



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería

Comportamiento a fatiga de mezclas asfálticas
modificadas con hule molido devulcanizado

Trabajo escrito

Que como parte de los requisitos para
obtener el grado de:

Maestro en Ingeniería de Vías Terrestres y Movilidad

Presenta

Ing. Daniela Bocanegra Martínez

Dirigido por:

Dr. Jorge Alarcón Ibarra

Querétaro, Qro., a 14 de febrero del 2019



Universidad Autónoma de Querétaro
Maestría en Ingeniería de Vías Terrestres y Movilidad

**Comportamiento a fatiga de mezclas asfálticas
modificadas con hule molido devulcanizado**

Trabajo escrito

Opción de titulación:
Tesis

Que como parte de los requisitos para obtener el Grado de
Maestro en Ingeniería de Vías Terrestres y Movilidad

Presenta:

Ing. Daniela Bocanegra Martínez

Dirigido por:

Dr. Jorge Alarcón Ibarra

Co-dirigido por:

Dra. María de la Luz Pérez Rea

SINODALES

Dr. Jorge Alarcón Ibarra
Presidente

Dra. María de la Luz Pérez Rea
Secretario

Dra. Alexandra Ossa López
Vocal

Dr. Omar Chávez Alegría
Suplente

M.I. Alejandro Castellanos Cordero
Suplente

Centro Universitario, Querétaro, Qro.
Febrero, 2020
México

Dirección General de Bibliotecas UAQ

RESUMEN

La modificación de cementos asfálticos con hule molido de neumáticos (por el proceso terminal blend), se basa en tecnologías relativamente nuevas que propician una matriz de asfalto que mejora las propiedades de ingeniería de las mezclas, produciendo aglutinantes con características similares a los asfaltos modificados con polímeros en términos de reología y resistencia a los esfuerzos producidos en la pavimentación.

El terminal blend se lleva a cabo bajo condiciones de presión y temperatura que influyen en la modificación del aglutinante, dando estabilidad en los componentes para generar un material homogéneo. Este tipo de ligante completa el proceso de modificación en la refinería y es posible entregarlo a la planta de la misma forma que un asfalto convencional, lo cual permite incorporar diferentes cantidades de hule molido sin que este decante en el cemento asfáltico. Esta cualidad admite crear concentrados de asfalto modificado con altas tasas de caucho disperso para después utilizar la proporción deseada de hule, lo cual representa grandes ventajas ya que por un lado es posible contribuir con la reutilización de los neumáticos que han cumplido con su vida útil, disminuyendo los vertidos de este producto de desperdicio y, por otro lado, implica una reducción en el costo de traslado del asfalto modificado.

Considerando lo anterior y teniendo en cuenta que en los estados de la frontera norte y sur de México se presenta la necesidad de importar cemento asfáltico por la cercanía con las refinerías extranjeras, se decidió realizar un estudio de las propiedades viscoelásticas y características mecánicas de diferentes tipos de mezclas en caliente, utilizando diferentes ligantes elaborados en México, a partir de

bases asfálticas y concentrados importados obteniendo varios grados de desempeño para comparar su comportamiento con el de mezclas convencionales y modificadas con SBS. Esto permitió definir criterios de diseño y control de fabricación que permitan garantizar un comportamiento adecuado de las mezclas.

Se hicieron diseños para cada una de las mezclas y se llevaron a cabo ensayos de fatiga para determinar la resistencia de los concretos asfálticos, así como una serie de pruebas que aportaron información valiosa para entender el comportamiento integral de los materiales utilizados.

Finalmente, a partir de los resultados obtenidos en este trabajo, se ha podido demostrar que las mezclas elaboradas con asfaltos ahulados son capaces de alcanzar un comportamiento equivalente al de mezclas asfálticas que incorporan polímero (SBS), teniendo precaución con su diseño y fabricación.

Palabras clave: terminal blend, asfaltos ahulados, fatiga.

ABSTRACT

The modification of asphalt cements with ground rubber (by the terminal blend process), is based on relatively new technologies that create an asphalt matrix that improves engineering properties of the mixtures, producing asphalt binders with similar characteristics to modified asphalts with polymers in terms of rheology and resistance to the stresses produced in paving.

The terminal blend is carried out under conditions of pressure and temperature that influence the modification of the binder, giving stability in the components to generate a homogeneous material. This type of binder completes the process of modification in the refinery and it is possible to deliver it to the plant in the same way as a conventional asphalt, which allows incorporating different amounts of ground rubber without it settling into asphalt cement. This quality permits to create modified asphalt concentrates with high rates of dispersed rubber and then use the desired proportion, which represents great advantages since it is possible to contribute to the reuse of tires that have fulfilled their useful life, by reducing the dumps of this waste product and, on the other hand, implies a reduction in the cost of moving the modified asphalt.

Considering the above and taking into account that in the states of the northern and southern border of Mexico there is a need to import asphalt cement due to its proximity to foreign refineries, it was decided to conduct a study of viscoelastic properties and mechanical characteristics of different types of hot mixes, using different imported binders (various performance grades and different modifications from two types of rubber concentrates) to compare their behavior with conventional and modified mixtures with SBS. This allowed to define design criteria and

manufacturing control that gives the guarantee of an adequate behavior of the mixtures.

Designs were made for each of the mixtures and fatigue tests were carried out to determine the resistance of asphalt concrete, as well as series of tests that provided valuable information to understand the integral behavior of the materials used.

Finally, based on the results obtained in this work, it has been possible to demonstrate that the rubber mixtures are capable of achieving an equivalent behavior to asphalt mixtures that incorporate polymer (SBS), taking care with their design and manufacture.

Keywords: terminal blend, asphalt rubber, fatigue.

AGRADECIMIENTOS

La página de agradecimientos es mi favorita de este libro, es el lugar indicado para decir que por mi propia fuerza y habilidad no habría llegado hasta aquí de no haber sido por un grupo importante de personas e instituciones quienes merecen mi reconocimiento, pues el placer no es haber concluido una maestría, sino ser dueña de lo aprendido y haber compartido la experiencia con todos los que formaron parte del proceso.

En primer lugar, agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el financiamiento económico para el curso de mis estudios de maestría.

El agradecimiento más profundo es para mi familia, pues sin su apoyo incondicional habría sido imposible culminar este arduo proceso. Mis padres y hermana serán siempre la inspiración para mis metas. Por confiar en que podríamos lograrlo, gracias.

Yuyu, gracias por enseñarme que las excusas no llevan a buenos resultados, por recordarme que todo cambio es duro al principio, desordenado a la mitad, pero placentero al final, por retarme a hacer lo que me haga feliz. Gracias porque, aunque estés lejos, siempre puedo contar contigo. Gracias por inspirarme a ser la mejor en lo que sea que me proponga. Por tanto más: GRACIAS.

De manera especial agradezco a mi director de tesis, quien siempre me ha brindado su ayuda, orientación y confianza. Gracias por su paciencia, disponibilidad y soporte en cada etapa de este trabajo, por todas las facilidades y la capacidad para guiar mis ideas y por confiar en mí. Inmensas gracias Dr. Jorge Alarcón por aceptar compartir este proyecto y brindarme los medios necesarios para cumplir el objetivo. Por mantener altas las expectativas en mí, por refinar mis ideas plasmadas, por todo el apoyo gracias.

Agradezco a mis compañeros y amigos que formaron parte de este proceso, porque aprendí con ustedes, gracias al grupo de "tierrita": Jaime, Isra, David, Betillo.

A mi novio, Flais, gracias por todo el tiempo, tu ayuda, tu motivación siempre. Por apoyarme y compartir una experiencia más, por enseñarme y siempre estar ahí. Por tolerar mi ansiedad y resolverme dudas, por recordarme que cuando tenga ganas de rendirme debo continuar y por repetirme que pase lo que pase “todo estará bien”.

Gracias a los sinodales y revisores de esta tesis, por su tiempo y aportaciones que han sido clave para el desarrollo de este trabajo. En especial, agradezco a la Doctora Alexandra Ossa, por su apoyo y tiempo para atender asuntos relacionados con mi tema de investigación; a la Doctora Luz, quien como coordinadora del programa apoyó mi elección del comité sinodal y siempre intervino en el soporte logístico y profesional; al Maestro Alejandro por el soporte con algunos de los ensayos, su disponibilidad y amabilidad para responder mis consultas; y al Dr. Omar por sus correcciones objetivas y aportaciones para el trabajo.

Agradezco la colaboración de las empresas que donaron los distintos materiales empleados en esta tesis y que me permitieron desarrollar parte del trabajo experimental en sus instalaciones, ya que fueron de suma importancia para la investigación:

-Guaycan Químicos y Petrolíferos S.A. de C.V.	-APCL
-PINFRA (Banco de materiales)	-Ceviter

Debo agradecer al Instituto de Ingeniería UNAM por permitirme desarrollar mi investigación dentro de su comunidad, por las facilidades otorgadas para estudiar y realizar mi estancia de investigación en sus instalaciones, esto me permitió adquirir nuevos conocimientos y además disfrutar y aprovechar el tiempo en esta Institución.

A todo el personal del Instituto de Ingeniería y del Laboratorio de Vías Terrestres, hicieron más sencilla mi estancia, al Doctor Mario y al Ingeniero Rangel, así como a los laboratoristas Sr. Joel, Rober, Santi, Don Franc.

Y por último y no menos importante, a mis amigos, que desde otros lugares me apoyaron siempre, a Paola, Jazz y a aquellas nuevas personas que conocí en el camino y que me brindaron su amistad y ayuda: Mari, Ever, José Luis, David Barba, Noé, Tomás, Ray.

ÍNDICE

RESUMEN	I
ABSTRACT	III
AGRADECIMIENTOS	V
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	3
1.3 JUSTIFICACIÓN	4
1.4 OBJETIVOS	5
1.5 HIPÓTESIS	6
1.6 ESTRUCTURA DE LA TESIS.....	6
2 MARCO TEÓRICO	8
2.1 INTRODUCCIÓN	8
2.2 MEZCLAS ASFÁLTICAS Y SUS COMPONENTES.....	10
2.2.1 <i>Tipos de mezclas asfálticas</i>	11
2.2.2 <i>Los agregados</i>	13
2.2.3 <i>Ligante asfáltico</i>	14
2.2.3.1 <i>Propiedades reológicas del asfalto</i>	17
2.2.3.2 <i>Asfaltos modificados</i>	19
2.3 HULE MOLIDO DE NEUMÁTICOS FUERA DE USO EN LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS	22
2.3.1 <i>El procesamiento de los neumáticos</i>	22
2.3.1.1 <i>Molienda a temperatura ambiente</i>	23

2.3.1.2	Molienda por criogénesis	24
2.3.1.3	Molienda húmeda	24
2.3.1.4	Hidrojet	24
2.3.1.5	Devulcanización del hule molido de llanta	25
2.3.2	<i>Fabricación de mezclas asfálticas ahuladas</i>	27
2.3.2.1	Proceso de modificación de CA por Vía seca y Vía húmeda	28
2.3.2.2	Terminal blend o proceso húmedo sin agitación	31
2.4	FATIGA EN MEZCLAS ASFÁLTICAS	33
2.4.1	<i>Introducción</i>	33
2.4.2	<i>Mecanismo de fatiga</i>	34
2.4.3	<i>Métodos de prueba</i>	35
2.4.3.1	Modos de sollicitación	35
2.4.3.2	Ensayos de fatiga	37
2.4.4	<i>Dispersión de la vida útil</i>	38
2.4.5	<i>Métodos de análisis del ensayo de fatiga</i>	40
2.4.5.1	Criterio clásico de falla	40
2.4.5.2	Criterio de ruptura	41
2.4.5.3	Criterio de reducción parcial del módulo	41
2.4.5.4	Criterio de la curva de Weibull	42
3	METODOLOGÍA	43
3.1	PLAN EXPERIMENTAL	43
3.2	CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL	45
3.2.1	<i>Agregado mineral</i>	46

3.2.1.1	Pruebas de consenso	47
3.2.1.2	Pruebas de origen.....	50
3.2.1.3	Pruebas complementarias en el agregado pétreo	52
3.2.2	<i>Cemento asfáltico</i>	55
3.2.2.1	Pruebas de consistencia.....	57
3.2.2.2	Determinación del grado PG.....	60
3.2.2.3	Creep repetido multi-esfuerzo (Multiple Stress Creep Recovery Test, MSCR)	68
3.2.2.4	Barrido de amplitud lineal (Linear Amplitude Sweep, LAS).....	70
3.3	ELABORACIÓN DE MEZCLAS ASFÁLTICAS	73
3.3.1	<i>Diseño volumétrico de mezclas asfálticas</i>	73
3.3.2	<i>Selección de la estructura del agregado de diseño</i>	74
3.3.3	<i>Selección del contenido óptimo de asfalto</i>	75
3.3.3.1	Cálculo de las propiedades volumétricas.....	78
3.3.4	<i>Verificación del comportamiento de la mezcla – Susceptibilidad a la humedad</i>	86
3.3.5	<i>Elaboración de especímenes de prueba</i>	88
3.4	ENSAYOS DE FATIGA EN MEZCLAS ASFÁLTICAS	91
3.4.1	<i>Curvas de Fatiga</i>	95
3.4.2	<i>Cálculo analítico de la vida a fatiga de las mezclas asfálticas en secciones estructurales</i>	96
4	RESULTADOS	98
4.1	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	98

4.1.1	<i>Agregado mineral</i>	98
4.1.2	<i>Cemento asfáltico</i>	101
4.1.2.1	Pruebas de consistencia	101
4.1.2.2	Reología de los cementos asfálticos.....	105
4.2	DISEÑO VOLUMÉTRICO DE LA MEZCLA ASFÁLTICA EVALUADA.....	119
4.2.1	<i>Selección de la estructura del agregado</i>	119
4.2.2	<i>Contenido de cemento asfáltico</i>	120
4.3	PRUEBAS DE COMPORTAMIENTO MECÁNICO.....	123
4.3.1	<i>Susceptibilidad al daño por humedad (TSR)</i>	124
4.3.2	<i>Evaluación de fatiga mediante el ensayo de flexión en 4 puntos</i>	126
4.3.2.1	Presentación de resultados	129
4.4	EVALUACIÓN DE LA VIDA A FATIGA DE ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO 141	
5	CONCLUSIONES	147
6	REFERENCIAS	151

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2-1. Tipos de mezclas asfálticas: I) Densa, II) SMA, III) Abierta.</i>	11
<i>Figura 2-2. Curva de Wöhler.</i>	34
<i>Figura 2-3. Fases de degradación de una mezcla asfáltica por el fenómeno de fatiga.</i>	34
<i>Figura 2-4. Tipos de sollicitación impuesta y respuesta en ensayos de fatiga.</i>	36
<i>Figura 3-1. Secuencia metodológica general de la investigación.</i>	44
<i>Figura 3-2. Vista de partículas con caras fracturadas.</i>	47
<i>Figura 3-3. Desarrollo de la prueba de angularidad en agregado fino.</i>	48
<i>Figura 3-4. Esquema de calibrador para dimensiones de partículas.</i>	49
<i>Figura 3-5. Ensayo equivalente de arena.</i>	50
<i>Figura 3-6. Máquina de los ángeles y agregado con esferas de acero.</i>	50
<i>Figura 3-7. Ciclo de inmersión y secado de las muestras de agregado y formación de cristales.</i>	51
<i>Figura 3-8. Componentes y aparato para el ensayo Micro-Deval.</i>	52
<i>Figura 3-9. Preparación de la solución y adición en papel filtro.</i>	53
<i>Figura 3-10. Desarrollo de la prueba de densidad y absorción en grava.</i>	54
<i>Figura 3-11. Ejecución de la prueba de densidad y absorción en arena.</i>	54
<i>Figura 3-12. Arreglo de mallas para análisis granulométrico.</i>	55
<i>Figura 3-13. Composiciones de cementos asfálticos utilizadas en el proyecto.</i>	56
<i>Figura 3-14. Viscosímetro rotacional Brookfield.</i>	57
<i>Figura 3-15. Ensayo de densidad en cemento asfáltico.</i>	58
<i>Figura 3-16. Muestras de cemento asfáltico ensayadas por penetración y dispositivo de prueba.</i>	59
<i>Figura 3-17. Vasos con película de asfalto e ilustración de horno RTFO.</i>	61
<i>Figura 3-18. Equipo de envejecimiento a largo plazo y muestras de asfalto.</i>	62
<i>Figura 3-19. Principio de funcionamiento de reómetro de corte dinámico.</i>	63
<i>Figura 3-20. Curva esfuerzo-deformación para un ciclo de trabajo.</i>	64

Figura 3-21. Relación de módulos viscoelásticos. _____	65
Figura 3-22. Comportamiento viscoelástico del asfalto a diferentes temperaturas. _____	66
Figura 3-23. Representación del reómetro de viga a flexión y preparación de especímenes. _____	67
Figura 3-24. Diagrama de ciclos de carga y recuperación de un cemento asfáltico. _____	69
Figura 3-25. Ley de fatiga. _____	72
Figura 3-26. Requisitos granulométricos para una mezcla TN 3/4" con base en AASHTO M323. _____	75
Figura 3-27. Diagrama de fases de una mezcla asfáltica. _____	78
Figura 3-28. Procedimiento de ensayo TSR. _____	87
Figura 3-29. Total de placas fabricadas para extracción de vigas de prueba. ____	90
Figura 3-30. Equipo para ensayos de flexión en cuatro puntos sobre vigas de concreto asfáltico. _____	92
Figura 4-1. Distribución granulométrica de los _____ agregados pétreos. 101	
Figura 4-2. Resultados de penetración de los diferentes cementos asfálticos. _	102
Figura 4-3. Viscosidad rotacional de cementos asfálticos. _____	104
Figura 4-4. Creep compliance no recuperable (J_{nr}) de los cementos asfálticos.	108
Figura 4-5. Desempeño ante deformación permanente de los cementos asfálticos. _____	110
Figura 4-6. Recuperación elástica (%RE) obtenida de la prueba MSCR _____	111
Figura 4-7. MSCR a 0.1 kPa de deformación. _____	112
Figura 4-8. MSCR a 3.2 kPa de deformación. _____	112
Figura 4-9. Parámetro α del barrido de frecuencia. _____	115
Figura 4-10. Curva de daño continuo viscoelástico. _____	115
Figura 4-11. Barrido de amplitud. _____	116
Figura 4-12. Parámetro A de la ley de fatiga. _____	117
Figura 4-13. Parámetro B de la ley de fatiga. _____	118

<i>Figura 4-14. Leyes de fatiga LAS.</i>	118
<i>Figura 4-15. Distribución granulométrica de mezclas asfálticas de diseñadas.</i>	119
<i>Figura 4-16. Rangos volumétricos de cumplimiento de acuerdo con las recomendaciones NCHRP-673.</i>	123
<i>Figura 4-17. Curvas esfuerzo-desplazamiento de especímenes secos (I) y acondicionados (II).</i>	124
<i>Figura 4-18. Resumen de las resistencias a tensión indirecta de los diferentes grupos de mezclas.</i>	125
<i>Figura 4-19. Comparación de TSR para los distintos tipos de mezclas asfálticas.</i>	125
<i>Figura 4-20. Ejemplos de ruptura con el criterio de falla clásico.</i>	132
<i>Figura 4-21. Ley de fatiga de mezclas elaboradas con cemento asfáltico PG 64-22.</i>	136
<i>Figura 4-22. Ley de fatiga de mezclas elaboradas con cemento asfáltico PG 70-22.</i>	137
<i>Figura 4-23. Ley de fatiga de mezclas elaboradas con cemento asfáltico PG 76-22.</i>	138
<i>Figura 4-24. Repeticiones admisibles en función de la deformación aplicada</i>	139
<i>Figura 4-25. Repeticiones admisibles en función de la deformación aplicada</i>	140
<i>Figura 4-26. Repeticiones admisibles en función de la deformación aplicada</i>	140
<i>Figura 4-27. Repeticiones admisibles en función de la deformación aplicada</i>	141
<i>Figura 4-28. Sección tipo.</i>	142
<i>Figura 4-29. Comparativa de la vida fatiga de las capas de rodadura fabricadas con diferentes mezclas asfálticas.</i>	145

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 2-1. Métodos de devulcanización de hule de llanta.</i>	25
<i>Tabla 4-1 Resultados de ensayos de calidad en agregados pétreos.</i>	99
<i>Tabla 4-2. Resultados de viscosidad a partir de valores de penetración.</i>	102
<i>Tabla 4-3. Características de los cementos asfálticos.</i>	103
<i>Tabla 4-4. Propiedades viscoelásticas de los cementos asfálticos.</i>	105
<i>Tabla 4-5. Clasificación de cementos asfálticos por grado PG de acuerdo a la Norma de SCT 2018.</i>	109
<i>Tabla 4-6. Parámetros de las leyes de fatiga y número de repeticiones a la falla.</i>	117
<i>Tabla 4-7. Estructura del agregado mineral para mezclas asfálticas.</i>	120
<i>Tabla 4-8. Propiedades volumétricas y gravimétricas de los diseños de mezclas.</i>	121
<i>Tabla 4-9. Resultados de volumetría de los especímenes de diseño.</i>	122
<i>Tabla 4-10. Lista de especímenes para ensayo de fatiga.</i>	128
<i>Tabla 4-11. Resultados del ensayo de flexión en 4 puntos.</i>	133
<i>Tabla 4-12. Leyes de fatiga del ensayo de flexión y número de ciclos que soportan las mezclas estudiadas antes de la rotura mediante las deformaciones calculadas.</i>	144

CAPÍTULO I

1 INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

El sistema vial desempeña un papel importante en la sociedad, permitiendo aumentar la productividad y conducir al crecimiento económico. De acuerdo con el Foro Económico Mundial, la infraestructura carretera es uno de los principales pilares para hacer competitiva una nación, de manera que se refuerza la prosperidad que la economía de un país puede lograr.

El Sistema Nacional de Caminos en México se conforma por un total de 582,175 km, de los cuales 171,347 km son carreteras pavimentadas. Más del 96% de los pavimentos en México son flexibles, según lo señala la European Asphalt Pavement Association (EAPA) y la National Asphalt Pavement Association (NAPA) (2011), lo que significa que el principal producto para pavimentación es el asfalto.

En México se ha venido presentando un déficit en la obtención de asfalto desde hace varios años, pues la elaboración de productos en las refinerías exhibe un decremento del 56.8% del volumen producido del 2009 a 2018 (PEMEX, 2018). Se estima que para 2019 la demanda será del orden de 1,485,000 toneladas de asfalto debido a que la inversión federal estará principalmente destinada a la conservación carretera; de esta cantidad requerida, PEMEX (única institución productora de cemento asfáltico en México) solo estará en posibilidad de producir un máximo de 600,000 toneladas y, por lo tanto, se prevé la necesidad de importar 1.48 veces la

producción interna de asfalto, cantidad histórica para el país (Pasaye, 2019). En este sentido, importar altas cantidades de asfalto requerirá de un riguroso control de calidad en el manejo del aglutinante, con el objetivo de evitar repercusiones en las carreteras mexicanas construidas o rehabilitadas con productos extranjeros.

Esta investigación está centrada en el uso de cementos asfálticos provenientes de Estados Unidos, cuyas “bases” (entendidas como la composición de la matriz de asfalto) distan de las cualidades de la base comúnmente utilizada en México.

Es indispensable conocer el comportamiento de los productos importados, sobre todo porque es un escenario importante para los estados del norte y sur de México, en donde el cemento asfáltico utilizado para la pavimentación es casi en su totalidad importado debido a que las refinerías mexicanas figuran a distancias mucho más alejadas que las refinerías extranjeras. Es por el costo de transporte que se prefiere utilizar este tipo de aglutinantes y que, en caso de mostrar resultados satisfactorios podrán permear su uso en estados del centro de México.

Aunado a la situación que se describe anteriormente, las secretarías, asociaciones y contratistas buscan contribuir a la mejora de la calidad de los pavimentos para proporcionar una vida útil prolongada y a un menor costo, es por ello que, a lo largo de los años, las metodologías de diseño y tecnologías han evolucionado para incrementar el rendimiento de los pavimentos.

En lo que respecta a pavimentos flexibles, la mayoría de las mejoras han sido encaminadas a la modificación del cemento asfáltico, utilizando por ejemplo polímeros, fibras o hule molido de neumáticos fuera de uso (NFU). Acerca de este último, se sabe de investigaciones y experiencias pasadas, que su uso en asfaltos para mezclas consigue aumentar la resistencia al agrietamiento por fatiga en comparación con mezclas asfálticas convencionales (Way, 2012) y, además, se usa

para abordar el problema de eliminación de neumáticos de desecho como parte del desarrollo sostenible que se requiere en la actualidad.

Parece entonces necesario un mejor conocimiento de los materiales que forman parte de la capa de rodadura de un pavimento; las propiedades termo-mecánicas de las mezclas asfálticas para permitir fabricar estructuras de alto rendimiento capaces de resistir de manera duradera los esfuerzos externos aplicados. Además, para mantener la integridad estructural del pavimento, es importante evitar el agrietamiento de los materiales y comprometer la función de sellado para hacer capas resistentes a la penetración de agua y agentes que propicien deterioros subsecuentes en el pavimento.

