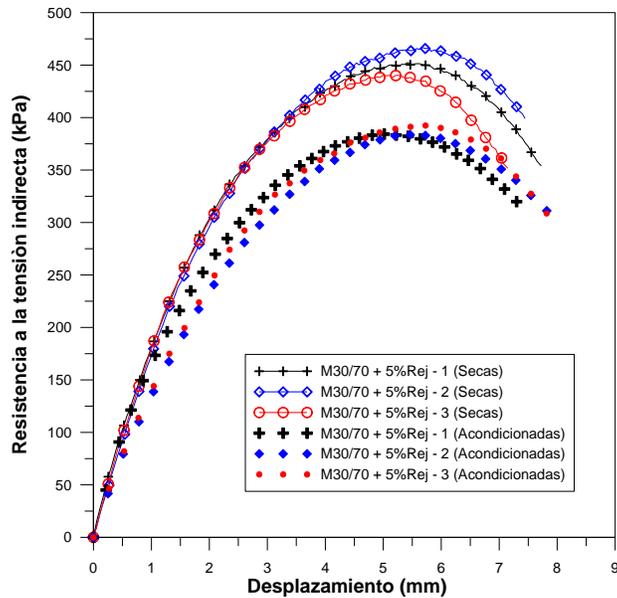


Figura 5.55. Curvas esfuerzo-desplazamiento de especímenes acondicionados y secos (Mezcla asfáltica con 30% RAP y 5% Rejuvenecedor).

Los resultados obtenidos para el grupo de muestras control (Tabla 5.18), permiten observar que los especímenes secos tienen una resistencia a la tensión indirecta promedio de 491.6 kPa y los acondicionados de 406.3 kPa, dando una relación de resistencias TSR igual 82.7%, mayor al 80% establecido en *Superpave* y AASHTO T283. Mientras que el grupo de muestras con 30% RAP (Tabla 5.19), muestran que la resistencia promedio de los especímenes secos es de 711.3 kPa y los acondicionados 617.7 kPa, dando TSR igual a 86.8%. Para el grupo de muestras con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor (Tabla 5.20), los especímenes secos alcanzaron una resistencia promedio de 451.4 kPa y los especímenes acondicionados de 386.5 kPa, obteniendo un TSR de 85.6%, en los tres casos se cumple satisfactoriamente la susceptibilidad al daño por humedad.

Por otra parte, se observa que el daño causado por el agua en los especímenes control (Figura 5.53), es significativamente mayor que las otras muestras evaluadas, dando lugar a curvas con mayor ductilidad y menor resistencia, debido al reblandecimiento del cemento asfáltico

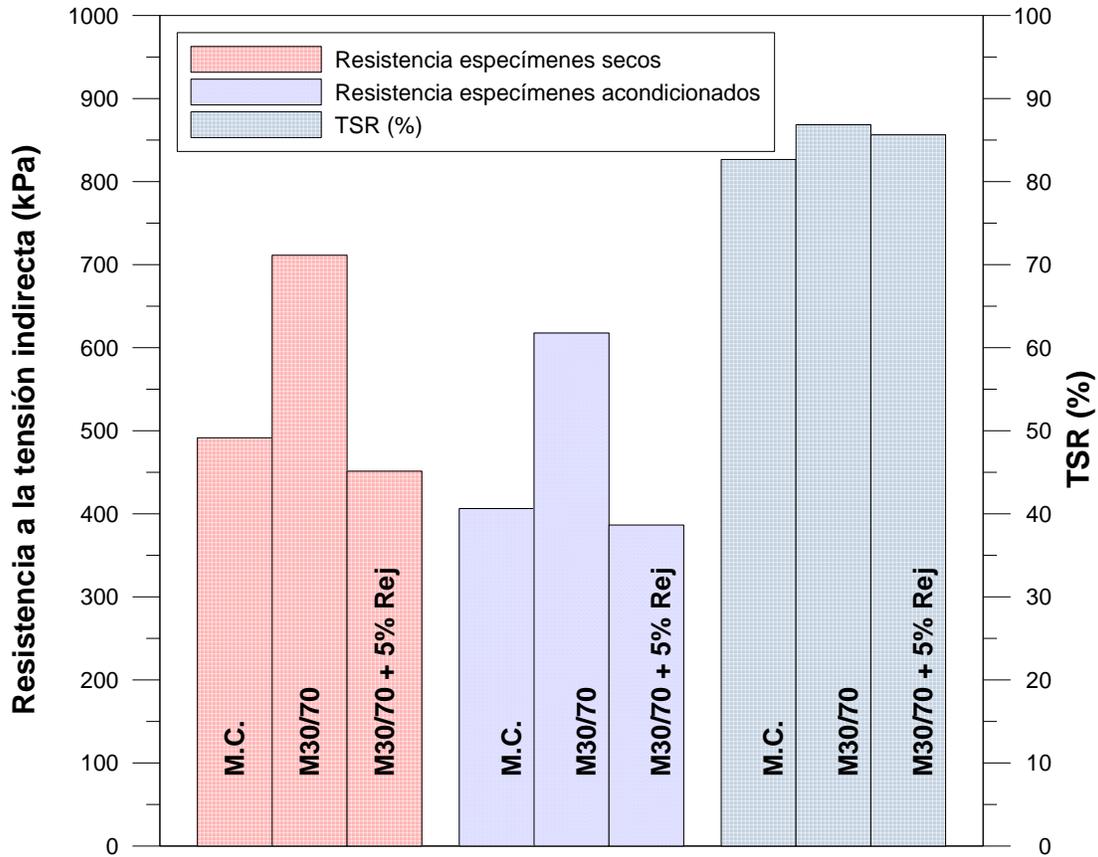


Figura 5.56. Resumen de las resistencias a tensión indirecta y TSR de los diferentes grupos de mezclas asfálticas evaluados al daño por humedad.

En la Figura 5.56 se comparan los resultados obtenidos para cada tipo de mezcla en la condición en que fue evaluada. Referente a la resistencia de especímenes secos, las mezclas asfálticas con 30% RAP tuvieron un incremento de 44.7% respecto a la resistencia de la mezcla asfáltica control, y las mezclas asfálticas con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor tuvieron un decremento de resistencia de 5.6% respecto a la mezcla asfáltica control, por otro lado, las mezclas asfálticas con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor tuvieron un decremento de 36.5% respecto a la mezcla con 30% RAP.

Referente a la resistencia de especímenes acondicionados, las mezclas asfálticas con 30% RAP tuvieron un incremento de 52% respecto a la resistencia de la mezcla asfáltica control, y las mezclas asfálticas con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor tuvieron un decremento de resistencia de 3.2% respecto a la mezcla asfáltica control, por otra parte, las mezclas asfálticas con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor tuvieron un decremento de 37.4% respecto a la mezcla asfáltica con 30% RAP.

En cuanto a los valores de TSR, las mezclas asfálticas con 30% RAP mejoraron un 4.2% y las mezclas asfálticas con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor aumentaron 3%, ambas respecto a la mezcla asfáltica control.

Conforme con los resultados obtenidos anteriormente, en esta investigación se plantearon dos escenarios hipotéticos de mezclado en los especímenes con 30% RAP y los especímenes con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor. En la Figura 5.57 se muestra el escenario de mezclado en los

especímenes con 30% RAP mientras que en la Figura 5.58 se muestra el escenario de mezclado en los especímenes con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor.

Los especímenes con 30% RAP presentaron un incremento importante en la resistencia a la tensión indirecta tanto especímenes secos como aquellos que fueron inducidos al daño por humedad (acondicionados). Debido a que, durante el proceso de mezclado la película de cemento asfáltico del RAP provocó que la mezcla entre cementos asfálticos RAP y virgen tuviera una alta rigidez y por lo tanto una alta resistencia. Este fenómeno se observa en el escenario A y B de la Figura 5.57, donde es posible observar que previo al mezclado la partícula de agregado RAP estaba cubierta por una capa de cemento asfáltico endurecido, la cual presentó una alta rigidez ($T_{C-Alta} = 97.5\text{ }^{\circ}\text{C}$). Posteriormente, una vez realizado el mezclado esta capa logró mezclarse parcialmente con el cemento asfáltico virgen produciendo una mezcla con una alta rigidez ($T_{C-Alta} = 89.8\text{ }^{\circ}\text{C}$).

Por otra parte, debido al alto contenido de RAP en la mezcla (30%), es posible que el cemento asfáltico del RAP por las condiciones de mezclado (temperatura), se mantuvo dentro de los poros del agregado del RAP mitigando la penetración del agua, lo que dio lugar a un alto valor de TSR.

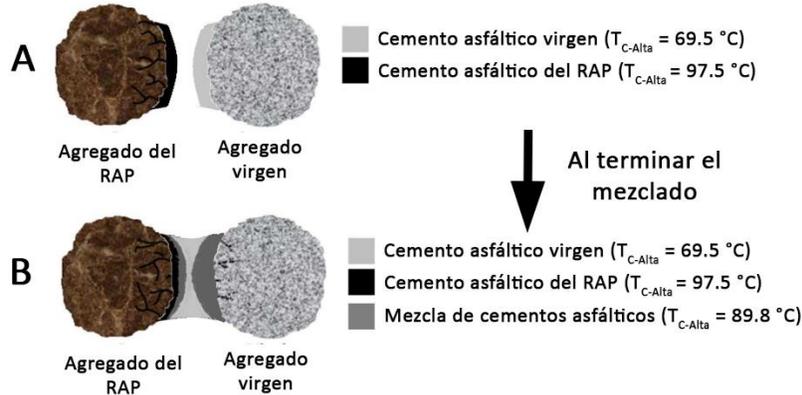


Figura 5.57. Escenario de mezclado especímenes con 30% RAP.

En el escenario C de la Figura 5.58 se muestran las fracciones de la mezcla asfáltica con RAP y rejuvenecedor previo al mezclado.

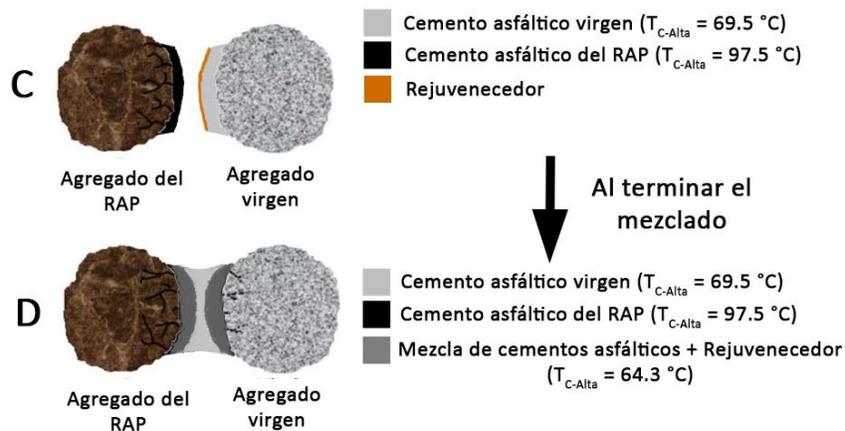


Figura 5.58. Escenario de mezclado especímenes con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor.

Se puede observar en el escenario D de la Figura 5.58, que la incorporación del agente rejuvenecedor produjo una mezcla de cementos asfálticos RAP y virgen con un comportamiento similar al cemento asfáltico virgen, obteniéndose una rigidez baja ($T_{C-Alt} = 64.3 \text{ } ^\circ\text{C}$). Este mismo rejuvenecedor, actuó como un agente reblandecedor disminuyendo la viscosidad del cemento asfáltico del RAP, provocando a su vez una disminución de la fuerza cohesiva lo que dio como resultado una disminución de la resistencia.

Finalmente, se realizó una inspección visual del nivel de daño (desprendimiento de partículas) en los seis grupos de especímenes evaluados, los resultados se muestran en la Tabla 5.21 y en la Figura 5.59 se observa el grupo de especímenes de cada mezcla que fue evaluado.

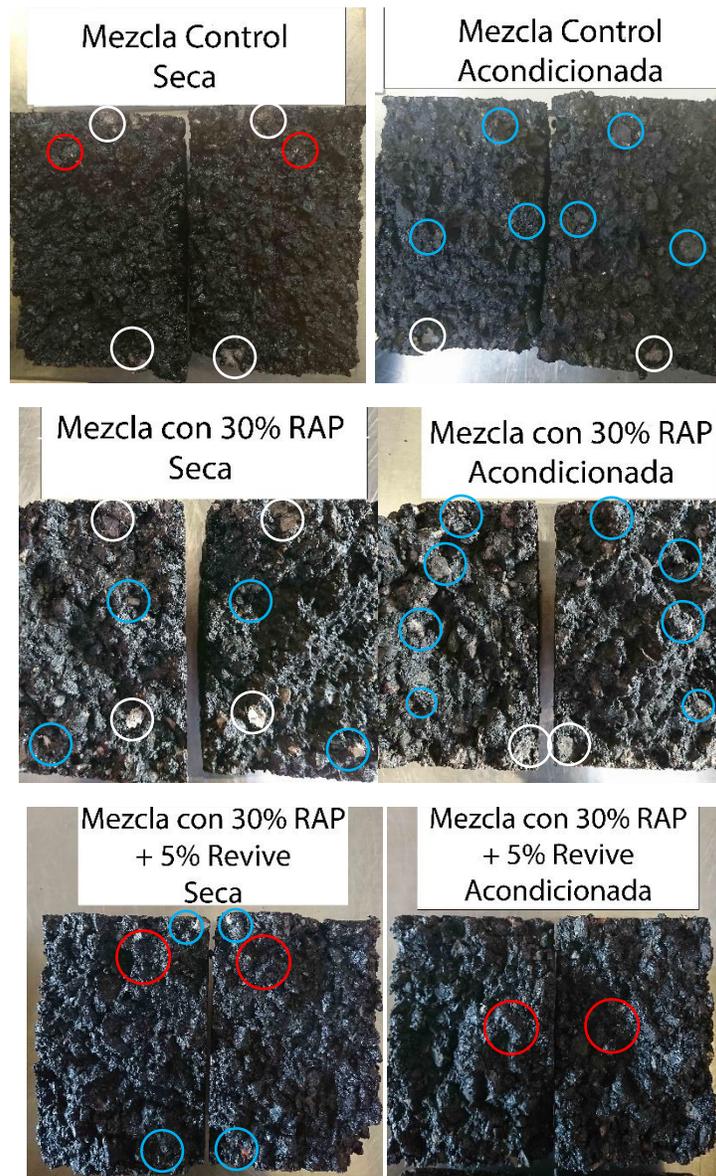


Figura 5.59. Inspección visual de los diferentes grupos de mezclas evaluados ante el daño por humedad.

Tabla 5.21. Criterios utilizados en la inspección visual del daño por humedad.

Condición	Especimen			Clasificación	Desprendimiento
	Control	Con 30% RAP	Con 30% RAP + 5% rejuvenecedor		
Seca (Finos/Gruesos)	1A/1A	1A/2A	1A/1A 1C/1C	1	Bajo (<10%)
Acondicionada (Finos/Gruesos)	2C/2C	2A/3A	1A/1A 2C/2C	2	Medio (10-25%)
A - Adhesión				3	Alto (>25%)
C - Cohesión					

R - Resistencia

Como se muestra en la Figura 5.59, los especímenes secos de la muestra control y la muestra con 30% RAP, presentaron rompimiento de partículas, esto se debió a que el tipo de agregado utilizado en la elaboración de mezcla asfáltica, si bien es de origen basáltico, algunas partículas presentan oquedades que disminuyen significativamente la resistencia del agregado. **En los especímenes con 30% RAP se observó que la mezcla entre cemento asfáltico virgen con cemento asfáltico del RAP no fue lo suficiente buena para recubrir completamente las partículas, lo que provocó problemas de adhesión en especímenes secos y aún más en especímenes acondicionados.**

Respecto los especímenes con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor, este último permitió que la mezcla entre cemento asfáltico virgen-RAP lograra adherirse muy bien al agregado pétreo, pudiendo recubrir completamente todas las partículas, aún después de inducir los especímenes al daño por humedad.

5.3 SUSCEPTIBILIDAD A LA DEFORMACIÓN PERMANENTE

La deformación permanente en pavimentos asfálticos por lo general se presenta como una rodera longitudinal sobre la marca o huella de las ruedas, la cual puede ir acompañada por un pequeño levantamiento de la superficie a los lados de esta. Estas depresiones son causadas por cargas repetidas y desarrolladas gradualmente con el número de cargas acumuladas. Existen tres tipos de deformaciones permanentes que causan las roderas:

Rodera superficial: Es causada por el desgaste de neumáticos tachonados en la superficie de la carretera durante la temporada de invierno. Sin la abrasión, el pulido reduce la fricción de la superficie de la carretera.

Rodera de flujo o rodera inestable: Es la deformación permanente en las capas asfálticas debido a su comportamiento viscoelástico. Este tipo de roderas se forman a menudo sobre gradientes ascendentes, en aproximaciones de juntas y en curvas, donde los vehículos pesados tienden a reducir la velocidad y los esfuerzos tangenciales en el área de contacto rueda-pavimento son altas. Las elevaciones laterales son comúnmente observadas.

Rodera estructural: Es la deformación permanente que se presenta en una o más capas, incluyendo la sub-base. Esta puede ser observada por amplias roderas sin la presencia de jorobas o levantamientos laterales. Es causada por un deterioro de carga estructural.

Inicialmente, la principal causa de la aparición de roderas en las capas asfálticas es la densificación post-compactación. Por lo general, la carpeta asfáltica se coloca con un alto contenido de vacíos de aire ($V_a > 7\%$). Otra causa es la deformación al corte, la cual afecta al pavimento a lo largo de su vida en servicio.

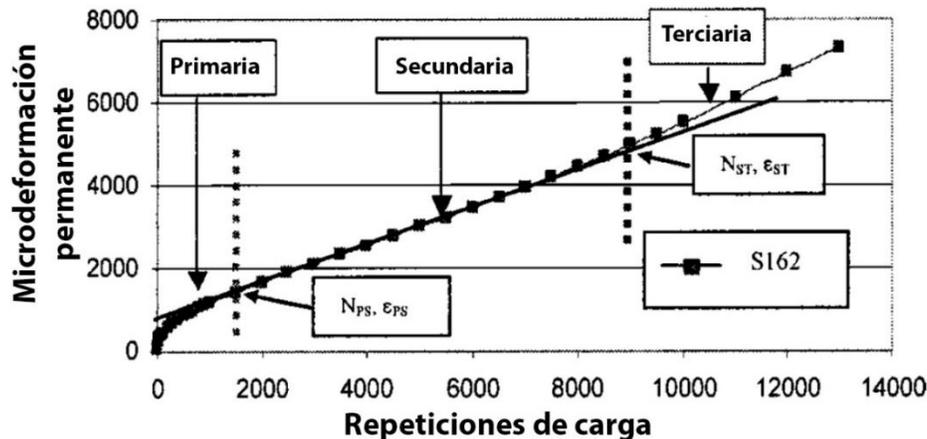


Figura 5.60. Curva de comportamiento típica mostrando las tres etapas o fases en que se presenta la deformación permanente acumulada (Zhou et al., 2004).

Existe una relación entre la deformación permanente y el número de repeticiones de carga (Figura 5.60), donde se ha observado que la deformación permanente se desarrolla en tres etapas. En la fase primaria, el crecimiento de la rodera es distintivamente mayor que el incremento del volumen en las zonas laterales. En la fase secundaria el volumen decrece en la rodera y es aproximadamente igual al incremento de volumen de las zonas laterales. Finalmente, la deformación permanente comienza a aumentar, provocando un incremento de volumen acelerado. Este aumento marca el

inicio de la etapa terciaria. El número de repeticiones de carga en el que comienza esta etapa es conocido como el "número de flujo" y es un indicador característico en las mezclas asfálticas [54].

Existen muchos factores que afectan la deformación permanente, en la Tabla 5.22 se presenta un resumen de los más importantes.

Tabla 5.22. Factores que afectan la deformación permanente en mezclas asfálticas (Souza et al., 1991 [55]).

	Factor	Cambio en el factor	Efecto del cambio en el factor sobre la resistencia a la deformación permanente
Agregado	Tamaño máximo	Incrementando el tamaño	Incrementa
	Granulometría	Discontinua a continua	Incrementa
	Forma	Redondeada a angular	Incrementa
	Rugosidad	Lisa a rugosa	Incrementa
Cemento asfáltico	Rigidez ^{a)}	Incrementa	Incrementa
Mezcla asfáltica	Contenido de cemento asfáltico	Incrementa	Decrece
	Contenido de vacíos de aire ^{b)}	Incrementa	Decrece
	Vacíos en el agregado mineral (VMA)	Incrementa	Decrece ^{c)}
	Método de compactación	_d)	_d)
Condiciones de ensayo/campo	Temperatura	Incrementa	Decrece
	Relación esfuerzo-deformación	Incremento en la presión de contacto de los neumáticos	Decrece
	Repeticiones de carga	Incrementa	Decrece
	Agua	Seco a húmedo	Decrece

a) Se refiere a la rigidez a la temperatura en la que se está determinando la deformación permanente. Los agentes modificadores pueden ser utilizados para incrementar la rigidez a temperaturas críticas, por lo tanto, se reduce el potencial de formación de roderas.

b) Cuando el contenido de vacíos de aire es menor al 3%, el potencial a la deformación permanente se incrementa.

c) Se ha probado que muy bajos vacíos en el agregado mineral (< 10%) deben ser evitados.

d) El método de compactación, tanto de campo como de laboratorio, pudiera influir con la estructura del sistema, por lo tanto, en la susceptibilidad a la deformación permanente.

Los ensayos de rueda de pista (Wheel-Track Test, WTT) son ensayos empíricos de tipo destructivo, estos son usados generalmente para clasificar mezclas asfálticas de acuerdo con su susceptibilidad a la formación de roderas dada una temperatura. Estos ensayos de simulación no permiten determinar alguna propiedad de la mezcla asfáltica en particular y tampoco permiten reproducir completamente las condiciones reales de campo. Existen varios dispositivos de rueda de pista que usan básicamente el mismo principio. Los más comunes son el Analizador de Pavimentos Asfálticos (APA), la rueda de Hamburgo (HWDT), la rueda de pista española y la rueda de Laboratorio.

5.3.1 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

El ensayo de rueda de pista española se rige bajo tres normas específicas: elaboración de la mezcla asfáltica, EN 12697-35; compactación de especímenes, EN 12697-33 y ejecución de la prueba, EN 12697-22.

La norma EN 12697-35 especifica que la temperatura de compactación se encuentra en función del grado penetración del cemento asfáltico y que la temperatura de mezclado debe ser aproximadamente 20 °C por encima de la temperatura de compactación. Además, el cemento asfáltico debe calentarse durante 3 a 5 horas antes de poder mezclarlo con el agregado.

Por otro lado, el método de compactación EN 12697-33 no define las dimensiones de las probetas cuando se compacta con rodillo liso. Sin embargo, la norma europea de pista (EN 12697-22) establece que las dimensiones mínimas del marco de la probeta son de 260 mm x 320 mm. Además, se especifica que, para el dispositivo pequeño, el espesor de la probeta sea igual al espesor de la mezcla que se vaya a extender en la carretera y, si se aplicara la mezcla en varios espesores, se realiza en función del tamaño máximo del agregado.

Respecto a la preparación de los especímenes la normativa europea difiere significativamente a los procedimientos manejados a la normativa americana, por lo que en esta investigación, la preparación de especímenes se realiza conforme a la viscosidad del cemento asfáltico; la temperatura de mezclado definida para una viscosidad de 0.17 ± 0.02 Pa-s y la temperatura de compactación para una viscosidad de 0.28 ± 0.03 Pa-s. Respecto al proceso de envejecimiento a corto plazo se hace referencia a la norma AASTHO R30 acondicionando la mezcla asfáltica a 135 °C durante 4 horas.