El presente estudio se realizó para abordar el tema de asfaltos modificados con hule molido, analizados como parte de mezclas asfálticas de granulometría densa, para conocer su comportamiento a fatiga, pues se considera como uno de los principales modos de degradación de un pavimento. Se pretende conocer la conducta integral de cementos asfálticos importados, que han sido modificados para su viabilidad de uso como parte de capas de rodadura en pavimentos en México.

1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La incorporación del hule ha incluido beneficios en diferentes frentes como el impacto ambiental mediante el uso de millones de llantas de desecho (Bahia *et al.*, 2012) e incluso reducir el ruido de los pavimentos (Zalman y Spacek, 2012; Skotnicki, Koba y Szydlo, 2012); además, incrementa la elasticidad del ligante en las mezclas asfálticas (Sousa *et al.*, 2012).

Sin embargo, su aplicación ha presentado dificultades referentes al tiempo de almacenamiento del asfalto modificado (Stroup-Gardiner *et al.*, 1993; Abdelrahman, 2006). Esto ocurre debido a la diferencia de densidades entre el asfalto y el hule,

provocando una separación de fases como lo afirman Biro y Fazekas (2012), lo que caracteriza la sedimentación del caucho residual en los ligantes a través del tiempo (Kudrna y Dašek, 2012) y un fallo prematuro en el producto por la pérdida de adhesión y envejecimiento de la mezcla (Stroup-Gardiner *et al.*, 1993), de tal manera que se dificulta su manejo en obra y lo vuelve inviable en la mayoría de los proyectos en México.

1.3 JUSTIFICACIÓN

El hule molido proveniente de neumáticos de desecho se ha utilizado internacionalmente en superficies asfálticas y tratamientos como chipseal desde la década de 1960; particularmente en los Estados Unidos, Australia, Sudáfrica y se están superando algunas barreras para su introducción y uso en Italia y Nueva Zelanda. En estos países se intenta afrontar los problemas de rendimiento de los pavimentos y abordar la cuestión de contaminación provocada por los vertederos de llantas que han llegado al fin de su vida útil.

En Estados Unidos, se introdujo en la Ley de eficiencia de transporte de superficie intermodal (ISTEA) en la Sección 1038 (d), el uso obligatorio de cantidades de caucho reciclado en superficies de pavimento asfáltico.

“La Sección 205 (b) de la Ley de Designación del National Highway System (NHS) de 1995 modificó la Sección 1038 al eliminar la subsección (d) excluyendo el mandato de la miga de caucho y todas las sanciones asociadas, lo cual se alteró nuevamente en la Sección 327, para requerir la investigación y el desarrollo de pruebas y especificaciones para el uso de asfalto modificado con caucho triturado de conformidad con las especificaciones basadas en el rendimiento de Superpave” (FHWA, 2017). A este respecto, en California se implementó desde 2003 (AB 338) el uso de hule molido para la reparación y construcción de caminos.

Países como este, que cuentan con mayor experiencia en el uso de hule molido como modificador de asfalto han identificado inconvenientes respecto a su funcionalidad, no obstante, es importante la alternativa de uso y manejo de los neumáticos fuera de uso con el empuje de investigación que haga posible la comprobación de su adecuado desempeño dentro de las mezclas asfálticas.

La industria logró superar los problemas que representa la incorporación de hule de llanta en asfaltos (Abdelrahman, 2006), llevando a cabo la interacción de los materiales por la despolimerización temprana del caucho a altas temperaturas (terminal blend), pero la complejidad de este procedimiento recae, según Sousa *et al.* (2013) en que se eleva el costo por unidad de mezcla.

Por lo anterior y de acuerdo con el análisis de costos realizado por Cheng *et al.* (2012); Hicks y Epps (2000) y Shatnawi (2012), es indispensable demostrar que el incremento de la vida útil de la mezcla asfáltica justifica la inversión necesaria para la incorporación del hule y la mejor forma de demostrarlo es mediante pruebas de fatiga que permitan cuantificar el posible incremento en la vida útil de los pavimentos.

1.4 OBJETIVOS

Dada la importancia del cuidado ambiental y la preocupación por mejorar el rendimiento de las carreteras, el objetivo general del estudio se centra fundamentalmente en analizar el efecto en la vida a fatiga que presentan las mezclas asfálticas de granulometría densa elaboradas con aglutinantes modificados con hule molido devulcanizado (utilizando el proceso terminal blend).

Para alcanzar el objetivo general de este trabajo se deberán cumplir los siguientes objetivos particulares:

- ④ Realizar una recopilación exhaustiva de la información existente sobre la modificación de cementos asfálticos con polvo de hule de neumáticos, haciendo énfasis en la técnica terminal blend.
- ④ Estudiar el comportamiento viscoelástico de los cementos asfálticos utilizados.
- ④ Estudiar las características mecánicas de diferentes mezclas mediante los ensayos de diseño y control de acuerdo con las pautas de la metodología Superpave y examinar su vida a fatiga utilizando el dispositivo de flexión de viga en cuatro puntos.
- ④ Comparar los resultados obtenidos por las mezclas ahuladas con las propiedades de una mezcla con asfalto convencional (virgen) y mezclas elaboradas con cemento asfáltico modificado con polímero SBS para comprobar si pueden ser equivalentes o mostrar superioridad en su comportamiento.
- ④ Establecer las bases para estudios posteriores orientados a definir una metodología para el diseño de mezclas asfálticas con hule molido devulcanizado en México.

1.5 HIPÓTESIS

Las mezclas asfálticas modificadas con hule molido devulcanizado superarán la resistencia a fatiga de mezclas convencionales al soportar más repeticiones de carga antes de agrietarse.

1.6 ESTRUCTURA DE LA TESIS

Además de esta introducción, la disertación contiene cuatro capítulos: El Capítulo II está dedicado al estudio bibliográfico que da una visión general acerca de los pavimentos flexibles y las problemáticas que estos presentan,

particularmente en lo que se refiere a la capa de rodadura. Además, se da un enfoque a las mezclas asfálticas en caliente y a los cementos asfálticos modificados con hule molido de neumáticos y los procedimientos para su incorporación al aglutinante, resaltando las ventajas y desventajas de cada proceso. Adicionalmente, se describen los mecanismos de devulcanización de hule y las propiedades que confiere el polvo de caucho dentro de la matriz de asfalto.

Se describen los principales aspectos de reología del aglomerante y las propiedades mecánicas (fatiga) de las mezclas asfálticas.

En el Capítulo III se proporciona información sobre la metodología desarrollada, los materiales usados, procesos experimentales y organización de ensayos. Aquí están incluidos la caracterización de los materiales, el protocolo de diseño de mezclas Superpave y la prueba de flexión en cuatro puntos para el análisis de fatiga de las mezclas analizadas.

Posteriormente, el Capítulo IV detalla los resultados de las pruebas de laboratorio para comprender el comportamiento de los cementos y mezclas asfálticas. En este bloque se analiza paulatinamente la influencia de los modificadores utilizados, así como sus procesos de fabricación.

El quinto y último capítulo está dedicado a la validación de los resultados, se exponen las conclusiones generales y recomendaciones que responden a los objetivos planteados.

Finalmente, se agrega un apartado con las referencias bibliográficas consultadas para la elaboración de esta investigación.

CAPÍTULO II

2 MARCO TEÓRICO

2.1 INTRODUCCIÓN

Se sabe que el transporte de personas y mercancías se da principalmente por carretera, siendo las vías principales de conexión entre las ciudades. En este sentido y ante la necesidad de desarrollo, la importancia de la infraestructura carretera se ha incrementado notablemente, pero el creciente flujo de vehículos causa también un efecto negativo en la estructura de los pavimentos, pues está asociado principalmente con el aumento de cargas de tráfico, entre otros factores como la calidad de los materiales y las condiciones ambientales.

Esta degradación paulatina de los pavimentos incide en los costos de operación de los vehículos que transitan por las carreteras, además de afectar a las características propias de la capa de rodadura, es decir deterioros que se manifiestan en fallas como fisuración por fatiga, desprendimiento de agregados, deformaciones permanentes, baches, etc.

El agrietamiento por fatiga, asociado a las repeticiones de carga de tráfico, se considera uno de los deterioros más importantes en los pavimentos flexibles, sin embargo, el fenómeno de fatiga en las mezclas de asfalto es muy complicado para predecir. Esta dificultad para medir la vida útil de un pavimento se debe a la complejidad de la microestructura del concreto asfáltico, que a su vez está

relacionada con la granulometría de los agregados, las propiedades de la interfaz asfalto-agregado y la conectividad de vacíos en la mezcla (Xiao *et al.*, 2009).

Para lograr alargar el horizonte de vida de los pavimentos flexibles y desarrollar diseños superiores de mezclas asfálticas es esencial comprender los factores que afectan sus características y la variación de las propiedades en el tiempo. Para ello, se han realizado estudios para comprender la capacidad para resistir las fracturas por condiciones de carga repetida y cómo extender la vida útil de los pavimentos; no obstante, la comprensión del fenómeno de fatiga de los pavimentos flexibles continúa desafiando a los investigadores, particularmente a medida que se utilizan materiales más nuevos con propiedades más complejas.

Uno de estos materiales es el hule molido de neumáticos, el cual, tiene un alto potencial de aplicación en pavimentos y todavía está relativamente subutilizado.

La acumulación de neumáticos fuera de uso (NFU) y las fallas prematuras en los pavimentos están relacionadas pues se desprenden de la misma problemática: ambas dependen del aumento sucesivo de la intensidad de tráfico.

El número cada vez más grande de vehículos que transitan por las carreteras genera millones de neumáticos usados. Cada año se venden alrededor de 1.4 billones de llantas en el mundo, las cuales se asume que pasarán a formar parte de la categoría de NFU. Además, en Europa y Japón esta cantidad incrementará debido al creciente aumento en la producción de vehículos y aumento del tráfico de acuerdo con lo informado en el reporte del International Rubber Study Group (2018).

Aunado a lo anterior, muchos países sin una regulación especial para este producto, han provocado que las llantas al fin de su vida útil sean vertidas y almacenadas de manera ilegal y estudios demuestran que la eliminación inadecuada de los

neumáticos puede representar peligro para la salud humana (incendios, refugio de roedores u otras plagas) y aumentar riesgos ambientales.

Con el creciente rechazo de los neumáticos en los vertederos y los riesgos sanitarios y medioambientales que representa la acumulación de los mismos, se han creado nuevos mercados para los NFU. En Europa y algunos otros países se ha demostrado que la gestión de este producto permite la eliminación progresiva de los vertederos y aumenta la disponibilidad de caucho reciclado para otros fines como son su aplicación para modificación de asfaltos y su uso en la construcción de carreteras.

Este capítulo revisa el conocimiento de las propiedades de las mezclas asfálticas cuyo aglomerante es modificado con hule de llanta, para establecer un marco general de la investigación.

A lo largo de la tesis se detallan los comportamientos en el campo viscoelástico y el comportamiento a fatiga de mezclas asfálticas con vista a su aplicación en pavimentos flexibles.

2.2 MEZCLAS ASFÁLTICAS Y SUS COMPONENTES

Debido a que los pavimentos flexibles son los más utilizados en México, las mezclas asfálticas toman relevancia, pues son empleadas para formar la capa de rodadura de los pavimentos y en algunos casos se usan como capas intermedias de los mismos.

Una mezcla asfáltica es un material compuesto que consiste en una proporción seleccionada de agregados pétreos (grava, arena y material fino) y un aglutinante (cemento asfáltico). En esta combinación, el asfalto es el responsable de la

cohesión, en tanto que, el esqueleto mineral formado por los agregados, asegura la rigidez del conjunto.

2.2.1 Tipos de mezclas asfálticas

Existen distintas clasificaciones para las mezclas asfálticas, dependiendo del parámetro que se considere para establecer sus diferencias (Alarcón, 2003).

Pueden clasificarse de acuerdo a las fracciones de agregado utilizadas (mástico, mortero, macadam y concreto); en relación a la temperatura de puesta en obra (en frío y en caliente); al porcentaje de vacíos en la mezcla y su granulometría.

Los tipos de mezclas asfálticas en caliente se definen por la granulometría de su agregado mineral y son tres los más comúnmente utilizados. Estos tipos son ilustrados en la Figura 2-1: i) mezcla asfáltica de granulometría densa, ii) stone matrix asphalt (SMA) o gap graded y iii) mezcla de granulometría abierta conocida como open graded.

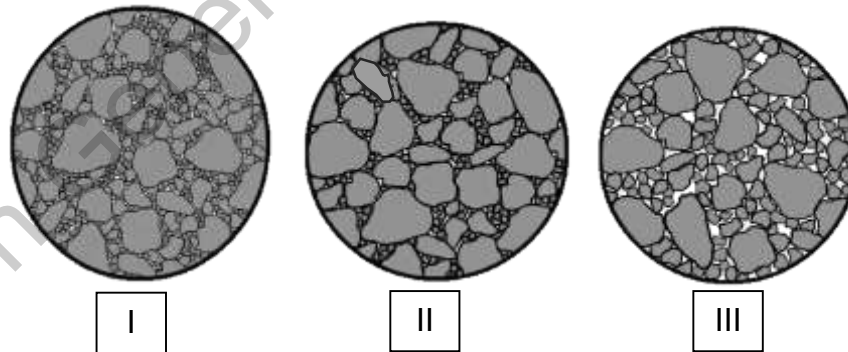


Figura 2-1. Tipos de mezclas asfálticas: I) Densa, II) SMA, III) Abierta.
FUENTE: pavementengineering.blogspot.com

● Mezcla asfáltica de granulometría densa

Consiste en una distribución uniforme de tamaños de agregado del más pequeño al más grande (bien graduado). Una mezcla densa se considera bien

calificada para uso general; cuando se diseña y construye adecuadamente este tipo de mezcla es relativamente impermeable.

Las mezclas densas se subdividen de acuerdo con el tamaño de agregado máximo nominal clasificándose como finas o gruesas, siendo las finas aquellas que contienen mayor proporción de partículas de arena y finas, según lo especifica la guía de la FHWA (2002). La norma de la SCT sobre mezclas asfálticas indica un porcentaje de vacíos de aire del tres al cinco por ciento.

Este tipo de mezcla es apta para cualquier condición de tráfico, apropiada para capas que requieran mayor aporte estructural, funciona también para necesidades de fricción, nivelación y bacheo (NAPA, 2001).

● Stone matrix asphalt (SMA)

La mezcla tipo SMA o en ocasiones llamada “gap graded”, fue un concepto desarrollado en Europa para maximizar la resistencia a la deformación como roderas y mejorar la durabilidad de los pavimentos. El propósito del diseño de la mezcla es establecer contacto entre las partículas de agregado dentro de la mezcla, dado que el esqueleto mineral no se deforma tanto como el cemento asfáltico bajo la carga vehicular por lo que se reduce la presencia de surcos. Las especificaciones señalan como requerimiento un mínimo de cuatro por ciento de vacíos en la mezcla asfáltica.

Las SMA se utilizan principalmente para carreteras de alto volumen de tránsito, pese al incremento de costo que representa frente a una mezcla asfáltica típica pues requiere agregados más duraderos, mayor contenido de asfalto y fibras; pero incluye otros beneficios como mantener una buena fricción por una textura superficial más gruesa, la reflexión de grietas es menos severa y se reduce el ruido de los neumáticos.

☉ Mezcla asfáltica de granulometría abierta (Open graded)

Son mezclas permeables al agua que utilizan solo grava (roca triturada) y un pequeño porcentaje de arenas y finos. La gradación abierta crea poros en la mezcla, típicamente con un 15% de vacíos de aire que son esenciales para una función adecuada de drenaje y adicionalmente, estos huecos reducen el ruido de los neumáticos hasta un 50% (NAPA, 1995). No obstante, la normativa mexicana establece un porcentaje de vacíos en la mezcla mínimo de 20% por lo que deberá sujetarse a la norma aplicable.

2.2.2 Los agregados

Los agregados pétreos se dividen de acuerdo con su tamaño en varias familias: gravas, arenas y finos, según la clasificación de fragmentos de roca y suelo de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), por lo que los diámetros de estos grupos están normalizados.

La granulometría es la distribución dimensional de los granos de un agregado; condiciona la compacidad de la mezcla y sus características mecánicas.

Para construir el esqueleto granular de una mezcla asfáltica, se combinan las diferentes clases granulares en cierta proporción, de manera que puede formarse una curva granulométrica continua o discontinua (se puede prescindir de una o más fracciones granulares), dependiendo del destino del agregado y las características seleccionadas para la mezcla asfáltica. Los agregados deben tener propiedades específicas de acuerdo al uso y rendimiento esperado: el tipo de mezcla asfáltica, la posición y función de la capa de pavimento (subbase, base o carpeta), los esfuerzos esperados y la intensidad del tráfico (bajo, medio, alto).

Es por lo anterior que los agregados deben ser perfectamente evaluados. Además, los materiales granulares constituyen aproximadamente el 95% de la masa de una mezcla asfáltica de acuerdo con lo señalado en la literatura, por lo tanto, esta

importancia cuantitativa de los componentes pétreos influye significativamente en las propiedades mecánicas de un concreto asfáltico.

El agregado mineral se define por su forma, dureza y resistencia al desgaste; los elementos de forma “pobre”, respecto al grosor, tamaño y longitud se fragmentan con mayor facilidad, reduciendo la maniobrabilidad y dificultando el proceso de compactación, debido a la orientación que tienden a tomar las dimensiones más grandes de las partículas. La angularidad, es una cualidad más importante pues define la fricción interna del material y hace que este sea más o menos trabajable.

Por último, el desgaste de los agregados es una medida destinada a evaluar la resistencia a la fragmentación de las partículas del pétreo bajo la influencia del tráfico y de condiciones en presencia de agua, por lo que las pruebas que cuantifican este parámetro ayudan a determinar las propiedades mecánicas del agregado mineral.

2.2.3 Ligante asfáltico

Nguyen (2009) define los aglutinantes o ligantes asfálticos como sustancias que consisten principalmente en conjuntos de átomos de carbono e hidrógeno que, en contacto con partículas sólidas como los agregados, desarrollan fuerzas de adhesión y cohesión, asegurando cierta rigidez en la combinación de materiales, resistencia a la deformación en tensión, compresión y corte.

El asfalto es un material cementante que puede provenir de dos fuentes: a partir de la naturaleza o por refinación del petróleo. En ambos casos el asfalto es producto de la destilación fraccionada del petróleo, ya sea durante períodos cortos como el proceso de refinería o períodos más largos como en la naturaleza.

El Asphalt Institute y la European Bitumen Association–Eurobitume (2015) afirman que las propiedades y la calidad del asfalto dependen principalmente del (de los) petróleo crudo utilizado en su fabricación. Se produce según la especificación de

grado, ya sea directamente por refinación o por mezcla. El asfalto se puede procesar más para alterar sus propiedades físicas para cumplir con ciertas especificaciones.

Existen varios métodos de fabricación para producir asfaltos dependiendo de la fuente de crudo y las capacidades de procesamiento disponibles dentro de una refinería (Zakar P., 1971; Gary J. y Handwerk G., 1975; McKetta JJ., 1992). A menudo se selecciona una combinación de procesos.

En general, los crudos se pueden clasificar como base de asfalto, base de parafina y base mixta (combinación de las anteriores). El desempeño del asfalto estará influenciado por el petróleo crudo y si el cemento asfáltico es base de asfalto o de parafina.

Corbet (1984) explica que el procesamiento del petróleo crudo es la reducción directa por destilación generalmente. El principio de destilación se utiliza para separar varias fracciones crudas que tienen diferentes rangos de ebullición, así, el cemento asfáltico está formado por las fracciones de mayor ebullición por lo que se convierte en el residuo de la torre de destilación. El petróleo crudo se calienta aproximadamente a 650° C y se vaporiza parcialmente; cada fracción alcanza su punto de ebullición y se condensa a medida que se reduce la temperatura. En la parte superior se produce gasolina, en la parte media se extraen los componentes para producir combustible para aviones, queroseno y diésel, y al final, en la parte más baja se obtienen aceites lubricantes para producir asfalto.

En México la obtención de asfalto se hace de manera similar a la descrita, sin embargo, como ya se mencionó, los cementos utilizados en esta tesis provienen de refineries de Estados Unidos en donde se utilizan distintas fuentes de crudos, pues hay muchas más empresas de refinación en donde cada una usa porcentajes diferentes de elementos de cada fuente de crudos. El carbono es el elemento dominante, seguido de hidrógeno y azufre. El nitrógeno, azufre y oxígeno se

consideran “heteroátomos” y tienden a dominar el comportamiento del material provocando variaciones en sus propiedades. Los aglutinantes de asfalto tienen estructuras moleculares extremadamente diversas según la fuente de crudo.

La composición química y propiedades físicas de los cementos asfálticos afectan su desempeño por lo que es importante saber cómo están formados.

Los cementos asfálticos son sólidos termoplásticos a temperatura ambiente, esto quiere decir que se ablandan a medida que aumenta la temperatura y endurecen conforme esta disminuye. A temperatura elevada se comportan como líquidos newtonianos, reduciendo su viscosidad al aumentar la temperatura, es por ello que los asfaltos deben calentarse para su manipulación.

Se sabe también, que los asfaltos son materiales viscoelásticos, es decir, se comportan como sólidos elásticos en momentos de carga cortos y como líquidos viscosos cuando se someten a tiempos de carga más largos.

La polaridad química es un parámetro importante, al ser materiales viscoelásticos, los ligantes asfálticos poseen ciertos componentes polares que crean estructuras con propiedades que le otorgan rigidez al asfalto y que, además, le confieren afinidad con los agregados, haciendo un material adhesivo y al mismo tiempo impermeable. Por su parte, los elementos menos polares le otorgan al asfalto su flexibilidad y propiedades a bajas temperaturas, mientras que los componentes de polaridad intermedia hacen compatibles a todos los demás.

Dado que el asfalto contiene un rango continuo de moléculas, de manera común se dividen en cuatro amplias fracciones cada vez más polares para su análisis individual, estas son: saturados, aromáticos, maltenos (resinas y aceites) y asfaltenos. En el libro de texto del NCAT (Roberts *et al.*, 1996) se definen cada uno de los componentes del asfalto como sigue:

Los saturados son líquidos a temperatura ambiente y apenas cambian con el tiempo. Tienen una contribución negativa a la susceptibilidad a la temperatura del asfalto o cómo cambian las propiedades del asfalto con los cambios de temperatura.

Los aromáticos de nafteno son líquidos a temperatura ambiente y se consideran el componente suavizante del asfalto. También son la parte que determina la fracción de envejecimiento de cómo cambian las propiedades del asfalto con el tiempo en condiciones de servicio. Los aromáticos polares son sólidos o semisólidos a temperatura ambiente y están relacionados con la ductilidad (cómo se puede estirar el asfalto antes de la fractura) del asfalto. También son uno de los componentes que definen las fracciones de envejecimiento.

Los maltenos son solubles y están compuestos de resinas y aceites. Las resinas son de carácter oscuro y semisólido. Son fluidos cuando se calientan y se vuelven frágiles cuando están fríos. Los maltenos trabajan como agentes que dispersan los asfaltenos a través de los aceites para proporcionar un líquido homogéneo. Los aceites son generalmente líquidos incoloros o blancos. Son solubles en la mayoría de los solventes. Tienen estructuras parafínicas y nafténicas sin presencia de oxígeno y nitrógeno.

Por último, los asfaltenos son los componentes complejos con la polaridad más alta. Desempeñan un papel importante dándole la viscosidad a los cementos asfálticos.

2.2.3.1 Propiedades reológicas del asfalto

La reología se define como la ciencia del flujo y la deformación de la materia y describe la interrelación entre fuerza, deformación y tiempo. Utilizamos la reología para caracterizar el comportamiento del flujo del aglomerante de asfalto bajo condiciones ambientales específicas.

Las propiedades reológicas cambian significativamente durante el proceso de producción y con el tiempo. Estas características son:

- ⊗ Viscosidad: es la medida fundamental de la consistencia de un cemento asfáltico considerada como la resistencia a fluir.
- ⊗ Rigidez: es la relación entre el esfuerzo y la deformación en función de la temperatura y la frecuencia de carga.
- ⊗ Ductilidad: habilidad del asfalto a estirarse sin romperse.
- ⊗ Penetración: es una propiedad empírica que se suele utilizar para medir la consistencia de los cementos asfálticos.
- ⊗ Susceptibilidad de corte: se refiere a la velocidad de cambio de viscosidad de un asfalto sometido a corte.
- ⊗ Susceptibilidad a la temperatura
- ⊗ Envejecimiento: el envejecimiento es considerado uno de los factores más importantes en el cambio de propiedades de un asfalto, por lo que se explicará más a detalle este fenómeno.

El envejecimiento del asfalto depende de varios factores que pueden ser la oxidación, volatilización, endurecimiento físico, polimerización, tixotropía y separación.

Cuando el asfalto se procesa demasiado, como en la oxidación, su análisis muestra un cambio de resinas que se convierten en asfaltenos y los aromáticos se convierten en resinas, esto provoca que el cemento asfáltico se vuelva más rígido y más elástico en comparación con un asfalto recién obtenido.

Boduszynski (1981) explica que el proceso de oxidación consiste en la formación de enlaces carbono-carbono a través de la condensación y esto hace que se aumente el contenido de asfaltenos y disminuya el contenido de aromáticos

nafténicos y polares. A medida que la concentración de asfaltenos aumenta, más allá de cierto punto, el comportamiento del asfalto cambia de viscoelástico a casi elástico a temperatura ambiente (Corbet, 1975).

A temperaturas normales, la reacción de oxidación es un proceso lento en el que el aglutinante asfáltico absorbe principalmente oxígeno, formando una capa de material duro al exterior. Si esta película llega a agrietarse, nuevas superficies quedarán expuestas y susceptibles a una oxidación adicional. Varios autores aseguran que la oxidación es una de las causas principales de endurecimiento del asfalto en un pavimento. Este fenómeno es afectado por un proceso conjunto que tiene que ver con el grosor de la película de asfalto, el tiempo de exposición y el tipo de atmósfera (Moschopedis, 1973).

Al sufrir aumentos de temperatura, se acelera la volatilización que también es afectada por la fuente del crudo y el procedimiento de refinación. La pérdida de volátiles es el principal factor que contribuye en el endurecimiento del asfalto durante el mezclado debido a la alta temperatura y a una agitación vigorosa.

En las mezclas asfálticas, el envejecimiento se da a corto plazo (en la planta de mezclado) y a largo plazo (cuando la mezcla ya está en servicio). En el corto plazo, ocurre la pérdida de volátiles y la viscosidad del asfalto aumenta el doble o poco más de la consistencia inicial, mientras que, a largo plazo, se relaciona más con la oxidación, provocando viscosidades muy altas y haciendo frágil el asfalto. El aumento de la rigidez a menudo se acompaña de fragilidad que conduce a un deterioro gradual de los pavimentos flexibles.

2.2.3.2 Asfaltos modificados

Un cemento asfáltico ideal para su uso en mezclas para pavimentos, requiere de características especiales como son rigidez adecuada para la construcción y servicio de un pavimento, mejorar la adhesión y proporcionar durabilidad a la

mezcla, que sea resistente a las deformaciones al ser suficientemente elástico, así como cubrir con una capa consistente las partículas de agregado, no obstante, los asfaltos disponibles (como provienen directo de las refinerías) pueden no proporcionar el rendimiento esperado para algunas condiciones severas y específicas del sitio, razón por la cual los aglutinantes de asfalto se modifican para mejorar la resistencia a deformaciones permanentes, el agrietamiento por fatiga y térmico, y el daño por humedad.

A pesar de las buenas cualidades que pueden aportar los modificadores a un cemento asfáltico, es común considerar como desventaja el costo inicial que representa el uso de modificadores o problemas de construcción como la trabajabilidad de un asfalto modificado y en ocasiones la separación. Sin embargo, un asfalto modificado de calidad generalmente dará un mejor rendimiento y el resultado serán menores costos del ciclo de vida.

De acuerdo con la FHWA algunos factores que realzan el interés de modificar el cemento asfáltico son:

- * Debido a los elevados niveles de tránsito se han hecho indispensables los modificadores para incrementar la resistencia a las cargas elevadas que se presentan en la actualidad.
- * El mantenimiento de los pavimentos se difiere.
- * Es posible construir capas de rodadura más delgadas.
- * Algunos modificadores provienen de residuos industriales a los cuales se les puede dar un nuevo uso.

La SCT, en la norma N-CMT-4-05-002, clasifica los principales modificadores utilizados en materiales asfálticos, en polímeros tipo I (elastómeros), polímeros tipo II (ideales para bajas temperaturas), polímeros tipo III (plastómeros) y hule molido

de neumáticos, estableciendo los requisitos de calidad para los cementos asfálticos modificados con dichos materiales.

Smith y Hashemi (2004), definen material polimérico a aquel que contiene múltiples partes enlazadas químicamente y que están unidas entre sí para formar un sólido. El término polímero se refiere a la formación de muchas moléculas (monómeros) que han reaccionado químicamente para lograr largas cadenas. Las propiedades físicas de un polímero específico están determinadas por la secuencia y la estructura química de los monómeros de los que está hecho.

Muchos de los elastómeros que se usan en la modificación de asfalto son materiales termoplásticos, esto quiere decir que se ablandan cuando se calientan, pero vuelven a su estado endurecido al enfriarse. Estos polímeros suelen mostrar una baja rigidez inicial y una ductilidad alta. Algunas agencias han encontrado que el uso de elastómeros ayuda en la reducción de grietas en los pavimentos, específicamente en mezclas asfálticas calientes este tipo de polímeros las hacen resistentes a las deformaciones permanentes y fallas de cohesión por su habilidad de estirarse bajo cargas y recuperar su forma original cuando esta se remueve.

Entre los polímeros tipo I más comunes se encuentran: caucho natural, estireno-butadieno (SB), latex y estireno-butadieno-estireno (SBS).

Por su parte, los plastómeros son materiales “termo-endurecibles”, es decir, fluyen bajo aplicación de esfuerzos cuando se calientan, pero, una vez enfriados, no pueden recuperar su forma. Al contrario de los elastómeros, estos polímeros presentan una alta rigidez temprana, sin embargo, la resistencia inicial suele ir acompañada de una menor tolerancia a la deformación. Los plastómeros son fabricados mediante configuraciones como etil-vinil-acetato (EVA) o polietileno de alta o baja densidad (HDPE, LDPE), entre otras.

El último modificador enlistado en la normativa mexicana es el hule molido de neumáticos, el cual, se utiliza para mejorar la flexibilidad y resistencia a la tensión en las mezclas asfálticas, al reducir la aparición de grietas por fatiga y por cambios de temperatura. Es un producto obtenido de la molienda de llantas usualmente de desecho (neumáticos fuera de uso, NFU).

Al ser el modificador utilizado en este trabajo, se dedicará especialmente el apartado siguiente a los materiales asfálticos modificados a partir de la incorporación de hule molido de llantas.

2.3 HULE MOLIDO DE NEUMÁTICOS FUERA DE USO EN LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS

2.3.1 El procesamiento de los neumáticos

Los neumáticos, como se conocen para su uso automotriz, están formados por tres componentes principales: compuesto elastomérico, tela y acero. La tela y el acero forman el esqueleto estructural de la llanta, mientras que el caucho forma el revestimiento (Rahman, 2004). Este arreglo es necesario para dar lugar al producto como se conoce, garantizando el rendimiento y durabilidad.

El hule o caucho que forma el cuerpo de los neumáticos, de forma natural es un material pegajoso y que puede deformarse al calentarse y hacerse frágil cuando se enfría, por lo que la razón de la deformación elástica de las llantas se debe al proceso de vulcanización.

El caucho está hecho de largas cadenas de polímeros capaces de moverse entre sí, que al ser vulcanizados forman enlaces cruzados entre las cadenas por lo que se imposibilita su movilidad. Como resultado de la vulcanización, cuando se aplica un esfuerzo el caucho se deformará, pero al liberar la tensión, regresará a su forma original.

Cualquier tipo de neumático debe cumplir con ciertas características, incluyendo: la resistencia al calor y la humedad, el retraso del desarrollo bacteriano, la resistencia a la luz solar, los rayos ultravioleta, algunos aceites, solventes, ácidos y otros productos químicos. Otras características físicas consisten en no ser biodegradables, el peso, la forma y elasticidad. Sin embargo, muchas de las características que son beneficiosas durante su uso en carretera, son perjudiciales en su vida posterior y pueden crear problemas de recolección, almacenamiento y/o eliminación (Peralta, 2009).

Una vez que los neumáticos han cumplido su vida útil y que forman la categoría de NFU, son extraídos y recolectados para la gestión de residuos. A pesar de que existen vertederos irregulares de este producto, en algunos países las rutas de recuperación incluyen diferentes opciones como la generación de energía, donde los NFU que tienen un valor calorífico de buena calidad se utilizan como alternativa de combustibles fósiles. Otra elección de reúso es el procesamiento químico (pirólisis, termólisis y gasificación) y finalmente, la recuperación de granulado (Lo Presti, 2013).

Este último proceso requiere de la trituración de los neumáticos para poder reaprovecharlos y que puedan ser utilizados como materia prima en diferentes áreas de la industria como los pavimentos flexibles cuyas mezclas se elaboran con asfaltos ahulados. Para esta aplicación, como primera etapa se deben eliminar los componentes de acero y tela del neumático para así, poder triturar el caucho. El proceso de trituración se puede realizar de varias formas:

2.3.1.1 Molienda a temperatura ambiente

Para este procedimiento es necesario previamente extraer el componente metálico del neumático para evitar dañar la maquinaria de trituración, esto se hace normalmente con separadores magnéticos dispuestos sobre las cintas.

La molienda a temperatura ambiente consiste en pasar el caucho por un molino. El proceso se realiza a temperatura ambiente, aunque la energía transmitida al caucho durante la molienda eleva su temperatura hasta 80° C.

El producto obtenido es una viruta que posee mayor superficie específica que la hace más absorbente y reactiva con el cemento asfáltico, otorgándole principalmente mayor viscosidad.

2.3.1.2 Molienda por criogénesis

Este proceso utiliza nitrógeno líquido para congelar el hule de neumático (comúnmente entre 87 y 198°C) hasta que se vuelve quebradizo; una vez congelado es posible triturar al tamaño deseado en molinos de martillos o molinos turbo de impacto.

Según varios expertos, la partícula procedente de este tipo de molido no es la más adecuada para la utilización en los asfaltos debido a las características de corte angular, que le confieren una superficie específica menor; necesitando mayores tiempos de reacción o “digestión”, mayor temperatura y produciendo menores viscosidades (Trujillo, 2015; Roberts *et al.*, 1989).

2.3.1.3 Molienda húmeda

Es un proceso patentado destinado específicamente para que el hule molido sea utilizado como modificador de asfalto, por lo que la molienda se hace hasta llegar a partículas más pequeñas que en los demás métodos, haciendo el proceso en un medio líquido que generalmente es agua de acuerdo como lo explica Memon (2011).

2.3.1.4 Hidrojet

Esta técnica utiliza chorros de agua a presión que giran en arreglos a alta velocidad produciendo partículas de caucho limpias y de textura rugosa que la hace

atractiva para la modificación del cemento asfáltico. Es un proceso patentado del que aún no se tiene mucho conocimiento en la industria.

Una vez molido el hule, al tamaño deseado y por el procedimiento que se haya elegido, se recomienda llevar este material a un proceso de devulcanización mediante el cual se logren mejores propiedades para el aglutinante modificado.

2.3.1.5 Devulcanización del hule molido de llanta

De acuerdo con la norma ASTM D 6814-02, la devulcanización es el proceso de descomponer los enlaces químicos del caucho curado.

En términos químicos, la devulcanización significa revertir el caucho de su estado curado y elástico a un estado plástico moldeable. Esto se logra rompiendo los enlaces de azufre de la estructura molecular. Con el método de devulcanización adecuado (

Tabla 2-1), se puede utilizar un porcentaje mucho mayor de caucho desmenuzado de neumáticos viejos como compuesto (Reschner, 2006).

Tabla 2-1. Métodos de devulcanización de hule de llanta.

Proceso de devulcanización	Descripción del proceso
Proceso de recuperación térmica	El caucho se expone a temperaturas elevadas durante un período prolongado de tiempo para romper los enlaces de azufre, así como la estructura del polímero. Este proceso fue patentado por primera vez por H. L. Hall en 1858, pero hoy en día rara vez se usa debido a preocupaciones ambientales y una degradación relativamente severa del material.

Proceso de devulcanización	Descripción del proceso
Devulcanización mecánica	El caucho vulcanizado se expone a un intenso trabajo mecánico para romper selectivamente los enlaces de azufre en la matriz polimérica. Las máquinas utilizadas son dos laminadoras, mezcladoras de alto cizallamiento y extrusoras. El método de desvulcanización mecánica conduce a buenos resultados y puede ser económicamente viable en el futuro cercano.
Devulcanización con ultrasonido	Técnicamente hablando, esta es una forma especial de devulcanización mecánica. Los primeros resultados de investigación sobre este tema son alentadores.
Devulcanización bacteriana	El polvo de caucho fino se expone a una suspensión acuosa con bacterias que consumen azufre y compuestos de azufre, por ejemplo, thiobacillus, rodococcus y sulpholobus. Técnicamente viable, pero con economía cuestionable debido a la complejidad del proceso.

FUENTE: (Reschner, 2006).

Wu *et al.* (2015), en su revisión bibliográfica, encontraron que existen procesos que utilizan energía de radiación, energía de microondas y energía ultrasónica, así como procesos químicos, termoquímicos y termomecánicos para romper la reticulación de los enlaces en el hule de llanta, siendo los métodos térmicos y termomecánicos los más prácticos de acuerdo con Zanzotto y Svec (1996).

Se ha comprobado que la devulcanización del hule molido de neumáticos ayuda a superar los principales problemas que se tienen en los asfaltos modificados con hule:

- * Alto costo de equipo para la modificación (en el caso de la metodología por vía húmeda).
- * El riesgo de segregación del caucho durante el almacenamiento y transporte del aglutinante modificado.

No obstante, el proceso de devulcanización es actualmente 60% más costoso que una modificación convencional. “El costo-beneficio de este proceso debe evaluarse durante el ciclo de vida del pavimento” (Wu *et al.*, 2015).

De acuerdo con esta aseveración, Zanzotto y Svec (1996) comentaron que, para utilizar grandes cantidades de hule de NFU, el proceso de devulcanización tendrá que ser tan económico para poder cumplir con lo siguiente:

- * El asfalto modificado con hule debe tener propiedades mejoradas que justifiquen el mayor costo asociado con el proceso de fabricación.
- * Debe ser ecológico.
- * El producto final debe ser utilizable por equipos actualmente empleados para pavimentación.
- * El proceso de devulcanización deberá ser relativamente simple para que sea posible su uso sin una inversión de capital excesiva.

2.3.2 Fabricación de mezclas asfálticas ahuladas

La American Society of Testing Materials (ASTM, 2011) define asfalto ahulado a la mezcla de cemento asfáltico, hule para neumáticos recuperados y ciertos aditivos, en los que el componente de caucho ha reaccionado en el asfalto caliente lo suficiente como para causar hinchazón de las partículas de goma.

Como solución al reúso de los millones de llantas y al mejoramiento de las propiedades del aglomerante asfáltico, desde 1960, se patentaron técnicas para la incorporación de caucho en pavimentos. Esto logró mejorar sus propiedades mecánicas, la resistencia al agrietamiento y la formación de roderas, contribuyendo, además, a la reducción de problemas ambientales como el ruido, el consumo de energía y las emisiones de CO₂ (Way, 2012).

2.3.2.1 Proceso de modificación de CA por Vía seca y Vía húmeda

De acuerdo con la literatura, existen dos procesos principales para añadir el hule molido de llanta en la mezcla asfáltica: vía seca y vía húmeda.

● Vía seca

El proceso seco consiste en añadir el hule molido a los agregados en una proporción de aproximadamente 1-3% en peso del agregado en la mezcla o de 0.9% a 2.7% en peso de la mezcla antes de agregar el aglutinante de asfalto y, además, se busca un contenido de vacíos de aire del dos al cuatro por ciento (Federal Highway Administration, 1997).

Este procedimiento fue desarrollado por un par de compañías suecas en 1960, quienes reemplazaron una fracción de agregado con la misma porción de gránulos de hule de llanta. Posteriormente, en 1980, la técnica se mejoró para lograr una mezcla comercial conocida como PlusRide (Kandhal y Hanson, 2019) que requiere una gradación específica de los agregados; además se hicieron otros intentos desarrollados por el Army Corps of Engineers at the Cold Regions Research y el Engineering Laboratory (FHWA, 1993); y ya para 1990, se introdujeron el proceso seco genérico (no necesita una granulometría definida) (Nguyen y Tran, 2018) y el concreto asfáltico de caucho triturado (aumento de la cantidad de hule en la mezcla y del tamaño de la partícula del mismo).

A pesar de los avances que se tuvieron en el procedimiento por vía seca, persiste la preocupación de no poder determinar directamente las propiedades del aglutinante. Para ello, es necesario extraer y recuperar el cemento asfáltico, pero estas operaciones alteran las características del asfalto; incluso si el hule y el cemento asfáltico no tienen contacto directo, Epps (1981) señala que el sistema reacciona parcialmente.

Huang, Bird y Heidrich (2007) determinaron que en la modificación con hule por vía seca el porcentaje de vacíos de aire, el tiempo y la temperatura de reacción del asfalto con el hule molido, son factores críticos que deben controlarse para mantener la integridad de la partícula de caucho, sobre todo su forma y rigidez para observar una mejora en las propiedades de la mezcla.

Mediante el proceso seco se ha comprobado que, pese al rendimiento inestable, permite el uso de partículas más gruesas de caucho lo cual facilita su proceso de trituración y estas partículas más grandes actúan como sustituto flexible del agregado que reemplazan. Aunado a ello, la cantidad de hule puede ser significativamente mayor que en la vía húmeda (de dos a cuatro veces).

Una ventaja más es que no se requiere de equipos especiales para la modificación y también, la absorción de ruido es mayor si se compara con el proceso húmedo (Paje, 2009). En contraste, el problema principal de las mezclas con hule modificadas por el proceso seco, es la falta de cohesión entre el hule y el cemento asfáltico por lo que se ha dado mayor aplicación a la vía húmeda.

● Vía húmeda

El proceso en el que se agrega el hule molido al aglutinante de asfalto para actuar como un modificador se denomina proceso húmedo. Este proceso se ha utilizado desde la década de 1960 en el sellado de grietas y otros tratamientos superficiales, así como en mezcla en caliente para pavimentación (Way 2012).

McDonald, un ingeniero estadounidense desarrolló este proceso a partir de trabajos experimentales en diferentes empresas y logró enfatizar las propiedades beneficiosas tanto del asfalto como del hule de llanta, por lo que en 1970 patentó uno de sus productos y en la misma década, el departamento de transporte de Arizona patrocinó una investigación exhaustiva para comprender el comportamiento del sistema asfalto-hule y se encontró que este tipo de combinación presenta factores importantes que influyen en las propiedades: la temperatura de mezcla, el tiempo de digestión, el mecanismo de mezcla, el tamaño y la textura del caucho y el contenido de aromáticos en el aglutinante de asfalto (Chesner *et al.*, 1998). “La modificación del aglutinante ocurre debido a la interacción física y química entre el asfalto y el hule. Las partículas de hule molido se hinchan debido a la absorción de fracciones más ligeras contenidas en el asfalto” (Xiao, Amirkhanian y Shen, 2009).

Para 1980 la tecnología se siguió perfeccionando y la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM por sus siglas en inglés) introdujo la definición de asfalto ahulado que aparece al inicio de este apartado.

Años más tarde, para 1990 el proceso húmedo se dividió en varias categorías, que se conocen como proceso McDonald, mezcla continua y mezcla en terminal o “terminal blend”, siendo el primero el método original también llamado proceso húmedo de alta viscosidad en el cual, el caucho se adiciona al cemento asfáltico, mezclando a alta velocidad durante uno a dos minutos. Luego el aglutinante modificado se recoge en otro tanque y se mezcla con el agregado donde se deja reaccionar por 45-60 minutos.

La mezcla continua, fue una tecnología desarrollada en Florida, en donde se requiere de tiempo y temperatura más cortos que el método húmedo tradicional, sin embargo, admite porcentajes más bajos de hule (de ocho a diez por ciento) pues la reacción se produce durante la mezcla utilizando una unidad única con agitadores y no necesita un procedimiento por lotes como el proceso de McDonald.

Por último, el tercer método, comúnmente llamado terminal blend, fue desarrollado y comercializado por NESTE, US Oil, Bitumen, y BAS Recycling BEUGNET (Epps, 1994) y se refiere a una forma del proceso húmedo donde el hule de llanta se somete a un proceso de devulcanización y se mezcla con el aglutinante en una terminal de almacenamiento o refinería en donde no se requiere de agitación posterior ya que las partículas de hule se mantienen dispersas uniformemente en la matriz de asfalto. Posteriormente el cemento asfáltico modificado se transporta a la planta de concreto asfáltico o al sitio de trabajo.

Debido a que el aglutinante utilizado en esta investigación fue modificado a partir del proceso terminal blend, se describirá con más detalle en el siguiente punto.

2.3.2.2 Terminal blend o proceso húmedo sin agitación

El término “*terminal blend*” se usa cuando el hule molido se digiere en el asfalto en la refinería y se entrega a la planta de la misma manera que el asfalto convencional. Sin embargo, las mezclas sin agitación son tecnologías bastante nuevas que están en constante desarrollo, además, su fabricación y propiedades dependen en gran medida de las variables de procesamiento seleccionadas, así como de los materiales elegidos.

Lo Presti *et al.* (2012) concluyeron en su investigación que una selección precisa de las variables y materiales de procesamiento podrían conducir a un diseño superior del aglutinante para cumplir con las especificaciones de las normativas aplicables en cada sitio y proporcionar un producto de calidad adecuado a las condiciones climáticas y de tráfico esperadas.

La concepción principal de este procedimiento es producir un asfalto modificado estable en almacenamiento (Lo Presti *et al.*, 2012). La técnica terminal blend lleva un proceso físico-químico en la mezcla asfalto-hule, en el cual, las partículas de hule se hinchan por la absorción de los componentes más ligeros del cemento asfáltico.

Esta acción implica que el asfalto pierde la fracción oleosa, y al aumentar de tamaño las partículas de caucho, se reduce la distancia que hay entre ellas, por ello se incrementa la viscosidad y se forma una película de asfalto modificado más gruesa alrededor de los agregados (Lo Presti, 2013).

En el sistema terminal blend se lleva a cabo la despolimerización o devulcanización del caucho mediante el uso de alta temperatura de procesamiento (200-260° C) y un elevado esfuerzo de corte durante el mezclado de hasta 8000 rpm. A través de este mecanismo se logra la dispersión de las partículas dando como resultado un cemento asfáltico parecido a un gel, de consistencia homogénea.

Tal vez uno de los inconvenientes que se han detectado en el uso del terminal blend, es que el hule pierde su elasticidad debido al proceso de devulcanización, por lo que las características reológicas resultan ser inferiores que un asfalto modificado por la vía húmeda. Por esta razón, se ha optado por adicionar otros modificadores extras para recuperar el rendimiento a altas temperaturas según lo explica Huang *et al.* (2007) y por ello, en esta tesis se utilizó SBS para complementar la modificación de los asfaltos terminal blend.

La modificación de cemento asfáltico por medio de este método trae ventajas sobre los anteriores al no requerir agitación ni equipo especial para la retención del aglutinante, se tiene mayor trabajabilidad de las mezclas y estabilidad en el almacenamiento. Aunado a lo anterior, la mezcla asfáltica se fabrica a la misma temperatura que se utiliza con asfaltos modificados con polímero y el contenido de asfalto es menor (5% - 6%) que el necesario en los otros procedimientos (Huang *et al.*, 2007).

Los usos del terminal blend son importantes, ya que es posible aplicarlo en mezclas densas y también abiertas e incluso para producir emulsión asfáltica.

2.4 FATIGA EN MEZCLAS ASFÁLTICAS

2.4.1 Introducción

“El fenómeno de la fatiga de un material se caracteriza por la rotura después de la aplicación repetida de una gran cantidad de aplicaciones de esfuerzo cuya amplitud es menor que la resistencia a la rotura instantánea del material” (Perraton *et al.*, 2003).

Este fenómeno no es propio de mezclas asfálticas, sino que es común en diferentes campos industriales que implican esfuerzos cíclicos, es así que, los estudios más extensos sobre el tema de fatiga se relacionan a los metales, materiales en los que se basó Wöhler, en 1852, para realizar experimentos en laboratorio sobre el tema.

El ensayo estándar para caracterizar la fatiga de un material consiste en someter un espécimen de prueba a tensiones repetidas para determinar el número de ciclos que conducen a la ruptura de la pieza probada, a lo que se le conoce como “vida útil”.

La representación clásica de los resultados de la prueba es la curva de Wöhler o ley de fatiga como la que se muestra en la Figura 2-2. En esta gráfica se asigna una vida útil a una tensión (esfuerzo o deformación) dada.

La curva de fatiga puede representarse en escala logarítmica o semi-logarítmica, para obtener una función de la forma:

$$S = A \cdot N^{-B} \quad (1)$$

$$\log(S) = \alpha - \beta \cdot \log(N) \quad (2)$$

Donde:

S: la tensión impuesta (esfuerzo o deformación) y;

N: la vida útil correspondiente.

A, B (α , β): las constantes de la ecuación

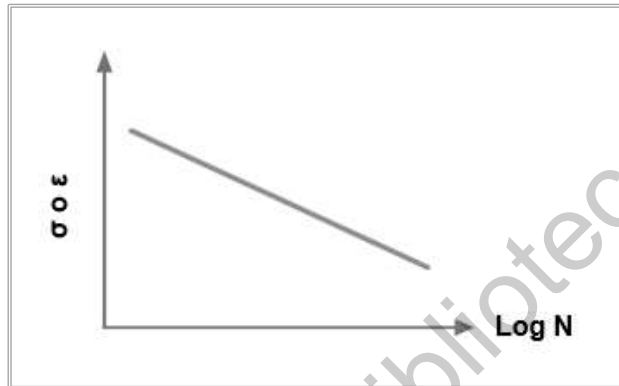


Figura 2-2. Curva de Wöhler.