Una vez terminado el acondicionamiento se lleva la mezcla asfáltica a la temperatura de compactación y se coloca dentro de los moldes prismáticos (400 ± 5 mm de largo, 300 ± 5 mm de ancho y 70 ± 2 mm de espesor) previamente calentados a esta misma temperatura.

En la literatura, como en el cuerpo de la norma se proporcionan fórmulas para determinar la cantidad de mezcla a emplear en la elaboración de probetas (ecuación 23), la cual se encuentra en función del volumen del molde, de la densidad relativa máxima teórica de la mezcla y del volumen de vacíos de aire.

$$M = (L \cdot l \cdot e) \left(G_{mm} \left(\frac{100 - V_a}{100} \right) \cdot 10^{-6} \right) \quad (23)$$

Donde:

M – Masa de la mezcla compactada, g.

G_{mm} – Densidad relativa teórica máxima o densidad RICE, kg/m³.

V_a - Vacíos de aire buscado en la mezcla asfáltica, %.

L - Largo de la probeta o placa, mm.

l - Ancho de la probeta o placa, mm.

e - espesor de la probeta o placa, mm.

Si bien la ecuación (23) nos proporciona aproximadamente la cantidad a utilizar, no aplica a todo tipo de granulometrías, por lo que se recomienda elaborar varios especímenes de prueba con

diferentes cantidades de material y así determinar el volumen o porcentaje de vacíos de aire buscado. En la Figura 5.61 se muestra el proceso de mezclado y compactación de la mezcla asfáltica con 30% RAP, una vez terminado el proceso de compactación con el compactador de placa de rodillo liso se desmolda la probeta transcurridas 24 horas.



Figura 5.61. Proceso de mezclado de la mezcla asfáltica con RAP (izquierda) y compactador de rodillo liso conforme a la norma EN 12697-33 (derecha).

En la norma europea EN 12697-22 se describe que el ensayo se debe llevar a cabo a una temperatura de $60 \text{ }^\circ\text{C} \pm 1^\circ\text{C}$. La carga aplicada a la rueda debe de ser de $700 \pm 10 \text{ N}$ y el recorrido de esta de $230 \pm 10 \text{ mm}$, a una frecuencia de 26.5 ± 1 ciclos de carga cada 60 s. De acuerdo con el procedimiento B, el número de ciclos de carga que se deben aplicar son 10,000 mientras que la deformación permanente permitida es de 20 mm. En la Figura 5.62 se observa el equipo de rueda de pista española utilizado para evaluar la deformación permanente.



Figura 5.62. Ensayo de pista de rueda española de acuerdo con la norma EN 12697-22 (Dispositivo pequeño - Procedimiento B en aire).

Se deben elaborar por duplicado especímenes de cada mezcla asfáltica y para cada una de ellas se deben reportar los siguientes parámetros:

$$WTS_{aire} = \frac{d_{10000} - d_{5000}}{5} \quad (24)$$

Donde:

WTS_{aire} – Inclinación de la rodera en aire, en mm para 10,000 ciclos de carga.

$d_{5,000}$, $d_{10,000}$ - Es la profundidad de la rodera después de 5,000 y 10,000 ciclos de carga, en mm.

$$PRD = 100 \left(\frac{RD_{aire}}{e} \right) \quad (25)$$

PRD – Porcentaje de la profundidad de la rodera, en %.

e - Espesor nominal de la probeta de ensayo, en mm.

RD_{aire} - Profundidad de la rodera en la placa de ensayo, en mm.

5.3.2 RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE SUSCEPTIBILIDAD A LA DEFORMACIÓN PERMANENTE

Para la ejecución de esta prueba se elaboraron especímenes con un espesor medio de 60 mm debido a que el tamaño máximo del agregado es de $\frac{3}{4}$ " y conforme a la norma se establece que se deben fabricar de este espesor si el tamaño máximo se encuentra entre 16 – 22 mm.

Se elaboraron dos especímenes de la mezcla asfáltica control, dos especímenes de la mezcla asfáltica con 30% RAP y dos especímenes de la mezcla asfáltica con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor (Revive). Este grupo se fabricó con un porcentaje de vacíos de $7\% \pm 0.3\%$, tratando de simular las condiciones de compactación en campo o puesta en servicio ($V_a > 7\%$).

También se elaboraron dos especímenes de la mezcla asfáltica control y dos especímenes de la mezcla asfáltica con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor (Revive) con un porcentaje de vacíos de $4\% \pm 0.5\%$, con el fin de comparar la deformación permanente a distintos porcentajes de vacíos de aire.

A continuación, en la Figura 5.63 se grafican las curvas obtenidas para el grupo de especímenes compactados aproximadamente al 7% de vacíos de aire:

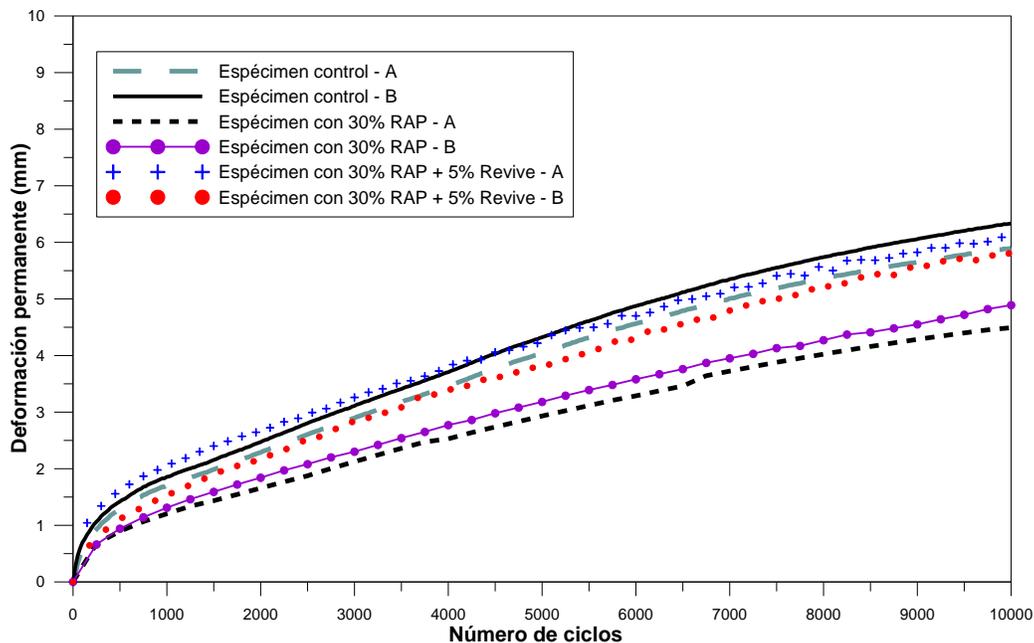


Figura 5.63. Desarrollo de la deformación permanente en todos los especímenes con $V_a = 7\%$.

En la Tabla 5.23 se presentan los resultados obtenidos de la evaluación a la deformación permanente para todos los especímenes con un volumen de vacíos de aire de 7%.

Tabla 5.23. Resumen de resultados del ensayo de pista española en especímenes con $V_a = 7\%$.

Mezcla asfáltica	Especímen	e (mm)	V_a (%)	WTS_{aire}	RD_{aire} (mm)	PRD_{aire} (%)	WTS_{media}	RD_{media} (mm)	PRD_{media} (%)
Control	A	60.2	6.9	0.371	5.90	9.80	0.387	6.12	10.09
	B	61.1	7.3	0.403	6.34	10.38			
Con 30% RAP	A	60.5	7.1	0.312	4.49	7.42	0.327	4.69	7.73
	B	60.9	7.3	0.342	4.89	8.03			
Con 30% RAP + 5% Revive	A	60.1	6.9	0.357	6.06	10.08	0.380	5.96	9.86
	B	60.8	7.2	0.402	5.86	9.64			

Se observa en la Figura 5.63 el desarrollo de la deformación permanente característica de cada tipo de mezcla asfáltica elaborada, donde cada par de especímenes tienen un comportamiento mecánico similar; profundidad e inclinación de la rodera. También se observa que todos los especímenes tienen una profundidad de rodera a los 10,000 ciclos menor a 20 mm, siendo la de los especímenes control mayor a la de los especímenes con 30% de RAP sin rejuvenecedor. Es importante mencionar que la presencia del rejuvenecedor disminuye la resistencia la deformación permanente de los especímenes tornándola similar a los correspondientes a la mezcla control.

Por otra parte, se observa que la fase inicial de los especímenes control y los especímenes con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor, tiende a terminar en los 1,200 ciclos. Mientras que en la mezcla asfáltica con 30% RAP, esta primera fase termina aproximadamente en los 2,000 ciclos. Esto resultaría en que la deformación post-compactación (campo) tardaría más en desarrollarse en la mezcla asfáltica con 30% RAP, sin embargo, la deformación permanente que se genera en esta etapa es prácticamente la mitad de la deformación permanente que sufren los otros dos tipos de mezclas asfálticas, siendo estas más susceptibles a este deterioro.

También podemos observar que para los tres casos se presenta prácticamente la misma inclinación de rodera (WTS_{media}), debido quizá a que el agregado desarrolla la misma resistencia al esfuerzo cortante en los tres tipos de mezcla asfáltica, si bien en esta predomina el comportamiento viscoso del cemento asfáltico, el agregado juega un importante en la generación de la deformación, debido a que en las tres mezclas asfálticas existe un bajo porcentaje de cemento asfáltico.

Es difícil identificar en los tres grupos de mezclas asfálticas el término de la segunda fase y el inicio de la tercera etapa (punto de flujo), ya que generalmente se presenta a un mayor número de ciclos o en una mezcla altamente susceptible a la deformación permanente.

A continuación, en la Tabla 5.24 se comparan los resultados obtenidos en especímenes control y especímenes con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor, con porcentaje de vacíos de aire igual a 4% y 7%.

Tabla 5.24. Resultados promedio de las mezclas asfálticas con $V_a = 7\%$ y $V_a = 4\%$.

Especimen de concreto asfáltico	e (mm)	V_a (%)	WTS_{media}	RD_{media} (mm)	PRD_{media} (%)	ΔRD_{media} (mm)
Mezcla asfáltica control	60.7	6.9	0.387	6.12	10.09	2.39
	60.1	4.0	0.226	3.73	6.21	
Mezcla asfáltica con 30% RAP + 5% Revive	60.5	7.1	0.380	5.96	9.86	2.82
	60.2	4.2	0.143	3.14	5.22	

En la Figura 5.64 se grafican las curvas de deformación permanente para los especímenes control y especímenes con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor con porcentaje de vacíos de aire de 4% y 7%.

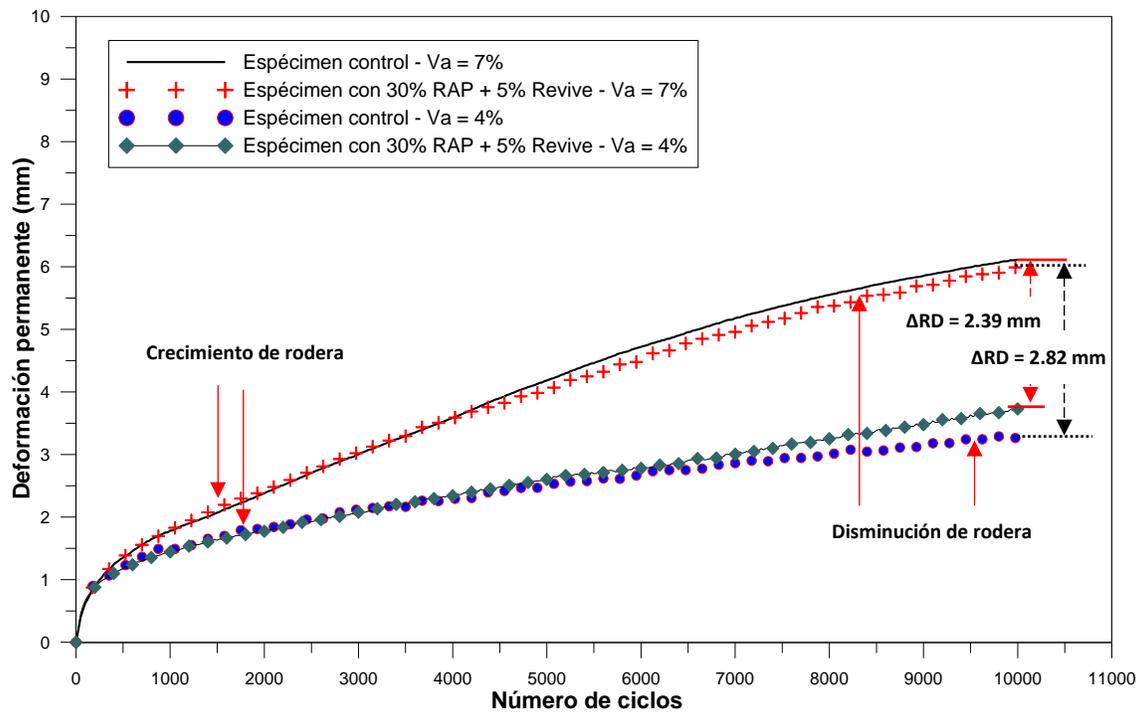


Figura 5.64. Comparación de la deformación permanente en las mezclas asfálticas control y con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor, con una relación de $V_a = 7\%$ y $V_a = 4\%$.

Podemos observar en la gráfica anterior que los especímenes con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor presentan ligeramente una mayor deformación que los especímenes control en la primera fase, sin embargo, al final del ensayo esta disminuye teniendo una menor deformación que los especímenes control. Esta diferencia puede considerarse despreciable ya que la determinación de los vacíos en ambos especímenes no fue exacta.

5.4 EVALUACIÓN DEL MÓDULO DINÁMICO

El módulo dinámico es un parámetro que sirve para estudiar el comportamiento viscoelástico de las mezclas asfálticas, además, se ha convertido en una variable de entrada primaria en los tres niveles jerárquicos de la nueva Guía Mecánico - Empírica para el Diseño de Pavimentos de la AASHTO 2002 (MEPDG por sus siglas en inglés [56]).

Conceptualmente el módulo dinámico se define como el valor absoluto del módulo complejo $|E^*|$, el cual es una medida de la rigidez de materiales viscoelásticos o bien puede considerarse como un parámetro mecánico que mide la respuesta esfuerzo-deformación de este tipo de materiales ante acciones termo-mecánicas.

La ejecución de los ensayos de módulo dinámico requiere entender el concepto viscoelástico lineal. En 1980 Ferry describió el concepto fundamental de viscoelasticidad lineal [63]. Para el caso unidimensional con la aplicación de una carga senoidal, el esfuerzo generado se puede representar mediante la siguiente expresión:

$$\sigma = \sigma_0 \cdot \text{sen}(\omega t) \quad (26)$$

En la ecuación anterior σ_0 , es la amplitud del esfuerzo y ω es la velocidad angular, que está relacionada con la frecuencia f por:

$$\omega = 2\pi f \quad (27)$$

El estado de deformación correspondiente puede escribirse como:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \cdot \text{sen}(\omega t - \delta) \quad (28)$$

En donde ε_0 es la amplitud de deformación y δ es el ángulo de fase relacionado con el tiempo en que la deformación retrasa el esfuerzo. El ángulo de fase es un indicador de las propiedades viscosas (o elásticas) del material, como se muestra en la Figura 5.65. Para un material puramente elástico, $\delta = 0^\circ$, y para un material puramente viscoso, $\delta = 90^\circ$. La relación entre las amplitudes de esfuerzo y deformación definen el valor absoluto del módulo dinámico.

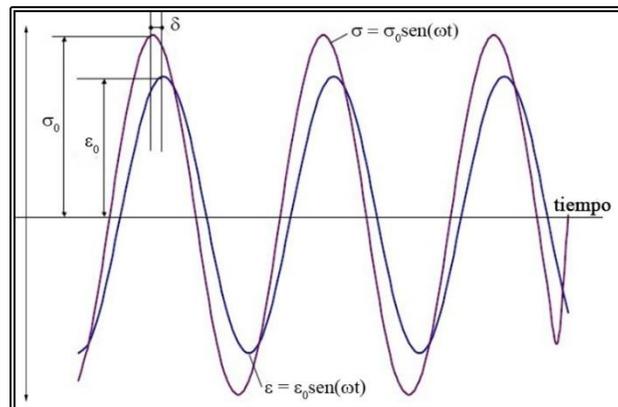


Figura 5.65. Esfuerzo y deformación en una carga dinámica (Clyne et al., 2003 [64]).

Las componentes en fase y fuera de fase son usadas para definir el módulo de almacenamiento y de pérdida expresados a través de las ecuaciones (29) y (30):

$$E' = \frac{\sigma_0 \cdot \cos(\delta)}{\varepsilon_0} \quad (29)$$

$$E'' = \frac{\sigma_0 \cdot \text{sen}(\delta)}{\varepsilon_0} \quad (30)$$

Una manera de simplificar los cálculos anteriores es utilizando las expresiones del esfuerzo y deformación en una forma compleja indicadas en las ecuaciones (31) y (32):

$$\sigma^* = \sigma_0 e^{i\omega t} \quad (31)$$

$$\varepsilon^* = \varepsilon_0 e^{i(\omega t - \delta)} \quad (32)$$

Para las expresiones anteriores, el módulo complejo, $E^*(i\omega)$, está definido por una cantidad compleja (ecuación 33):

$$E^*(i\omega) = \frac{\sigma^*}{\varepsilon^*} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} e^{i\delta} = E' + E'' \quad (33)$$

La parte real del módulo complejo es conocido como módulo de almacenamiento y la parte imaginaria corresponde al módulo de pérdida. El módulo dinámico es entonces el valor absoluto del módulo complejo, tal como se expresa a continuación:

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \quad (34)$$

Por su parte, el módulo resiliente es un módulo ideal elástico, en donde solo se considera la deformación recuperable (Huang, 2004 [58]), como se demuestra en la ecuación (35):

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_{rh}} \quad (35)$$

Donde:

M_r : es el módulo resiliente (MPa).

σ_d : es el esfuerzo desviador (MPa).

ε_{rh} : es la deformación horizontal recuperable.

En la ecuación anterior se calcula el módulo resiliente (M_r) en función de la deformación horizontal recuperable (ε_{rh}), debido a que este se determina experimentalmente de ensayos de compresión diametral (tensión indirecta) en mezclas asfálticas, conforme a la norma ASTM D4123 (Figura 5.66).

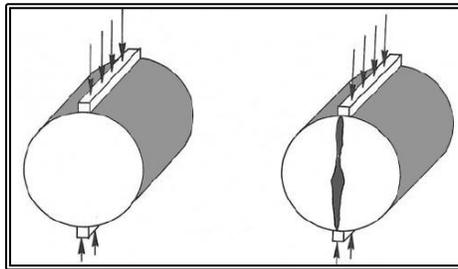


Figura 5.66. Ensayo de compresión diametral, carga y falla (Roberts et al. 1996 [66]).

Si bien la obtención del módulo resiliente está condicionado a la aplicación de una carga cíclica como el módulo dinámico, en el cálculo del primero no se consideran las deformaciones plásticas que se generan durante el ensayo. Otro aspecto importante entre ambos ensayos es que en el de módulo dinámico no se permite tiempo para algún retraso elástico, mientras que en el de módulo resiliente, la carga se aplica por lo general en un periodo de 0.1 s, seguido de un periodo de descanso de 0.9 s, esto para completar un ciclo de carga.

Investigaciones han demostrado que si existe una relación entre el módulo dinámico y el módulo resiliente en mezclas asfálticas. Si se determina el módulo dinámico bajo las condiciones de frecuencia y temperatura en que se realiza el ensayo de módulo resiliente, se puede encontrar el módulo resiliente a partir de relaciones matemáticas. Sin embargo, si se conoce el módulo resiliente no se puede determinar el módulo dinámico, esto se debe a que el módulo dinámico presenta una base matemática compleja como se mostró anteriormente.

Loulizi et al (2006) elaboraron ensayos de módulo dinámico y módulo resiliente en mezclas asfálticas en caliente, observando que el valor del módulo resiliente es afectado por el tamaño del espécimen; siendo mayor en especímenes de menor diámetro. Además, concluyeron que el ensayo de módulo dinámico provee una caracterización más completa de la mezcla asfáltica por manejar un mayor rango de temperaturas y frecuencias [60].

Por su parte Kumlai et al (2014) confirman que la ejecución del ensayo de módulo dinámico permite representar mejor las condiciones de campo (tránsito y acciones climáticas) en un pavimento asfáltico, respecto al ensayo de módulo resiliente [61]. Esto debido a que el ensayo de módulo resiliente por lo general es programado a una sola frecuencia y una temperatura. Precisamente por esta razón los autores concluyen que es difícil correlacionar los resultados entre la prueba de módulo dinámico y resiliente debido a que es complicado convertir el tiempo de carga de la prueba de módulo resiliente en el dominio de frecuencias de la prueba de módulo dinámico representado por la curva maestra.

Además, se documenta en los proyectos 9-19 y 9-29 de la NCHRP, el desarrollo de un Ensayo Simple de Comportamiento (SPT), cuyo fin fue evaluar la resistencia de la mezcla asfáltica a deformación permanente y agrietamiento por fatiga. De los tres ensayos evaluados, el ensayo de módulo dinámico fue el más prometedor para predecir ambos tipos de deterioros [62].

Dados los argumentos anteriores, podemos afirmar que la teoría elástica no es aplicable para la caracterización de un material con un comportamiento viscoelástico como lo es una mezcla asfáltica.

5.4.1 ELABORACIÓN DE CURVAS MAESTRAS

Los análisis de la información obtenida de ensayos de módulo complejo involucran por lo general la generación o construcción de curvas maestras. La curva maestra de una mezcla asfáltica permite realizar comparaciones de los valores de módulo dinámico para un gran rango de temperaturas o frecuencias. Las curvas maestras son generadas usando el principio de superposición de tiempo-temperatura. Este principio permite almacenar diferentes temperaturas y frecuencias que se desplazan relativamente horizontalmente a una temperatura o frecuencia de referencia.

Cuando la información experimental es generada, la curva maestra puede ser construida, pudiendo ser representada mediante una función no lineal sigmoideal o curva en forma de S que se obtiene mediante la expresión (36):

$$\log |E^*| = \nu + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta + \gamma(\log(t_r))}} \quad (36)$$

En la ecuación anterior, t_r es el tiempo de carga a la temperatura de referencia, ν es el valor mínimo del módulo complejo, $\delta + \alpha$ es el valor máximo del módulo, y β y γ son parámetros que describen la forma de la función.

El factor de ajuste, $\alpha(T)$, define el desplazamiento requerido dada una temperatura. El tiempo de carga actual es dividido por este factor de desplazamiento para obtener el tiempo de carga a la temperatura de referencia (t_r), expresada a través de la ecuación (37):

$$t_r = \frac{t}{\alpha(T)} \quad (37)$$

La curva maestra de un material puede ser construida usando una temperatura de referencia arbitraria, t_r , a la cual toda la información es desplazada. A esa temperatura de referencia, el factor de desplazamiento, $\alpha(T) = 1$. Para obtener los factores de desplazamiento de diferentes materiales viscoelásticos se han usado diferentes modelos, como la función de Arrhenius (Anderson et al. 1991 [65]), la cual se ha observado es precisa para temperaturas menores a T_r , este modelo se representa mediante la ecuación (38):

$$\log \alpha(T) = C \cdot \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_r} \right) = 13,016.07 \cdot \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_r} \right) \quad (38)$$

En donde, T_r es la temperatura de referencia y T es la temperatura de interés.