FUENTE: Elaboración propia.

2.4.2 Mecanismo de fatiga

En un ensayo de fatiga, la resistencia de una mezcla asfáltica se determina considerando la evolución del módulo complejo o el número de ciclos. Se presentan tres fases en función al tiempo de prueba (Figura 2-3):

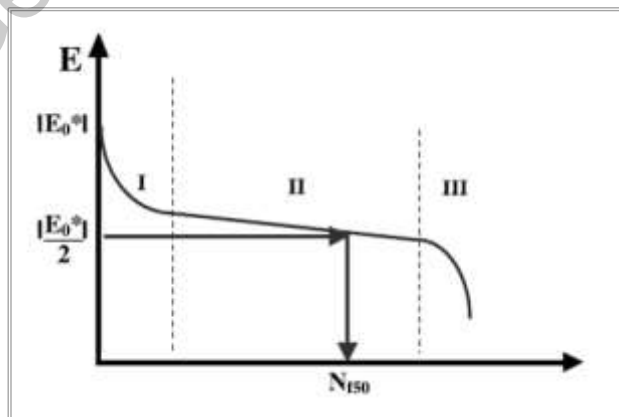


Figura 2-3. Fases de degradación de una mezcla asfáltica por el fenómeno de fatiga.

FUENTE: Perraton et al., 2003.

☉ Fase I: Adaptación.

Está marcada por una caída rápida del módulo a una velocidad decreciente al comienzo de la prueba. Esta disminución no se considera exclusivamente como fatiga, pues el calentamiento del material y la tixotropía juegan papeles importantes (Di Benedetto *et al.*, 2004).

☉ Fase II: Fatiga.

Se caracteriza por una disminución moderada y casi lineal del módulo, quiere decir, un comportamiento estable del daño progresivo, que avanza de manera más lenta.

El daño por fatiga no es completamente lineal, sin embargo, esta fase se distingue por la reducción de sensibilidad a la fatiga.

Esta etapa juega un papel importante en la reducción del módulo y hay que tener siempre presentes los efectos de la temperatura.

☉ Fase III: Falla.

En esta fase, el módulo de la mezcla asfáltica disminuye de forma acelerada y corresponde a la aparición de macrofisuras localizadas por acumulación de microfisuras durante las primeras dos fases. Este nivel de daño en la probeta conduce a su ruptura.

2.4.3 Métodos de prueba

2.4.3.1 Modos de sollicitación

Las pruebas de simulación de comportamiento mecánico de mezclas asfálticas están dirigidas directamente a la respuesta de los materiales sujetos a esfuerzos reales y utilizan simulación del nivel de cargas.

Los ensayos de fatiga en laboratorio implican una carga sinusoidal correspondiente a un desplazamiento (deformación) o una fuerza (esfuerzo) de amplitud constante. La tensión necesaria para crear este movimiento evoluciona durante la prueba.

Es posible distinguir entre estos dos modos de sollicitación o tensión impuesta:

- ⊗ Deformación controlada: en este modo de ensayo, la deformación es idéntica en cada punto de la muestra, con una amplitud y frecuencia constantes. Entonces, el esfuerzo necesario para crear este desplazamiento evoluciona durante la prueba.
- ⊗ Esfuerzo controlado: en esta forma de sollicitación se controla en esfuerzo con frecuencia y amplitud también constantes, sin embargo, aquí el desplazamiento o deformación es el que varía a lo largo del ensayo.

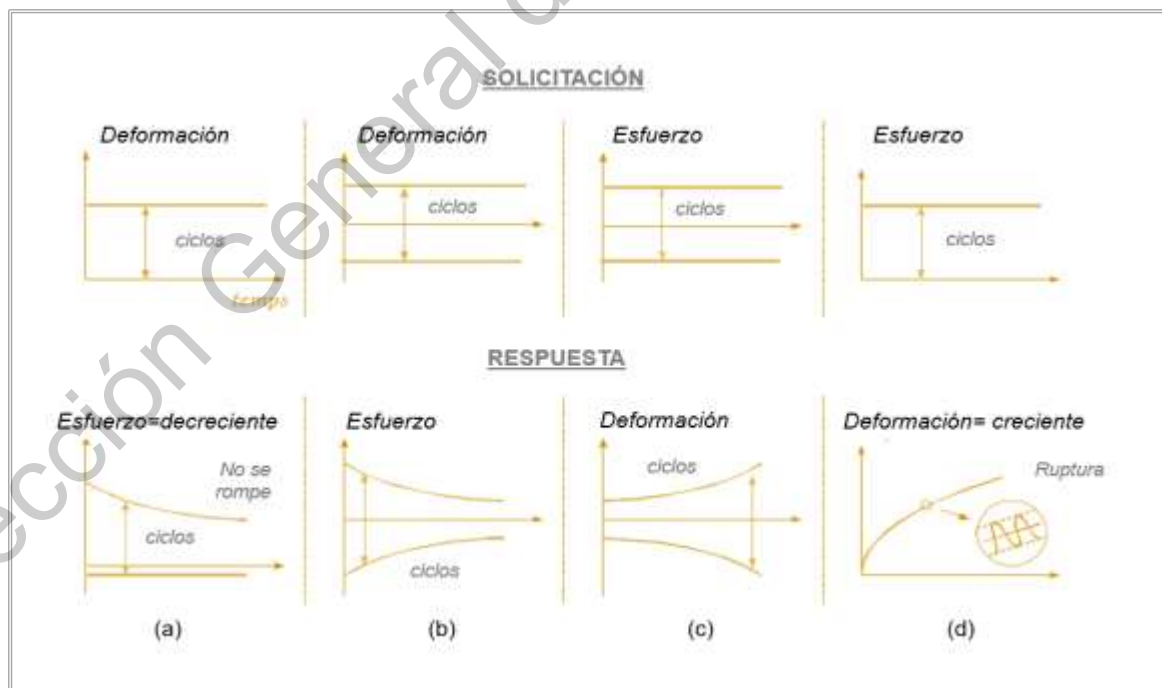


Figura 2-4. Tipos de sollicitación impuesta y respuesta en ensayos de fatiga.

FUENTE: Di Benedetto y De La Roche, 1998.

Di Benedetto y De La Roche (1998) explicaron de manera gráfica las posibles formas de sollicitación y respuesta para caracterizar el comportamiento a fatiga de materiales asfálticos. En la Figura 2-4 se presentan los caminos que se pueden usar (deformación o esfuerzo controlado), destacando que el inciso d, introduce deformaciones permanentes que “encubren” la fatiga, pues se dice que, la ruptura surge por la acumulación de deformaciones y no por la fatiga del material.

2.4.3.2 Ensayos de fatiga

Existen diversos tipos de pruebas para evaluar la simulación en laboratorio del comportamiento mecánico de concretos asfálticos. De todas las formas para evaluar la fatiga, se ha encontrado un punto crucial para los ensayos realizados a flexión: las condiciones de prueba no garantizan que el campo de esfuerzo o deformación dentro de la probeta sea uniforme, por lo tanto, las pruebas no son homogéneas.

A continuación, se presentan las pruebas más comunes para estudiar la fatiga en mezclas asfálticas, que comúnmente se llevan a cabo en flexión y tensión-compresión.

● Flexión de 2 puntos:

Esta es una prueba que se desarrolló en 1965 en Europa y está estandarizada en Francia.

Consiste en una muestra trapezoidal colocada sobre la base más grande y se aplica el esfuerzo por carga cíclica en su parte superior.

La ventaja de una pieza de prueba trapezoidal es eliminar los efectos de borde y la concentración de esfuerzos por debajo del punto de aplicación de la carga en caso de una grieta.

● Flexión de 3 puntos:

La probeta de ensayo consiste en una viga que se asienta sobre dos soportes simples; el esfuerzo se aplica al centro de la viga en modo de esfuerzo o deformación controlada.

Se genera un momento flector, cuyo valor es cero en los soportes y varía linealmente para alcanzar su valor máximo en el centro de la muestra, donde generalmente se forma el plano de ruptura.

● Flexión de 4 puntos:

La prueba de fatiga en 4 puntos es ampliamente utilizada en Estados Unidos, pues fue elegida por el programa SHRP para el estudio de la fatiga del concreto asfáltico. La tensión se ejerce de manera cíclica sobre dos puntos simétricos en los tercios del espécimen. Al tener mayor número de apoyos, es posible generar un área bastante larga y un momento uniforme.

● Tensión-compresión:

Este tipo de prueba se lleva a cabo en probetas cilíndricas o prismáticas en donde la muestra se somete a tensiones axiales cíclicas. Se considera que este tipo de ensayo distribuye la tensión de manera homogénea en la pieza. El módulo de rigidez, la relación de Poisson y otras características mecánicas pueden extraerse del experimento.

2.4.4 Dispersión de la vida útil

Los estudios de pruebas de fatiga en diversos materiales muestran que existe una dispersión significativa en los resultados de fatiga, debido a la heterogeneidad del material y al fenómeno de fatiga en sí (Baaj, 2002).

Bernard *et al.* (1969) señalan que, para el caso de materiales metálicos, la vida útil puede variar en una proporción de 1 a 10 para las pruebas de fatiga realizadas en muestras idénticas; esta proporción puede alcanzar de 1 a 30 para materiales asfálticos (Soliman, 1976).

De acuerdo con lo anterior, es indispensable realizar una gran cantidad de pruebas para obtener un conjunto de valores de número de ciclos representativos del fenómeno real. En la práctica, se realizan varios ensayos para un determinado nivel de solicitud (esfuerzo o deformación), haciendo posible caracterizar el fenómeno de fatiga a partir de la distribución de puntos (referentes a la duración de los ensayos: número de ciclos y nivel de tensión) mediante una ley logarítmica normal, al involucrar una media y una desviación estándar representativa de la dispersión.

De acuerdo con Loría (2006), la fatiga en mezclas asfálticas puede ser afectada por diferentes factores entre los que se incluyen:

- a) Cemento asfáltico: dado que los esfuerzos a flexo-tracción se concentran en el ligante asfáltico (ya que las partículas de agregado son mucho más rígidas), películas más gruesas significan menores esfuerzos al ligante.
- b) Contenido de vacíos de aire: un contenido de vacíos de aire bajo genera una estructura asfalto-agregado más homogénea, lo que resulta en menor concentración de esfuerzos en la interfaz.
- c) Vacíos llenos de asfalto: una porosidad reducida incrementa la rigidez y la resistencia de la mezcla asfáltica.
- d) Película de asfalto alrededor del agregado: la combinación del incremento en el contenido de ligante asfáltico y la reducción consecuente en los vacíos de aire, transmite los esfuerzos de tensión a través del sólido, en concentraciones reducidas

debido a los vacíos limitados y donde las partículas de agregado están en contacto directo. Las microgrietas que empiezan a formarse bajo cargas repetitivas de tráfico crecen más lentamente y requieren de mayor tiempo para interconectarse debido al reducido número y contenido de vacíos de aire, que concentran esfuerzos y eventualmente permiten que las grietas se extiendan de un lado a otro.

2.4.5 Métodos de análisis del ensayo de fatiga

2.4.5.1 Criterio clásico de falla

Cualquiera que sea el modo de carga o el tipo de prueba, durante una prueba de fatiga ininterrumpida, la rigidez de la muestra disminuye. Si se impone una amplitud de desplazamiento, la amplitud del esfuerzo medido disminuye durante la prueba hasta que se vuelve prácticamente cero. Por otro lado, si se impone una amplitud de esfuerzo, la amplitud de desplazamiento medida aumenta con los ciclos hasta que la pieza de prueba se rompe.

Se ha definido un criterio arbitrario de vida de fatiga de las muestras, que corresponde a la caída de la mitad de la rigidez de la muestra.

Cabe señalar que las tensiones aplicadas durante las pruebas de control de esfuerzo y las pruebas de control de deformación son muy diferentes incluso si el primer ciclo es idéntico en amplitud de fuerza y desplazamiento.

Además, para pruebas de esfuerzo constante, la fractura ocurre muy rápidamente después del inicio de la fisuración en el material porque la fase de propagación de la fisura en la pieza de prueba es muy rápida. Por otro lado, en las pruebas de deformación controlada, el inicio del agrietamiento es seguido por una larga fase de propagación.

Estos hallazgos explican, en gran parte, las diferencias de comportamiento observadas entre los dos modos de solicitud.

Hay que tener en cuenta que los análisis convencionales no permiten obtener los resultados de un modo al considerar los del otro modo, solo ciertos análisis más racionales permiten abordar una ley intrínseca de la fatiga, independiente del modo de solicitud. Estas observaciones muestran las limitaciones y debilidades del enfoque clásico. Sin embargo, este enfoque es el que más se ha utilizado y estudiado, por lo que es el que tiene el mayor número de resultados experimentales e influye en los estudios de los diferentes parámetros de prueba y composición del material.

2.4.5.2 Criterio de ruptura

Además del criterio clásico, existe otro criterio de falla que considera que la vida útil se alcanza cuando se produce la "ruptura total" de la pieza de prueba. Este criterio se usa menos que el criterio clásico porque solo se puede usar para pruebas de modo de esfuerzo controlado. Para estas pruebas, la ruptura de la pieza de prueba siempre se alcanza al final de la prueba. Por otro lado, para las pruebas en modo de deformación, es posible que la probeta de ensayo nunca se rompa.

Cabe señalar que esta afirmación es válida para las pruebas de flexión; para la prueba de tensión-compresión, la ruptura de la muestra se alcanza en la mayoría de las pruebas y en ambos modos (Baaj, 2002).

Según el estudio bibliográfico del mismo autor, se ha encontrado que, para las pruebas de flexión de dos puntos en modo de fuerza, las vidas obtenidas por el criterio de ruptura son muy cercanas a las obtenidas por el criterio convencional.

2.4.5.3 Criterio de reducción parcial del módulo

Riviere (1996) ha realizado pruebas de fatiga con una carga interrumpida por períodos de descanso. En este contexto, el autor propone seguir la evolución del valor del módulo al comienzo de la prueba hasta una disminución del 10%. Confirma que, para este criterio, la línea de fatiga obtenida permite encontrar los parámetros

de daño correspondientes a 50,000 ciclos. También propone no tener en cuenta la primera fase de evolución del módulo (fase de adaptación) para aplicar el criterio.

Según Riviere, la ventaja de este método es poder considerar bajos niveles de solicitud o períodos de descanso más largos sin hacer que la duración del ensayo sea prohibitiva, entonces será posible cuantificar la capacidad de los materiales para auto recuperarse.

2.4.5.4 Criterio de la curva de Weibull

Este criterio consiste en presentar la prueba de fatiga en los ejes $(\ln(\ln(N)) - \ln(-\ln(SR)))$. La curva resultante se llama "curva de Weibull". En esta presentación, SR se define como la relación entre el módulo de rigidez del ciclo N y el módulo de prueba inicial. El uso de este informe tiene como ventaja que la rigidez se usa a menudo como un dato importante para el diseño del pavimento.

En la curva de Weibull se distinguen tres fases: la primera es la fase de calentamiento hasta la temperatura de equilibrio, la segunda es la fase de desarrollo de la aparición de grietas y la tercera es la fase de propagación de grietas. En algunas curvas, los estudios han notado la ausencia de la fase I.

Se propone considerar la fase III de esta curva como la fase de ruptura, asemejando el criterio clásico de ruptura (reducción del 50% del módulo) para definir el final de la fase de inicio de la fisuración y, por lo tanto, el comienzo de la fase de ruptura (Tasi *et al.* 2002).

CAPÍTULO III

3 METODOLOGÍA

MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS DE PRUEBA

En este capítulo se proporciona el desglose del plan experimental que se siguió para cumplir el propósito de la investigación y las metodologías empleadas para cumplir los objetivos del proyecto.

3.1 PLAN EXPERIMENTAL

El estudio se llevó a cabo en tareas independientes que abordan un objetivo específico de la investigación. En la Figura 3-1 se presenta el diagrama de actividades realizadas y cada una de ellas es detallada en los apartados siguientes.

La primera tarea consistió en la caracterización del material pétreo y cementos asfálticos. Se determinaron las características físicas y comportamiento del agregado mineral mediante las propiedades de consenso y las propiedades de origen del pétreo que son señaladas en el protocolo para diseño de mezclas asfálticas de Superpave, así como ensayos adicionales recomendados por AMAAC y que se encuentran también en la normativa vigente de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

Por otro lado, se realizaron pruebas reológicas medidas sobre los ligantes asfálticos para la determinación de las propiedades viscoelásticas de cada uno; además, se

llevaron a cabo los métodos “corrientes” o tradicionales de ensayo para determinar la consistencia de los mismos.

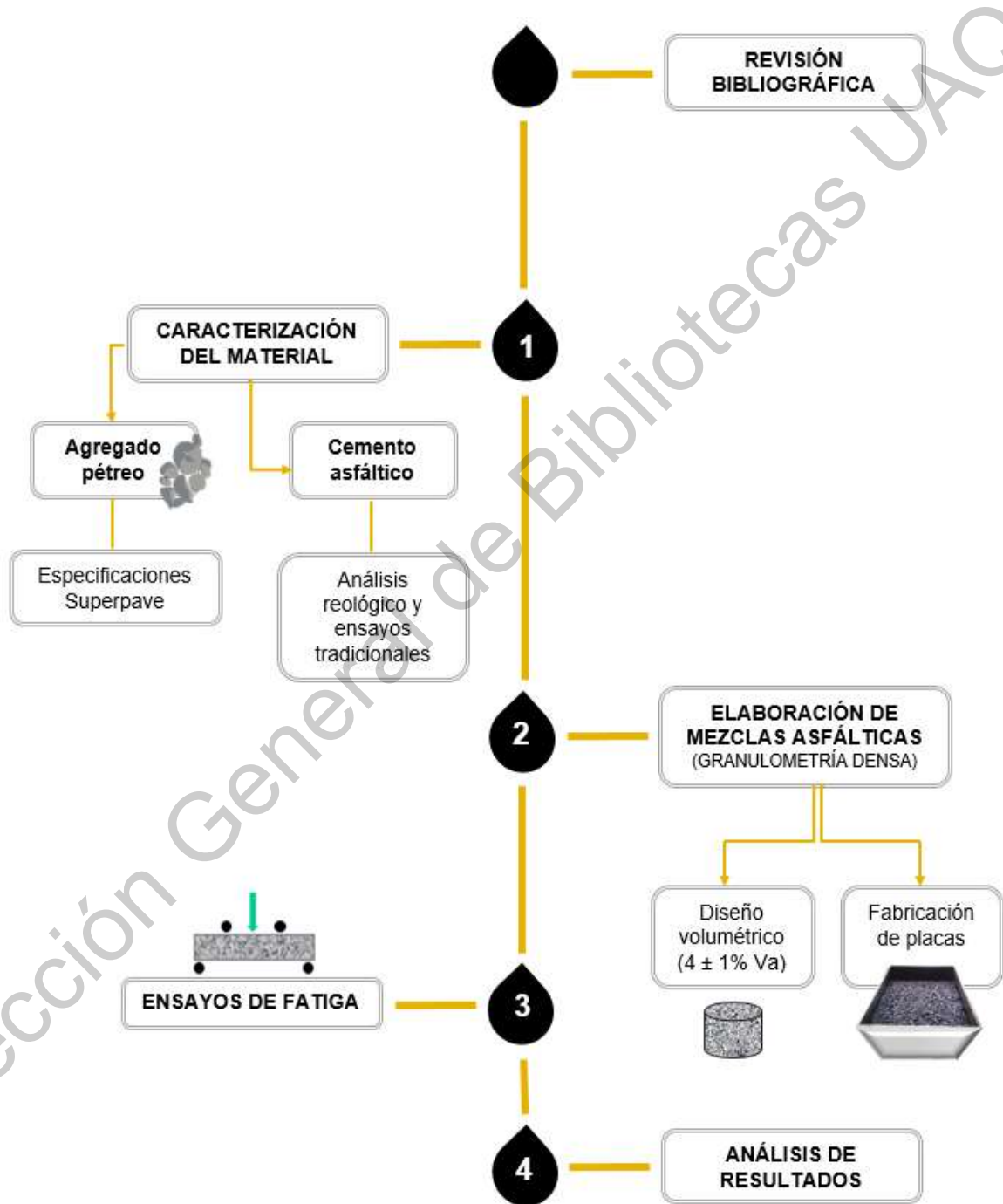


Figura 3-1. Secuencia metodológica general de la investigación.
FUENTE: Elaboración propia

La segunda etapa consistió en el diseño volumétrico de la mezcla asfáltica, en donde se determinó el 4% de vacíos de aire. A partir del contenido óptimo de asfalto obtenido para la mezcla con asfalto convencional, se procedió a realizar el diseño con cada uno de los cementos asfálticos modificados con el fin de manejar el mismo contenido en todas las mezclas. Lo anterior se logró utilizando diferente temperatura de mezclado y compactación para cada una de las mezclas.

Una vez definidas las temperaturas, se procedió a la fabricación de los especímenes que se someterían al ensayo de fatiga. Se elaboraron un total de 18 placas, obteniendo 4 vigas de cada una.

La tercera fase de experimentos estuvo orientada a la determinación de las leyes de fatiga de cada mezcla asfáltica, para lo cual, se definieron 4 micro-deformaciones que serían aplicadas a las vigas de ensayo: 300, 450, 600 y 750 μ s.

Por último, tuvo lugar el análisis de los resultados obtenidos, así como complementar los hallazgos de la fase experimental a través de la cuantificación de la vida a fatiga en años que presentaría cada tipo de mezcla analizada en una sección análoga de pavimento. Con estas conclusiones, se hace la validación o rechazo de la hipótesis establecida en esta investigación.

3.2 CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL

El diseño de una mezcla asfáltica, es en gran medida una cuestión de selección y proporción de los materiales constituyentes para obtener las propiedades deseadas en la estructura final.

Los componentes de una mezcla asfáltica juegan un papel importante en su comportamiento durante el período de servicio, por lo que es relevante conocer la influencia de cada una de las partes que intervienen desde el comienzo del diseño.

Para el método de diseño de mezclas Superpave, el primer paso consiste en la selección de los materiales. En este apartado se discutirán de manera general las características que deben cumplir los agregados pétreos y los cementos asfálticos, así como los procedimientos que se siguieron en la caracterización.

3.2.1 Agregado mineral

Los agregados pétreos utilizados en esta investigación son provenientes del banco de materiales Tribasa, localizado en el km 38.5 de la carretera México – Cuernavaca. El material es de tipo basáltico y presenta propiedades que cumplen con lo establecido en las normas de la SCT, así como las especificaciones americanas ASTM.

Las propiedades del pétreo son en gran parte responsables del comportamiento de las mezclas asfálticas en caliente y controlan en gran medida las características de deformación permanente de las mezclas, así como la fricción y la durabilidad.

La forma, textura y absorción determinan en parte importante el contenido de aglutinante en la mezcla; la resistencia a tracción, a fatiga y flexibilidad también son controladas en cierta medida por el agregado mineral.

Agregados angulares con textura superficial rugosa contribuyen a la fricción interna de la mezcla. Los agregados duros, que son más resistentes y sólidos son deseables por su durabilidad y resistencia a la descomposición durante las aplicaciones de carga.

En esta sección se evaluarán las propiedades de los agregados referentes a su gradación, forma, textura superficial y absorción.

3.2.1.1 Pruebas de consenso

☉ Caras fracturadas

Los requerimientos estándar que se siguieron para este ensayo fueron de acuerdo con la norma ASTM D 5821 “*Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate*”, donde se estima la angularidad del agregado grueso al inspeccionar visualmente una muestra y separando aquellas piezas con cara fracturada y aquellas que no la tienen. Una cara fracturada será la superficie con bordes definidos que ocupe más del 25% del área del contorno de la partícula del agregado.

En la Figura 3-2 se observa el material utilizado en el ensayo, destacando que al ser producto de trituración se presentan dos o más caras fracturadas en todas las partículas.



Figura 3-2. Vista de partículas con caras fracturadas.
FUENTE: Imagen capturada por el autor.

☉ Angularidad de finos

La angularidad del agregado fino es un indicativo de la textura superficial. Se refiere al contenido de vacío de una columna de material fino de clasificación definida que es depositado en un contenedor cilíndrico desde una altura

especificada por la norma AASHTO T 304 (Método A) “*Uncompacted Void Content of Fine Aggregate*”.

El contenido de vacío sin compactar de la muestra se calcula como la diferencia de volumen del recipiente y el volumen absoluto del agregado fino que es recolectado en este y es expresado como porcentaje del volumen total. Se dice, que cuanto mayor sea el valor, mayor será la angularidad/rugosidad en el agregado. En la *Figura 3-3* se muestra el equipo utilizado para este ensayo.