Existe otra expresión bastante común y utilizada conocida como la ecuación modificada de Williams-Landel-Ferry (Anderson et al. 1991), la cual se ha demostrado existe un buen ajuste de los datos para temperaturas mayores a T_r , el modelo se representa mediante la ecuación (39):

$$\log \alpha(T) = \frac{C_1(T - T_r)}{C_2 + T - T_r} \quad (39)$$

En donde, C_1 y C_2 son constantes, T_r es la temperatura de referencia y T es la temperatura para cada ensayo individual. Anderson et al. (1994) encontraron que para cementos asfálticos con y sin envejecimiento, las constantes C_1 y C_2 son igual a 19 y 92 respectivamente. Sin embargo, es necesario realizar la optimización de estas constantes para cada tipo de muestra evaluada.

Por lo general, durante la realización de ensayos mecánicos en cementos asfálticos y/o mezclas asfálticas la aplicación de la carga está en función de la frecuencia, por lo que la ecuación (37) también puede expresarse como una función de logaritmos de frecuencias y puede sustituirse directamente en la ecuación (36), recordando que $t_r = 1/f_r$ si la frecuencia es expresada en Hz o bien $t_r = 2\pi/f_r$ si la frecuencia es expresada en rad/s, esta relación de logaritmos se representa mediante la ecuación (40):

$$\log f_r = \log f - \log \alpha(T) \quad (40)$$

Una vez que se ha realizado el ensayo de módulo dinámico, utilizando el principio de superposición tiempo-temperatura, los datos recopilados a varias temperaturas se desplazan de manera horizontal con respecto a una temperatura de referencia, alienando las diferentes curvas para formar una sola curva maestra, como se muestra en la Figura 5.67.

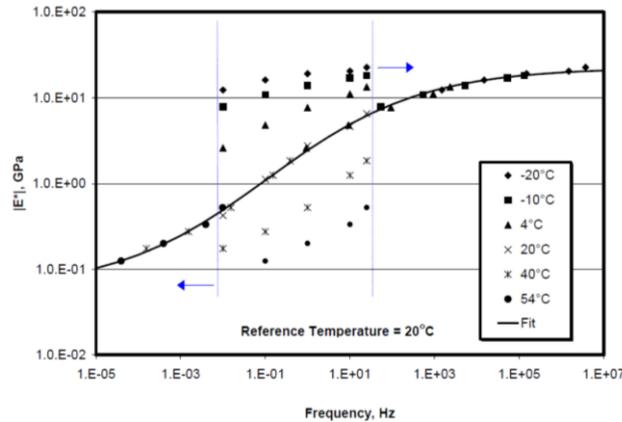


Figura 5.67. Ejemplo de la construcción de una curva maestra (Clyne et al., 2003).

5.4.2 PREDICCIÓN Y AJUSTE DE CURVAS MAESTRAS (GUÍA MECÁNICO-EMPÍRICA PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS, MEPDG)

Como se comentó en el inicio de este capítulo, la Guía Mecánico-Empírica para el Diseño de Pavimentos de la AASHTO 2002, recomienda el uso del módulo dinámico de la mezcla asfáltica como parámetro fundamental en su procedimiento de diseño, para ello da las siguientes especificaciones conforme al nivel jerárquico, el cual depende de:

En el nivel 1 los análisis requieren información del ensayo de módulo dinámico actual para construir las curvas maestras y obtener los factores de ajuste. El ensayo es ejecutado en un replicado de muestras a cinco temperaturas y cuatro frecuencias de carga por temperatura. La evaluación del cemento asfáltico también se realiza en este nivel con el fin de ajustar la información obtenida en las curvas maestras. En el nivel 2, se requiere la construcción de la curva maestra usando la información del ensayo del cemento asfáltico basado en la relación de viscosidad - temperatura. Y en el nivel 3, los análisis no requieren información de ensayos de laboratorio, para este nivel es posible aplicar el modelo predictivo Witczak (1999, 2006) usando las relaciones típicas de viscosidad-temperatura establecidas para todos los grados de cementos asfálticos.

Existen varios modelos que permiten ajustar la curva maestra experimental del módulo dinámico, para el nivel 1 la curva maestra puede ser optimizada mediante los resultados de viscosidad del cemento asfáltico, como el modelo de viscosidad que se basa en el módulo de corte dinámico (G^*) y el ángulo de fase (δ) del cemento asfáltico y se representa mediante la ecuación (41). El ajuste también requiere la determinación de los parámetros de regresión A y VTS , los cuales se obtienen a partir de la ecuación (42).

$$\eta = \frac{G^*}{10} \left(\frac{1}{\text{sen} \delta} \right)^{4.8628} \quad (41)$$

$$\log \log \eta = A + VTS \log T_R \tag{42}$$

Donde:

η - viscosidad dinámica del cemento asfáltico, en cP.

G^* - Módulo de corte dinámico, en Pa.

δ - Ángulo de fase, en °.

A, VTS – Parámetros de regresión.

T_R – Temperatura, en Rankine.

El uso de las ecuaciones (41) y (42) permiten la optimización de las curvas maestras generadas del ensayo de módulo dinámico. Estas ecuaciones de regresión se basan principalmente en las características reológicas del cemento asfáltico. En la ecuación (41), la viscosidad se encuentra en función del módulo de corte dinámico (G^*) y el ángulo de fase (δ), sin embargo, existen otras ecuaciones que relacionan esta propiedad con pruebas como la penetración y el punto de reblandecimiento.

La guía de diseño de pavimentos incorporó el modelo de viscosidad en el modelo sigmoidal. En la ecuación (43) podemos observar que la ecuación (36) se modificó incluyendo en esta la viscosidad del cemento asfáltico y los parámetros de regresión A y VTS como se muestra a continuación:

$$\log |E^*| = \nu + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta + \gamma(\log \omega + c[\log(A + VTS \log T_R) - \log(\eta_r)])}} \tag{43}$$

Donde, $|E^*|$ es el módulo dinámico, ν , α , β , γ y c son parámetros de ajuste que se determinan por medio de la optimización numérica, ω es la frecuencia de carga, η_r es la viscosidad a la temperatura de referencia, T_R es la temperatura en Rankine, A es la ordenada al origen de la curva de regresión y VTS es la pendiente de la curva de regresión.

Otro punto importante que considerar durante este análisis es que existe un valor máximo de viscosidad para el cemento asfáltico, el cual se sugiere es igual a 2.7×10^{12} cP (Mirza et al., 1995).

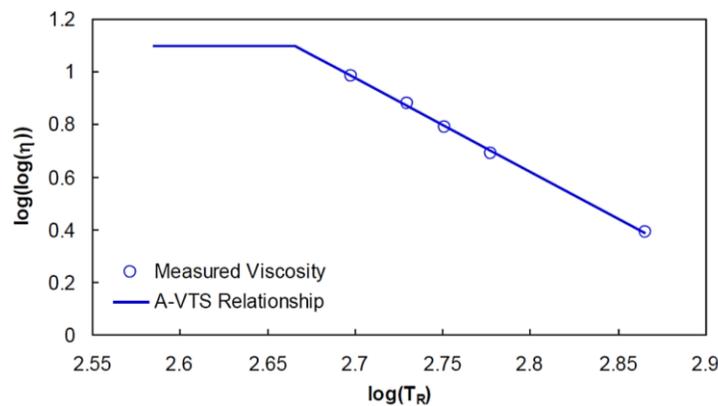


Figura 5.68. Relación entre A-VTS (FHWA-HRT-10-035, 2011).

Por lo tanto, los valores de viscosidad que se determinan con la ecuación (42) están condicionados a las siguientes restricciones:

$$\log \log (\eta) = \begin{cases} A + VTS \log (T_R) & T_R > T_{critica} \\ 1.095 & T_R \leq T_{critica} \end{cases} \quad (44)$$

Donde, $T_{critica}$ es la temperatura en Rankine a la cual la viscosidad es igual a 2.7×10^{12} cP.

Para los niveles jerárquicos 2 y 3, la curva maestra se puede construir a partir del modelo desarrollado por Witczak (1996), que se basa en un análisis de regresión de más de 2,800 módulos dinámicos y 200 mezclas asfálticas diferentes. Este modelo fue modificado e incluido en el proyecto NCHRP 1-37A y se alimenta de parámetros como la viscosidad del cemento asfáltico y las propiedades volumétricas de la mezcla, como se muestra en la ecuación (45):

$$\begin{aligned} \log |E^*| = & -1.249937 + 0.029232(p_{200}) - 0.001767(p_{200})^2 \\ & - 0.002841(p_4) - 0.058097(V_a) - \frac{0.802208(V_{beff})}{V_{beff} + V_a} \\ & + \frac{3.871977 - 0.0021(p_4) + 0.003958(p_{38}) - 0.000017(p_{38})^2 + 0.005470(p_{34})}{1 + e^{(-0.603313 - 0.313351 \times \log(f) - 0.393532 \times \log(\eta))}} \end{aligned} \quad (45)$$

Donde:

$|E^*|$ = módulo dinámico, 10^5 psi.

η = viscosidad, 10^6 Poise.

f = frecuencia de carga, Hz.

V_a = Volumen de vacíos de aire, porcentaje.

V_{beff} = Volumen de cemento asfáltico efectivo, porcentaje.

p_4 = porcentaje acumulado retenido en la malla del No. 4.

p_{34} = porcentaje acumulado retenido en la malla de 3/4".

p_{38} = porcentaje acumulado retenido en la malla 3/8".

p_{200} = porcentaje que pasa la malla del No. 200.

En 2006, Witczak calibró el modelo de 1999 usando más muestras de laboratorio e incluyó el módulo de corte complejo del cemento asfáltico, ($|G^*|_b$) y el ángulo de fase, (δ_b) del cemento asfáltico en el nuevo modelo (proyecto NCHRP 1-40D), con lo que la expresión (45) se modificó obteniéndose la ecuación (46):

$$\begin{aligned} \log |G^*|_b = & -0.349 + 0.754 \left(|G^*|_b^{-0.0052} \right) \times \\ & \left(\begin{aligned} & 6.65 - 0.032\rho_{200} + 0.0027\rho_{200}^2 + 0.011\rho_4 - 0.0001\rho_4^2 \\ & + 0.006\rho_{38} - 0.00014\rho_{38}^2 - 0.08V_a - 1.06 \left(\frac{V_{beff}}{V_a + V_{beff}} \right) \end{aligned} \right) \\ & + \frac{2.56 + 0.03V_a + 0.71 \left(\frac{V_{beff}}{V_a + V_{beff}} \right) + 0.012\rho_{38} - 0.0001\rho_{38}^2 - 0.01\rho_{34}}{1 + e^{(-0.7814 - 0.5785 \log |G^*|_b + 0.8834 \log \delta_b)}} \end{aligned} \quad (46)$$

Donde $|G^*|_b$ es el módulo de corte dinámico y δ_b es el ángulo de fase asociado a dicho módulo.

En el modelo predictivo de Witczak (2006) se utiliza la frecuencia angular como modo de carga, por lo tanto, la predicción de un módulo dinámico (E^*) a 10 Hz y 25 °C requiere que el módulo de corte dinámico del cemento asfáltico (G^*), se determine a 10 rad/s (1.59 Hz) y 25 °C. Esta definición de frecuencia se conoce como definición inconsistente de frecuencia, ya que la frecuencia a la que se mide E^* y G^* no es consistente y se considera como una deficiencia del modelo. No obstante, más adelante mediante el uso de la regla Cox-Mertz, Bari y Witczak (2006) desarrollaron un nuevo modelo para predecir el valor del módulo de corte dinámico (G^*) en función de la frecuencia y la temperatura utilizando los valores de la relación A-VTS, cuyas ecuaciones se presentan a continuación:

$$G^*_b = 0.0051 f_s \eta_{f_s, T} (\text{sen} \delta_b)^{7.1542 - 0.4929 f_s + 0.0211 f_s^2} \quad (47)$$

$$\delta_b = 90 + (-7.3146 - 2.6162 \times VTS') \times \log(f_s \times \eta_{f_s, T}) + (0.1124 + 0.2029 \times VTS') \times \log(f_s \times \eta_{f_s, T})^2 \quad (48)$$

$$\log \log \eta_{f_s, T} = 0.9699 f_s^{-0.0527} \times A + 0.9668 f_s^{-0.0575} \times VTS \log T_R \quad (49)$$

Donde:

f_s – Frecuencia de corte dinámico, en rad/s.

δ_b – Ángulo de fase del cemento asfáltico estimado, en °.

$\eta_{f_s, T}$ – Viscosidad del cemento asfáltico a una frecuencia de carga (f_s) y temperatura (T) de referencia, en cP.

T_R – Temperatura, en Rankine.

Cabe mencionar que el uso del modelo de viscosidad en el nivel 1 de la guía tiene como propósito fundamental desplazar los datos experimentales a curvas maestras más suaves, por lo que el ajuste obtenido no necesariamente será óptimo. Por otro lado, se sugiere que en la utilización de los modelos de ajuste y predictivos del nivel 1, 2 y 3 de la guía, se evalué el cemento asfáltico envejecido en RTFO.

Para evaluar la calidad de ajuste de modelos, se realiza un análisis estadístico. Para ello se estima el error estándar (S_e), la desviación estándar de los valores medidos (S_y) y el coeficiente de regresión (R^2) usando las ecuaciones (50) – (52).

$$S_e = \sqrt{\frac{\sum_i^n (E_{mi}^* - E_{pi}^*)^2}{n - p}} \quad (50)$$

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_i^n (E_{mi}^* - \bar{E}_m^*)^2}{n - 1}} \quad (51)$$

$$R^2 = 1 - \left(\frac{n - p}{n - 1} \right) \left(\frac{S_e}{S_y} \right)^2 \quad (52)$$

Donde:

E_{mi}^* = Módulo dinámico medido.

E_{pi}^* = Módulo dinámico estimado o ajustado.

\bar{E}_m^* = Módulo dinámico promedio medido.

n = Tamaño de la muestra.

p = Número de variables independientes en el modelo.

El criterio comúnmente usado para evaluar el ajuste de estos modelos es el desarrollado por Tran y Hall (2005), en la Tabla 5.25 se presenta este criterio subjetivo a partir de la determinación de los parámetros estadísticos de las ecuaciones (50) – (51).

Tabla 5.25. Criterio para evaluar la calidad del ajuste (Tran y Hall, 2005).

Criterio	R ²	S _e /S _y
Excelente	≥ 0.90	≤ 0.35
Bueno	0.70 – 0.89	0.36 – 0.55
Regular	0.40 – 0.69	0.56 – 0.75
Malo	0.20 – 0.39	0.76 – 0.89
Muy malo	≤ 0.19	≥ 0.90

5.4.3 PREDICCIÓN DE DETERIOROS

a) Predicción del agrietamiento por fatiga

En 2002 Witczak et al. realizaron numerosos ensayos de laboratorio con el fin proporcionar recomendaciones en la evaluación del deterioro por fatiga. A partir de esta información, la expresión indicada en la ecuación (53) se basa en la ecuación del daño acumulado de Miner [67] y la expresión desarrollada por Monismith y Pell [68]. En esta expresión la vida por fatiga, representada por el número de repeticiones a la falla, N_f , se encuentra en función de la deformación horizontal a tensión, ε_t , y el módulo dinámico, $|E^*|$:

$$N_f = FK_{1\alpha} \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^5 \left(\frac{1}{|E^*|} \right)^{1.4} \quad (53)$$

Donde F representa un factor de ajuste, que indica como el esfuerzo o deformación controlan el comportamiento a la fatiga y está en función del módulo dinámico ($|E^*|$) y el espesor del pavimento (h_{ac}), como se muestra en la siguiente expresión:

$$F = 1 + \frac{13909 \cdot |E^*|^{-0.4} - 1}{1 + e^{(1.354 \cdot h_{ac} - 5.408)}} \quad (54)$$

El factor de ajuste volumétrico, $K_{1\alpha}$, corrige el número de repeticiones a la falla tomando en cuenta las propiedades del cemento asfáltico y la mezcla asfáltica, como se muestra a continuación:

$$K_{1\alpha} = [0.0252 \cdot PI - 0.00126 \cdot PI(V_b) + 0.00673 \cdot V_b - 0.0167]^5 \quad (55)$$

En donde PI es el denominado índice de penetración y V_b es el volumen de cemento asfáltico en la mezcla.

b) Predicción de deformaciones permanentes

La Guía Mecánico - Empírica para el Diseño de Pavimentos, usa la teoría del daño incremental para determinar la deformación permanente que sufre un pavimento asfáltico y utiliza el módulo dinámico en la formulación matemática desarrollada.

Sin embargo, el ensayo de módulo dinámico no fue el primer precursor en la evaluación de este deterioro, quizá el ensayo más usado en la modelación de este deterioro sea el ensayo estático de creep, seguido del ensayo de carga repetida. Este último simula de forma más realista la respuesta de materiales como carpetas asfálticas.

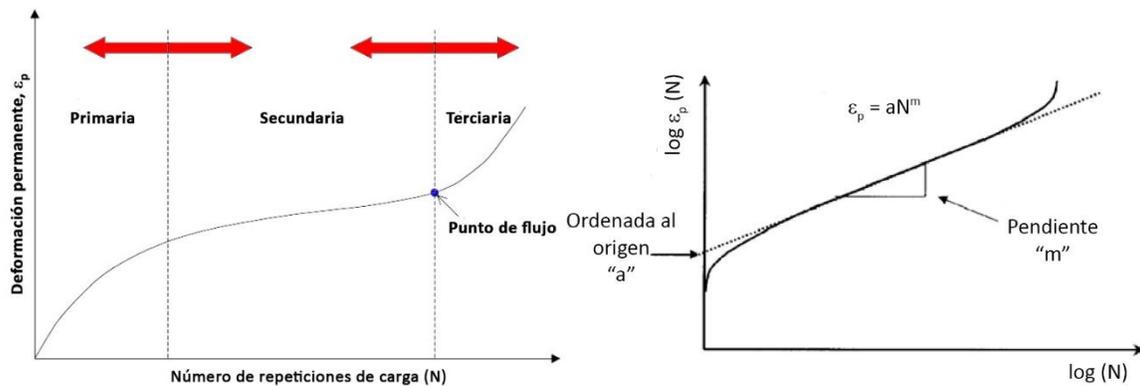


Figura 5.69. Desarrollo de la deformación permanente en un ensayo de carga repetida (Witczak et al., 2002).

Si observamos en la Figura 5.69, el modelo de predicción de la deformación permanente solo se ajusta hasta la fase secundaria de la curva. La mayoría de los modelos descritos en la literatura también modelan hasta esta fase, no pudiendo determinar el punto de flujo, parámetro importante en la caracterización de especímenes de concreto asfáltico.

El modelo de predicción emplea el concepto de deformación por capa que sumadas, contribuyen a la deformación permanente de la estructura del pavimento, tal y como se expresa en la siguiente ecuación:

$$RD = \sum_{i=1}^{n_{subcapas}} \epsilon_p^i h^i \tag{56}$$

Donde:

RD : Deformación por rodadura.

$n_{subcapas}$: Número de sub-capas.

ϵ_p^i : Deformación plástica determinada a la mitad de la sub-capa i .

h^i : Espesor de la sub-capa i .

En la ecuación (57) se define la relación entre la deformación plástica y la elástica, la cual depende de la temperatura y el número de pasadas o ciclos, como se muestra a continuación:

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = k_1 a_1 \beta_{r1} T^{a_2 \beta_{r2}} N^{a_3 \beta_{r3}} \quad (57)$$

Donde:

ε_p : Deformación plástica acumulada respecto al número de repeticiones de carga N .

ε_r : Deformación resiliente del material asfáltico.

k_1 : Factor de presión de confinamiento.

a_i : Coeficientes experimentales no-lineales.

β_{ri} : Factores de calibración de campo.

N : Número de repeticiones de carga.

T : Temperatura, °F.

Los coeficientes experimentales fueron determinados en laboratorio mediante ensayos de carga axial repetida y tienen los siguientes valores:

$$a_1 = 10^{-3.35412}$$

$$a_2 = 1.5606$$

$$a_3 = 0.479244$$

Para calibraciones globales, los factores de calibración de campo β_{ri} , son igual a 1. Mientras que el factor de presión de confinamiento fue analizado en pruebas de pista de carreteras determinándose el siguiente valor:

$$k_1 = (C_1 + C_2 \times h) \times 0.328196^h$$

$$C_1 = -0.1039 \times h_{ac}^2 + 2.4868 \times h_{ac} - 17.342$$

$$C_2 = 0.0172 \times h_{ac}^2 - 1.7331 \times h_{ac} + 27.428$$

Donde:

h : Profundidad, en pulgadas.

h_{ac} : Espesor total de todas las capas, en pulgadas.

La deformación resiliente, conforme con la guía de diseño de pavimentos, se determina usando un modelo matemático multi-capa elástico lineal, que define el estado de esfuerzos en tres dimensiones:

$$\varepsilon_r = \frac{1}{|E^*|} (\sigma_z - \mu \sigma_x - \mu \sigma_y) \quad (58)$$

Donde:

$|E^*|$: Módulo dinámico.

σ_z : Esfuerzo vertical.

σ_x : Esfuerzo lateral a lo largo del eje x.

σ_y : Esfuerzo lateral a lo largo del eje y.

μ : Relación de Poisson.

5.4.4 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

El protocolo de ensayo de módulo dinámico se basa en las directrices de la norma AASHTO T342, en ella se establece que el ensayo se realiza en núcleos de especímenes compactados con el compactador giratorio *Superpave* (150 mm de diámetro), los cuales deben tener un diámetro final de 100 a 104 mm y una altura de 150 mm \pm 2.50 mm y para ello se utiliza un extractor de núcleos tal como el que se muestra en la Figura 5.70. Este procedimiento se realiza debido a que durante la compactación las partes laterales, así como superior-inferior de las probetas compactadas no se densifican de igual manera, por lo que el núcleo es la zona que mayor y más homogéneamente se densifica, por lo general se fabrican especímenes con una altura mayor a 170 mm y un volumen de vacíos de aire de entre 1.5 a 2.5 mayor al buscado.



Figura 5.70. Elaboración de especímenes en el compactador giratorio (izquierda) y extracción de núcleos para obtener las dimensiones de probetas establecidas en la norma AASHTO T342 (derecha).

En resumen, se utiliza un equipo hidráulico capaz de aplicar una carga compresiva (esfuerzo controlado) haversiana o sinusoidal en el rango de frecuencias de 0.1 a 25 Hz. Además, debe contar con una cámara climática que permita el control de la temperatura de -10 °C a 60 °C con una tolerancia de \pm 0.5 °C. Para la medición de la deformación axial se utilizaron dos sensores de deformación lineal (LVDT) con una carrera de 0.5 mm, los cuales se instalaron a un costado de los especímenes con una separación de 180 grados a través de 2 dispositivos de sujeción (Figura 5.71).

Por otra parte, los especímenes deben ser acondicionados cierto tiempo para alcanzar la temperatura de la prueba o bien si cuenta con un espécimen de monitoreo de temperatura (dummy) que permita verificar que el espécimen alcanzado y mantenido dicha temperatura, el tiempo de acondicionamiento puede variar respecto a las recomendaciones de la norma (Tabla 5.26).



Figura 5.71. Montaje y acondicionamiento del espécimen de prueba.

Tabla 5.26. Tiempos recomendados de acondicionamiento.

Temperatura del espécimen, °C (°F)	Tiempo de acondicionamiento previo al ensayo, h
-10 (14)	Toda la noche
4 (40)	De 4 h a toda la noche
21 (70)	3
37 (100)	2
54 (130)	1

Una vez que se ha cumplido el acondicionamiento, se aplica una carga de contacto igual al 5% de la carga dinámica establecida, la cual depende de la rigidez del espécimen. Por lo general oscila entre 15 a 2800 kPa, esta se ajusta hasta alcanzar una deformación entre 50 a 150 microdeformaciones. En la Tabla 5.27 se muestran los rangos típicos de esfuerzo dinámico aplicados conforme a la temperatura de ensayo.

Tabla 5.27. Rangos típicos de esfuerzo dinámico aplicado para cada temperatura de ensayo.

Temperatura del espécimen, °C (°F)	Rango, kPa
-10 (14)	1400 a 2800
4 (40)	700 a 1400
21 (70)	350 a 700
37 (100)	140 a 250
54 (130)	35 a 70

Finalmente, para cada temperatura se debe aplicar la carga dinámica desde la frecuencia más alta a la más baja, con un pre-acondicionamiento inicial de 200 ciclos a la frecuencia de 25 Hz. Para cada frecuencia se deben programar el número de ciclos establecidos en la Tabla 5.28 con un periodo de descanso entre frecuencias de 2 minutos.

Tabla 5.28. Número de ciclos para cada frecuencia de ensayo.

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

5.4.5 RESULTADOS DEL ENSAYO DE MÓDULO DINÁMICO

Para el ensayo de módulo dinámico se fabricaron dos especímenes de la mezcla asfáltica control, dos especímenes de la mezcla asfáltica con 30% RAP y dos especímenes de la mezcla asfáltica con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor (Revive). Todos los especímenes se mezclaron y compactaron bajo los lineamientos de la norma AASHTO T312 y se aplicó un acondicionamiento conforme a la norma AASHTO R30. Las propiedades volumétricas y de densificación de cada espécimen se muestran a continuación:

Tabla 5.29. Resumen de propiedades volumétricas y de compactación para los especímenes de concreto asfáltico evaluados.

Muestra	Especímen	Probeta (SCG)			Núcleo							
		No. de giros	H (mm)	D (mm)	H (mm)	D (mm)	P _b (%)	G _{mb} (g/cm ³)	G _{mm} (g/cm ³)	V _a (%)	VMA (%)	VFA (%)
Control	A	50	176.9	150.2	151.7	101.1	5.6	2.404	2.582	6.9	17.0	59.4
	B	55	176.7	150.1	150.6	101.1	5.6	2.406	2.582	6.8	16.9	59.7
Con 30% RAP	A	41	176.7	150.1	150.1	101.0	5.8	2.384	2.560	6.9	16.9	59.4
	B	51	176.7	150.1	148.8	101.0	5.8	2.375	2.560	7.2	17.2	58.1
Con 30% RAP + 5% Rejuvenecedor	A	56	176.7	150.2	148.0	101.0	5.8	2.376	2.560	7.2	17.2	58.2
	B	46	176.5	150.1	149.1	101.0	5.8	2.370	2.560	7.4	17.4	57.3

Se fabricaron especímenes con un alto porcentaje de vacíos de aire y por lo tanto se obtuvieron también altos porcentajes de absorción, por lo cual no fue posible aplicar el método convencional (ASTM D2726) para determinarlos. Por lo que se utilizó el equipo CoreLok para determinar la densidad relativa de la mezcla compactada (G_{mb}) para todos los especímenes. Mediante interpolaciones se determinó que para un porcentaje de vacíos de aire en el núcleo igual al 7%, la probeta original debía tener 9.2%.

En la Tabla 5.30, se presentan los resultados obtenidos del ensayo de módulo dinámico para cada tipo de mezcla asfáltica.

Tabla 5.30. Resultados de módulo dinámico (especímenes control).

Temperatura (°C)	Frecuencia (Hz)	Especímen control					
		E^*_{prom} (MPa)	δ_{prom} (°)	D. Est. (E*)	C. V. (E*)	D. Est. (δ)	C. V. (δ)
-10	25	17065.9	7.3	1284.9	7.5%	1.66	22.7%
-10	10	15713.0	7.9	942.7	6.0%	1.38	17.4%
-10	5	14884.8	8.4	814.3	5.5%	1.24	14.8%
-10	1	12891.2	9.6	626.8	4.9%	1.03	10.7%
-10	0.5	12084.6	10.0	550.4	4.6%	0.85	8.5%
-10	0.1	10221.1	11.5	327.4	3.2%	0.78	6.8%
4	25	11058.8	10.3	38.1	0.3%	0.21	2.1%
4	10	9942.4	11.3	6.9	0.1%	0.21	1.9%
4	5	9114.9	12.3	10.0	0.1%	0.14	1.2%
4	1	7183.2	14.9	40.2	0.6%	0.32	2.1%
4	0.5	6432.0	16.0	60.2	0.9%	0.07	0.4%
4	0.1	4831.7	18.6	38.6	0.8%	0.28	1.5%
21	25	5306.6	18.3	47.6	0.9%	0.07	0.4%
21	10	4393.4	19.5	35.6	0.8%	0.07	0.4%
21	5	3754.6	20.9	39.0	1.0%	0.07	0.3%
21	1	2379.9	25.3	7.4	0.3%	0.28	1.1%
21	0.5	1926.2	26.5	16.0	0.8%	0.64	2.4%
21	0.1	1213.0	27.6	23.0	1.9%	0.57	2.1%
37	25	2268.0	24.5	188.5	8.3%	1.13	4.6%
37	10	1689.8	24.6	148.9	8.8%	1.03	4.2%
37	5	1367.9	25.3	134.2	9.8%	0.95	3.8%
37	1	785.3	27.1	106.4	13.5%	1.13	4.2%
37	0.5	636.3	26.9	92.0	14.5%	1.24	4.6%
37	0.1	418.2	23.7	65.8	15.7%	0.78	3.3%
54	25	732.7	25.6	123.3	16.8%	0.71	2.8%
54	10	548.6	23.1	88.4	16.1%	0.32	1.4%
54	5	419.5	23.1	72.6	17.3%	0.14	0.6%
54	1	277.2	20.1	44.4	16.0%	0.28	1.4%
54	0.5	238.1	18.8	27.9	11.7%	0.21	1.1%
54	0.1	185.3	14.6	12.8	6.9%	0.42	2.9%

D. Est. – Desviación estándar.

C. V. – Coeficiente de variación.

Cabe mencionar que durante el montaje de los especímenes se colocó una mezcla ultrarresistente de plastiaceros sobre las caras superior e inferior de los mismos, quedando adherida la probeta con los platos de carga del equipo. Este procedimiento se realizó debido a que el equipo de corte utilizado para cabecear las probetas no tiene la precisión necesaria para realizar el corte, por lo que los especímenes tienen en algunos casos variaciones significativas de altura que provocarían errores

en el cálculo del módulo dinámico, el uso del plastiacero permitió disminuir considerablemente este error.

Conforme con la norma AASHTO T312 la variación de los resultados para dos especímenes con dos LVDT's colocados a 180° debe ser de $\pm 18\%$. Para los especímenes control solo se presentó una variación fuera del rango representada por el parámetro C.V. (Tabla 5.30), mientras que para los especímenes con 30% de RAP todos los resultados se encontraron dentro del rango (Tabla 5.31). Cabe mencionar que los especímenes con 30% RAP más 5% rejuvenecedor presentaron mayor variación en los resultados Tabla 5.32. Sin embargo, debido a la naturaleza del material y el alto porcentaje de vacíos utilizado, se consideraron admisibles resultados.

Tabla 5.31. Resultados de módulo dinámico (especímenes con 30% RAP).

Temperatura (°C)	Frecuencia (Hz)	Especimen con 30% RAP					
		E* _{prom} (MPa)	δ_{prom} (°)	D. Est. (E*)	C. V. (E*)	D. Est. (δ)	C. V. (δ)
-10	25	17131.6	5.2	65.9	0.4%	0.81	15.6%
-10	10	16247.9	6.1	13.8	0.1%	0.35	5.8%
-10	5	15535.3	6.4	40.3	0.3%	0.32	5.0%
-10	1	13866.4	7.2	107.0	0.8%	0.39	5.4%
-10	0.5	13137.9	7.6	66.8	0.5%	0.64	8.4%
-10	0.1	11534.3	8.6	105.2	0.9%	0.57	6.6%
4	25	12287.0	8.5	81.0	0.7%	0.57	6.7%
4	10	11216.5	9.5	7.5	0.1%	0.60	6.3%
4	5	10425.4	10.2	14.8	0.1%	0.64	6.3%
4	1	8633.0	11.9	36.6	0.4%	0.60	5.1%
4	0.5	7869.5	12.7	27.6	0.4%	0.49	3.9%
4	0.1	6272.6	14.9	5.4	0.1%	0.64	4.3%
21	25	6647.4	15.3	182.8	2.7%	0.88	5.8%
21	10	5668.4	16.8	145.2	2.6%	0.92	5.5%
21	5	4932.1	18.1	120.5	2.4%	0.92	5.1%
21	1	3461.9	21.8	94.2	2.7%	0.74	3.4%
21	0.5	2964.1	23.9	12.5	0.4%	0.92	3.9%
21	0.1	2058.3	26.4	53.6	2.6%	0.42	1.6%
37	25	3297.4	22.0	15.9	0.5%	0.25	1.1%
37	10	2593.7	22.8	27.7	1.1%	0.14	0.6%
37	5	2081.8	24.4	28.0	1.3%	0.32	1.3%
37	1	1191.2	28.9	24.9	2.1%	1.34	4.6%
37	0.5	944.7	30.6	31.4	3.3%	1.45	4.7%
37	0.1	571.3	29.8	49.2	8.6%	2.44	8.2%
54	25	1198.1	26.8	1.4	0.1%	0.04	0.1%
54	10	871.1	25.9	11.5	1.3%	0.18	0.7%
54	5	677.4	26.5	8.1	1.2%	0.35	1.3%
54	1	410.6	25.7	7.3	1.8%	0.39	1.5%
54	0.5	332.3	24.9	11.8	3.6%	0.25	1.0%
54	0.1	232.9	20.2	1.4	0.6%	0.81	4.0%

Tabla 5.32. Resultados de módulo dinámico (especímenes con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor).

Temperatura (°C)	Frecuencia (Hz)	Especimen con 30% RAP más 5% Revive					
		E* _{prom} (MPa)	δ _{prom} (°)	D. Est. (E*)	C. V. (E*)	D. Est. (δ)	C. V. (δ)
-10	25	18238.9	9.3	744.5	4.1%	0.95	10.2%
-10	10	16691.6	10.0	629.5	3.8%	1.24	12.3%
-10	5	15845.0	10.4	545.8	3.4%	1.20	11.6%
-10	1	13672.0	11.6	470.3	3.4%	1.31	11.3%
-10	0.5	12817.7	12.2	444.4	3.5%	1.31	10.7%
-10	0.1	10843.0	14.0	326.5	3.0%	1.27	9.1%
4	25	13395.3	13.0	1743.7	13.0%	2.76	21.3%
4	10	12133.9	14.9	1872.2	15.4%	3.04	20.4%
4	5	11124.4	15.9	1744.7	15.7%	2.90	18.3%
4	1	8587.4	18.8	1257.8	14.6%	3.22	17.1%
4	0.5	7619.7	20.4	1162.2	15.3%	3.11	15.3%
4	0.1	5747.5	23.1	1061.3	18.5%	2.86	12.4%
21	25	5878.0	20.6	214.8	3.7%	1.59	7.7%
21	10	4832.5	22.1	183.9	3.8%	1.80	8.1%
21	5	4127.6	23.4	148.6	3.6%	1.73	7.4%
21	1	2663.7	27.1	123.8	4.6%	0.95	3.5%
21	0.5	2169.4	27.7	89.7	4.1%	0.53	1.9%
21	0.1	1447.1	28.2	28.7	2.0%	0.21	0.8%
37	25	2462.7	26.4	151.6	6.2%	0.18	0.7%
37	10	1790.7	26.6	144.0	8.0%	0.21	0.8%
37	5	1448.9	26.9	122.3	8.4%	0.78	2.9%
37	1	818.1	28.3	89.8	11.0%	1.27	4.5%
37	0.5	660.9	28.0	84.1	12.7%	1.56	5.6%
37	0.1	452.1	23.8	62.7	13.9%	2.37	10.0%
54	25	738.0	29.9	78.6	10.7%	2.12	7.1%
54	10	571.5	26.0	84.2	14.7%	3.22	12.4%
54	5	453.0	23.9	70.1	15.5%	2.02	8.4%
54	1	301.9	21.8	21.5	7.1%	0.57	2.6%
54	0.5	257.1	20.3	24.0	9.3%	0.85	4.2%
54	0.1	219.0	15.9	30.3	13.8%	0.99	6.2%

Con los resultados obtenidos de módulo dinámico y ángulo de fase se construyeron las denominadas curvas isotérmicas donde se observa la variación del módulo dinámico (ángulo de fase) a distintas frecuencias. En la Figura 5.72 a Figura 5.74 podemos observar un comportamiento similar del módulo dinámico para los tres tipos de especímenes, sin embargo, la variación del ángulo de fase en los especímenes control y especímenes con 30% RAP más 5% rejuvenecedor, muestran una

mayor susceptibilidad a la temperatura, principalmente a temperaturas mayores a 21 °C donde comienza a predominar el comportamiento viscoso del cemento asfáltico.

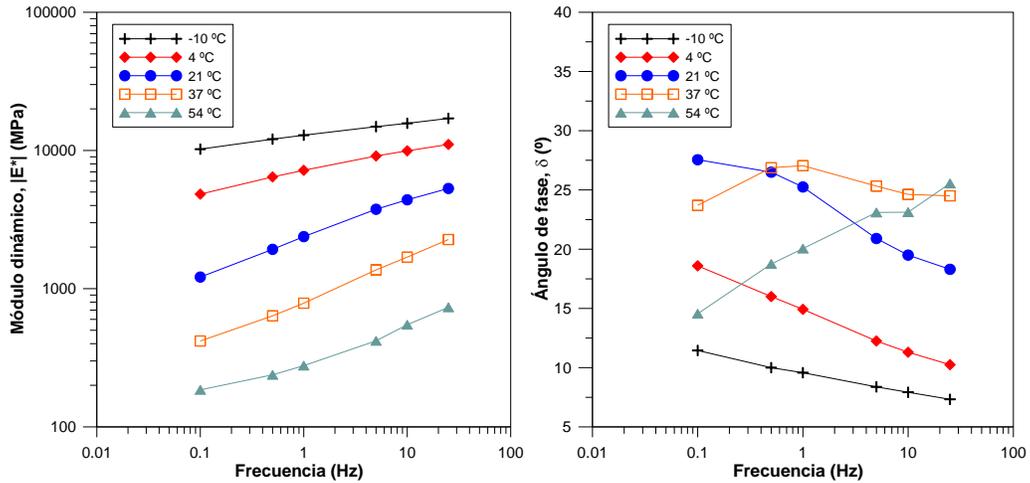


Figura 5.72. Módulo dinámico y ángulo de fase variando la frecuencia (especimen control).

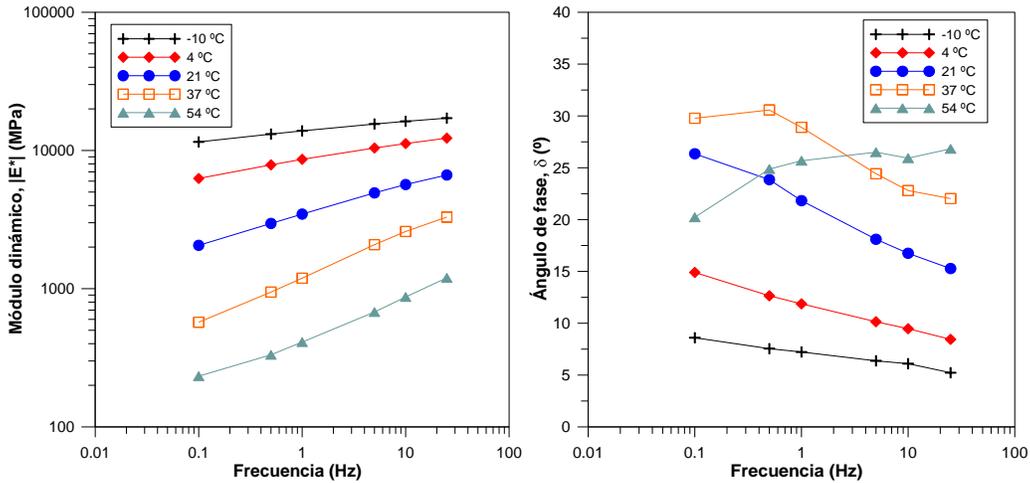


Figura 5.73. Módulo dinámico y ángulo de fase variando la frecuencia (especimen con 30% RAP).

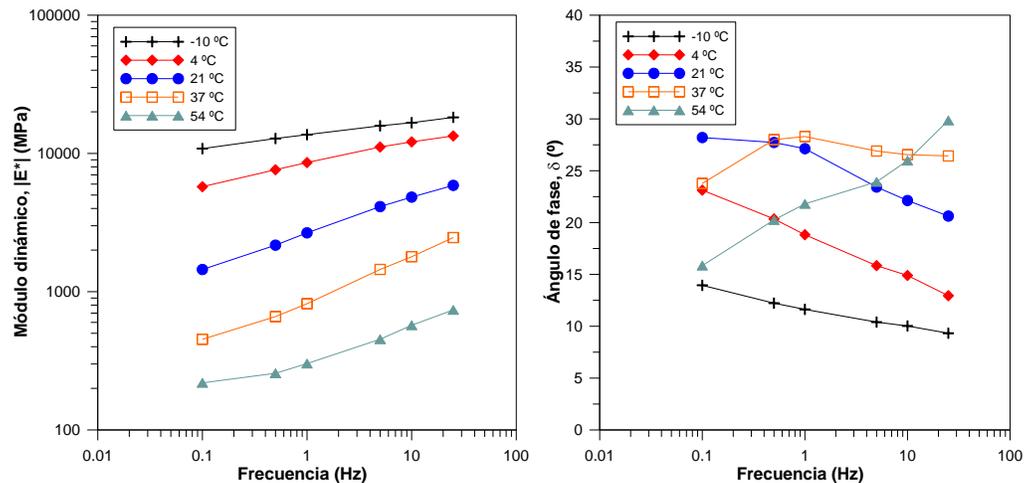


Figura 5.74. Módulo dinámico y ángulo de fase variando la frecuencia (especimen con 30% RAP más 5% Revive).

a) Construcción de curvas maestras (Modelo sigmoidal)

El modelo sigmoidal, es un modelo matemático de ajuste de curvas. A partir de la ecuación (37) podemos ajustar los resultados obtenidos del ensayo de modulo dinámico. Los parámetros que componen este modelo α , β , γ y ν , se determinan mediante un proceso de optimización usando la herramienta Solver de Microsoft Excel®. A estos parámetros es necesario asignarles un valor de entrada, generalmente se asignan los valores de 1, -1, 1 y 1, respectivamente. El proceso de optimización consiste en minimizar el error entre el $\log E^*$ medido y el $\log E^*$ calculado, se puede hacer uso de la siguiente expresión:

$$SSE = \sum_i^n \frac{(\log E^*_{Med_i} - \log E^*_{Cal_i})^2}{(\log E^*_{Med_i})^2} \quad (56)$$

Por otra parte, el cálculo del factor de desplazamiento, $\alpha(T)$, requiere la aplicación de alguno de los modelos planteados anteriormente; Arrhenius o Williams-Landel-Ferry. En este trabajo se recomienda el uso del modelo de WLF, asignando a las variables C_1 y C_2 los valores iniciales de 19 y 92 para iniciar la optimización. En la Tabla 5.33 se presentan los resultados obtenidos de módulo dinámico para el espécimen control y se muestra el procedimiento para construir la curva maestra.

Tabla 5.33. Construcción de curvas maestras mediante el modelo sigmoidal (Especimen control).

Temp. (°C) - A -	Fr. (Hz) - B -	E* _{MED} (MPa) - C -	log E* _{MED} (MPa) - D -	log f (Hz) - E -	log fr (Hz) - F -	log E* _{AJUS} (MPa) - G -	Error - H -	fr (Hz) - I -	E* _{AJUS} (MPa) - J -	Temperatura de referencia (°C)	21
-10	25	17065.9	4.23	-1.40	-5.24	4.21	3.1E-05	1.7E+05	16170.0	Parámetros	Valor
-10	10	15713.0	4.20	-1.00	-4.84	4.19	5.4E-06	7.0E+04	15365.0	α	2.56
-10	5	14884.8	4.17	-0.70	-4.54	4.17	1.9E-06	3.5E+04	14690.0	β	-0.57
-10	1	12891.2	4.11	0.00	-3.84	4.11	2.3E-08	7.0E+03	12909.6	γ	0.48
-10	0.5	12084.6	4.08	0.30	-3.54	4.08	4.6E-08	3.5E+03	12060.2	ν	1.76
-10	0.1	10221.1	4.01	1.00	-2.84	4.00	8.4E-06	7.0E+02	9950.5	C ₁	27.81
4	25	11058.8	4.04	-1.40	-3.38	4.06	2.5E-05	2.4E+03	11590.8	C ₂	255.36
4	10	9942.4	4.00	-1.00	-2.98	4.02	2.3E-05	9.6E+02	10386.2		
4	5	9114.9	3.96	-0.70	-2.68	3.98	1.6E-05	4.8E+02	9450.2		
4	1	7183.2	3.86	0.00	-1.98	3.86	2.2E-06	9.6E+01	7278.5		
4	0.5	6432.0	3.81	0.30	-1.68	3.80	8.3E-07	4.8E+01	6380.7		
4	0.1	4831.7	3.68	1.00	-0.98	3.65	7.5E-05	9.6E+00	4488.9		
21	25	5306.6	3.72	-1.40	-1.40	3.75	3.2E-05	2.5E+01	5572.2		
21	10	4393.4	3.64	-1.00	-1.00	3.66	1.3E-05	1.0E+01	4529.2		
21	5	3754.6	3.57	-0.70	-0.70	3.58	4.5E-06	5.0E+00	3820.5		
21	1	2379.9	3.38	0.00	0.00	3.39	2.4E-05	1.0E+00	2472.9		
21	0.5	1926.2	3.28	0.30	0.30	3.31	4.1E-05	5.0E-01	2021.6		
21	0.1	1213.0	3.08	1.00	1.00	3.09	1.0E-05	1.0E-01	1240.6		
37	25	2268.0	3.36	-1.40	0.24	3.32	9.4E-05	5.7E-01	2104.2		
37	10	1689.8	3.23	-1.00	0.64	3.20	5.5E-05	2.3E-01	1599.5		
37	5	1367.9	3.14	-0.70	0.94	3.11	6.0E-05	1.1E-01	1293.7		
37	1	785.3	2.90	0.00	1.64	2.90	3.0E-07	2.3E-02	788.1		
37	0.5	636.3	2.80	0.30	1.94	2.81	5.5E-07	1.1E-02	639.3		
37	0.1	418.2	2.62	1.00	2.64	2.61	3.8E-05	2.3E-03	402.9		
54	25	732.7	2.86	-1.40	1.79	2.85	1.9E-05	1.6E-02	712.1		
54	10	548.6	2.74	-1.00	2.18	2.73	3.2E-06	6.6E-03	542.4		
54	5	419.5	2.62	-0.70	2.48	2.65	9.5E-05	3.3E-03	445.0		
54	1	277.2	2.44	0.00	3.18	2.46	7.6E-05	6.6E-04	291.1		
54	0.5	238.1	2.38	0.30	3.48	2.39	4.4E-05	3.3E-04	246.9		
54	0.1	185.3	2.27	1.00	4.18	2.25	9.2E-05	6.6E-05	176.2		

SSE = 8.9E-04

En la Figura 5.75 se presenta la curva maestra generada a partir de los resultados de módulo dinámico del espécimen control, a una temperatura de referencia de 21 °C y en un rango de frecuencias de 1×10^{-7} Hz a 1×10^7 Hz.