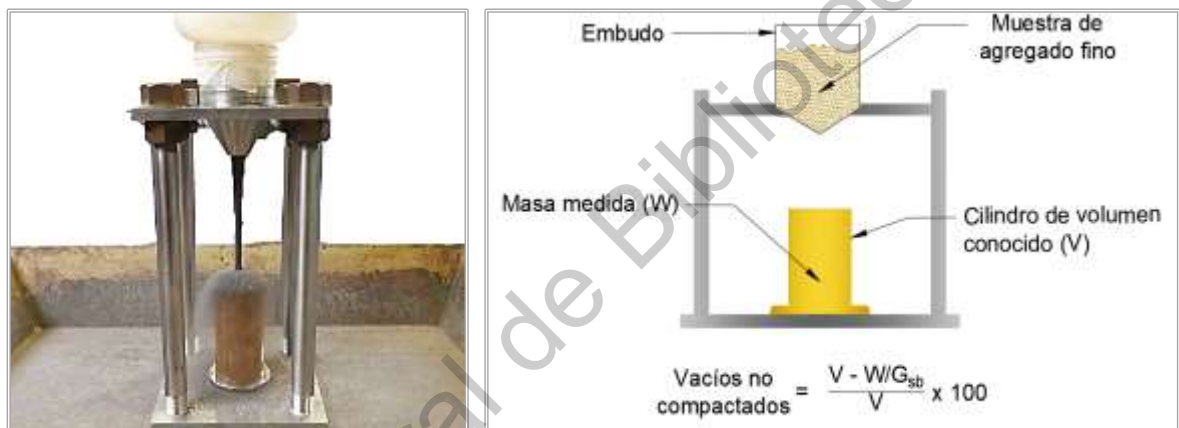


Figura 3-3. Desarrollo de la prueba de angularidad en agregado fino.

FUENTE: Imagen capturada por el autor y esquema de elaboración propia.

⊙ Partículas alargadas y lajeadas

Es la caracterización aproximadamente de cien partículas de agregado retenido en la malla No. 4 que se hacen pasar por un calibrador (*Figura 3-4*) que ayuda a medir las proporciones dimensionales de las piezas (relaciones de ancho a espesor, longitud a ancho o longitud a espesor).

El procedimiento estándar se describe en la norma ASTM D 4791 “*Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregates*”.

Este ensayo permite identificar agregados que pueden tener tendencia a problemas de compactación o dificultades para cumplir con las especificaciones de vacíos en el agregado mineral (VMA) debido a la degradación de los agregados.

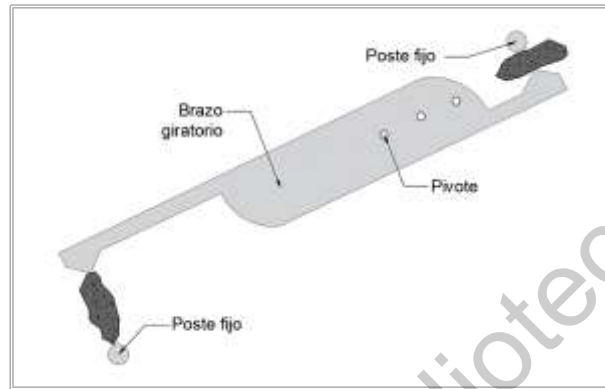


Figura 3-4. Esquema de calibrador para dimensiones de partículas.
FUENTE: Elaboración propia.

● Contenido de arcilla / equivalente de arena

Se refiere a la proporción de arena y arcilla o finos plásticos que son propensos a recubrir las partículas de agregado e impedir la unión adecuada entre el cemento asfáltico y el agregado pétreo.

La prueba como se señala en la especificación ASTM D 2419 “*Sand Equivalent Value of Soils and Fine Aggregate*” consiste en verter una muestra de agregado que pasa el tamiz No. 4 y solución de floculación en una probeta graduada que es agitada con el propósito de despegar los polvos de arcilla de la arena. La muestra se irriga para que la arcilla quede en suspensión y posteriormente determinar la altura de arena y arcilla. El equivalente de arena se expresa como una relación entre ambas lecturas, en donde, valores altos indicarán que se tiene un material “más limpio”.

En la Figura 3-5 se observa el proceso de suspensión de arcilla y se señalan las lecturas correspondientes para la determinación del equivalente de arena.

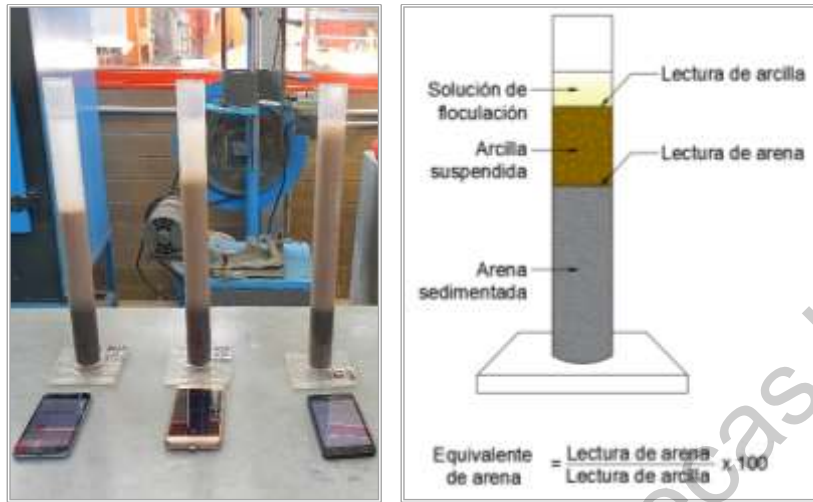


Figura 3-5. Ensayo equivalente de arena.

FUENTE: Imagen capturada por el autor y esquema de elaboración propia.

3.2.1.2 Pruebas de origen

Desgaste de los ángeles

Los agregados sufren un desgaste sustancial a lo largo de su vida útil dentro de una mezcla asfáltica; deben ser suficientemente resistentes para no sufrir desintegración o desgaste para producir mezclas de alta calidad.



Figura 3-6. Máquina de los ángeles y agregado con esferas de acero.

FUENTE: Imagen capturada por el autor.

La prueba de los ángeles somete una muestra de agregado a abrasión por medio del impacto de esferas metálicas que se hacen girar con el agregado dentro de un tambor (Figura 3-6). Esta interacción produce una alteración granulométrica en el

material, con lo que se obtiene una pérdida de pétreo respecto a la masa inicial y, por lo tanto, valores bajos de pérdida por abrasión indican un agregado que es más resistente.

El procedimiento completo del ensayo se puede encontrar en ASTM C 131 “Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine”.

☉ Intemperismo acelerado

Este método de ensayo sirve para la determinación de la resistencia de un agregado a la desintegración por efecto de los cambios en la intemperie, particularmente, ante ciclos de congelamiento y deshielo.

El proceso consiste en sumergir repetidamente una muestra de agregado en una solución de sulfato o magnesio que posteriormente se lleva a secado en horno para completar el ciclo; esto propicia la formación de cristales de sal en los poros del agregado, generando una fuerza interna que hace que se desintegren las partículas de agregado mineral.



Figura 3-7. Ciclo de inmersión y secado de las muestras de agregado y formación de cristales.

FUENTE: Imagen capturada por el autor.

Esta prueba se llevó a cabo siguiendo las determinaciones de la norma ASTM C 88 “Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate” y se presenta parte del procedimiento de ensayo en la Figura 3-7.

3.2.1.3 Pruebas complementarias en el agregado pétreo

⊗ Desgaste Micro-Deval

La prueba Micro-Deval se lleva a cabo en agregados gruesos para determinar su pérdida por desgaste en presencia de agua y de una carga abrasiva. El equipo utilizado en esta prueba se puede observar en la Figura 3-8.

El resultado del ensayo Micro-Deval tiende a pulir las partículas de agregado a diferencia de la prueba de desgaste de los ángeles que tiende a romperlas.

La prueba se realizó siguiendo los procedimientos que indica la norma ASTM D 6928 “Resistance of Coarse Aggregate to Degradation by Abrasion in the Micro-Deval Apparatus”.



Figura 3-8. Componentes y aparato para el ensayo Micro-Deval.
FUENTE: Imagen capturada por el autor.

⊗ Azul de metileno

La prueba estándar de azul de metileno está regulada por AASHTO TP 57 “*Methylene Blue Value of Clays, Mineral Fillers, and Fines*”. De acuerdo con este procedimiento se establece la reactividad de los materiales con tamaño menor a 0.075 milímetros presentes en la arena. La Figura 3-9 muestra el equipo empleado para ejecutar esta prueba.



Figura 3-9. Preparación de la solución y adición en papel filtro.
FUENTE: Imagen capturada por el autor.

El valor de azul de metileno esencialmente expresa la cantidad de solución requerida para cubrir la superficie total de la fracción de arcilla de la muestra. Entonces, valores altos de azul de metileno, indicarán mayor contenido de arcilla.

⊗ Gravedad específica y absorción

La prueba de gravedad específica es una medida muy importante en el diseño de mezclas asfálticas. Se debe obtener tanto para agregado grueso como para agregado fino y aunque el procedimiento es distinto, el concepto para ambos se basa en calcular la relación del peso de un volumen de agregado dado al peso de un volumen igual de agua.

La absorción por otro lado, se refiere al aumento de masa debido al agua que penetra en los poros del material, por lo que es una cualidad indispensable. Los valores altos de absorción pueden hacer referencia a un material no duradero que absorberá mayor cantidad de asfalto en una mezcla y por lo tanto no está disponible para desarrollar la misma película de asfalto que los agregados menos absorbentes, lo cual hace que se encarezca la mezcla asfáltica.

La Figura 3-10 y Figura 3-11 muestran el desarrollo de la prueba en material grueso y fino.



Figura 3-10. Desarrollo de la prueba de densidad y absorción en grava.
FUENTE: Imagen capturada por el autor.



Figura 3-11. Ejecución de la prueba de densidad y absorción en arena.
FUENTE: Imagen capturada por el autor.

Granulometría

La granulometría del agregado se usa para determinar la distribución de los tamaños de partículas, lo cual, es quizás el parámetro más importante asociado a la calidad, permeabilidad y trabajabilidad entre otras propiedades de una mezcla asfáltica y afecta directamente las propiedades volumétricas de esta.

El análisis granulométrico se hace en una muestra de agregado seco que se separa por una serie de mallas con aberturas progresivamente más pequeñas (Figura 3-12). El ensayo se rige por la norma ASTM C 136 “*Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates*”.



Figura 3-12. Arreglo de mallas para análisis granulométrico.
FUENTE: Imagen capturada por el autor.

3.2.2 Cemento asfáltico

El asfalto puede presentarse en una gran variedad de tipos y grados. En este apartado se describen brevemente y se hace referencia a los métodos estándar utilizados para clasificar y caracterizar los cementos asfálticos.

En este estudio se utilizaron dos concentrados de asfalto modificado con hule que provienen de dos empresas estadounidenses diferentes (A y B). Los concentrados son elaborados con la metodología “terminal blend”, añadiendo el 40% de caucho

en el caso de la marca A y el 25% en el caso de la marca B; no obstante, de acuerdo con Bermejo *et al.* (2014), se ha sugerido utilizar un rango de 4 a 22% de hule molido disperso en el cemento asfáltico. Es por ello y por la recomendación del productor de asfalto, que las modificaciones hechas en laboratorio se hicieron con una adición del 10% de hule molido, esto es, se redujo la concentración de hule para cada producto. Con esto, se asegura el correcto funcionamiento de las bombas en la planta de modificación y a su vez se obtuvieron concentrados de asfalto equivalentes que es posible comparar.

Los productos A y B son compatibles para modificaciones adicionales con polímero y cumplen con las especificaciones de solubilidad ASTM, con lo cual es posible hacer formulaciones para cumplir con cualquier grado de desempeño (PG).

En esta investigación se obtuvieron nueve combinaciones, las cuales se desglosan en la Figura 3-13.

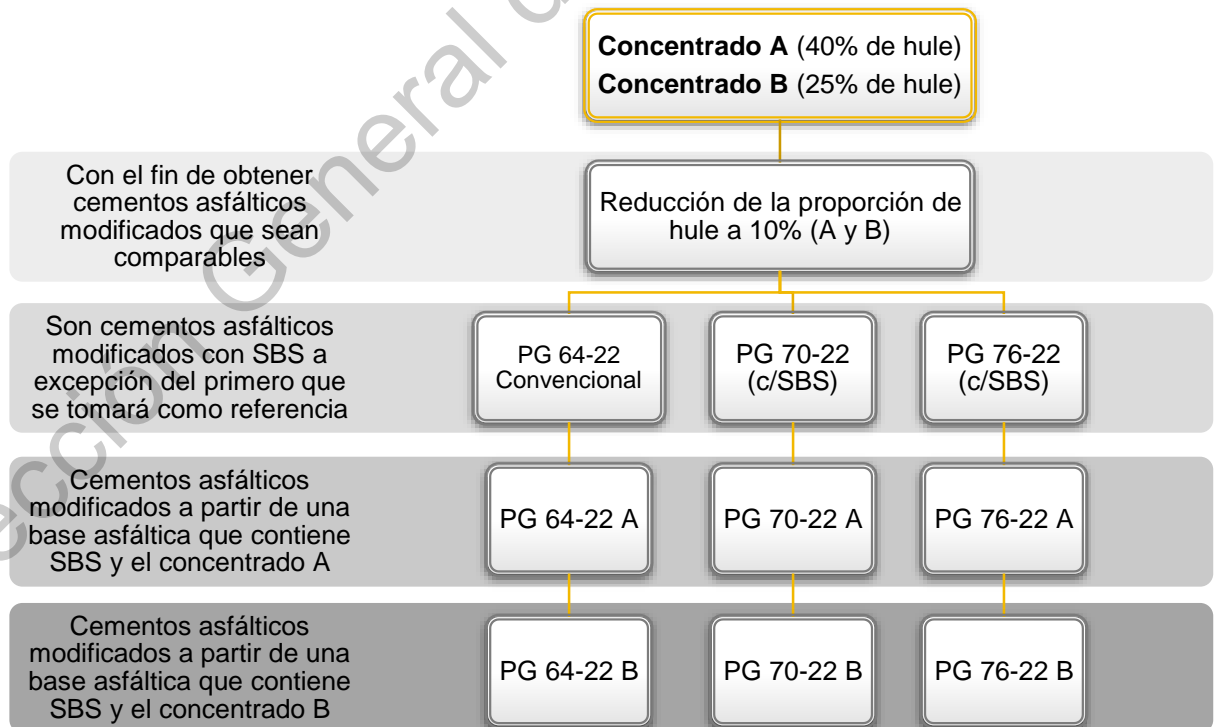


Figura 3-13. Composiciones de cementos asfálticos utilizadas en el proyecto.
FUENTE: Elaboración propia.

Las bases asfálticas fueron proporcionadas por Guaycan Químicos y Petrolíferos S.A. de C.V., planta de asfaltos ubicada en Mexicali, Baja California; en el mismo lugar se hicieron las modificaciones de los cementos asfálticos.

3.2.2.1 Pruebas de consistencia

⊗ Viscosidad

El ensayo de viscosidad evalúa la trabajabilidad del cemento asfáltico (en estado original) a temperaturas altas permitiendo su manipulación, bombeo, mezclado y su aplicación. La prueba de viscosidad rotacional permite establecer temperaturas de mezclado y compactación para una mezcla asfáltica mediante cartas de viscosidad-temperatura.

Se determina la viscosidad mediante la medición del torque necesario para conservar una velocidad de rotación constante de un vástago cilíndrico sumergido en una muestra de asfalto a 135° C, temperatura que se conserva con un sistema Thermosel. En la Figura 3-14 se ilustra el equipo utilizado para la realización de este ensayo.



Figura 3-14. Viscosímetro rotacional Brookfield.

FUENTE: Imagen capturada por el autor y esquema de elaboración propia.

Se sabe que para la determinación de la viscosidad en asfaltos modificados con hule molido de neumáticos se recomienda el seguimiento de la norma ASTM D2196, pues permite el uso de una copa de mayor tamaño, no obstante, debido a que los concentrados que se utilizaron en esta investigación (A y B) son modificados con partículas de hule suficientemente pequeñas, se justifica el uso de la especificación ASTM D4402 “*Viscosity Determination of Asphalt at Elevated Temperatures Using a Rotational Viscometer*”, colocando una muestra de 12 gramos de cemento asfáltico en el contenedor y utilizando un eje número 27.

⊗ Densidad del cemento asfáltico

La prueba de densidad se realizó de acuerdo con los lineamientos de la norma ASTM D70 “*Specific Gravity and Density of Semi-Solid Bituminous Materials (Pycnometer Method)*”, la cual, se calcula a partir de la masa de cemento asfáltico y la masa de agua que es desplazada por la muestra en un picnómetro lleno. El ensayo se realiza a una temperatura específica en un picnómetro calibrado.

En la Figura 3-15 se muestra el procedimiento de prueba. La densidad del asfalto es una característica imprescindible para la determinación del contenido de asfalto y propiedades volumétricas durante la etapa de diseño de mezclas asfálticas.



Figura 3-15. Ensayo de densidad en cemento asfáltico.
FUENTE: Imagen capturada por el autor.

Penetración

La prueba de penetración se realiza para conocer la consistencia del aglutinante asfáltico. Las muestras de cemento asfáltico se prepararon siguiendo las especificaciones ASTM D5 "Penetration of Bituminous Materials" como se observa en la Figura 3-16.



Figura 3-16. Muestras de cemento asfáltico ensayadas por penetración y dispositivo de prueba.

FUENTE: Imagen capturada por el autor.

Se utilizó un penetrómetro universal con una aguja estándar de 100 gramos que se deja caer durante 5 segundos sobre la muestra de asfalto previamente acondicionada a 25° C. Los valores altos en el ensayo de penetración indican una consistencia más suave o cementos asfálticos más blandos, lo contrario ocurre para penetraciones bajas.

De acuerdo con Kaloush *et al.* (2008), es posible correlacionar los resultados de penetración con la viscosidad, mediante la siguiente formulación empírica desarrollada a partir de un modelo creado por la Universidad de Maryland y que es aplicable para valores de penetración de 3 a 300:

$$\log \eta = 10.5012 - 2.2601 \log(\text{penetración}) + 0.00389 \log(\text{penetración})^2 \quad (3)$$

Donde:

η = viscosidad (poises)

3.2.2.2 Determinación del grado PG

El cemento asfáltico es un material viscoelástico, cuyo comportamiento es susceptible a los cambios de temperatura. La caracterización del asfalto es muy importante porque ayuda a comprender la consistencia y las propiedades mecánicas de cada aglutinante respecto a la temperatura.

En esta investigación se utiliza la metodología Superpave para clasificación de asfaltos. En ella se determina el rendimiento del aglutinante en tres estados: en estado original, después de mezclado y construcción (simulando envejecimiento a corto plazo) y después de la puesta en servicio y envejecimiento a largo plazo de una mezcla (Asphalt Institute, 2003); esto quiere decir, se determinan las temperaturas bajo las cuales el asfalto se comporta de manera adecuada.

Las pruebas pertinentes para determinar el grado de desempeño de los cementos asfálticos incluyen el ensayo de viscosidad, prueba en el reómetro de corte dinámico (DSR) y la prueba del reómetro de haz de flexión (BBR). Estas especificaciones están diseñadas para abordar los parámetros de rendimiento del pavimento, tales como roderas, agrietamiento por fatiga y agrietamiento térmico, que son afectaciones que se producen en una mezcla asfáltica debido al envejecimiento del aglutinante. El envejecimiento y endurecimiento del asfalto, se da por efecto de la oxidación, volatilización, polimerización, endurecimiento tixotrópico y la sinéresis o separación de fases, llegando a cambiar significativamente las propiedades del cemento asfáltico hasta causar un deterioro (FHWA, 2017). La especificación para clasificación del asfalto por grado de desempeño (PG) (AASHTO M 320 "Performance-Graded Asphalt Binder") incluye un par de pruebas para determinar las características de durabilidad del asfalto: ensayo de horno rotatorio de película

delgada (RTFO por sus siglas en inglés Rolling Thin Film Oven) y la prueba de vasija de envejecimiento a presión (PAV por sus siglas en inglés Pressure Aging Vessel).

El envejecimiento a corto plazo se simuló utilizando el horno RTFO (Figura 3-17) y siguiendo la norma AASHTO T 240 “*Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test)*”. El ensayo consiste en exponer una delgada película formada por 35 ± 0.5 g de cemento asfáltico en las paredes de un frasco de vidrio, a una temperatura de 163°C y aire a presión (400 ml) durante 85 minutos.



Figura 3-17. Vasos con película de asfalto e ilustración de horno RTFO.
FUENTE: Imagen capturada por el autor.

Los frascos son colocados horizontalmente en una rejilla que se hace girar bajo las condiciones explicadas y en cada giro del carrusel el orificio de los frascos pasa frente a un chorro de aire. El asfalto envejecido en este ensayo se evalúa en el reómetro de corte dinámico para obtener su rigidez $G^*/\text{Sen}\delta < 2.20$ kPa presentando un comportamiento predominantemente elástico referido a la deformación permanente. Además, se determina la pérdida de masa debida al envejecimiento.

El proceso continúa en la vasija de envejecimiento a presión PAV (Figura 3-18), en donde se simula una condición de envejecimiento a largo plazo, por lo que la rigidez del asfalto aumenta. En esta etapa las roderas ya no es un deterioro probable como lo es en el envejecimiento a corto plazo, sino que es posible que se presenten

problemas relacionados al comportamiento frágil del cemento asfáltico, tales como agrietamiento por fatiga o debido a cambios de temperatura.



Figura 3-18. Equipo de envejecimiento a largo plazo y muestras de asfalto.
FUENTE: Imagen capturada por el autor.

En esta prueba se someten 50 ± 0.5 g de asfalto previamente envejecido en RTFO colocados en una serie de delgadas bandejas metálicas que son acomodadas dentro de una cámara de presión (2.1 ± 0.1 MPa) a una temperatura elevada (de 90, 100 o 110° C) durante 20 horas. Una vez terminado el tiempo de ensayo, se retira la presión de aire y se colocan las muestras de asfalto en un horno de desgasificación a 163 °C durante 15 minutos para proceder a determinar la rigidez a alta y baja temperatura en el DSR y BBR respectivamente. El procedimiento se realizó en apego a la norma AASHTO R 28 “*Accelerated Aging of Asphalt Binder Using a Pressurized Aging Vessel (PAV)*”.

Es importante mencionar que a medida que el cemento asfáltico envejece incrementa la formación de asfaltenos, que son la parte responsable de la viscosidad en el asfalto. Esto ocurre por las asociaciones formadas durante la oxidación.

Propiedades reológicas

* Reómetro de corte dinámico (Dynamic Shear Rheometer)

La importancia de esta prueba es medir las propiedades reológicas del aglutinante, el procedimiento que se siguió fue el señalado en la norma AASHTO T 315 “*Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer (DSR)*”. Dos de las propiedades que se determinan mediante esta prueba son el módulo de corte dinámico ($|G^*|$) y el ángulo de fase (δ) del cemento asfáltico cuando se somete a un corte oscilatorio utilizando una geometría de placa paralela; estas características serán indicadores del comportamiento elástico y viscoso del asfalto.

El ensayo se corre a altas temperaturas para aglutinantes originales y residuos de RTFO, mientras que se manejan temperaturas intermedias para residuos de PAV. El asfalto original y aquel previamente envejecido en RTFO se probaron usando placas de 25 mm con un 1 mm de espesor, mientras que las muestras utilizadas para el asfalto envejecido por PAV fueron de 2 mm de espesor y utilizando una geometría de 8 mm. En la Figura 3-19 se muestra el funcionamiento típico del reómetro.

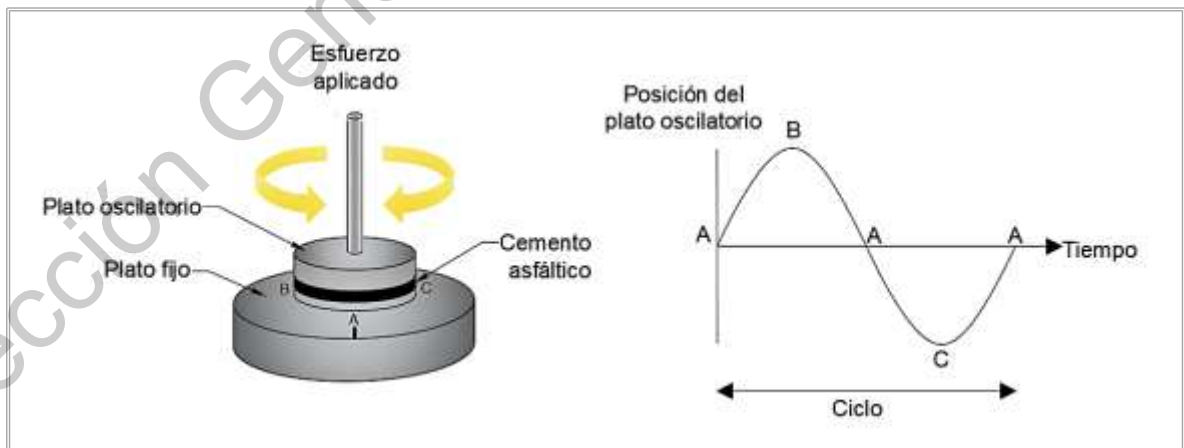


Figura 3-19. Principio de funcionamiento de reómetro de corte dinámico.
FUENTE: Elaboración propia.

El módulo de corte dinámico se refiere a la resistencia que presenta el cemento asfáltico a las deformaciones por esfuerzos repetidos, mientras que δ es el desfase entre el esfuerzo de corte cíclico y la deformación resultante durante el ensayo.

En la Figura 3-20 se esquematiza el comportamiento de un material puramente elástico, en donde la deformación estará alineada con el esfuerzo aplicado, es decir, presentará un $\delta = 0^\circ$; en contraste, en un material totalmente viscoso la respuesta (deformación) se verá desplazada 90° .

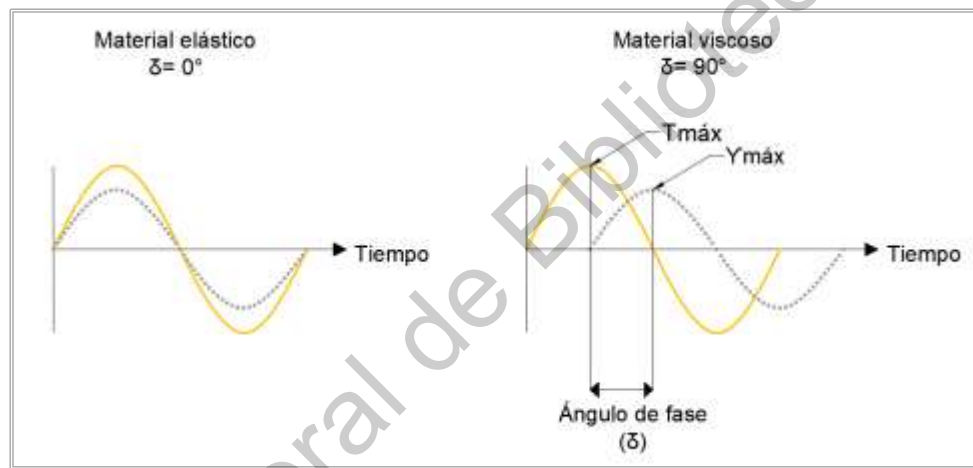


Figura 3-20. Curva esfuerzo-deformación para un ciclo de trabajo.
 FUENTE: Elaboración propia.

A continuación, se define la relación que existe entre los módulos viscoelásticos de un cemento asfáltico (G^* , G' , G'') y se esquematiza en la Figura 3-21. El módulo de corte complejo se define como la relación entre el máximo esfuerzo aplicado y la máxima deformación de un ciclo de carga.

$$G^* = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{\gamma_{m\acute{a}x}} \quad (4)$$

También expresado comúnmente como función de la oscilación sinusoidal de onda, que relaciona a la frecuencia de aplicación de la carga:

$$G^* = \left(\frac{\sigma_0}{\gamma_0}\right) \cos\delta + i \left(\frac{\sigma_0}{\gamma_0}\right) \text{sen}\delta \quad (5)$$

De esta última expresión es posible obtener las dos componentes del módulo de corte complejo: el módulo de almacenamiento (G') y el módulo de pérdida (G''). El primero representa la cantidad de energía que es almacenada y que se libera de forma elástica en cada oscilación; el segundo, describe la velocidad de disipación de energía durante la oscilación y está relacionada con la deformación no recuperable del material (componente viscosa).

Módulo de almacenamiento o Módulo elástico:

$$G' = |G^*| \cos\delta \quad (6)$$

Módulo de pérdida o Módulo viscoso:

$$G'' = |G^*| \text{sen}\delta \quad (7)$$

Tangente de pérdida:

$$\tan\delta = \frac{G''}{G'} \quad (8)$$

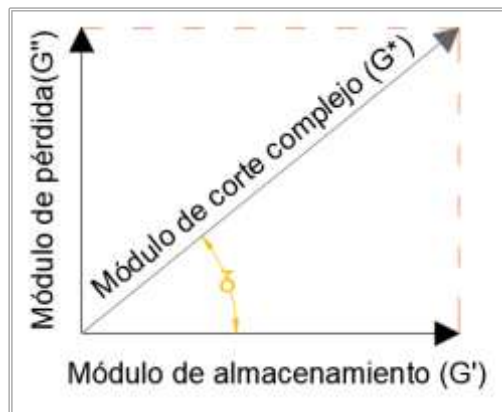


Figura 3-21. Relación de módulos viscoelásticos.
FUENTE: Elaboración propia.

Debido a que el módulo de corte complejo es la suma vectorial del módulo de almacenamiento y el módulo de pérdida, es posible inferir la respuesta del material a través del ángulo formado por la diagonal, es decir, de acuerdo con el ángulo de fase se determina la proporción de comportamiento elástico contra el comportamiento viscoso a una temperatura dada.

Valores inferiores a 45° indican un comportamiento elástico, mientras que valores superiores a 45° representan un comportamiento predominantemente viscoso. En la Figura 3-22 se ilustran las componentes del módulo de corte complejo explicadas.

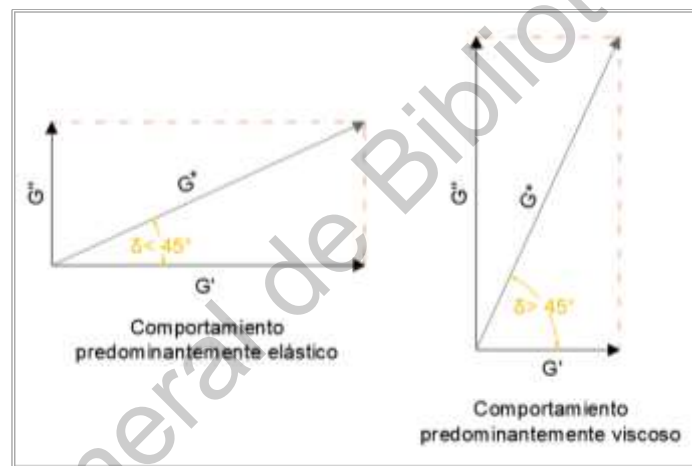


Figura 3-22. Comportamiento viscoelástico del asfalto a diferentes temperaturas.
FUENTE: Elaboración propia.

* Reómetro de viga a flexión (Bending Beam Rheometer)

El reómetro de viga a flexión se utiliza para evaluar las características de rigidez del asfalto a bajas temperaturas. La prueba se lleva a cabo a 10°C por encima de la temperatura baja del aglutinante de acuerdo con las especificaciones por grado de desempeño. Al aplicar una carga constante en el punto medio de una viga de $125 \times 6.35 \times 12.7 \text{ mm}$, es posible calcular la rigidez "s" y el valor de "m" que se refiere al cambio de rigidez respecto a la carga.

Para la realización de la prueba se llevó a cabo el procedimiento señalado en la norma ASTM T 313 “*Flexural Creep Stiffness of Asphalt Binder Using the Bending Beam Rheometer (BBR)*”, cuyo motivo principal es satisfacer los requisitos de agrietamiento térmico a baja temperatura del aglutinante de asfalto; el requerimiento máximo en la rigidez del asfalto es $S = 300$ MPa, para garantizar que el aglutinante sea suficientemente blando a bajas temperaturas, mientras que, el mínimo establecido para el valor de la pendiente m es 0.3, para asegurar que el material se deformará suficientemente rápido como para evitar el agrietamiento térmico. La Figura 3-23 muestra la preparación de las vigas de asfalto y el equipo BBR.



Figura 3-23. Representación del reómetro de viga a flexión y preparación de especímenes.

FUENTE: Imagen capturada por el autor y esquema de elaboración propia.

Para la determinación del grado PG de los cementos asfálticos se realizaron barridos de temperatura para evaluar los parámetros $G^*/\text{Sen}\delta$ en los asfaltos en estado original y después de RTFO y $G^*\cdot\text{Sen}\delta$ para aquellos envejecidos después de PAV. Una vez que cumplieron con las especificaciones señaladas anteriormente para cada estado y con los resultados del ensayo a baja temperatura se obtuvo la clasificación para cada uno de los 9 asfaltos utilizados en esta investigación.

3.2.2.3 Creep repetido multi-esfuerzo (*Multiple Stress Creep Recovery Test, MSCR*)

Debido al incremento gradual de tráfico y cargas en las carreteras se ha estudiado el impacto de las tensiones producidas sobre el pavimento con el paso de los vehículos. El efecto producido en la capa superficial consiste en la posible rotación del agregado pétreo ejerciendo un esfuerzo importante sobre el asfalto que conforma la mezcla. Si el cemento asfáltico es suficientemente elástico, puede recuperarse a las deformaciones, sin embargo, si se supera la capacidad elástica del aglutinante es posible que se produzcan deformaciones permanentes. Es por lo anterior que se utilizan modificadores en el cemento asfáltico con el objetivo de mejorar la recuperación elástica ante las deformaciones producidas.

El ensayo de creep MSCR reemplaza los estándares de la clasificación por grado PG de 2008, sumado a la recuperación elástica tradicional que no correlaciona totalmente el rendimiento del asfalto; la prueba de creep que se lleva a cabo en el equipo DSR como parte de las pruebas reológicas, permite describir el comportamiento del asfalto en su rango no lineal al añadir diferentes niveles de deformación en las muestras de CA. En otras palabras, la prueba como se detalla en la norma AASHTO T 350 "*Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer (DSR)*" consiste en aplicar una carga a una muestra de asfalto y después retirarla para medir la respuesta del material.

La prueba de creep se lleva a cabo en muestras de asfalto envejecido en RTFO colocadas en el reómetro de corte dinámico con platos de 25 mm y 1 mm de separación. Se trabajan dos niveles de esfuerzo (100 y 3200 Pa), esto es, al inicio del comportamiento lineal y al final de este. Los esfuerzos son aplicados en diez ciclos que consisten en 1 segundo de creep y 9 segundos de recuperación. Con ello se obtiene una medida de la deformación permanente en el aglutinante, definida como el porcentaje de deformación residual en una muestra después de un ciclo de

carga y recuperación dividido entre el esfuerzo aplicado (parámetro J_{nr} o *creep compliance no recuperable*).

El valor de J_{nr} normaliza la respuesta de deformación del asfalto ante un esfuerzo aplicado y a partir de este parámetro es posible diferenciar claramente entre el rendimiento de distintos cementos asfálticos modificados.

$$J_{nr} = \frac{\text{Deformación permanente}}{\text{Esfuerzo aplicado}} \quad (9)$$

La recuperación elástica por su parte, está ligada también al comportamiento viscoelástico del cemento asfáltico, pues depende totalmente de la respuesta elástica del material y representa el porcentaje de recuperación al fin de cada segmento de reposo:

$$\%RE = \frac{\text{Deformación recuperable}}{\text{Deformación total por corte}} \quad (10)$$

En la *Figura 3-24* se presenta el gráfico típico de los ciclos de creep-recuperación para un cemento asfáltico.

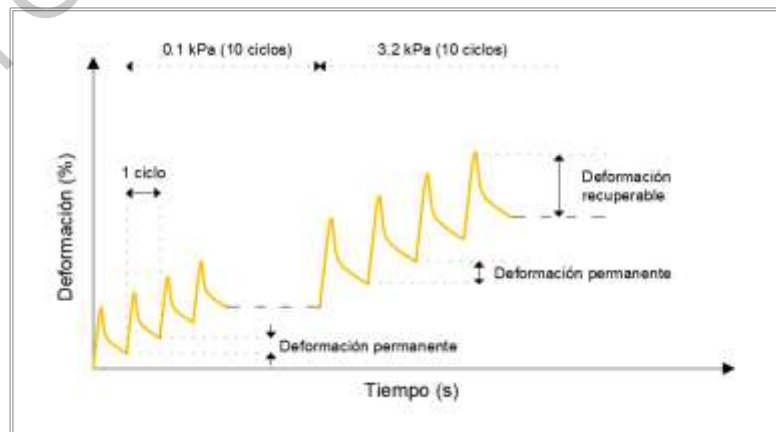


Figura 3-24. Diagrama de ciclos de carga y recuperación de un cemento asfáltico.
FUENTE: Elaboración propia.

3.2.2.4 Barrido de amplitud lineal (Linear Amplitude Sweep, LAS)

La metodología Superpave propone la caracterización de resistencia a fatiga del asfalto bajo el supuesto de que un aglutinante más suave y elástico reducirá el agrietamiento por fatiga.

La especificación con la que se relaciona este fenómeno se enfoca en la prueba de corte dinámico para asfaltos envejecidos después de PAV, para lo cual se establece un mínimo de 5000 kPa en $G^* \cdot \text{Sen} \delta$, sin embargo, Bahia *et al.* (2002) afirman que este enfoque carece de la capacidad para caracterizar la resistencia al daño real pues la medición se realiza a un nivel de deformación muy bajo durante pocos ciclos de carga, sin tener en cuenta la carga de tráfico ni la estructura del pavimento. Para superar estas limitaciones se han propuesto distintos procedimientos de pruebas de barridos, el último de ellos llamado LAS, consiste en un barrido de frecuencias (para obtener la respuesta del material sin daño) y un barrido de amplitud de carga (para acelerar el daño en la muestra de cemento asfáltico).

La prueba LAS se ejecuta en muestras de residuo de PAV en el DSR utilizando una geometría de 8 mm con 2 mm de separación, de acuerdo con lo establecido en el procedimiento de ensayo AASHTO TP-101 “*Standard Method of Test for Estimating Fatigue Resistance of Asphalt Binders Using the Linear Amplitude Sweep*”.

A partir del barrido de frecuencias se obtienen las características reológicas del asfalto, cuyo resultado se aplica en el modelo de daños continuo viscoelástico en el cual se basa el método LAS. Este primer barrido consiste en la aplicación de una carga en corte oscilatorio a diferentes frecuencias (0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1, 2, 4, 6, 8, 10, 20 y 30 Hz), pero mismo nivel de deformación (0.1%), en donde se determina el módulo de corte dinámico (G^*) y el ángulo de fase (δ) para cada registro de frecuencia; la segunda etapa del experimento consiste en ejecutar la prueba a la temperatura intermedia del CA y manteniendo una frecuencia de 10 Hz. La carga comienza con 100 ciclos de carga sinusoidal de 0.1% y se va incrementando en 1%

la amplitud de la deformación, hasta llegar al 30% para evaluar la evolución del daño.

El ensayo finaliza una vez alcanzada una reducción del 35% del módulo de corte dinámico inicial.

⊗ Caracterización de fatiga por el Modelo de daño continuo viscoelástico (Viscoelastic Continuum Damage Mechanics, VECD)

El fenómeno de fatiga en mezclas asfálticas invariablemente correlaciona la carga aplicada con la vida útil del material, lo cual permite tomar en cuenta la estructura de un pavimento considerando la amplitud de la carga aplicada y el efecto del tráfico como el número de ciclos que llevan al fallo de la estructura.

A través de la formulación de Monismith, *et al.* (1970), se demuestra la relación de estos factores aplicado al comportamiento de una mezcla asfáltica:

$$N_f = A * (\textit{Amplitud de carga})^B \quad (11)$$

Donde A y B son factores que dependen del material.

El modelo de fatiga para aglutinantes asfálticos se deriva de la teoría de R. Schapery (1990), que fue basado en la termodinámica de procesos irreversibles para describir el comportamiento de materiales elásticos con daño creciente. Después, con la aplicación de los conceptos del VECD para aglutinantes de asfalto probados en DSR, se concluyó que el daño puede calcularse en función de los cambios en $G^* \cdot \text{Sen} \delta$ respecto al tiempo y mediante la correlación de la prueba LAS con este mismo modelo se definió el criterio de falla para un material asfáltico.

Para derivar la relación que existe entre el número de ciclos a la falla y la amplitud de carga aplicada, tanto en ligantes de asfalto como en mezclas, se ajusta la

“integridad” del material frente al daño que se produce. Una manera de hacerlo es mediante leyes de fatiga, que puede escribirse en términos del número de ciclos hasta la falla como sigue:

$$N_f = \frac{f(D_f)^k}{k(\pi I_D C_1 C_2)^\alpha} (\gamma_{max})^{-2\alpha} \quad (12)$$

Donde f es la frecuencia de carga (Hz) y D_f es el daño hasta llegar a la falla.

Esta ecuación también puede presentarse como la formulación (9), donde:

$$A = \frac{f(D_f)^k}{k(\pi I_D C_1 C_2)^\alpha} \quad (13)$$

$$B = -2 \alpha \quad (14)$$

Sabouri *et al.* (2018) explican que el coeficiente A representa la capacidad del cemento asfáltico para mantener su integridad bajo los efectos del daño acumulado durante los ciclos de carga, mientras que el factor B se refiere a la sensibilidad del material frente a los cambios en los niveles de deformación aplicado.

En la Figura 3-25 se muestra el esquema que representa la ecuación (9 y 10).

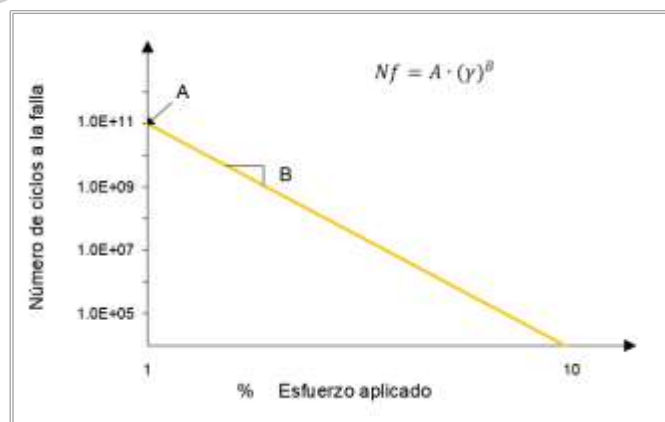


Figura 3-25. Ley de fatiga.

FUENTE: Hintz, 2012

Los parámetros de la ley de fatiga son obtenidos a partir de pruebas a múltiples amplitudes de carga, lo cual se facilita utilizando la mecánica del daño continuo viscoelástico pues permite predecir la vida a fatiga de un aglutinante asfáltico en cualquier amplitud de carga en una sola prueba, siendo el principal beneficio que señala Hintz (2012) en su análisis del mecanismo de comportamiento del asfalto.

3.3 ELABORACIÓN DE MEZCLAS ASFÁLTICAS

3.3.1 Diseño volumétrico de mezclas asfálticas

El objetivo del proceso de diseño de la mezcla es seleccionar una gradación adecuada para el pétreo y un contenido de aglutinante (con o sin modificadores) para conseguir mezclas resistentes al agrietamiento por fatiga, buenas características de durabilidad y resistentes a la deformación permanente.

Esta sección se limitará a la descripción de la metodología de diseño para mezclas densas, con el propósito de cumplir con las especificaciones del protocolo de pruebas Superpave, determinando el contenido óptimo de cemento asfáltico para lograr un volumen de vacíos de aire de $4 \pm 1\%$ en las mezclas compactadas.

La densificación que se realiza depende del tráfico representado en ejes equivalentes, así como las propiedades del asfalto y agregado mineral, cuyas especificaciones y propiedades inherentes se definieron anteriormente.

De acuerdo con el diseño Superpave, es necesario llevar a cabo las siguientes actividades:

- Selección de la estructura del agregado de diseño.
- Selección del contenido óptimo de asfalto (cemento asfáltico de diseño).
- Verificación del comportamiento de la mezcla en condiciones de humedad.

3.3.2 Selección de la estructura del agregado de diseño

El método Superpave establece rangos granulométricos basados en la curva de Fuller para definir la gradación admisible de los agregados para la mezcla; incluye cinco tamaños máximos nominales (un tamaño mayor de tamiz que el primero en retener más del 10%) con el objeto de mejorar la fricción interna de la mezcla y su rendimiento. De acuerdo con la designación de tamiz que se elija como tamaño máximo nominal, se define el gráfico en el que se ajustará la granulometría de diseño. El manual de Superpave establece una serie de “puntos de control” para diseñar la estructura del agregado mineral, los cuales se utilizan para intentar garantizar que dentro de la mezcla exista la cantidad suficiente de cemento asfáltico.

Aunado a estos parámetros de ajuste, se tiene, por un lado, una zona restringida como guía para asegurar que las mezclas tengan suficientes vacíos en el agregado mineral (VMA) para permitir que penetre el cemento asfáltico, así como limitar la cantidad de arena en la mezcla con el fin de lograr una compactación adecuada.

Por otra parte, el gráfico utiliza una línea recta conocida como línea de máxima densidad que representa la granulometría en su disposición más densa posible, es decir, aquella en la que existe muy poco espacio entre las partículas de agregado para albergar el cemento asfáltico, razón por la cual debe evitarse.

Para llevar a cabo la selección de la estructura del agregado se establecen mezclas de prueba que son construidas seleccionando diferentes gradaciones basadas en el agregado de tamaño máximo nominal y los puntos de control asociados.

De acuerdo con la metodología Superpave, una estructura adecuada será aquella que evita la zona restringida y pasa entre los puntos de control, cruzando una sola vez la línea de máxima densidad.

La Figura 3-26 ilustra los límites granulométricos establecidos para una mezcla con tamaño máximo nominal de 19 mm. El diseño de la estructura mineral se ajustó de

acuerdo con las especificaciones de diseño estipuladas en AASHTO M323 “Standard Specification for Superpave Volumetric Mix Design”.

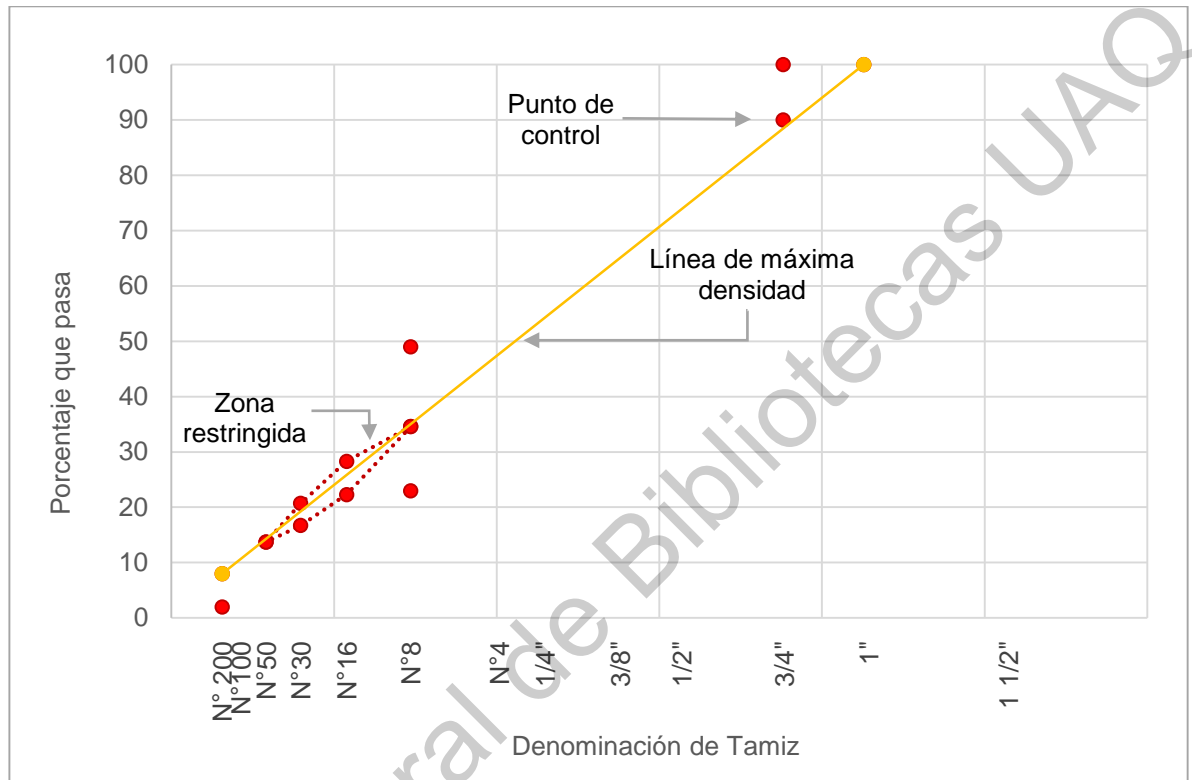


Figura 3-26. Requisitos granulométricos para una mezcla TN 3/4" con base en AASHTO M323.

FUENTE: Elaboración propia.

3.3.3 Selección del contenido óptimo de asfalto

Una vez definidas las mezclas granulométricas de prueba, se continúa con la estimación del contenido de cemento asfáltico inicial, realizando el proceso de mezclado. Para este punto de la experimentación es necesario haber evaluado las propiedades reológicas del asfalto y haber determinado las temperaturas de mezclado y compactación. Estas se determinaron construyendo las respectivas cartas de viscosidad-temperatura para cada uno de los cementos asfálticos y se ajustaron de manera empírica con base en las temperaturas obtenidas de las cartas y aquellas recomendadas por el proveedor de asfalto. Se consideró de esta manera

debido a que el cemento asfáltico modificado a partir del proceso “terminal blend” aporta una consistencia similar a la de un asfalto convencional, razón por la que no se utilizó el proceso respectivo para asfaltos altamente modificados señalado en el NCHRP Report 648 - Mixing and Compaction Temperatures of Asphalt Binders in Hot-Mix Asphalt (West *et al.*, 2010).