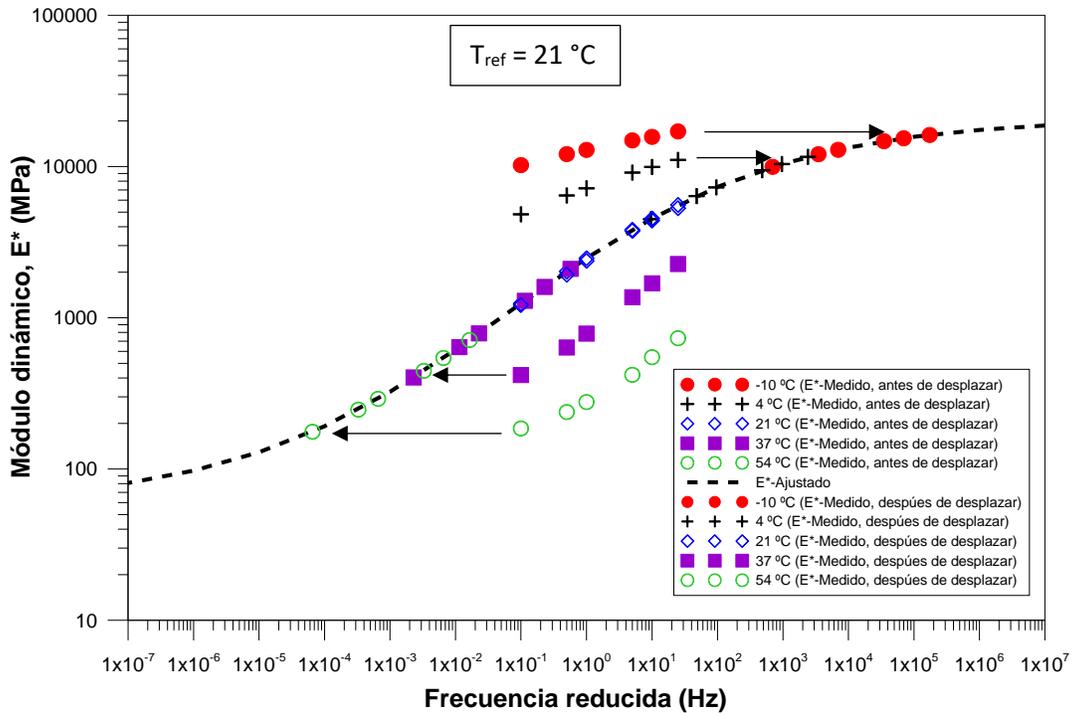


Figura 5.75. Curva maestra del módulo dinámico para el espécimen control ($T_{ref} = 21 \text{ }^\circ\text{C}$).

En la gráfica de la figura anterior podemos observar que todos los datos experimentales se sobreponen por completo sobre la curva ajustada mediante el modelo sigmoial. Para evaluar la precisión del factor de desplazamiento $\alpha(T)$, se elaboró un gráfico colocando en un eje el $\log \alpha(T)$ y en otro la temperatura (Figura 5.76).

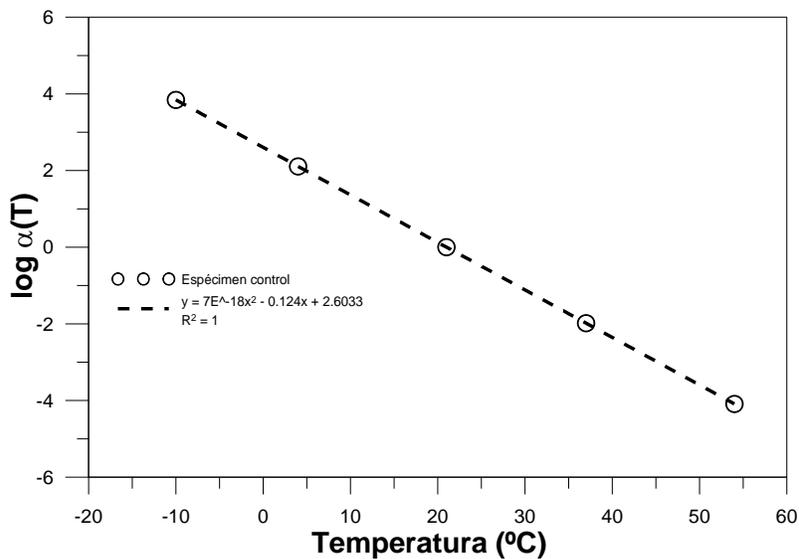


Figura 5.76. Factor de desplazamiento en función de la temperatura.

En la gráfica anterior podemos observar una excelente correlación entre el factor de desplazamiento utilizado (ecuación 43) y el rango de temperaturas del ensayo, con lo que se comprobó un excelente ajuste mediante este modelo matemático.

Ahora bien, en la optimización de los coeficientes de la ecuación sigmoïdal para construir la curva maestra del módulo dinámico (E^*), podemos realizar simultáneamente la optimización del modelo para construir la curva maestra del ángulo de fase (δ), a partir de la siguiente ecuación:

$$\delta = \frac{\pi}{2} \frac{\alpha\gamma}{(1 + e^{\beta-\gamma \log f_r})^2} e^{(\beta-\gamma \log f_r)} \quad (57)$$

$$SSE = \sum_i^n \left(\frac{(\log E^*_{Med_i} - \log E^*_{Cal_i})^2}{(\log E^*_{Med_i})^2} + \frac{(\delta_{Med_i} - \delta_{Cal_i})^2}{\delta_{Med_i}^2} \right) \quad (58)$$

Sin embargo, podemos observar en la Figura 5.72 a Figura 5.74 que el ángulo de fase (δ) a temperaturas mayores de 37 °C presenta una gran variación, debido a que la mezcla asfáltica (componente asfáltica) tiene un comportamiento viscoso a estas temperaturas y es difícil de determinar con precisión. Este fenómeno provoca que el ajuste del módulo dinámico no sea eficiente, no obstante, es una herramienta útil si desea evaluar en un rango elástico.

En la Figura 5.77 se presentan las curvas maestras de módulo dinámico desarrolladas mediante el modelo sigmoïdal para los especímenes control, especímenes con 30% RAP y especímenes con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor.

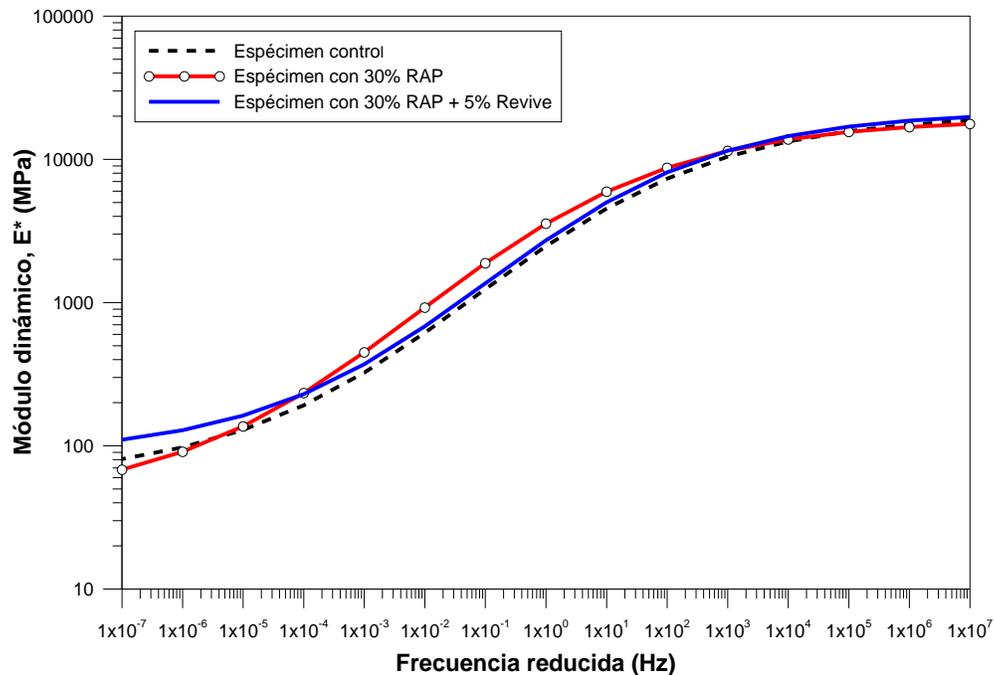


Figura 5.77. Curvas maestras del módulo dinámico para todos los especímenes evaluados ($T_{ref} = 21$ °C).

En la Figura 5.78 se presentan las curvas maestras del ángulo de fase desarrolladas mediante el modelo sigmoideal para los especímenes control, especímenes con 30% RAP y especímenes con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor.

Cabe señalar que el ajuste se realizó de manera independiente, construyendo las curvas maestras del módulo dinámico mediante la ecuación (36) y las curvas maestras del ángulo de fase mediante la ecuación (57).

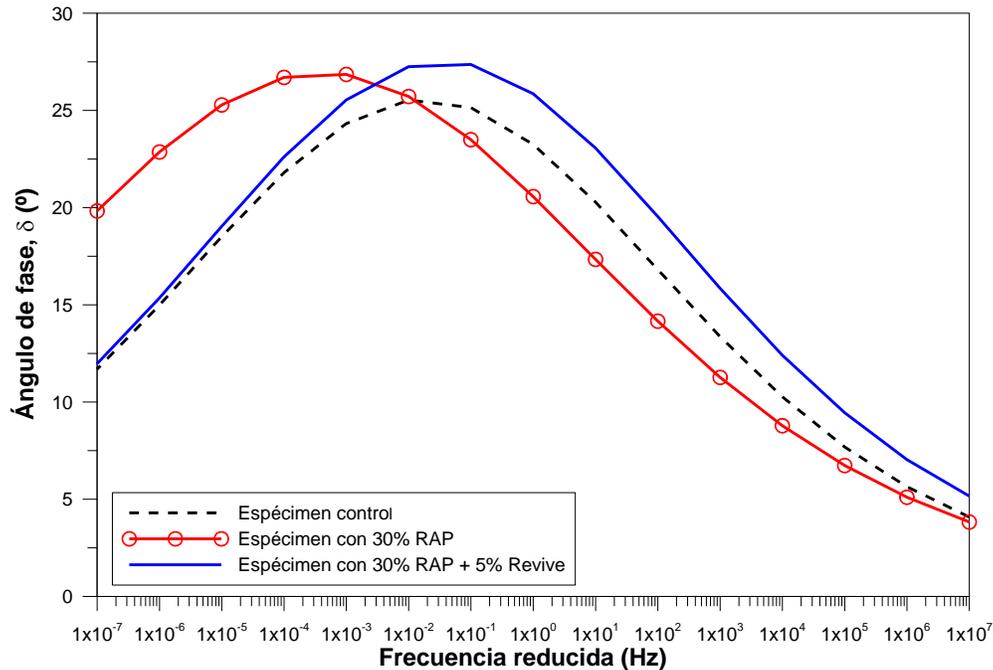


Figura 5.78. Curvas maestras del ángulo de fase para todos los especímenes evaluados ($T_{ref} = 21$ °C).

Tal y como se ilustra en la Figura 5.77 las curvas maestras generadas mediante el modelo sigmoideal indican que se presenta un aumento significativo del módulo dinámico para todos los especímenes en el rango de frecuencias de 1×10^{-4} a 1×10^3 Hz.

Respecto al ángulo de fase se observa que, a bajas frecuencias ($< 1 \times 10^{-2}$ Hz), los especímenes con RAP y sin rejuvenecedor presentaron mayores valores que los demás grupos de especímenes, lo que indica un comportamiento ligeramente más viscoso. Sin embargo, como se observa en la gráfica de la Figura 5.78 los valores del ángulo de fase no fueron mayores a los 27° , lo que sugiere que todos los especímenes tienen un comportamiento predominantemente elástico.

Por otra parte, los valores de módulo dinámico entre los especímenes control y los especímenes con RAP y rejuvenecedor fueron muy similares tendiendo a ser ligeramente mayor en los especímenes control. También podemos observar que para una frecuencia de 1.59 Hz (tránsito a una velocidad promedio de 80 km/h), existe una menor recuperación elástica en los especímenes con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor ya que estos especímenes presentaron un ángulo de fase ligeramente mayor, además, durante el ensayo se observó que estos presentaron mayor deformación permanente.

Finalmente, se evaluó la precisión del ajuste del modelo sigmoïdal para la construcción de curvas maestras del módulo dinámico y ángulo de fase. En la Figura 5.79 se muestra la comparación entre el módulo dinámico medido experimentalmente y el módulo dinámico ajustado con el modelo sigmoïdal para todos los especímenes. En la Figura 5.80 se muestra la comparación entre el ángulo de fase medido experimentalmente y el ángulo de fase ajustado con el modelo sigmoïdal para todos los especímenes.

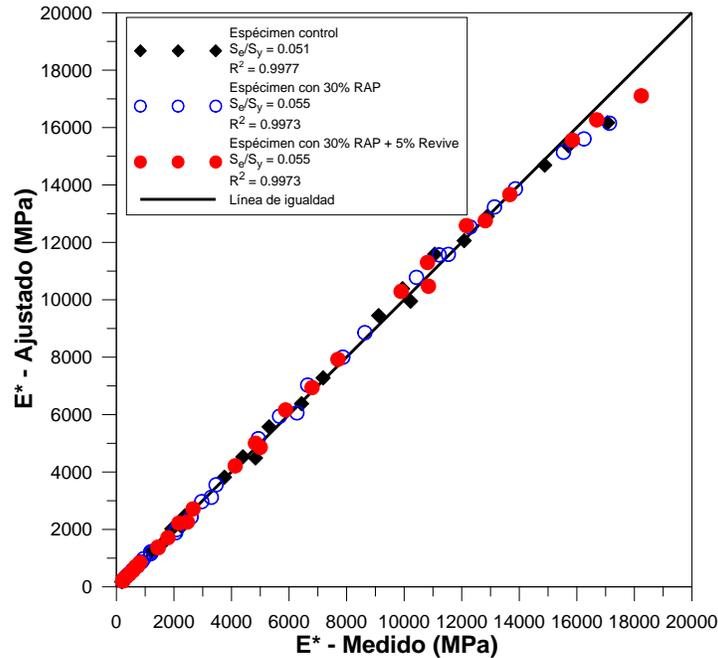


Figura 5.79. Comparación entre el módulo dinámico medido y ajustado con el modelo sigmoïdal en todos los especímenes.

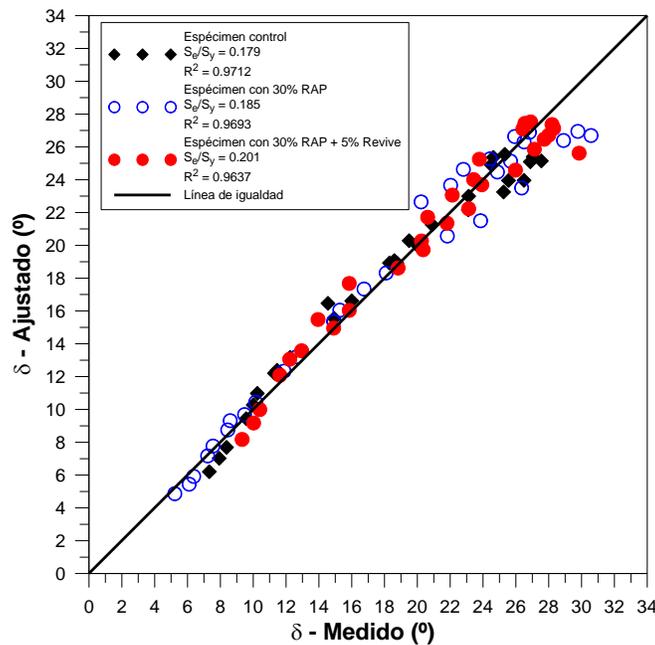


Figura 5.80. Comparación entre el ángulo de fase medido y ajustado con el modelo sigmoïdal en todos los especímenes.

Podemos observar en la gráfica de la Figura 5.79 que no existe dispersión significativa de los valores del módulo dinámico ajustados mediante el modelo sigmoïdal, prácticamente se superponen sobre la línea de igualdad para todos los especímenes evaluados. Por otra parte, observamos en la gráfica de la Figura 5.80 que para valores altos del ángulo de fase existe una ligera dispersión, estos valores fueron determinados a altas temperaturas principalmente, lo que demuestra que la determinación experimental del ángulo de fase para estas temperaturas no es preciso.

Por último, se aplicó el criterio para la evaluación de la calidad del ajuste comentado anteriormente mediante la Tabla 5.25, los resultados se observan en la Tabla 5.34.

Tabla 5.34. Precisión del ajuste del modelo sigmoïdal.

Espécimen	Parámetro	S_e/S_y	R^2	Evaluación
Control	Módulo dinámico	0.051	0.9977	Excelente/Excelente
	Ángulo de fase	0.179	0.9712	Excelente/Excelente
Con 30% RAP	Módulo dinámico	0.055	0.9973	Excelente/Excelente
	Ángulo de fase	0.185	0.9693	Excelente/Excelente
Con 30% RAP + 5% Revive	Módulo dinámico	0.055	0.9973	Excelente/Excelente
	Ángulo de fase	0.201	0.9637	Excelente/Excelente

b) Ajuste de curvas maestras mediante el modelo de viscosidad (Nivel 1 de la MEPDG)

En este apartado se realizó la optimización de las curvas maestras utilizando el modelo de viscosidad (ecuación 43). Para ello, se determinaron los parámetros de regresión A y VTS usando el módulo de corte dinámico (G^*) y ángulo de fase (δ) del cemento asfáltico envejecido en RTFO, esto se debe a que la mezcla asfáltica sufrió un envejecimiento durante el proceso de mezclado y compactación.

En la Tabla 5.35 se muestran los parámetros determinados para el ajuste de curvas maestras utilizando la ecuación (43).

Tabla 5.35. Parámetros determinados para el modelo de viscosidad del nivel 1 de la MEPDG.

Espécimen	Envejecimiento cemento asfáltico	A	VTS	α	β	γ	u	c
Control	RTFO	10.200	-3.386	2.83	-0.59	0.42	1.57	1.12
Con 30% RAP		8.761	-2.845	2.84	-0.94	0.44	1.53	1.19
Con 30% RAP + 5% Revive		9.259	-3.049	2.41	-0.65	0.50	1.84	1.34

En la Figura 5.81 a Figura 5.83, se muestran las curvas maestras para módulo dinámico, en donde se comparan los ajustes realizados mediante el modelo sigmoïdal y el modelo de viscosidad, así como los valores de módulo dinámico determinados experimentalmente.

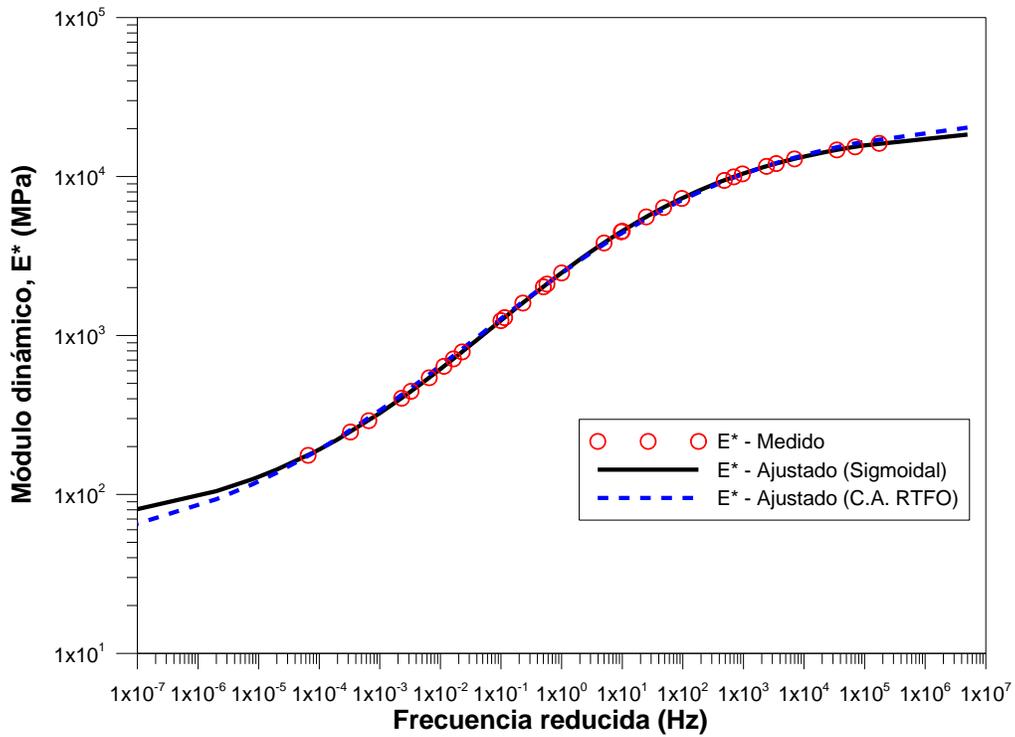


Figura 5.81. Comparación de curvas maestras: Modelo predictivo (Nivel 1) y ajuste modelo sigmoidal para especímenes control.

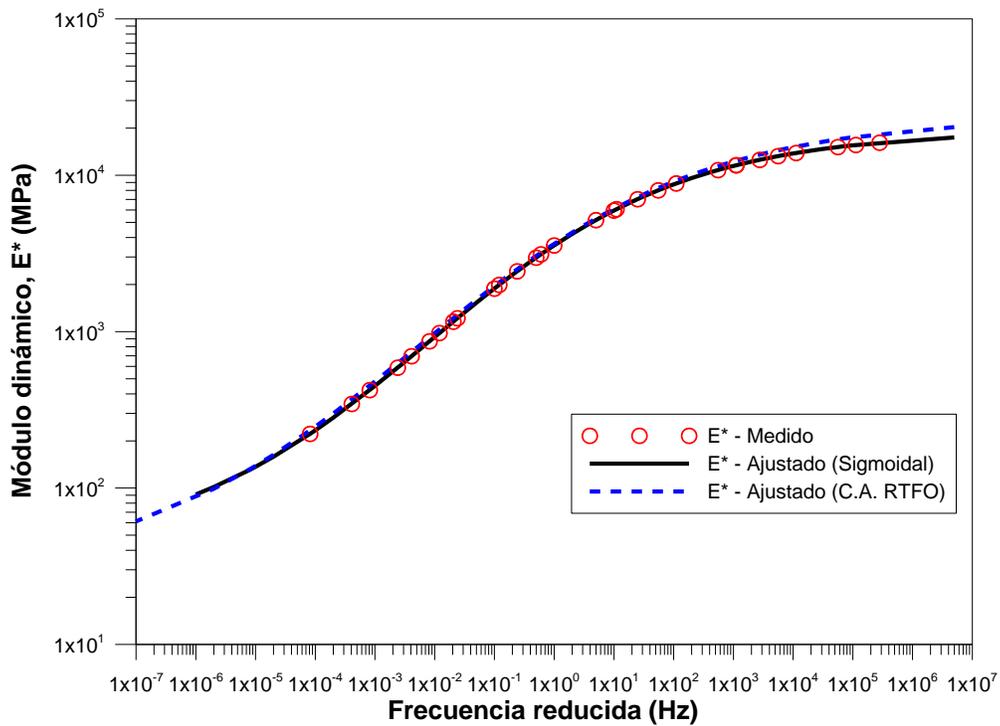


Figura 5.82. Comparación de curvas maestras: Modelo predictivo (Nivel 1) y ajuste modelo sigmoidal para especímenes con 30% RAP.

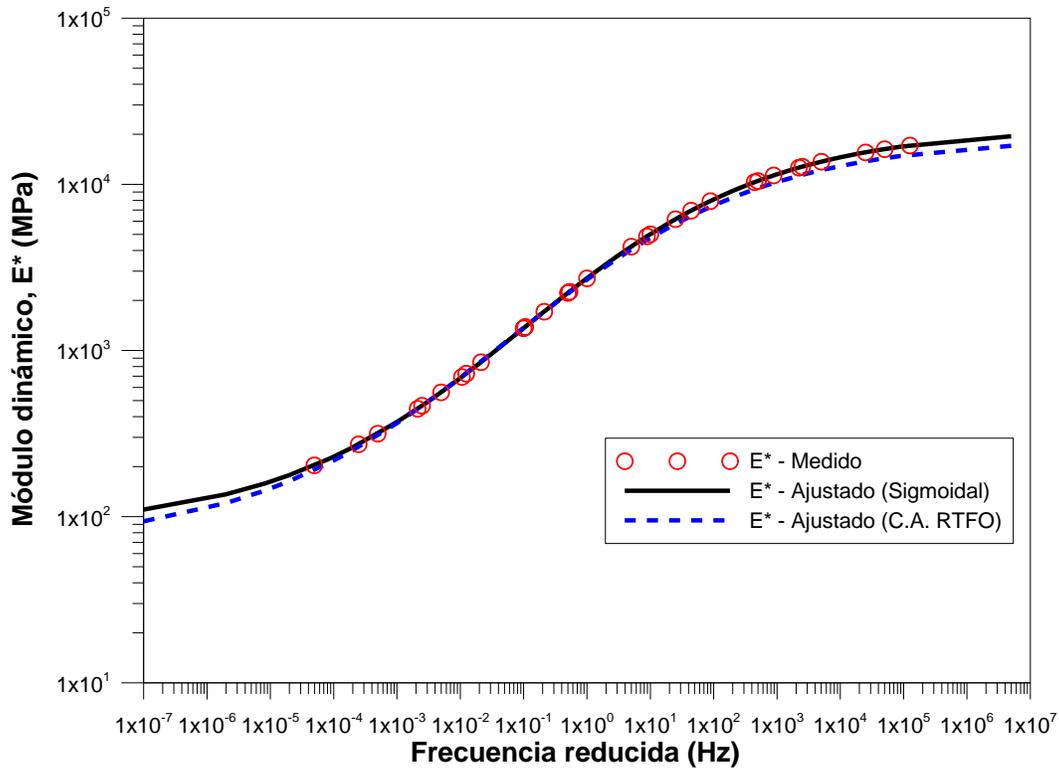


Figura 5.83. Comparación de curvas maestras: Modelo predictivo (Nivel 1) y ajuste modelo sigmoidal para especímenes con 30% RAP más 5% Rejuvenecedor.

Para los especímenes control (Figura 5.81), aplicando el modelo de viscosidad se obtuvieron valores de módulo dinámico menores a bajas frecuencias ($<1 \times 10^{-4}$ Hz) y valores de módulo dinámico mayores para altas frecuencias ($>1 \times 10^5$ Hz), respecto a los valores de módulo dinámico determinados experimentalmente.

Para los especímenes con 30% RAP (Figura 5.82), utilizando el modelo de viscosidad se observa un incremento del módulo dinámico a frecuencias mayores a 1×10^3 Hz.

Los especímenes con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor mostraron un comportamiento similar respecto a los especímenes control (Figura 5.83). Sin embargo, utilizando el modelo de viscosidad se obtuvieron valores de módulo dinámico menores a altas frecuencias ($>1 \times 10^1$ Hz) respecto a los determinados experimentalmente.

En la Tabla 5.36 se muestra la evaluación de la calidad del ajuste mediante el modelo de viscosidad.

Tabla 5.36. Precisión del ajuste del modelo de viscosidad.

Especímen	S_e/S_y	R^2	Evaluación
Control	0.185	0.9694	Excelente/Excelente
Con 30% RAP	0.283	0.9281	Excelente/Excelente
Con 30% RAP + 5% Revive	0.101	0.9909	Excelente/Excelente

En las Figura 5.84 se grafican los valores del módulo dinámico medido contra los valores de módulo dinámico ajustados mediante el modelo de viscosidad para todos los especímenes evaluados. Los especímenes con 30% RAP presentaron una gran dispersión de resultados, principalmente a altas frecuencias. Por otro lado, la optimización realizada mediante el modelo de viscosidad en los especímenes control fue excelente, sin embargo, no fue mejor que la obtenida mediante el modelo sigmoïdal (Tabla 5.34). Mientras que la calidad del ajuste con el modelo de viscosidad en los especímenes con 30% RAP más 5% rejuvenecedor fue similar a la obtenida mediante el modelo sigmoïdal, estos presentaron la menor dispersión respecto a los demás especímenes.

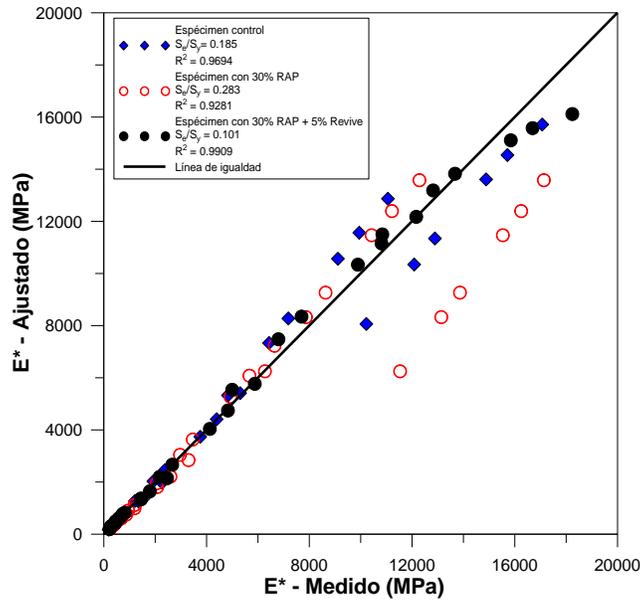


Figura 5.84. Comparación entre el módulo dinámico medido y ajustado con el modelo de viscosidad en todos los especímenes.

c) Ajuste de curvas maestras mediante modelos predictivos (Nivel 2 de la MEPDG)

En este apartado se evaluaron los modelos predictivos desarrollados por Witczak. El primero se incluyó en el Proyecto 1-37A y el segundo en el Proyecto 1-40D. Para estos modelos, se determinaron los parámetros *A-VTS* en muestras de cementos asfálticos envejecidos en RTFO y se utilizaron algunas propiedades volumétricas de la mezcla compactada.

En la Tabla 5.37, se presenta el resumen de los parámetros adoptados en los modelos predictivos antes comentados.

Tabla 5.37. Parámetros utilizados en los modelos predictivos del nivel 2 de la MEPDG.

Espécimen	V _a (%)	ρ ₃₄ (%)	ρ ₃₈ (%)	ρ ₄ (%)	ρ ₂₀₀ (%)	V _{beff} (%)	A	VTS
Control	6.9	0	29.9	58.9	4.8	10.1	10.200	-3.386
Con 30% RAP	7.1	0	29.9	58.9	4.8	10.0	8.761	-2.845
Con 30% RAP + 5% Revive	7.3	0	29.9	58.9	4.8	10.0	9.259	-3.049

La determinación del volumen de cemento asfáltico efectivo, V_{beff} se calculó como sigue:

$$V_{beff} = \frac{(100\% - V_a)G_{sb} - (100\% - P_b)G_{mb}}{G_{sb}} \quad (59)$$

Donde:

V_{beff} – Volumen de cemento asfáltico efectivo, en %.

V_a – Volumen de vacíos de aire, en %.

P_b – Porcentaje de cemento asfáltico en la mezcla, en %.

G_{sb} – Densidad relativa bruta del agregado, en g/cm^3 .

G_{mb} – Densidad relativa de la mezcla compactada, en g/cm^3 .

En la Figura 5.85 a Figura 5.87 se muestra la comparación de curvas maestras generadas mediante los modelos predictivos de Witczak (Proyecto 1-37A y Proyecto 1-40D) y el ajuste sigmoideal.

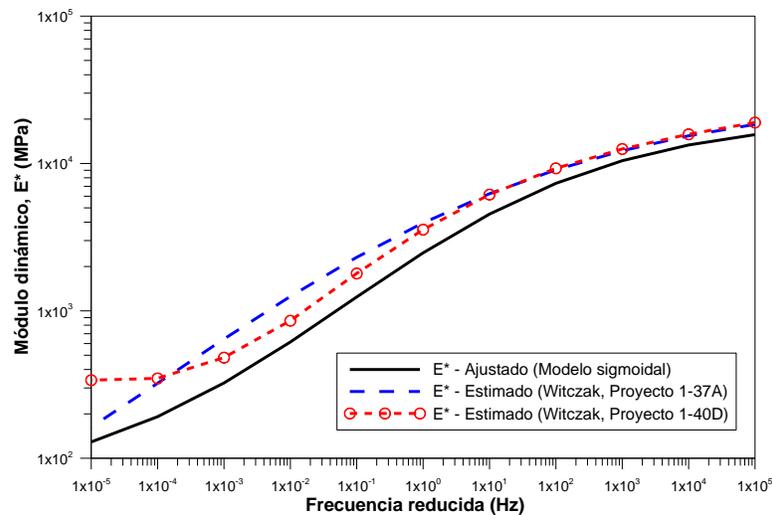


Figura 5.85. Comparación de curvas maestras: Modelo predictivo Witczak (Proyecto 1-37A), modelo predictivo Witczak (Proyecto 1-40D) y ajuste modelo sigmoideal para especímenes control.

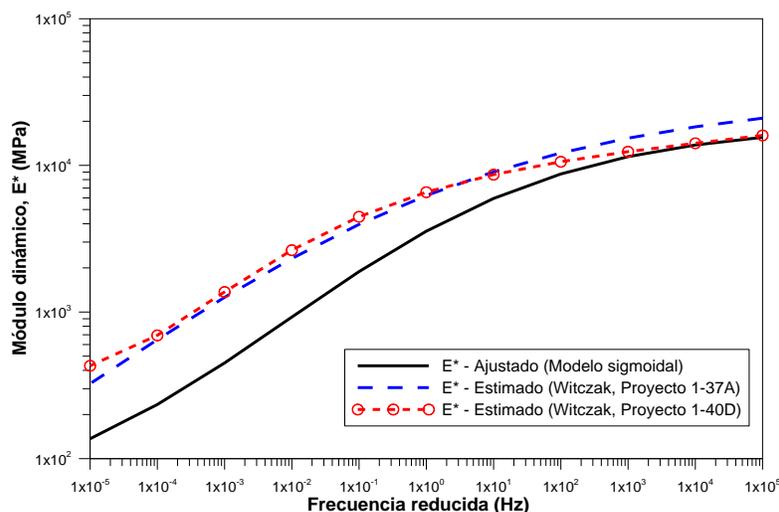


Figura 5.86. Comparación de curvas maestras: Modelo predictivo Witczak (Proyecto 1-37A), modelo predictivo Witczak (Proyecto 1-40D) y ajuste modelo sigmoideal para especímenes con 30% RAP.

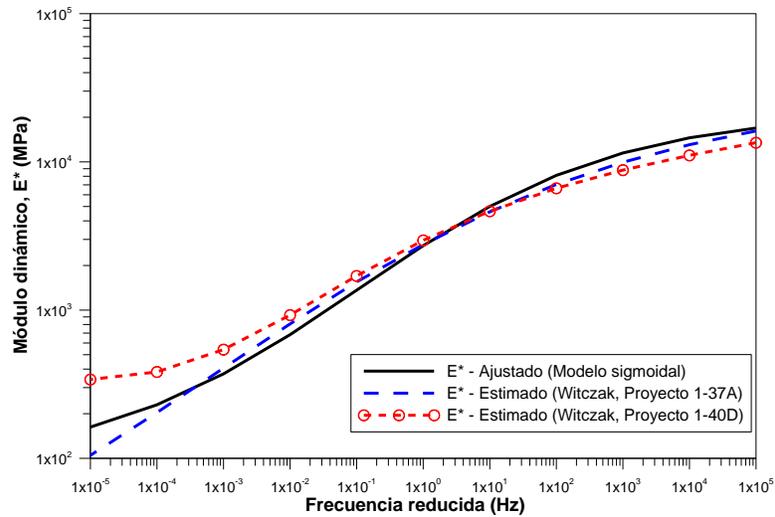


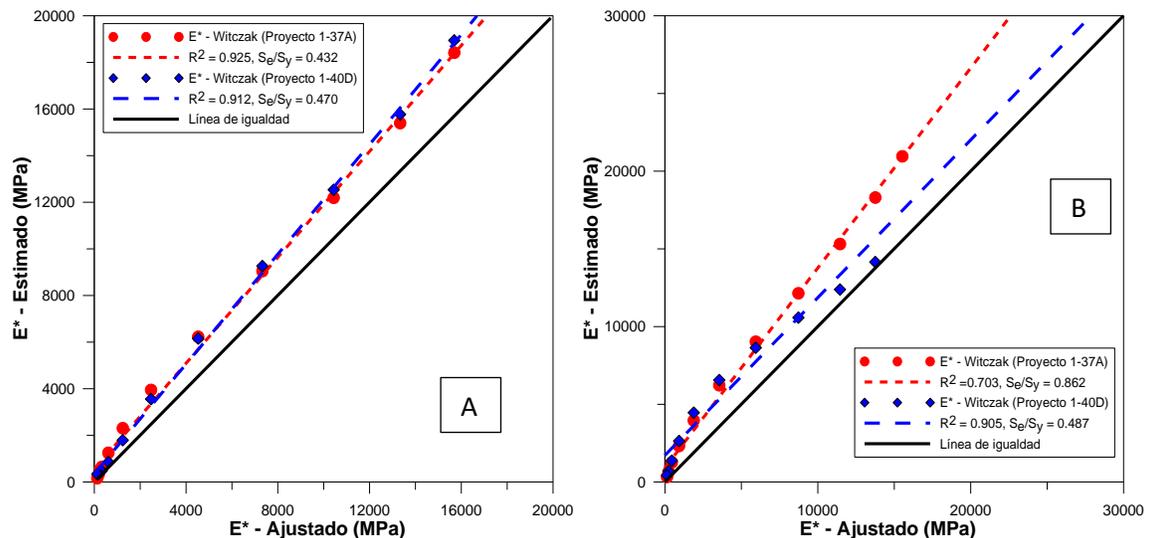
Figura 5.87. Comparación de curvas maestras: Modelo predictivo Witczak (Proyecto 1-37A), modelo predictivo Witczak (Proyecto 1-40D) y ajuste modelo sigmoidal para especímenes con 30% RAP más rejuvenecedor.

Tal y como se muestra en las gráficas anteriores (Figura 5.85 a Figura 5.87), las curvas maestras generadas mediante los modelos predictivos de Witczak difieren significativamente de las curvas maestras ajustadas mediante el modelo sigmoidal, donde estas últimas presentaron un excelente ajuste respecto a los datos experimentales.

La curva maestra para los especímenes con 30% RAP presentó la mayor variación respecto a los demás especímenes, se observa que el desfase que se generó es similar al desfase obtenido mediante el modelo de viscosidad (Figura 5.82).

Por otro lado, los especímenes con RAP y rejuvenecedor presentaron un buen ajuste con los modelos predictivos, principalmente con el modelo predictivo de Witczak original (Proyecto 1-37A) los valores de módulo dinámico varían ligeramente de los datos experimentales ajustados.

En la Figura 5.88 Se muestra la comparación del módulo dinámico ajustado, E^*_{Ajust} y el módulo dinámico estimado, E^*_{Est} obtenido mediante los modelos predictivos de Witczak y Hirsch.



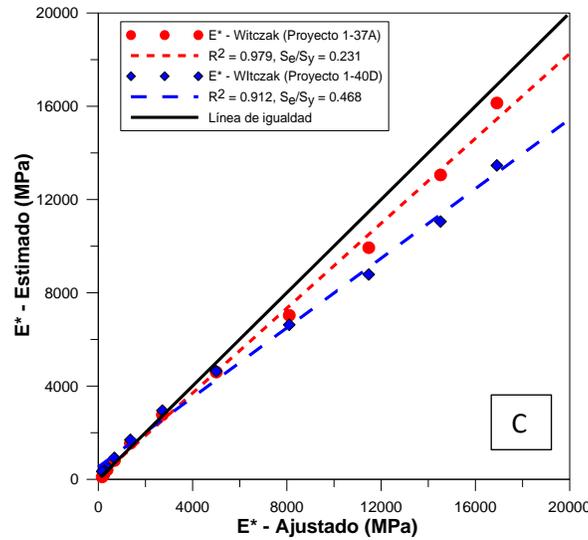


Figura 5.88. Comparación entre $E^*_{Ajustado}$ contra $E^*_{Estimado}$ de A) especímenes control, B) especímenes con 30% RAP y C) especímenes con 30% RAP más 5% Revive.

En la gráfica de la Figura 5.88 podemos observar que para los especímenes control y especímenes con RAP se estimaron módulos dinámicos altos con los modelos predictivos. Mientras que para los especímenes con RAP y rejuvenecedor se obtuvieron valores de módulo dinámico bajos, respecto a los determinados experimentalmente.

También se observa que para los especímenes con RAP los datos estimados tienen una tendencia muy lejana respecto a la línea de igualdad, se observa que los modelos utilizados en la predicción de la curva maestra no tienen un buen ajuste respecto al conjunto de datos analizados.

En la Tabla 5.38 se presentan los resultados de acuerdo con el análisis estadístico y el criterio usado para evaluar la precisión del ajuste.

Tabla 5.38. Precisión del ajuste de acuerdo con el modelo predictivo.

Espécimen	Modelo	S_e/S_y	R^2	Evaluación
Control	Witczak (Proyecto 1-37A)	0.432	0.925	Bueno/Excelente
	Witczak (Proyecto 1-40D)	0.470	0.912	Bueno/Excelente
Con 30% RAP	Witczak (Proyecto 1-37A)	0.862	0.703	Malo/Bueno
	Witczak (Proyecto 1-40D)	0.487	0.905	Bueno/Excelente
Con 30% RAP + 5% Revive	Witczak (Proyecto 1-37A)	0.231	0.979	Excelente/Excelente
	Witczak (Proyecto 1-40D)	0.468	0.912	Bueno/Muy malo

Con base en los resultados obtenidos, se concluyó que el modelo predictivo de Witczak 1-37A fue el que mejor ajuste presentó. Por otra parte, se observó que las propiedades mecánicas del cemento asfáltico son un factor determinante en la generación de curvas maestras mediante los modelos predictivos, no obstante, la utilización de estos parámetros no siempre simula las condiciones de reales de envejecimiento de mezclas asfálticas con RAP.

Por lo tanto, se deben usar de manera muy conservadora tanto los modelos predictivos como los modelos de ajuste para estimar el módulo dinámico en carpetas asfálticas, ya que para el diseño de un pavimento asfáltico se requieren adoptar datos precisos para la determinación de espesores y la evaluación de deterioros.

5.4.6 PREDICCIÓN DE RODERA MEDIANTE EL MÓDULO DINÁMICO

Conforme con la Guía Mecánico-Empírica para el Diseño de Pavimentos (2002), el uso del módulo dinámico permite la evaluación de los principales deterioros que sufre una estructura de pavimento, ya sea por capa o la suma de ellas.

En este capítulo se evaluará el modelo predictivo desarrollado para deformación permanente, el cual se presentó en capítulos anteriores y se representa por medio de la ecuación (56). Si bien esta metodología incluye el módulo dinámico en la modelación (ecuación 48), la principal desventaja de este procedimiento radica en el cálculo del estado esfuerzo-deformación, se supone que la distribución de esfuerzos en el pavimento asfáltico es elástico lineal, siendo la carpeta asfáltica un material viscoelástico y los materiales granulares inelásticos (resilientes).

Cabe mencionar que el modelo predictivo fue desarrollado para evaluar la deformación permanente en campo. Sin embargo, en esta investigación se decidió evaluar y comparar los resultados con la información generada a través del ensayo de rueda de pista española, a partir de la cual se obtuvo el desarrollo de la deformación permanente en función del número de ciclos.

Ahora bien, para nuestro caso de estudio fue necesario definir ciertos parámetros del ensayo de rueda de pista española tales como la velocidad de aplicación de carga y el área cargada. Por otra parte, del ensayo de módulo dinámico se elaboraron curvas maestras a una temperatura de referencia de 60 °C; temperatura de ensayo de la rueda de pista española.

Para determinar la frecuencia de aplicación de carga se analizaron dos opciones:

- Determinación directa de la frecuencia en Hz, de acuerdo con la frecuencia de carga del ensayo (26.5 ciclos/min), $f = 0.44$ Hz.
- Determinación de la frecuencia efectiva (f_{eff}). Para ello se calculó la velocidad de la rueda de acuerdo con la distancia y tiempo de recorrido; la velocidad, $v = 0.2032$ m/s (0.4545 mph). Mientras que la frecuencia efectiva se calculó con la ecuación (60), como se muestra a continuación:

$$f_{eff} = \frac{17.6v}{2(a + h_{ac})} \quad (60)$$

Donde:

f_{eff} – Frecuencia efectiva, en Hz.

a – radio de la llanta, en pulgadas.

h_{ac} – espesor de la capa de concreto asfáltico, en pulgadas.

v – velocidad del vehículo, en mph.

Derivado de esta formulación se determinó una frecuencia efectiva, $f_{eff} = 1.20$ Hz.

En la Figura 5.89 se graficaron las curvas maestras de módulo dinámico a una temperatura de referencia de 60 °C, de acuerdo con los resultados experimentales obtenidos del ensayo de módulo dinámico.

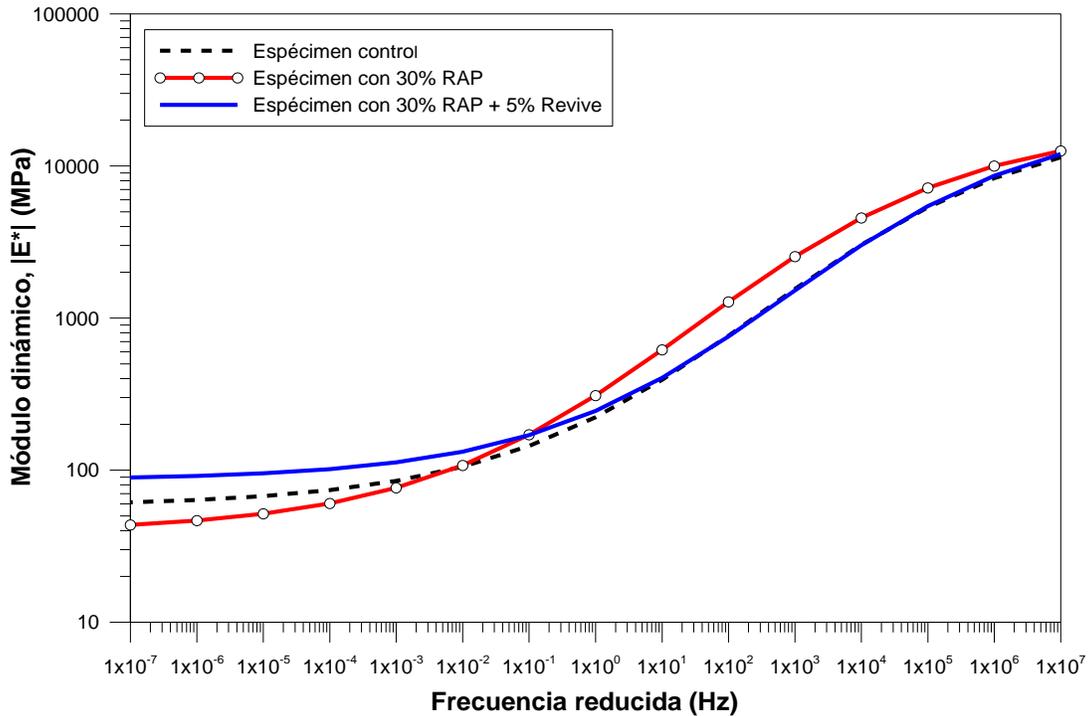


Figura 5.89. Curva maestra del módulo dinámico para todos los especímenes evaluados ($T_{ref} = 60$ °C).