Las temperaturas se obtuvieron mediante un barrido de viscosidades en el equipo Brookfield; éstas son graficadas para obtener la temperatura adecuada que es generada a una viscosidad de 0.17 ± 0.02 Pa-s para el mezclado, mientras que la compactación se lleva a cabo a la temperatura que produce una viscosidad de 0.28 ± 0.03 Pa-s en el cemento asfáltico.

Las muestras se mezclan a una viscosidad específica como se acaba de mencionar y posteriormente se envejecen en el horno a corto plazo a la temperatura de compactación. Este procedimiento se hace para simular el proceso que atraviesa la mezcla de concreto asfáltico durante la producción en planta y la colocación hasta el punto de compactación. El problema clave con el envejecimiento es que se da lugar a la absorción del asfalto por parte de las partículas de agregado y esto afecta directamente las propiedades volumétricas.

Superpave demanda todas las muestras envejecidas en horno, cuyo tiempo de curado es de 4 horas antes de la compactación para aquellas mezclas con agregados altamente absorbentes (AASHTO R30 “*Standard Practice for Mixture Conditioning of Hot Mix Asphalt*”); lo anterior es necesario para permitir que el agregado absorba el asfalto y ayudar a minimizar la variabilidad en los cálculos volumétricos.

Se prosigue con la compactación de al menos dos especímenes, para ello se utiliza el compactador giratorio que imita la orientación que se da a las partículas durante la compactación por amasado con rodillo que se lleva a cabo en campo.

El espécimen de 150 mm de diámetro y 115 mm \pm 5 mm de altura es compactado bajo una presión de 600 \pm 18 kPa, con ángulo de giro de 1.25° \pm 0.02° y una velocidad de 30 \pm 0.5 giros por minuto. El ensayo se limita al número de giros de diseño (Ndiseño), cantidad determinada en función del tránsito, que para las mezclas realizadas en esta tesis fue de 100 giros.

Debe estimarse un contenido de asfalto ideal para alcanzar el 4% de vacíos de aire, para lo cual, básicamente se evalúan dos muestras para cuatro contenidos de cemento asfáltico (contenido base -1% y -0.5% y contenido base +0.5% y +1%) y se calculan sus propiedades volumétricas (Vacíos de aire (%Va), huecos en el agregado mineral (VMA), vacíos llenos de asfalto (VFA) y proporción de polvo).

Cuando las propiedades calculadas se encuentren dentro de las especificaciones, se compacta un par de especímenes en el contenido de asfalto de diseño a las rotaciones de Nmax para verificar que los vacíos de aire sean mayores al 2%. Esta determinación permite diseñar una mezcla que evita compactación excesiva bajo condiciones de tráfico, que se vuelva plástica y limita la deformación permanente.

Concluida la compactación se determina la densidad relativa bruta de las mezclas compactadas (G_{mb}) conforme el método de prueba ASTM D2726 "*Bulk Specific Gravity and Density of Non-Absorptive Compacted Asphalt Mixtures*". Este rasgo se determina con el volumen del espécimen sumergido en agua a 25° de temperatura.

Al mismo tiempo que se elaboran las mezclas para compactación, es necesario fabricar mezclas asfálticas sin compactar con las mismas características de acondicionamiento y curado para conocer la densidad relativa teórica máxima (G_{mm}) o densidad de Rice que se basa en el procedimiento normado de la AASHTO T 209 "*Theoretical Maximum Specific Gravity (G_{mm}) and Density of Asphalt Mixtures*".

Estas últimas son indispensables para la determinación del contenido de vacíos de aire que debe ser de 4% para que se considere adecuado el diseño.

3.3.3.1 Cálculo de las propiedades volumétricas

Las propiedades volumétricas de la mezcla compactada representan el comportamiento en servicio de un pavimento. El diagrama de fases de la Figura 3-27 esquematiza los componentes individuales de una mezcla asfáltica y permiten un mejor entendimiento de las propiedades volumétricas que se definen más adelante.

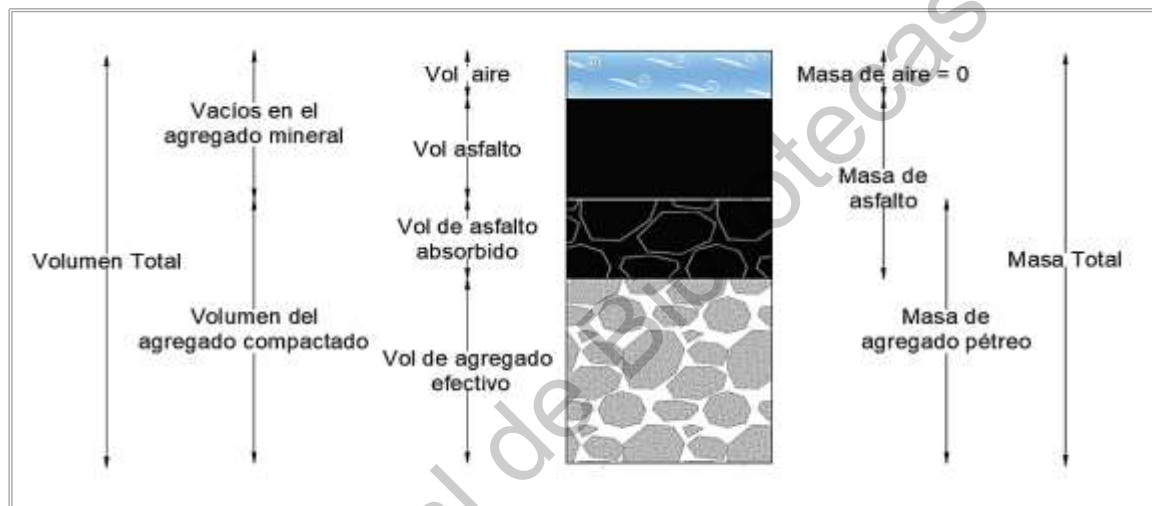


Figura 3-27. Diagrama de fases de una mezcla asfáltica.

FUENTE: Elaboración propia.

Gravedad específica bruta (G_{sb})

Se refiere a la masa por unidad de volumen de las partículas de agregado mineral, donde el volumen incluye tanto los huecos permeables como impermeables. Esta propiedad se determina a partir de la relación entre la masa de una muestra secada al horno y el volumen de agua desplazado por la masa de la misma muestra, pero en condición saturada y superficialmente seca (Austroads, 2013). El procedimiento se rige por la especificación AASHTO T 85 "Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregate".

$$G_{sb} = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{\frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{G_{sb1} + G_{sb2} + \dots + G_{sbn}}} \quad (15)$$

Donde:

G_{sb} = gravedad específica bruta total del agregado pétreo combinado;
 P_1, P_2, P_n = porcentajes individuales de aportación por masa del agregado pétreo y;
 $G_{sb1}, G_{sb2} \dots G_{sbn}$ = gravedad específica bruta individual de cada fracción de agregado.

● Gravedad específica efectiva (G_{se})

El volumen efectivo incluye el volumen de los sólidos del agregado mineral más el volumen de los poros de la superficie llenos con agua, pero no con asfalto.

Se calcula usando la masa seca y volumen efectivo del agregado. La gravedad específica efectiva del agregado no se mide directamente, a diferencia de las gravedades específicas bruta y aparente esta propiedad se calcula conociendo la gravedad específica teórica máxima de la mezcla asfáltica (G_{mm}) y el contenido de asfalto (P_b) (Austroads, 2013).

$$G_{se} = \frac{P_{mm} - P_b}{\frac{P_{mm} - P_b}{G_{mm} - G_b}} \quad (16)$$

Donde:

G_{se} = gravedad específica efectiva total del agregado pétreo combinado;

G_{mm} = gravedad específica teórica máxima de la mezcla asfáltica;

P_{mm} = porcentaje de masa del total de la mezcla suelta igual a 100;

G_b = densidad del asfalto (AASHTO T 228) y;

P_b = contenido de asfalto en porcentaje respecto al peso total de la mezcla asfáltica (AASHTO T 308).

☉ Vacíos en el agregado mineral (VAM)

Volumen de espacio vacío intergranular entre las partículas del agregado de una mezcla asfáltica compactada, que incluye los vacíos de aire y el contenido de asfalto efectivo, expresado como un porcentaje del volumen total de la muestra (Asphalt Institute, 1996).

$$VAM = 100 - \left(\frac{G_{mb} \times P_s}{G_{sb}} \right) \quad (17)$$

Donde:

VAM= vacíos en el agregado mineral;

G_{mb} = gravedad específica bruta compactada;

G_{sb} = gravedad específica bruta total del agregado pétreo combinado y;

P_s = contenido de agregado pétreo, respecto al peso total de la mezcla.

☉ Vacíos de aire (V_a)

Representa el volumen total de las pequeñas bolsas de aire atrapadas entre las partículas de agregado cubiertas con asfalto. Los vacíos de aire siempre se expresan como un porcentaje del volumen total de la mezcla (Asphalt Institute, 1996). Los huecos de aire apropiados contribuyen a la estabilidad de la mezcla y ayudan al pavimento a resistir la acción combinada del medio ambiente y las cargas de tráfico. El porcentaje designado de huecos de aire permite la expansión térmica del cemento asfáltico y contribuye a una amortiguación para la compactación futura.

Los vacíos de aire se expresan como un porcentaje del volumen total de la mezcla compactada (G_{mb}) en comparación con la gravedad específica máxima (G_{mm}).

$$V_a = 100 \left(\frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}} \right) \quad (18)$$

Donde:

Va= vacíos de aire;

G_{mm}= gravedad específica teórica máxima de la mezcla asfáltica y;

G_{mb}= gravedad específica bruta compactada.

● Vacíos llenos de cemento asfáltico

Representa el porcentaje de los vacíos en el agregado mineral ocupados por la película de cemento asfáltico efectiva (Asphalt Institute, 1996).

$$VFA = 100 \left(\frac{VAM - Va}{VAM} \right) \quad (19)$$

Donde:

VFA= vacíos llenados con asfalto;

Va= vacíos de aire y;

VAM= vacíos en el agregado mineral.

● Porcentaje de asfalto absorbido (P_{ba})

P_{ba} es el porcentaje total del aglutinante de asfalto que se absorbe en el agregado, expresado como un porcentaje de la masa del agregado en lugar de como un porcentaje de la masa total de la mezcla. Esta porción del contenido de aglutinante de asfalto no contribuye al rendimiento de la mezcla (WAQTC, 2018).

$$P_{ba} = 100 \left[\left(\frac{G_{se} - G_{sb}}{G_{se} \times G_{sb}} \right) \times G_b \right] \quad (20)$$

Donde:

P_{ba}= porcentaje de asfalto absorbido;

G_{se}= gravedad específica efectiva total del agregado pétreo combinado;

G_{sb} = gravedad específica bruta total del agregado pétreo combinado y;

G_b = densidad del asfalto.

⊙ Contenido de asfalto efectivo (P_{be})

P_{be} es el contenido total de aglutinante de asfalto de una mezcla menos la porción de aglutinante de asfalto que se pierde por absorción en las partículas de agregado, expresado como un porcentaje de la masa de agregado. Es la porción del contenido de aglutinante de asfalto que permanece como un recubrimiento en el exterior de las partículas agregadas. Este es el contenido de asfalto que controla el rendimiento de la mezcla (WAQTC, 2018).

$$P_{be} = P_b - \left[\left(\frac{P_{ba}}{100} \right) \times P_s \right] \quad (21)$$

Donde:

P_{be} = contenido de asfalto efectivo, expresado como porcentaje respecto al peso total de la mezcla;

P_{ba} = porcentaje de asfalto absorbido;

P_b = porcentaje de asfalto total respecto al peso de la mezcla y;

P_s = contenido de agregado pétreo, expresado como porcentaje respecto al peso total de la mezcla.

⊙ Proporción de polvo (D_p)

D_p se refiere al porcentaje que pasa el tamiz No. 200 (75 μ m) dividido por el porcentaje de aglutinante de asfalto efectivo, es decir, es la composición filler-asfalto del mastic. El polvo excesivo reduce el espesor de la película de asfalto en el agregado, lo que reduce la durabilidad, mientras que, polvo insuficiente puede permitir un espesor excesivo de la película de aglutinante de asfalto, lo que puede dar como resultado una mezcla tierna e inestable.

$$D_p = \frac{P_{0.075}}{P_{be}} \quad (22)$$

Donde:

P_{be} = contenido de asfalto efectivo, expresado como porcentaje respecto al peso total de la mezcla y;

$P_{0.075}$ = contenido de polvo mineral, % en peso total de la mezcla.

Las propiedades del diagrama de fases pueden obtenerse referidas también al volumen total de la mezcla, como se ve a continuación:

● Volumen de asfalto total (VB)

$$VB = \frac{P_b \times G_{mb}}{G_b} \quad (23)$$

Donde:

VB= volumen de asfalto total en porcentaje respecto al volumen total de la mezcla;

P_b = porcentaje de asfalto total respecto al peso de la mezcla;

G_{mb} = gravedad específica bruta compactada y;

G_b = densidad del asfalto.

● Volumen de asfalto absorbido (VBA)

$$VBA = G_{mb} \left[\left(\frac{P_b}{G_b} \right) + \left(\frac{P_s}{G_{sb}} \right) - \left(\frac{100}{G_{mm}} \right) \right] \quad (24)$$

Donde:

VBA= volumen de asfalto absorbido en porcentaje respecto al volumen total de la mezcla;

G_{mb} = gravedad específica bruta compactada;

P_b = porcentaje de asfalto total respecto al peso de la mezcla;

G_b = densidad del asfalto;

G_{sb} = gravedad específica bruta total del agregado pétreo combinado;

G_{mm} = gravedad específica teórica máxima de la mezcla asfáltica y;

P_s = contenido de agregado pétreo, expresado como porcentaje respecto al peso total de la mezcla.

⊙ Volumen de asfalto efectivo (VBE)

$$VBE = VB - VBA \quad (25)$$

Donde:

VBE= volumen de asfalto efectivo en porcentaje respecto al volumen total de la mezcla;

VB= volumen de asfalto total en porcentaje respecto al volumen total de la mezcla y;

VBA= volumen de asfalto absorbido en porcentaje respecto al volumen total de la mezcla.

⊙ Espesor aparente de la película de asfalto (AFT)

Es el grosor estimado promedio de la película de asfalto que cubre las partículas de agregado pétreo en una mezcla compactada.

$$AFT = \frac{1000 \times VBE}{S_s \times P_s \times G_{mb}} \quad (26)$$

Donde:

AFT= espesor aparente de la película de asfalto en μm ;

VBE= volumen de asfalto efectivo en porcentaje respecto al volumen total de la mezcla;

S_s= superficie específica del agregado;

G_{mb}= gravedad específica bruta compactada y;

P_s= contenido de agregado pétreo, expresado como porcentaje respecto al peso total de la mezcla.

Superficie específica del agregado mineral (S_s)

El área superficial del agregado contenido en una mezcla, expresada como superficie específica, es necesaria para calcular el espesor aparente de la película. Los valores de superficie específicos utilizados en el diseño y análisis de mezclas de concreto asfáltico no son valores de superficie específicos “verdaderos”, son valores de superficie específicos efectivos pues no se pueden definir con precisión, ya que se elimina del cálculo parte del polvo mineral más fino.

Los métodos tradicionales y altamente empíricos para calcular la superficie específica del agregado se integraron completamente en la práctica del diseño de mezclas, pero se basaron en gran medida en el juicio y la experiencia de ingeniería.

Los métodos presentados aquí están tomados del Informe 567 de NCHRP y han sido diseñados para proporcionar valores consistentes con los valores de superficie específicos agregados tradicionales. Un método muy fácil y preciso para estimar la superficie específica del agregado es agregar el% que pasa los tamices de 0.30, 0.15 y 0.075 mm y dividir por 5 (Christensen, 2006).

$$S_s \cong \frac{P_{0.30} + P_{0.15} + P_{0.075}}{5} \quad (27)$$

Donde:

S_s= superficie específica del agregado en m²/kg;

$P_{0.30}$ = porcentaje de material que pasa la malla de 0.30 milímetros;
 $P_{0.15}$ = porcentaje de material que pasa la malla de 0.15 milímetros y;
 $P_{0.075}$ = porcentaje de material que pasa la malla de 0.075 milímetros.

3.3.4 Verificación del comportamiento de la mezcla – Susceptibilidad a la humedad

El ensayo de resistencia a la humedad se realiza normalmente después de haber comprobado que el diseño de la mezcla cumpla con todos los requisitos para el grado de desempeño, la composición de la mezcla y la compactación.

La verificación consiste en la evaluación cualitativa de la durabilidad de la mezcla asfáltica a partir de la comparación de la resistencia obtenida entre especímenes sujetos a condiciones de deterioro y otros de características similares que actúan como patrón pues no se someten a acondicionamiento; para ambos conjuntos de probetas se busca un $7\% \pm 0.5\%$ de vacíos de aire en el material ya compactado.

El daño por humedad genera el desprendimiento o pérdida de adhesión entre el cementante asfáltico y el agregado pétreo, ocasionando una degradación estructural en la carpeta cuando la mezcla es colocada en la superficie de las capas de pavimento.

La metodología de prueba sigue lo estipulado en la norma AASHTO T 283 “*Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture-Induced Damage*”. Se requiere la fabricación de seis muestras, de las cuales tres serán acondicionadas bajo un proceso de saturación al vacío seguido de un ciclo de congelamiento (-18° C por 16 horas) y deshielo o acondicionamiento (60° C por 24 horas), mientras que las tres probetas restantes se mantienen en condición seca (Figura 3-28).

Una vez concluido el acondicionamiento, todas las probetas se llevan a 25° C en un baño maría para proceder al ensayo de los especímenes a tensión indirecta.

La sensibilidad a la humedad se evalúa de acuerdo a la relación de resistencia a la tracción promedio de los conjuntos acondicionados y no acondicionados; de ahí que, una mezcla se considera aceptable si la relación de resistencia es igual o superior al 80% y se observa que no exista evidencia de desprendimiento de las partículas.



Figura 3-28. Procedimiento de ensayo TSR.

FUENTE: Imagen capturada por el autor y esquema de elaboración propia.

Se determina la resistencia a tensión indirecta con la expresión que se indica en la ecuación 28, posteriormente se calcula la relación de probetas acondicionadas y secas.

$$S_t = \frac{2000P}{\pi tD} \quad (28)$$

Donde:

S_t = resistencia a tensión indirecta en kPa;

P= carga máxima en N;

t= altura del espécimen en mm y;
D= diámetro del espécimen en mm.

$$TSR = \frac{S_{t(acondicionadas)}}{S_{t(secas)}} \quad (29)$$

Donde:

TSR= relación de tensión indirecta;

$S_{t(acondicionadas)}$ = resistencia a la tensión de las muestras acondicionadas y;

$S_{t(secas)}$ = resistencia a la tensión de las muestras sin acondicionamiento.

3.3.5 Elaboración de especímenes de prueba

Una vez completado el diseño para cada uno de los cementos asfálticos se elaboraron las mezclas con el contenido óptimo de asfalto de 5.6% respecto a la masa total de la mezcla.

La preparación de especímenes se llevó a cabo de acuerdo con las temperaturas de compactación y mezclado, las cuales fueron previamente obtenidas para cada variante de aglutinante en el diseño de la mezcla.

A diferencia de los especímenes utilizados durante el diseño volumétrico y para el ensayo TSR, para la prueba de desempeño en que se basa esta tesis (fatiga), se utilizaron moldes prismáticos para la elaboración de placas de concreto asfáltico (400 ± 5 mm de largo, 300 ± 5 mm de ancho y 70 ± 2 mm de espesor).

Dado que la norma para el ensayo de fatiga no impone ningún tipo particular de dispositivo para la compactación, la elección acertada de las condiciones de ensayo depende de las posibilidades y de la gama de trabajo del dispositivo que se utilice, por lo que, en este trabajo se utilizó un compactador lineal de tipo rodillo de acero.

Para la elaboración de este tipo de placas, se hizo referencia a la norma europea EN 12697-22, en donde, además, se proporciona un método sencillo para estimar la cantidad de mezcla asfáltica para la elaboración de las probetas como se desglosa en la ecuación 30.

$$M = 10^{-6} \cdot L \cdot l \cdot e \cdot G_{mm} \cdot \frac{100 - V_a}{100} \quad (30)$$

Donde:

M= masa de la mezcla compactada en g;

L= largo de la probeta o placa en mm;

l= ancho de la probeta o placa en mm;

e= espesor de la probeta o placa en mm;

G_{mm} = densidad relativa teórica máxima o densidad RICE en kg/m^3 y;

V_a = porcentaje de vacíos de aire buscado en la mezcla asfáltica.

Si bien la formulación anterior proporciona una aproximación de la cantidad de material a utilizar, no es aplicable a todo tipo de granulometrías, por lo cual, se recomienda fabricar varios especímenes cambiando la cantidad de material con el objetivo de lograr el porcentaje de vacíos de aire buscado.

En la Figura 3-29 se presentan las placas fabricadas: dos por tipo de asfalto utilizado, haciendo un total de 18 especímenes.



Figura 3-29. Total de placas fabricadas para extracción de vigas de prueba.
FUENTE: Imagen capturada por el autor.

A partir de las placas elaboradas, se realiza el ensayo de densidad de la misma forma que con las probetas de diseño y se comprueba el porcentaje de vacíos en la muestra para continuar con la extracción de vigas, realizando el procedimiento de corte en una mesa de disco para así obtener los especímenes de prueba con dimensiones de 380 mm de largo por 50 mm de altura y 63 mm de ancho. De cada placa fueron cortadas 4 vigas, por lo que el total de especímenes para el ensayo de fatiga fueron 72 muestras.

El procedimiento para obtener el porcentaje de vacíos en las probetas cortadas debe realizarse por última vez, pues es la cantidad real de vacíos en la mezcla que se analizará. En esta investigación se analizaron las vigas con $4\% \pm 1\%$ de vacíos de aire como ya se especificó antes; la razón es que se pretende estudiar mezclas densas con características estructurales y que puedan ser consideradas para el diseño de un pavimento.

3.4 ENSAYOS DE FATIGA EN MEZCLAS ASFÁLTICAS

Como ya se comentó en el capítulo 2, la resistencia a la fatiga de una mezcla asfáltica es una cualidad prioritaria en cuanto a su vida útil, por lo que es indispensable una predicción precisa de sus propiedades.

Los ensayos de fatiga se relacionan con la capacidad del material a soportar cargas a largo plazo, lo cual es fundamental en el diseño y análisis financiero de un pavimento flexible; por lo anterior, es necesaria la evaluación de las mezclas asfálticas mediante la ejecución de pruebas de desempeño que permitan correlacionar su respuesta a la ocurrencia de daños en los pavimentos como lo es el agrietamiento.

El ensayo estándar para determinar la resistencia ante la fatiga a escala de laboratorio está definido por la norma AASHTO T 321 *“Determining the Fatigue Life of Compacted Hot-Mix Asphalt (HMA) Subjected to Repeated Flexural Bending”*, procedimiento mediante el cual se reproduce el comportamiento de una mezcla asfáltica a través de varias probetas que se someten a una serie de deformaciones repetidas.

Alfaro *et al.* (2016) afirman que los resultados de ensayos de fatiga suelen presentar una importante dispersión debida a la naturaleza aleatoria del fenómeno y a la heterogeneidad de los materiales compuestos, razón por la que se requiere un número elevado de muestras a ensayar para cada tipo de mezcla asfáltica y de esta manera obtener datos suficientemente representativos de las mezclas fabricadas.

Dentro de la campaña de experimentos de esta tesis y de acuerdo con la variedad de pruebas que existen para determinar la fatiga en mezclas asfálticas, se estableció realizar el ensayo de flexión en cuatro puntos sobre probetas prismáticas (señaladas en el apartado 2.4.2.3).

Para evitar el fenómeno de fluencia en las muestras, una vez cortadas se almacenaban sobre soportes rígidos en una habitación a una temperatura de 20° C durante mínimo dos horas como forma de acondicionamiento previo al ensayo que se lleva a cabo a la misma temperatura dentro de una cámara de condiciones controladas. Se utilizó una prensa servo-neumática *Controls* (Figura 3-30) para aplicar carga a las vigas de prueba; este equipo contempla una base cuyo mecanismo permite la libre traslación y rotación de las abrazaderas y aplica la carga en los puntos centrales, mientras que las abrazaderas exteriores funcionan como sujeción del espécimen. Se cuenta con un actuador que provee un control preciso de las formas de onda de carga sinusoidal, así como un sensor LVDT para medir la deflexión real de la viga y es colocado en la parte superior de la probeta. Además, se adhiere a la viga un termopar para observar si existen cambios de temperatura en el espécimen y poder identificar posibles anomalías en el comportamiento de la mezcla.



Figura 3-30. Equipo para ensayos de flexión en cuatro puntos sobre vigas de concreto asfáltico.