Se determinó la deformación resiliente (ϵ_r) basándonos en la ecuación (60).

$$\epsilon_r = \frac{(1 + \nu)q}{2E^*} \left[1 - 2\nu + \frac{2\nu z}{(a^2 + z^2)^{0.5}} - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1.5}} \right] \quad (60)$$

Donde:

ν = Relación de Poisson de la carpeta asfáltica.

q = Presión uniforme sobre el área cargada.

E^* = Módulo dinámico experimental a una temperatura de referencia de 60 °C y a una frecuencia seleccionada.

a = Radio de contacto del área cargada.

z = Profundidad de interés para el cálculo de la deformación.

En la Figura 5.90 se presenta la distribución de la deformación resiliente respecto a la profundidad, calculada mediante la ecuación (60).

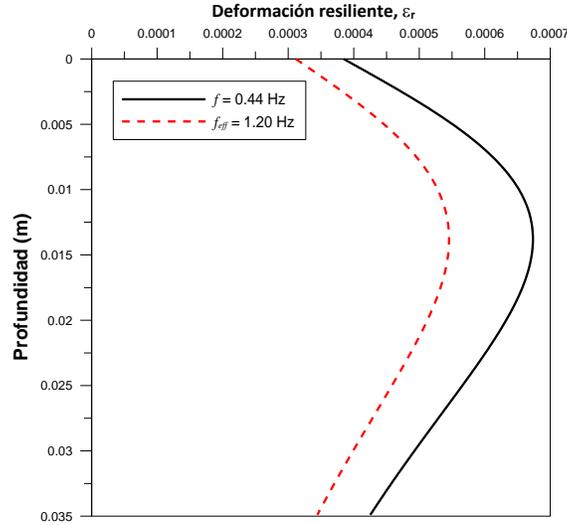


Figura 5.90. Deformación resiliente (vertical) contra la profundidad para las frecuencias evaluadas.

Podemos observar que no existe una diferencia significativa entre las frecuencias calculas, sin embargo, la determinación de la deformación resiliente si presenta una gran variación respecto a la frecuencia seleccionada (Figura 5.90). Debido a que la deformación resiliente está en función del valor del módulo dinámico (ecuación 60), el cual está directamente relacionado con la frecuencia.

En la Tabla 5.39 y Tabla 5.40, se presentan los parámetros adoptados para la predicción de la rodera, así como los resultados obtenidos. Cabe mencionar que solo se consideró la frecuencia efectiva en los cálculos, ya que esta es más representativa que la frecuencia de ensayo, debido a que representa el pulso que se genera a la mitad de cada capa.

Tabla 5.39. Factores de calibración de laboratorio y campo.

a_1	a_2	a_3	β_1	β_2	β_3	T (°F)
0.00044	1.6	0.5	1.0	1.0	1.0	140.0

Tabla 5.40. Parámetros adoptados en el modelo predictivo y deformación permanente obtenida.

Espécimen de concreto asfáltico	e (mm)	e (in)	C_1	C_2	K_1	N	ϵ_r	ϵ_p	RD _{est} (mm)	RD _{media} (mm)	D. Est (mm)
Control	60.65	2.39	-12.0	23.39	4.21	10000	0.00040	0.13729	8.33	6.12	1.56
Con 30% RAP	60.70	2.39	-12.0	23.38	4.21	10000	0.00028	0.09775	5.94	4.69	0.88
Con 30% RAP + 5% Revive	60.45	2.38	-12.0	23.40	4.21	10000	0.00037	0.12567	7.59	5.96	1.15

RD_{est} – Profundidad de rodera estimada mediante el modelo predictivo.

RD_{media} – Profundidad de rodera promedio experimental.

D. Est. – Desviación estándar.

Conforme con los resultados obtenidos se observó una diferencia significativa en la profundidad de rodera estimada mediante el modelo predictivo respecto a los resultados experimentales, sin embargo, existe cierta similitud de tendencia (pendiente de rodera) entre las curvas experimentales y las estimadas (Figura 5.91). También se observa cierta congruencia con los resultados obtenidos

experimentalmente, ya que los especímenes control presentaron una deformación permanente mayor que los demás especímenes.

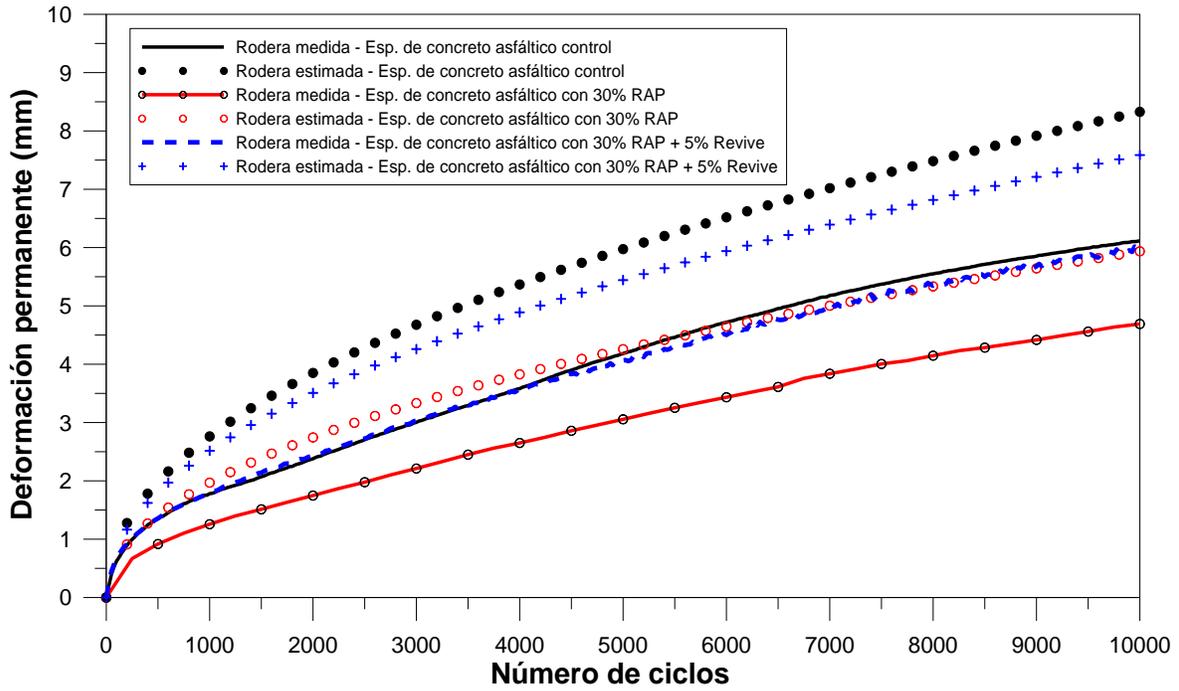


Figura 5.91. Comparación de deformación permanente obtenida experimentalmente y mediante el modelo predictivo.

6. CONCLUSIONES

6.1 CONCLUSIONES GENERALES

En este trabajo de investigación se diseñaron y elaboraron mezclas asfálticas con combinaciones de agregado pétreo, RAP y un rejuvenecedor a las cuales, se les evaluó su comportamiento mecánico a través de diferentes pruebas. A continuación, se presentan las conclusiones más relevantes:

- La correcta caracterización de los materiales que se emplearon en la elaboración de mezclas asfálticas con y sin RAP, usando distintas metodologías, permitió tomar las acciones necesarias para ejecutar los ensayos programados en los alcances de esta tesis.
- La evaluación mecánica de los cementos asfálticos empleados en este trabajo de investigación permitió determinar los contenidos de RAP y rejuvenecedor factibles para la elaboración de mezclas asfálticas, evitando la producción innecesaria de especímenes de prueba.
- La caracterización reológica del cemento asfáltico permitió alimentar los modelos predictivos y correlacionar estos con los resultados del módulo dinámico.
- El alto envejecimiento del cemento asfáltico del RAP limitó la utilización de contenidos mayores al 30% de RAP en una mezcla asfáltica nueva, conforme a los criterios establecidos en esta tesis.
- Se logró diseñar una mezcla asfáltica con materiales vírgenes y una mezcla asfáltica con RAP ambas con buen desempeño.
- Los especímenes en los que se empleó un 30% RAP más 5% rejuvenecedor y los especímenes que fungieron como control, presentaron prácticamente el mismo comportamiento para los diferentes ensayos ejecutados, tanto en el cemento asfáltico como en los especímenes de concreto asfáltico.
- Específicamente para las condiciones en que se realizó esta investigación, el uso de altos contenidos de RAP en una mezcla asfáltica nueva es viable siempre y cuando a esta se le incorpora algún agente rejuvenecedor.
- El uso de la mezcla asfáltica con 30% RAP se puede considerar factible si su función en la estructura de pavimento fuera a la de capa reniveladora o de soporte y se colocara sobre esta una capa de rodadura nueva, esto debido a que pudiera presentar problemas de agrietamiento a bajas temperaturas.

Diseño volumétrico

- El análisis de durabilidad del cemento asfáltico permitió determinar que el 30% RAP en una mezcla asfáltica la hace susceptible al agrietamiento térmico.
- Conforme al análisis de durabilidad en el cemento asfáltico se determinó añadir un 5% de agente rejuvenecedor Revive (respecto a la masa total del cemento asfáltico), con el fin de evitar la generación de agrietamiento en una mezcla con 30% RAP.
- Durante la caracterización de los agregados se observó una gran variabilidad de sus propiedades físicas, sin embargo, la característica más determinante en el proceso de elaboración de la mezcla asfáltica fue el alto porcentaje de desgaste de los Ángeles, lo cual condicionó a no mezclar rigurosamente a fin de evitar cambios en la estructura del agregado.

- Se determinó un contenido de cemento asfáltico óptimo de 5.6% en el diseño volumétrico de la mezcla asfáltica control, utilizando cemento asfáltico convencional (AC-20) y agregados vírgenes, además se usó la granulometría típica de planta por lo que se evitó un diseño idealizado.
- La utilización de 30% RAP, respecto a la masa total de la mezcla, disminuyó significativamente la utilización de cemento asfáltico virgen (25% menos respecto a la masa total del cemento asfáltico) y agregado pétreo virgen (28% menos respecto a la masa total de la mezcla), al determinarse un contenido de cemento asfáltico óptimo de 5.8%.

Susceptibilidad a la humedad

- La utilización de 30% RAP aumentó significativamente la resistencia a la tensión indirecta en especímenes secos y húmedos, mejorando la susceptibilidad al daño por humedad. Los especímenes con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor presentaron menor resistencia a la tensión indirecta, sin embargo, se obtuvo relaciones de tensiones indirectas mayores a los especímenes control.
- La inspección visual permitió determinar que los especímenes con 30% RAP presentan problemas de adherencia ante el daño por humedad, mientras que los especímenes con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor y los especímenes control presentan problemas de cohesión ante este deterioro.

Susceptibilidad a la deformación permanente

- La utilización de 30% RAP disminuyó significativamente la formación de rodera en especímenes con 30% RAP mientras que el comportamiento de los especímenes con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor y especímenes control fue similar, probablemente debido a que el comportamiento mecánico del cemento asfáltico en ambas mezclas también lo fue.
- Se observó un comportamiento similar en especímenes elaborados con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor y especímenes control para un volumen de vacíos de aire igual al 4% y 7%.
- Se comprobó que a mayor volumen de vacíos de aire (V_a), la deformación permanente es mayor.
- En ninguno de los especímenes evaluados se presentó el punto de flujo (inicio de la etapa terciaria) y una profundidad de rodera mayor a 20 mm, por lo que, dadas las condiciones de ensayo ninguno de los especímenes es susceptible a la deformación permanente.

Ensayo de módulo dinámico

- Se determinaron con buena precisión el módulo dinámico y el ángulo de fase en todo el rango de frecuencias (0.1 a 25 Hz) y gama de temperaturas (-10 °C a 54 °C) indicados con la norma AASHTO T342 para todos los especímenes de prueba.
- La generación de las curvas maestras mediante el modelo sigmoideal y la ecuación para el factor de desplazamiento desarrollado por Williams-Landel-Ferry, proporcionó un excelente ajuste, observando que no existen grandes dispersiones en los resultados.
- A una temperatura de 21 °C se observó un incremento significativo del módulo dinámico en el rango de frecuencias de 1×10^{-4} a 1×10^3 Hz en todos los especímenes evaluados.

- Los valores de módulo dinámico obtenidos para los especímenes con 30% RAP más 5% rejuvenecedor y los especímenes control mostraron una gran similitud del módulo dinámico en el rango de frecuencias de 1×10^{-2} Hz a 1×10^7 Hz, por otra parte, los especímenes con 30% RAP más 5% de rejuvenecedor presentaron un comportamiento ligeramente más viscoso que los demás especímenes en el rango de frecuencias de 1×10^{-2} Hz a 1×10^7 , debido a que se obtuvieron valores de ángulo de fase altos.
- El ajuste de curvas maestras mediante el modelo viscosidad tuvo un buen ajuste para todos los especímenes, mostrando una buena correlación entre los parámetros reológicos del cemento asfáltico y los parámetros dinámicos de los especímenes de concreto asfáltico.
- La generación de curvas maestras de módulo dinámico mediante los modelos predictivos tuvo un buen ajuste en los especímenes control y especímenes con 30% RAP y 5% rejuvenecedor, principalmente aplicando el modelo predictivo de Witczak del Proyecto 1-37A.
- La estimación de la rodera mediante el modelo de daño incremental incorporado en la Guía Mecánico-Empírica para el Diseño de Pavimentos, tuvo una buena tendencia en los resultados. No obstante, se obtuvieron valores de profundidad de rodera relativamente mayores a los determinados experimentalmente con la rueda de pista española.

6.2 LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN FUTURAS

Derivado de este estudio, a continuación, se formulan algunas líneas de investigación futuras:

Evaluación del daño por fatiga en especímenes de concreto asfáltico con RAP para un nivel de diseño proyectado para una vialidad urbana, se requiere analizar diferentes niveles de deformación y carga, así como la comparación de la aplicación de onda de carga senoidal y haversiana, debido a que el tránsito que circula en estas vialidades es muy variado.

Caracterización reológica de los cementos asfálticos recuperados del RAP, la generación de la curva maestra del cemento asfáltico a bajas temperaturas requiere la evaluación de los parámetros de rigidez (S) y pendiente (m) a distintos tiempos y temperaturas, tanto en cementos asfálticos originales como envejecidos en RTFO y PAV.

Evaluación de material RAP recolectado de distintas zonas de la Ciudad de México, con el fin de desarrollar una base de datos de propiedades mecánicas de estos materiales para futuras aplicaciones.

Formulación de un modelo viscoelástico basado en las principales propiedades mecánicas de mezclas asfálticas elaboradas con RAP.

Construcción de tramos de prueba de carpetas asfálticas con distintos contenidos de RAP y evaluación de su comportamiento bajo las condiciones reales de tránsito y clima.

7. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Collins, R. J., Ciesielski, S. K. *Recycling and Use of Waste Materials and By-Products in Highway Construction*. National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway Practice 199, Transportation Research Board, Washington, DC, 1994.
- [2] Imtiaz, Ahmed. *Use of Waste Materials in Highway Construction*. Federal Highway Administration, Report No. FHWA/IN/JHRP-91/3, Washington, DC, January 1991.
- [3] Senior, S. A., Szoke, S. I., Rogers, C. A. *Ontario's Experience with Reclaimed Materials for Use in Aggregates*. Presented at the International Road Federation Conference, Calgary, Alberta, 1994.
- [4] Ayan, V. *Assessment of Recycled Aggregates for Use in Unbound Subbase of Highway Pavement*. Ph.D. Thesis, Kingston University, London, UK, 2011.
- [5] Bennert, T., Papp, W. J., Jr., Maher, A., Gucunski, N. *Utilization of Construction and Demolition Debris Under Traffic-Type Loading in Base and Subbase Applications*. In Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1714, Washington, DC, 2000, pp. 33-39.
- [6] Dong, Q., Huang, B. *Laboratory Evaluation on Resilient Modulus and Rate Dependencies of RAP Used as Unbound Base Material*. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 26, No. 2, 2014, pp. 379-383.
- [7] McDaniel, R. S., et al., *Recommended Use of Reclaimed Asphalt Pavement in the Superpave Mix Design Method*. Contractor's Final Report, NCHRP Web Document 30 (Project 9-12), 2000.
- [8] Bowers, B. F., *Investigation of asphalt pavement mixture blending utilizing analytical chemistry techniques*. Doctoral thesis, The University of Tennessee, 2013.
- [9] McDaniel, R., Soleymani, H., Shah, A. *Use of Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) Under Superpave Specifications: A Regional Pooled Fund Project*. Publication FHWA/IN/JTRP-2002/06. Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, Indiana, 2002.
- [10] Zaumanis, M., Mallick, R., Frank, B. R. *100% Recycled Hot Mix Asphalt: A review and analysis*, Resour. Conserv. Recycl. 92, pp. 230 – 245, 2014.
- [11] Kandhal, P. S., Mallick, R. B. *Pavement Recycling Guidelines for State and Local Governments – Participant's Reference Book*, National Center for Asphalt Technology, Auburn, AL. Report No. FHWA-SA-98-042, 1997.
- [12] Brock, J. D. *Milling and Recycling*, Technical Paper T-127, ASTEC, Chattanooga, TN. Undated.
- [13] Button, J., Little, D. N., Estakhri, C. K. *Hot In-Place Recycling of Asphalt Concrete*, In NCHRP Synthesis of Highway Practice 193, TRB, National Research Council, Washington, DC, 1994.
- [14] Epps, J. A. *Cold Recycled Bituminous Concrete*, In NCHRP Synthesis of Highway Practice 160, TRB, National Research Council, Washington, DC, 1990.
- [15] *Pavement Recycling*, Maine Local Roads News. January 1993.

- [16] Al-Qadi, I. L., Carpenter, S. H., Roberts, G. L., Ozer, H., Aurangzeb, Q. *Investigation of Working Binder in Hot-Mix Asphalt Containing Recycled Asphalt Pavements*, Illinois Center of Transportation, Paper Number 09-1262, March 2009.
- [17] Gui-Ping, H., Wing-Gun, W. *Effects of moisture on strength and permanent deformation of foamed asphalt mix incorporating RAP materials*, Constr. Build. Mater. 22, 2008, pp. 30 – 40.
- [18] Al-Rousan, T., ASI, I., Al-Hattamleh, O., Al-Qablan, H. *Performance of Asphalt Mixes Containing RAP*. Jordan Journal of Civil Engineering volume 2, No. 3, 2008.
- [19] McDaniel, R. S., Anderson, R. M. *Recommended use of reclaimed asphalt pavement in the Superpave mix design method: technician's manual*. West Lafayette, IN: North Central Superpave Center, Report Number NCHRP 452, 2001.
- [20] Zaumanis M., Mallick R. B. *Review of very high-content reclaimed asphalt use in plant-produced pavement: state of the art*. International Journal of Pavement Engineering, 2014.
- [21] Mogawer, W. S., Bennert, T., Daniel, J. S., Bonaquist, R., Austerman, A., Booshehrian, A. *Performance Characteristics of Plant Produced High RAP Mixtures*. Road Materials and Pavement Design, Vol. 13, Supplement 1, pp. 183-208, 2012.
- [22] Willis, J. R., Turner, P., Julian, G., Taylor, A. J., Padula, F. G. *Effects of Changing Virgin Binder Grade and Content on RAP Mixture Properties*, National Center for Asphalt Technology, Auburn, AL, 2012.
- [23] Mogawer, W. S., Bennert, T., Daniel, J. S., Bonaquist, R., Austerman, A., Booshehrian, A. *Performance characteristics of plant produced high RAP mixtures*, Transp. Pooled Fund Program 13 (1), pp. 183–208, 2012.
- [24] EN 13108-1:2006/AC, Swiss standard, National annex for asphalt concrete SN 640 431-1b-NA: Anforderungen an den Asphaltbeton, 2008.
- [25] Mengqi, W., Haifang, W., Muhunthan, B., Kalehiwot N. *Influence of RAP content on the air void distribution, permeability and moduli of the base layer in recycled asphalt pavements*. Proceedings of the 91st Transportation Research Board Meeting. TRB 2012. Washington, D.C., USA, 2012.
- [26] Valdés, G., Pérez-Jiménez, F., Miró, R., Martínez, A., Botella, R. *Experimental study of recycled asphalt mixtures with high percentages of reclaimed asphalt pavement (RAP)*, Construction and Building Materials 25 (3), pp. 1289 – 1297, 2011.
- [27] Pereira, P., Oliveira, J., Picado-Santos, L., *Mechanical characterization of hot mix recycled materials*, Int. J. Pavement Eng. 5 (4), pp. 211 – 220, 2004.
- [28] Celauro, C., Bernardo, C., Gabriele, B. *Production of innovative, recycled and high-performance asphalt for road pavements*, J. Resour. Conserv. Recycl. 54 (6), pp. 337 – 347, 2010.
- [29] Tran, N. H., Taylor, A., Willis, R. *Effect of rejuvenator on performance properties of HMA mixtures with high RAP and RAS contents*, Publication Report No. NCAT 12-05, National Center for Asphalt Technology, Alabama, 2012.

- [30] Zaumanis, M., Mallick, R. B., Frank, R. *Evaluation of rejuvenator's effectiveness with conventional mix testing for 100% reclaimed asphalt pavement mixtures*, Proceedings of the XXVIII International Baltic Road Conference, Vilnius, Lithuania, 2013.
- [31] Ali, A. W., Mehta, Y. A., Nolan, A., Purdy, C., Bennert, T., *Investigation of the impacts of aging and RAP percentages on effectiveness of asphalt binder rejuvenators*, Construction and Building Materials, 110, pp. 211 – 217, 2016.
- [32] Huang, Shin-Che, Qin, Q., Grimes, R. W., Pauli, A. T., Glaser, R. *Influence of rejuvenators on the physical properties of RAP binders*, J. Test. Eval. 43, pp. 594 – 603, 2015.
- [33] *Hot Recycling of Yesterday*, Recycling Report Volume 1, No. 2, National Asphalt Pavement Association, Riverdale, Maryland, September 1977.
- [34] Taylor N. H., *Life Expectancy of Recycled Asphalt Paving*, Recycling of Bittuminous Pavements, ASTM STP 662, L. E. Wood. Ed. American Society of Testing and Materials, pp. 3 – 15, 1978.
- [35] Federal Highway Administration. *A Study of the Use of Recycled Paving Materials: A Report to Congress*, Report No. FHWA-RD-93-147, Federal Highway Administration, Washington D. C., 1993.
- [36] Hansen, K., Newcomb, D. *RAP Usage Survey*, National Asphalt Pavement Association, Lanham, MD, 2007.
- [37] Smith, Patrick. *Increased use of recycled asphalt pavement technology*, Aggregates Business Europe, November – December 2011.
- [38] Fields, C., *Survey on RAP Use*. Presentation at Reclaimed Asphalt Pavement Expert Task Group, 2007.
- [39] Fonseca Rodríguez, C., y Villalobos-Dávila, R. *Evaluación del Cemento Asfáltico Recuperado de una mezcla Asfáltica para su Caracterización en RAP*. Publicado y presentado en el Sexto Congreso Mexicano del Asfalto. AMAAC, Cancún, México, 2009.
- [40] Díaz Derbez, O, Fonseca - Rodríguez, C., De la Mora, R., *Experiencia de reciclado en México: Evaluación del comportamiento y calidad de mezcla asfáltica reciclada con tasa del 100% de RAP*, Publicado y presentado en el Seminario Mexicano del Asfalto. AMAAC, San Luis Potosí, México.
- [41] Sánchez Ángel, Juan Carlos., *Estudio de las ventajas del reciclado in situ en caliente de pavimentos flexibles*, Tesis para obtener el título de ingeniero civil, Universidad de la Salle, Facultad de Ingeniería, Bogotá, Colombia, 2009.
- [42] Asphalt Institute, Manual MS-2 Mix Design Methods for Asphalt Concrete and other Hot Mix Types, Six Edition, Lexington, Kentucky, EUA, 1996.
- [43] Asphalt Institute, Manual SP-1 Performance Graded Asphalt Binder Specification and Testing, Lexington, Kentucky, EUA, 1996.
- [44] Asphalt Institute, Manual SP-2 Superpave Mix Design, Lexington, Kentucky, EUA, 1996.
- [45] Protocolo AMAAC PA-MA 01/2008. Diseño de Mezclas Asfálticas de Granulometría Densa de Alto Desempeño.

- [46] Petersen, J.C. *Chemical Composition of Asphalt as Related to Asphalt Durability-State of-the-Art*. Transp. Res. Rec., Vol. 999, pp. 13-30, 1984.
- [47] Kandhal, P.S. *Low-Temperature Ductility in Relation to Pavement Performance*. In ASTM STP 628: *Low-Temperature Properties of Bituminous Materials and Compacted Bituminous Paving Mixtures*, C.R. Marek (Ed.), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 95-106, 1977.
- [48] Ruan, Y., Davison, R.R., Glover, C. J. *An Investigation of Asphalt Durability: Relationships between Ductility and Rheological Properties for Unmodified Asphalts*, Petroleum Science and Technology, 21, pp. 231-254, 2003.
- [49] Glover, C. J., Davison, R. R., Domke, C. H., Ruan, Y., Juristyarini, P., Knorr, Daniel B., Jung, S. H. *Development of a New Method for Assessing Asphalt Binder Durability with Field Validation*, FHWA/TX-05/1872-2, 2005.
- [50] Rowe, Geoffrey M. *Alternate cracking parameters – A Prepared Discussion of the Paper “Evaluation of the Relationship between Asphalt Binder Properties and Non-Load Related Cracking”*, AAPT, 2011.
- [51] Marasteanu O., Anderson D. A. *Improved model for bitumen rheological characterization*. In: *Eurobitume workshop on performance related properties for bitumens binder*, Luxembourg, paper no. 133; 1999.
- [52] McCann, M., Sebaaly, P. *A Quantitative Evaluation of Stripping Potential in Hot Mix Asphalt Using Ultrasonic Energy for Moisture Accelerated Conditioning*, Transportation Research Record 1767, Washington, D.C., pp. 48 – 59, 2001.
- [53] Hicks, R.G. *NCHRP Synthesis of Highway Practice 175: Moisture Damage in Asphalt Concrete*. Transportation Research Board, National Research Council. Washington, D.C, 1991.
- [54] Zhou, F., Scullion, T., Sun, L. *Verification and Modeling of Three-Stage Permanent Deformation Behavior of Asphalt Mixes*. Journal of Transportation Engineering, Vol. 130, No. 4, pp. 486 – 494, 2004.
- [55] Sousa, J. B., Craus, J., Monismith, C. L. *Summary report on permanent deformation in asphalt concrete*. SHRP-A/IR-91-104, National Research Council, Washington D. C., 1991.
- [56] Transportation Research Board of the National Academies. *Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*. Final Report, NCHRP 1-37A, TRB, Washington, D. C., 2004.
- [57] Witzczak, M. W., *A Comparison of the Dynamic (Complex) Modulus Test (E^*) and Indirect Diametral Test (M_r) for AC Mixtures*, 2/12/99, Unpublished.
- [58] Huang, Y. H., *Pavement Analysis and Design*, 2nd edition, Prentice Hall, New Jersey, 2004.
- [59] Roberts, F. L., Khandal, P. S., Brown, E. R., Lee, D-Y, Kennedy, T. W., *Hot Mix Asphalt Material, Mixture Design and Construction*, NAPA Research Council, Washington, D. C., 1990.

- [60] Loulizi, A., Flintsch, G. W., Al-Qadi, I. L., Mokarem D. *Comparing Resilient Modulus and Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt as Material Properties for Flexible Pavement Design*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1970, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2006, pp. 161–170.
- [61] Kumlai, S., Jitsanguiam, P., Nikraz, H. *Comparison between resilient modulus and dynamic modulus of western Australian hot mix asphalt based on flexible pavement design perspectives*.
- [62] Witczak, M. W., Pellinen, T. K., and M. M. El-Basyouny, *Pursuit of the Simple Performance Test for Asphalt Concrete Fracture/Cracking*, Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT) 2002 Annual Meeting, Colorado Springs, CO.
- [63] Ferry, J.D., *Viscoelastic Properties of Polymers*, John Wiley, New York, 1980.
- [64] Clyne, T. R., Li, X., Marasteanu, M. O., Skok, E. L. *Dynamic and Resilient Modulus of MN/DOT Asphalt Mixtures*, Minnesota Department of Transportation, Minnesota, 2003.
- [65] Anderson, D., Christensen, D., and Bahia, H. *Physical properties of asphalt cement and the development of performance related specifications*. J. Assoc. Asphalt Pav. Technol., 60, 437–475, 1991.
- [66] Kim, Y. R., Underwood, B., Far, M. S., Jackson, N., Puccinelli, J. *LTPP Computed Parameter: Dynamic Modulus*. FHWA-HRT-10-035, Final Report, McLean, September 2011.
- [67] Miner, M. A., *Cumulative damage in fatigue*. Journal of Applied Mechanics, 1945, 67, AI59-AI64.
- [68] Monismith, C.L., and Epps, J.A. *Asphalt Mixture Behavior in Repeated Flexure*, University of California at Berkeley, Berkeley, California, USA, 1969.

ANEXO A

PROCEDIMIENTO DE EXTRACCIÓN DE CEMENTO ASFÁLTICO EN MEZCLAS ASFÁLTICAS Y/O RAP CON EQUIPO SOXHLET

El siguiente procedimiento experimental está basado en los métodos estandarizados AASHTO TP92 y ASTM D2172, ejecutados para la recuperación cuantitativa (contenido) de cemento asfáltico en mezclas asfálticas en caliente (HMA), así mismo, de pavimentos asfálticos reciclados (RAP). Además, se hace uso de las recomendaciones de ensayos donde el equipo de extracción Soxhlet funge como principal herramienta para la separación de materiales en su parte sólida de la líquida.

Alcance

La principal importancia de la extracción del cemento asfáltico de una mezcla asfáltica o del RAP es su caracterización, por tanto, este ensayo está programado con el fin de recuperar íntegramente la calidad del cemento asfáltico con sus propiedades quasivirgenes o en el estado de envejecimiento en el cual se requiere evaluar. Idóneo para realizar una adecuada clasificación del cementante asfáltico de acuerdo con el grado de desempeño (PG) que establece la guía metodológica *Superpave*. No obstante, es posible determinar de manera casi precisa el contenido asfáltico de la mezcla si se realiza un adecuado proceso.

Equipo

- Equipo de extracción soxhlet completo (Sifón soxhlet, condensador vertical, matraz redondo de 500 ml - 1000 ml).
- Báscula analítica de precisión de 0.01 g.
- Baño maría con temperatura regulable capaz de controlar la temperatura ($\pm 5^\circ\text{C}$), parrilla eléctrica o manta térmica.
- Refrigerante a reflujo (Bomba sumergible) con sus respectivas mangueras de alimentación y salida de agua.
- Soporte de altura regulable.

Reactivos y materiales

- Solvente de extracción (Tricloroetileno, tolueno, benceno, etc.).
- Agente refrigerante para baño maría (Aceite mineral, aceite de silicón, etilenglicol, etc.).

- Dedal o cartucho de extracción.
- Papel filtro.

Preparación del equipo

Se acopla el equipo Soxhlet como se observa en la Figura A.1, dejando descubierto el sifón soxhlet para la colocación de la muestra. El equipo se monta sobre el soporte universal y se coloca por debajo del matraz el dispositivo de alimentación de calor (baño maría, parrilla eléctrica o manta térmica). Se recomienda colocar todo el equipo debajo de una campana de extracción de gases.

Preparación de la muestra

Se obtiene una muestra representativa de mezcla asfáltica o RAP mediante muestreo y cuarteo estandarizado (ASTM D75 y ASTM C702). El tamaño de la muestra depende del contenido asfáltico de la misma, sin embargo, una muestra de 1000 a 1200 g es suficiente para extraer entre 60 a 70 g de cemento asfáltico necesario para la caracterización reológica.

La muestra se seca a masa constante usando un horno a temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$. Posteriormente se pesa el cartucho de extracción y se coloca una porción de material dentro del mismo (aprox. 120 g).

Procedimiento de la prueba

Se coloca cuidadosamente el cartucho con la muestra dentro del sifón soxhlet. El tamaño del cartucho de extracción debe ser tal que, el diámetro sea lo suficientemente cercano al

diámetro del sifón con el fin de brindar estabilidad cuando este se llene con el solvente, así mismo, tener una altura mayor al sifón para evitar que la fracción fina escape del cartucho.

Posteriormente se vierte una cantidad suficiente de solvente sobre la muestra (aprox. 180 ml) y se deja que sifonee libremente, nuevamente se vierte más solvente de manera que el nivel alcance la parte intermedia del sifón, esto con el fin de asegurar un lavado continuo. Una cantidad total de 250 ml de solvente es suficiente para lavar toda la muestra (1200 g).

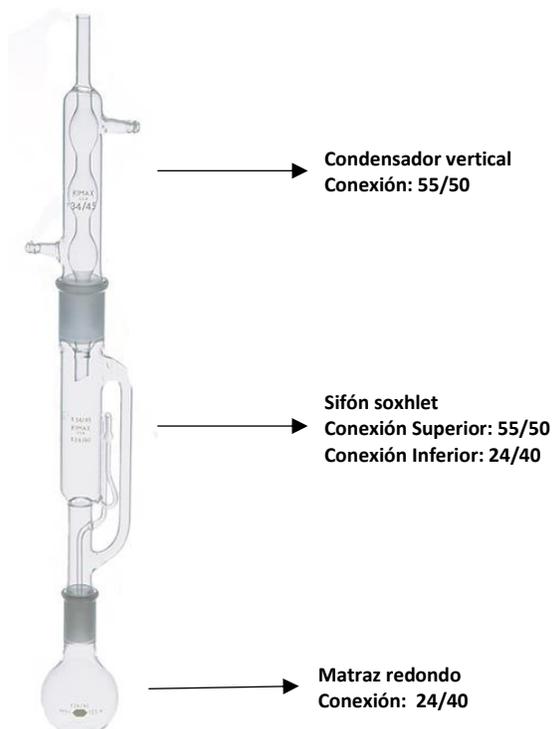


Figura A.1. Acoplamiento del equipo de extracción Soxhlet.

Una vez colocado el solvente se tapa el sifón con el condensador vertical y se enciende el baño maría o la parrilla eléctrica a una temperatura relativamente mayor al punto de ebullición del solvente de extracción y no mayor a 135 °C con el fin de evitar una volatilización del cemento asfáltico y por ende

afectar sus propiedades. También se regula el flujo de agua del equipo refrigerante.

El proceso de lavado o sifoneo continuo necesario para que extraer todo el cemento asfáltico de la muestra varía entre 15 a 20 h. Por otra parte, la inspección visual es otra herramienta usada para realizar el cambio de cartucho, observando que el líquido en el sifón vuelve a ser transparente, como se observa en la Figura A.2.

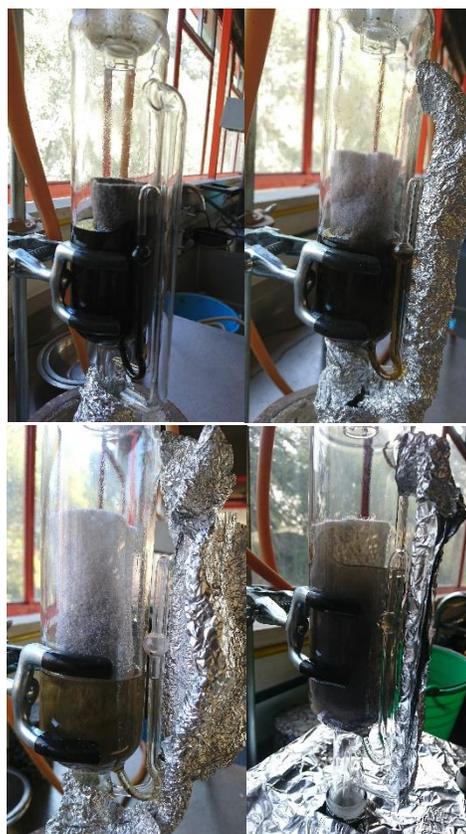


Figura A.2. Lavado continuo de un cartucho con RAP hasta la extracción completa de cemento asfáltico.

Una vez que se observa que el cemento asfáltico ha sido extraído completamente se espera a que sifonee y se vacíe, posteriormente se apaga el equipo de alimentación de calor y se deja enfriar unos 10 min. Se retira el cartucho y se coloca en el horno a una temperatura de 110 ± 5 °C durante 24 horas, con el fin de eliminar el

residuo del solvente. Una vez seco el cartucho o dedal se pesa y se determina el contenido asfáltico en la muestra.

El cemento asfáltico recuperado queda depositado en el matraz redondo junto con el solvente, y este puede ser separado mediante el uso del rotavapor (ASTM D5404) o aplicando el método abson modificado (ASTM D1856).

Recomendaciones

El éxito de la prueba depende en gran manera en el cuidado de la temperatura procurando estar dentro de los rangos antes mencionados, además de, evitar que el material fino logre pasar por el sifón y se deposite en el matraz redondo, afectando las propiedades del cemento asfáltico.

Se ha observado que el uso del baño maría es más eficiente que la parrilla eléctrica debido a que el calentamiento con el primero es más homogéneo, no así la parrilla ya que esta calienta de abajo hacia arriba, evitando muchas veces que el solvente logre alcanzar su punto de ebullición cuando el matraz tiene una cantidad significativa de cemento asfáltico. El uso de la manta térmica también da buenos resultados ya que transfiere homogéneamente el calor, sin embargo, muchas veces es imposible encontrar una medida adecuada al tamaño del matraz.

También se recomienda cubrir el brazo exterior del sifón soxhlet con el fin de evitar que el solvente en su estado gaseoso condense y no logre llegar hasta el condensador vertical.

Por otro lado, asegurar que el material fino no logre pasar por el sifón depende en gran manera del porcentaje de este en la muestra.

Se recomienda usar tela fieltro en la fabricación de los dedales, ya que se ha observado que los cartuchos de extracción son propensos a dejar pasar más material fino que los dedales. El calibre de estos debe ser tal que durante el sifoneo se logre el paso libre de la mezcla solvente – cemento asfáltico a través del dedal.

Una vez concluido el ensayo, se recomienda pasar la mezcla solvente – cemento asfáltico a través de un papel filtro con el fin de retener material fino que pudiera haber pasado.

ANEXO B

CONSTRUCCIÓN DE CURVAS MAESTRAS PARA CEMENTOS ASFÁLTICOS

En 1999, Marasteanu y Anderson desarrollaron un nuevo modelo con la modificación del modelo de CA con el propósito de mejorar el ajuste de la curva, especialmente a frecuencias más bajas y más altas. El modelo original de Christensen y Anderson (1992) proponía una relación entre los parámetros G_g , ω_c , η_0 y R (Figura B.1).

El módulo vítreo (G_g): Es el valor al cual el módulo complejo se aproxima a bajas o altas frecuencias. G_g es muy cercano a 1×10^9 Pa.

La frecuencia de cruce (ω_c): Es la frecuencia dada una temperatura donde $\tan \delta = 1$. En este punto el módulo de almacenamiento y de pérdida son iguales. La frecuencia de cruce es el punto de intersección entre el módulo vítreo y la asíntota viscosa.

El estado estable viscoso (η_0): También llamado viscosidad Newtoniana, es considerado como el límite de la viscosidad compleja, cuando el ángulo de fase se aproxima a 90° . La línea a 45° de la curva maestra cuando se aproxima a bajas frecuencias a menudo se refiere a la asíntota viscosa.

El índice reológico (R): Es la diferencia entre el módulo vítreo (G_g) y el módulo corte complejo en la frecuencia de cruce (ω_c).

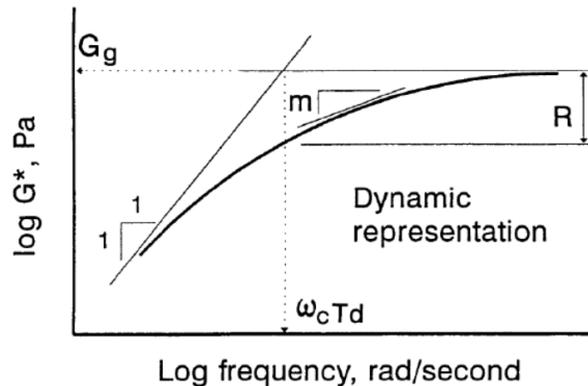


Figura B.1. Definición del modelo de CA (Christensen y Anderson, 1992).

El modelo modificado propuesto por Marasteanu y Anderson para determinar el módulo de corte complejo se definió como sigue:

$$|G^*| = G_g \left[1 + \left(\frac{\omega_c}{\omega_r} \right)^v \right]^{-\frac{w}{v}} \quad (B1)$$

Donde $v = 2 \log R$. Por otro lado, el ángulo de fase δ , se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{90w}{\left[1 + \left(\frac{\omega_c}{\omega_r} \right)^v \right]} \quad (B2)$$

El parámetro w aborda el problema de qué tan rápido o qué tan lento los valores de módulo de corte complejo convergen en las dos asíntotas (la asíntota 45° y la asíntota G_g), a medida que la frecuencia va de cero a infinito.

A diferencia del modelo sigmoidal, en el modelo CAM se calcula directamente el módulo de corte complejo $|G^*|$, además el cálculo del factor de desplazamiento se determina en función de la temperatura definida T_d . Esta temperatura de definición o definida, está relacionada con la temperatura de transición vítrea del cemento asfáltico y es un indicador de la dependencia a la temperatura.

$$\log \alpha(T \rightarrow T_r) = \left[-\frac{C_1(T-T_d)}{C_2+T-T_d} \right] - \left[-\frac{C_1(T-T_r)}{C_2+T-T_r} \right] \quad (B3)$$

Por último, se calcula la frecuencia reducida ω_r :

$$\omega_r = 10^{\log \alpha(T \rightarrow T_r)} \quad (B4)$$

Tabla B.1. Resultados del ensayo de módulo corte dinámico y determinación de los parámetros del modelo CAM.

T (°C)	Fr. ω (rad/s)	$\log \omega$ (s)	G^*_{MED} (Pa)	$\log G^*_{MED}$ (Pa)	$\log a(T-Tr)$ s	ω_r (rad/s)	G^*_{PRED} (Pa)	Error	Temperatura de referencia (°C)	15
5	100.00	-1.20	71900000	7.9	1.389	2450.641	48304014.6	4.83E-04	Parámetros	
5	20.00	-0.50	34300000	7.5	1.389	490.128	32222022.6	1.30E-05	ν	0.10
5	10.00	-0.20	26500000	7.4	1.389	245.064	26721571.7	2.37E-07	T_d	1.00
5	2.00	0.50	16100000	7.2	1.389	49.013	16778202.3	6.18E-06	w	0.74
5	1.00	0.80	13000000	7.1	1.389	24.506	13546285.0	6.31E-06	ω_c	0.96
5	0.2	1.50	7840000	6.9	1.389	4.901	7982096.1	1.28E-06	R	3.16
5	0.1	1.80	6310000	6.8	1.389	2.451	6267878.3	1.83E-07	C_1	34.55
15	100.00	-1.20	19700000	7.3	0.000	100.000	20731436.1	9.23E-06	C_2	230.46
15	20.00	-0.50	11700000	7.1	0.000	20.000	12702744.9	2.55E-05		
15	10.00	-0.20	9310000	7.0	0.000	10.000	10146370.2	2.87E-05		
15	2.00	0.50	5390000	6.7	0.000	2.000	5829657.9	2.56E-05		
15	1.00	0.80	4280000	6.6	0.000	1.000	4527807.7	1.36E-05		
15	0.20	1.50	2470000	6.4	0.000	0.200	2436892.8	8.40E-07		
15	0.10	1.80	1940000	6.3	0.000	0.100	1840196.4	1.33E-05		
25	100.00	-1.20	8840000	6.9	-1.280	5.247	8170433.1	2.42E-05		
25	20.00	-0.50	4540000	6.7	-1.280	1.049	4609396.6	9.79E-07		
25	10.00	-0.20	3480000	6.5	-1.280	0.525	3551890.1	1.84E-06		
25	2.00	0.50	1870000	6.3	-1.280	0.105	1877021.6	6.74E-08		
25	1.00	0.80	1440000	6.2	-1.280	0.052	1406391.1	2.77E-06		
25	0.20	1.50	760000	5.9	-1.280	0.010	696847.3	4.10E-05		
25	0.10	1.80	575000	5.8	-1.280	0.005	508058.3	8.71E-05		
								7.85E-04		

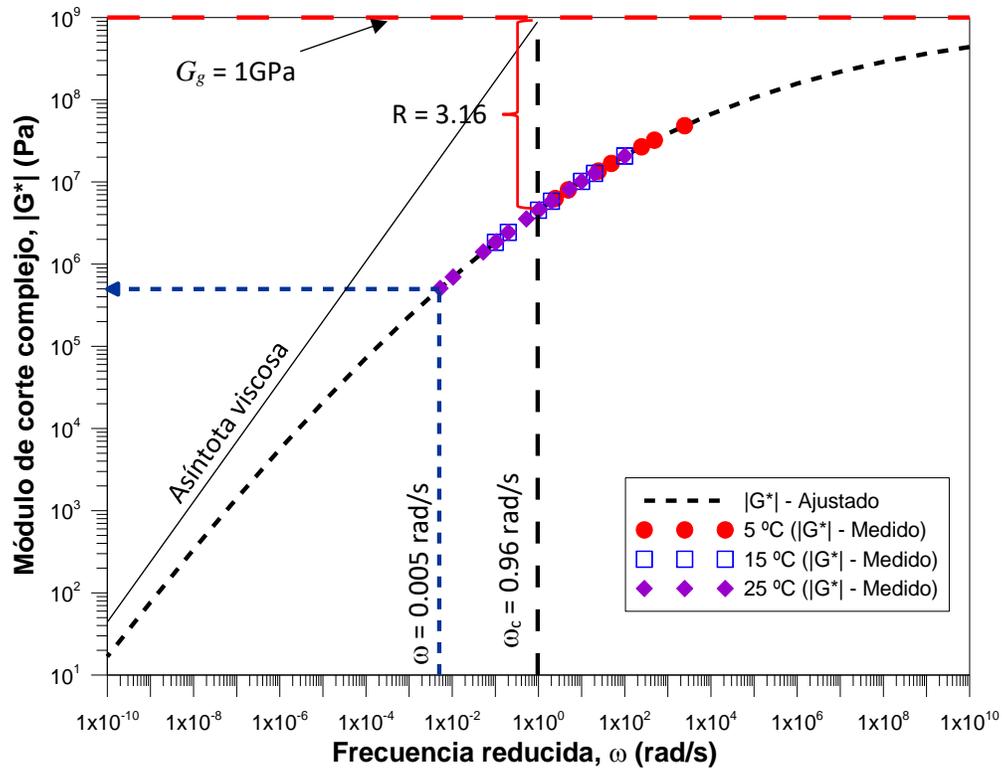


Figura B.2. Construcción de la curva maestra del módulo dinámico por el modelo de CAM (Marasteanu y Anderson, 1999).

En la Figura B.2 se presenta la curva maestra del módulo de corte complejo, obtenida mediante el modelo CAM, en la cual se observa la representación de los parámetros reológicos del modelo.

Por otra parte, el uso de la curva maestra del cemento asfáltico, además de observar el comportamiento de los cementos asfálticos a cierta temperatura y frecuencias, fue para determinar los parámetros reológicos a una temperatura de referencia de 15 °C y a una frecuencia angular de 0.005 rad/s.