FUENTE: www.controls-group.com

Los ensayos se llevaron a cabo a deformaciones controladas, sometiendo las muestras a ciclos de carga con deformación constante para determinar el esfuerzo variable en el tiempo expresado como ciclos de carga. Se fijaron 4 deformaciones

(750 μ s, 600 μ s, 450 μ s y 300 μ s) para cada tipo de mezcla de manera que se tuvieran varios puntos en la ley de fatiga del material.

Como lo indica la norma para este ensayo, se detuvieron las pruebas de acuerdo con el método clásico de ruptura, es decir, cuando la probeta muestre una caída del 50% de su rigidez inicial, definida como la rigidez obtenida en el ciclo 50 de carga.

Es posible calcular periódicamente (en cada repetición de carga, cada diez repeticiones, cien repeticiones, etc.) a lo largo del ensayo, el esfuerzo máximo, la deformación máxima, la rigidez, el ángulo de fase, así como la energía disipada de acuerdo a las siguientes formulaciones:

Para la señal de esfuerzo:

● Esfuerzo máximo (σ_t en Pa)

$$\sigma_t = \frac{0.357 P}{b \cdot h^2} \quad (31)$$

Donde:

P= carga pico a pico aplicada por el actuador en N;

b= ancho promedio de la muestra en m y;

h= altura promedio de la muestra en m.

Para la señal de deformación:

● Deformación máxima (ε_t en m/m)

$$\varepsilon_t = \frac{12\delta h}{3L^2 - 4a^2} \quad (32)$$

Donde:

δ = deflexión máxima en el centro de la viga en m;

h= altura promedio de la muestra en m.

L= longitud de la viga entre abrazaderas externas o clamps (0.357m).

a= espacio entre las abrazaderas internas o clamps (0.119 m) y;

A partir de estos resultados se calculan las características mecánicas suponiendo que el material es verdaderamente lineal durante la primera aproximación.

Se calcula entonces la rigidez a partir de la amplitud del esfuerzo y la deformación como sigue:

⊗ Rigidez a flexión (S en Pa)

$$S = \frac{\sigma_t}{\varepsilon_t} \quad (33)$$

Donde:

σ_t = esfuerzo máximo en Pa y;

ε_t = deformación máxima en m/m.

⊗ Ángulo de fase (φ en grados)

El ángulo de fase es el desfase entre la señal del esfuerzo y la deformación:

$$\varphi_t = 360f \cdot s \quad (34)$$

Donde:

f= frecuencia de carga en Hz y;

s= tiempo de desfase entre P_{\max} y δ_{\max} en s.

⊗ Energía disipada por ciclo (D en J/m³)

La energía disipada por los ciclos de carga sinusoidal se calcula para la señal de la deformación media de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$D = \pi \cdot \sigma_t \cdot \varepsilon_t \cdot \text{sen}(\varphi_t) \quad (35)$$

Donde:

σ_t = esfuerzo máximo en Pa;

ε_t = deformación máxima en m/m y;

φ_t = ángulo de fase en grados.

3.4.1 Curvas de Fatiga

Desde pruebas realizadas en 1990 en vigas a flexión en cuatro puntos se ha hecho uso del modelo de fatiga mostrado en la ecuación 36 para estimar el número de repeticiones de carga hasta el fallo en función del esfuerzo aplicado a la viga.

$$N_f = k_1 * \varepsilon_t^{k_2} \quad (36)$$

Donde:

ε_t = deformación por tensión en la ubicación crítica, en m/m

N_f = número de ciclos de carga que asemejan las repeticiones de un eje equivalente de 18 kips que finalmente conducen al agrietamiento en un pavimento.

k_1, k_2 = coeficientes de regresión

Más tarde y aún en la actualidad la forma más común para la predicción de la vida fatiga está en función de la deformación y módulo de rigidez de la mezcla asfáltica, como se suele expresar en la ecuación 37 (Way *et al.*, 2012).

$$N_f = k_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{k_2} \left(\frac{1}{E}\right)^{k_3} = k_1 (\varepsilon_t)^{-k_2} (E)^{-k_3} \quad (37)$$

Donde:

N_f = número de repeticiones hasta el fallo por fatiga

ε_t = deformación por tensión en la ubicación crítica

E = rigidez del material

k_1, k_2, k_3 = parámetros de calibración de laboratorio

3.4.2 Cálculo analítico de la vida a fatiga de las mezclas asfálticas en secciones estructurales

El dimensionamiento analítico de un pavimento está basado en el cálculo de las respuestas estructurales en una sección. Esto es, conocer la distribución de esfuerzos, deformaciones y deflexiones producidos por la acción de cargas del tráfico y condiciones climáticas, a través de la modelización de su comportamiento en un medio multicapa.

Una vez conocida la respuesta estructural en el pavimento, es posible determinar el número de aplicaciones de carga que la capa de mezcla asfáltica permite soportar antes de llegar a la falla.

En la actualidad, existe una amplia variedad de programas para el dimensionamiento de pavimentos flexibles (por ejemplo: ÉCO-ROUTE™, GAMES, PITRA PAVE, PerRoad, WinJULEA, Kenlayer, entre muchos otros), en los cuales, se modela una estructura compuesta por una serie de capas de espesores definidos y generalmente son consideradas como un medio elástico, lineal, isótropo y homogéneo, el cual, es representado por un coeficiente de Poisson y un módulo de elasticidad propios del material. Estos, son los inputs o parámetros de entrada para obtener un modelo de respuesta.

Una vez hecho el análisis para determinadas condiciones de un pavimento, se obtiene una serie de resultados en donde se destaca la deformación horizontal en la capa de concreto asfáltico; valor que se introduce directamente en la ley de fatiga obtenida del ensayo a flexión de cada tipo de mezcla estudiada y con ello, es posible determinar el número de repeticiones de carga que la mezcla puede soportar antes de llegar a la fatiga.

Dirección General de Bibliotecas UAG

CAPÍTULO IV

4 RESULTADOS INTERPRETACIÓN Y ANÁLISIS

En este capítulo se muestran los resultados obtenidos de la parte experimental, que corresponden a los valores representativos para cada ensayo según la cantidad de muestras analizadas. Se discuten los efectos producidos en cada prueba, relacionando lo obtenido con el desempeño en las mezclas.

4.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

4.1.1 Agregado mineral

Debido a que aproximadamente el 85% del volumen de una mezcla asfáltica densa está compuesta por agregado pétreo, el rendimiento de un pavimento flexible está fuertemente influenciado por las características de los agregados.

Como parte del proceso del diseño de una mezcla es esencial comprender a fondo las propiedades del agregado mineral, cómo se relacionan con el desempeño de la mezcla asfáltica y cómo se especifican y controlan sus características. En la Tabla 4-1 están resumidas las propiedades del agregado mineral empleado; estos resultados se compararon con las especificaciones de calidad para pétreos de mezclas en caliente con la finalidad de corroborar su cumplimiento en las normativas aplicables.

Tabla 4-1 Resultados de ensayos de calidad en agregados pétreos.

Prueba	Agregado	Especificación			Método de ensayo
		SUPERPAVE ¹	Protocolo AMAAC ²	Normativa SCT ³	
Propiedades de consenso					
Angularidad gruesos	100%	95/90 mín.	90% mín.	85% mín.	ASTM D5821
Angularidad finos	51.8%	45% mín.	40% mín.	45% mín.	ASTM C1252
Equivalente de arena	70%	45% mín.	50% mín.	50% mín.	ASTM D2419
Partículas planas y alargadas (5:1)	2%	10% máx.	10% máx.	40% máx.	ASTM D4791
Propiedades de origen					
Desgaste de los Ángeles	16.2%	-	30% máx.	30% máx.	ASTM C131
Intemperismo acelerado	6.4%	-	15% máx.	15% máx.	ASTM C88
Propiedades complementarias					
Desgaste Micro-deval	5.60%	-	18% máx.	18% máx.	ASTM D6928
Azul de metileno	12 ml/g	-	15 ml/g máx.	15 ml/g máx.	Recomendación AMAAC RA/05
Propiedades gravimétricas					
Densidad relativa bruta (G_{sb})	2.595	-	-	2.4 mín.	ASTM C127
Absorción	2.3%	-	-	-	ASTM C128

1 Superpave Volumetric Mix Design (AASHTO M323).

2 Protocolo AMAAC (PA-MA 01/2013).

3 Secretaría de Comunicaciones y Transportes (N-CMT-4-04/17).

Los resultados anteriores revelan excelentes propiedades del agregado mineral analizado, pues al cotejarlos con los requerimientos de calidad se observa que cumplen sin problema e incluso tienen características para desempeñarse en mezclas densas para pavimentos con tránsitos mayores.

Se comenta enseguida una sencilla interpretación de los resultados contenidos en la tabla anterior:

- * Poniendo atención en el efecto producido por la combinación de la forma, textura y angularidad, es posible afirmar que existe una buena trabazón entre las partículas y es posible evitar la formación de surcos o deformación excesiva en las mezclas asfálticas sometidas a repeticiones de carga.
- * El nivel obtenido de partículas alargadas y lajeadas no parece ser perjudicial en el rendimiento de las mezclas asfálticas que se fabricaron, puesto que las partículas no son propensas a romperse con facilidad durante el manejo de la mezcla.
- * Debido a que el valor de azul de metileno parece ser un mejor indicador de arcillas nocivas en el agregado fino que la prueba de equivalente de arena, se decidió agregar este ensayo en la caracterización del pétreo, siendo satisfactorio el resultado obtenido.
- * En lo referente al desgaste por abrasión de los agregados, determinado ya sea por la máquina de los ángeles o micro-deval e inclusive el intemperismo acelerado, se obtuvieron valores de pérdida despreciables, lo que se relaciona con una baja descomposición del agregado mineral durante el manejo, mezclado y compactación. Es importante no referirse al desgaste a largo plazo de la mezcla pues estas pruebas no logran medir este alcance.
- * Se puede notar que, a pesar de contar con buenas propiedades, el agregado presenta una alta absorción, por lo que las condiciones de curado de la mezcla requerirán mayor tiempo de envejecimiento.

Por su parte, la Figura 4-1 muestra la granulometría original del material, la cual, al sobreponerse en los puntos de control de Superpave, se observa que es necesario hacer un ajuste en la distribución para así convertirla al huso granulométrico que marca la especificación y funcione para el adecuado diseño de mezclas asfálticas.

La combinación de tamaños final se detalla más adelante en la sección 4.2.1 Selección de la estructura del agregado.

Tamiz Denominación	% Pasa
1 1/2"	100.0
1"	100.0
3/4"	99.7
1/2"	80.1
3/8"	63.2
1/4"	48.5
N°4	40.2
N°8	29.0
N°16	21.7
N°30	16.8
N°50	14.8
N°100	11.9
N° 200	10.6

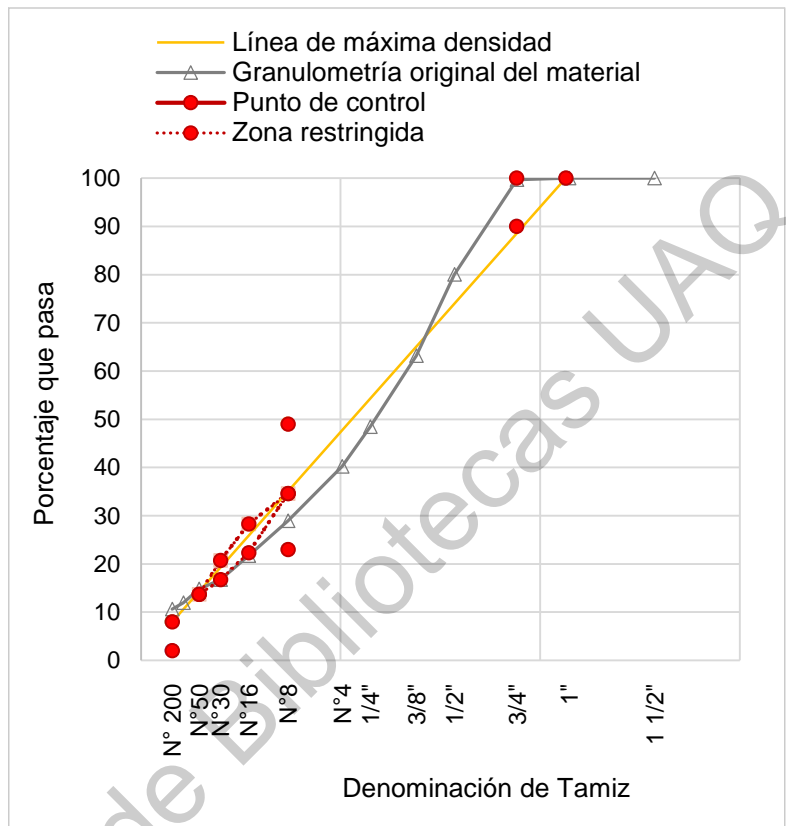


Figura 4-1. Distribución granulométrica de los agregados pétreos.
FUENTE: Elaboración propia.

4.1.2 Cemento asfáltico

A continuación, aparecerán los resultados que describen las propiedades de los cementos asfálticos utilizados y la manera en que estos responden con la temperatura y frecuencias de carga.

Conforme se avanza, se irá comprendiendo cómo la composición de cada cemento asfáltico afecta en su desempeño y el de la mezcla asfáltica.

4.1.2.1 Pruebas de consistencia

La Figura 4-2 muestra los resultados de la prueba de penetración obtenidos para cada cemento asfáltico.

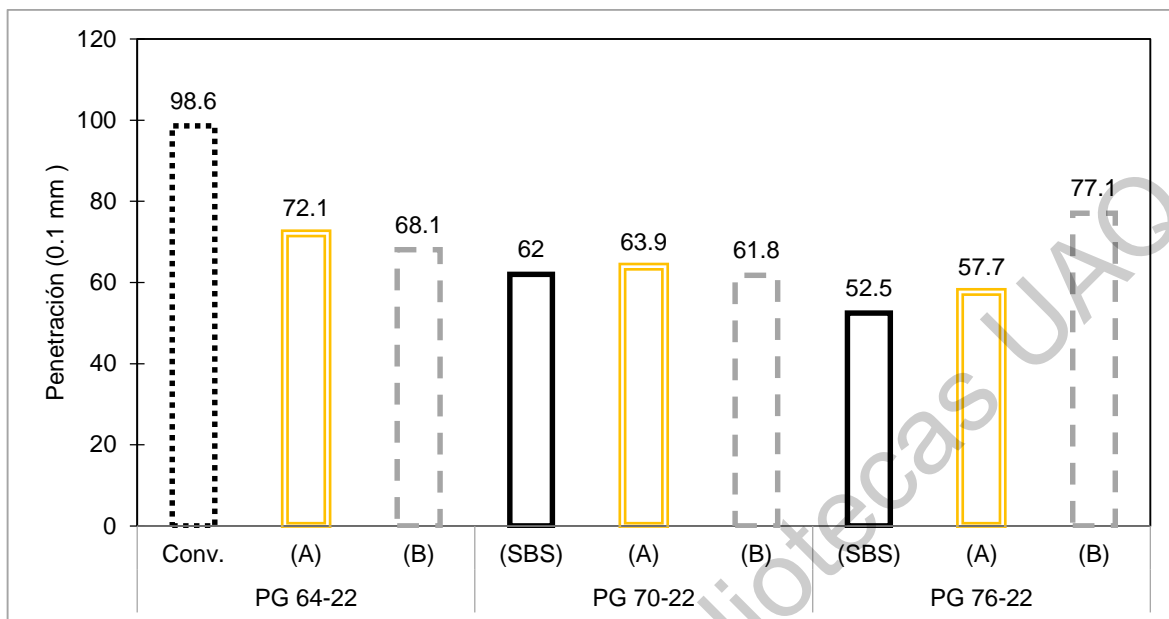


Figura 4-2. Resultados de penetración de los diferentes cementos asfálticos.
FUENTE: Elaboración propia.

Tabla 4-2. Resultados de viscosidad a partir de valores de penetración.

	Viscosidad (Poise)		
	PG 64-22	PG 70-22	PG 76-22
CONV.	1.02E+06	-	-
(SBS)	-	2.91E+06	4.23E+06
(A)	2.07E+06	2.72E+06	3.42E+06
(B)	2.36E+06	2.93E+06	1.78E+06

Ecuación (1)

Los cementos asfálticos de grado PG 64-22 demuestran un comportamiento lógico, puesto que el primero, que no contiene ningún tipo de modificador, presenta el valor de penetración más alto, es decir, es el menos viscoso de los nueve ligantes, como se confirma en la Tabla 4-2.

Para los grados PG 70-22 se tiene que el asfalto modificado con el concentrado (A) tiene una penetración ligeramente mayor que aquel elaborado con el concentrado (B), mismo caso que en los PG 64-22 con hule (A y B); lo anterior indica que los

ligantes elaborados con concentrado (B) son más viscosos a 25°C que los que contienen hule con el concentrado (A). Caso contrario sucede con los asfaltos PG 76-22, donde puede observarse que para el caso (A), la penetración es notablemente menor que en el caso (B). Este argumento da señal de una discrepancia en el comportamiento del último asfalto (PG 76-22 (B)), lo cual se revisará con otros ensayos para determinar qué es lo que altera el comportamiento de los cementos asfálticos modificados con este concentrado.

Propiedades del asfalto original

Se probaron los cementos asfálticos antes de envejecimiento. La Tabla 4-3, presenta los resultados de pruebas tradicionales en cementos asfálticos; el punto de ignición como parte de protocolo de seguridad para el manejo del aglutinante, por su parte, la viscosidad rotacional garantiza la trabajabilidad del cemento asfáltico, al ser suficientemente fluido para ser bombeado sin tener complicaciones en las operaciones de modificación en planta.

Tabla 4-3. Características de los cementos asfálticos.

ENSAYO DEL CEMENTO ASFÁLTICO ORIGINAL	Método / Parámetro	RESULTADOS								
		PG 64-22			PG 70-22			PG 76-22		
		Conv.	(A)	(B)	SBS	(A)	(B)	SBS	(A)	(B)
Punto de Ignición, °C	AASHTO T48 / 230 mín.	285	265	296	285	237	265	290	260	271
Viscosidad rotacional a 135°C, Pas-s	AASHTO T316 / 3máx.	0.411	0.483	0.588	0.833	0.931	1.167	0.953	1.317	1.480
Peso específico a 25°C, g/cm ³	AASHTO T228 / Reporte	1.010	1.031	1.031	1.021	1.042	1.037	1.029	1.046	1.036

Por último, se determinó la densidad de cada uno de los asfaltos con el objetivo de utilizar este valor para el diseño de las mezclas; la densidad tiene que ver con la composición molecular de cada aglutinante, por lo que puede asegurarse que las bases asfálticas que se usaron en la modificación fueron manipuladas en diferente

proporción, lo cual hace que sus componentes (asfaltenos y maltenos) provoquen variaciones naturales en las propiedades del material.

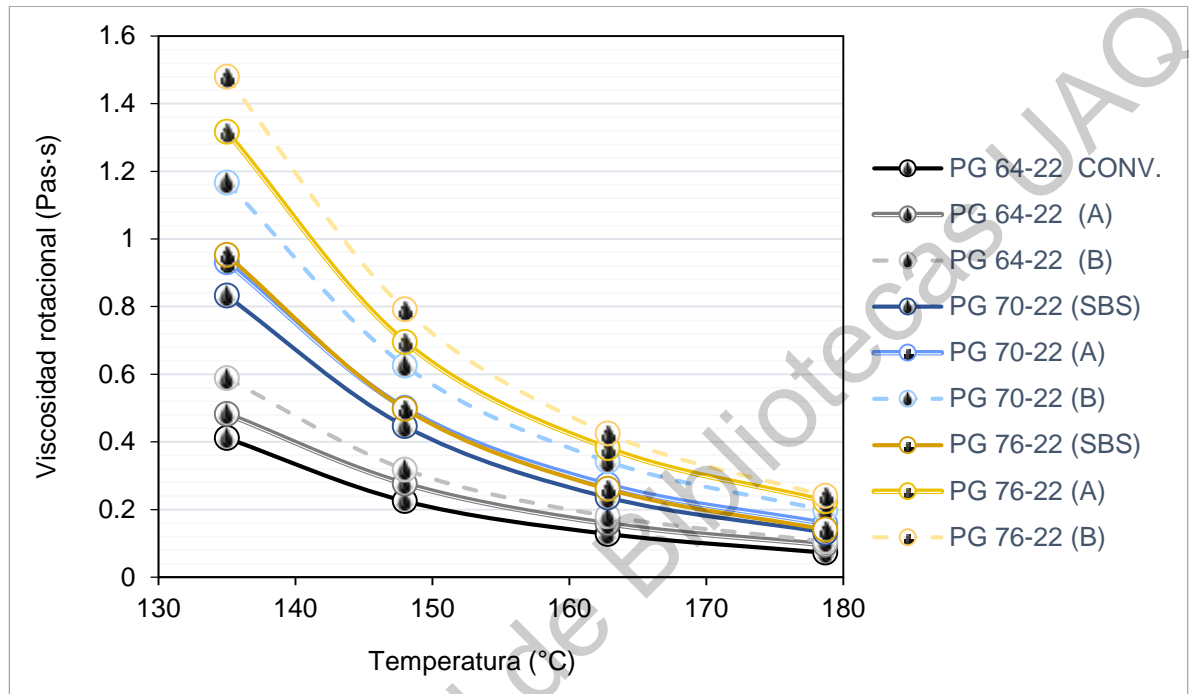


Figura 4-3. Viscosidad rotacional de cementos asfálticos.
FUENTE: Elaboración propia.

De la Figura 4-3, los aglutinantes modificados de grado más alto estudiados (PG 76-22) han mostrado una viscosidad mayor a 135°C en comparación con los demás asfaltos, este comportamiento se espera pues son aglomerantes más duros. No obstante, se observa que para el asfalto PG 70-22 (B) la viscosidad es aún mayor que el PG 76-22 (SBS). En otras palabras, para este caso, el polímero SBS por si solo podría proporcionar un grado de desempeño mayor, manteniendo la viscosidad del cemento asfáltico más baja. Cuanto menor es la viscosidad del aglutinante, menor es la temperatura de mezclado y compactación, y eventualmente, menores emisiones de gases de efecto invernadero (Mirzaiyan, 2019).

Cabe mencionar que todas las viscosidades Brookfield obtenidas a 135°C, se encuentran por debajo de la máxima permitida (3 Pas-s), lo que indica que

presentan la fluidez necesaria para ser bombeados y para su manejo en planta de mezclado.

4.1.2.2 Reología de los cementos asfálticos

● Determinación del grado de desempeño

A partir del asfalto original y una vez envejecidos en el horno RTFO y posterior a PAV, se obtuvieron los parámetros viscoelásticos para cada ligante. En la Tabla 4-4 se presentan los resultados obtenidos de los ensayos en el reómetro de corte dinámico de las muestras para la determinación de su grado de desempeño.

Tabla 4-4. Propiedades viscoelásticas de los cementos asfálticos.

ENSAYO DEL CEMENTO ASFÁLTICO ORIGINAL	Método / Especificación	RESULTADOS								
		PG 64-22			PG 70-22			PG 76-22		
		Conv.	(A)	(B)	SBS	(A)	(B)	SBS	(A)	(B)
G*/Sen(δ), kPa	AASHTO T315 / 1.00 mín.	1.214	1.048	1.533	1.703	1.445	1.712	1.078	1.076	1.192
DEL RESIDUO DE RTFO										
Pérdida de masa, %	AASHTO T240 / 1.00 máx.	0.479	0.681	0.29	0.977	1.21	0.747	0.748	1.27	0.737
Temperatura, °C	-	64	64	64	70	70	70	76	76	76
G*/Sen(δ), kPa	AASHTO T315 / 2.20 mín.	3.796	3.151	3.523	6.190	5.225	4.622	3.579	3.633	2.716
DEL RESIDUO DE PAV										
Temperatura, °C	-	25	25	25	28	28	28	31	31	31
G*Sen(δ), kPa	AASHTO T315 / 5000 máx.	4765	3810	3988	3859	3848	2564	2933	2359	1858
Temperatura, °C	-	-12	-12	-12	-12	-12	-12	-12	-12	-12
S(t)	AASHTO T313 / 300 máx	145	128	222	154.5	200	170	163	192	137
Valor m	AASHTO T313 / 0.300 mín.	0.316	0.297	0.315	0.314	0.307	0.334	0.300	0.302	0.324

De acuerdo con los resultados obtenidos en el DSR en la condición de asfalto original se observa que los ligantes del proveedor (A) exhiben una menor rigidez en comparación con los asfaltos (B). Sin embargo, una vez que son envejecidos, los primeros muestran una rigidización importante debido a la elevada pérdida de volátiles en su composición, lo cual puede observarse en el parámetro de pérdida de masa, que asciende a casi el doble en los asfaltos (A) comparados con los (B).

Cabe destacar que el producto (A) no cumple con las especificaciones de la normativa que rige este último parámetro para el caso de los grados PG más altos y que se remarcan en la tabla anterior.

Es importante destacar que, para la mayoría de los casos, el asfalto convencional y los modificados con polímero SBS tienen mayor rigidez que los cementos asfálticos modificados con hule molido (A y B), para las condiciones de envejecimiento a corto y largo plazo, por lo que demuestran mejor respuesta a la deformación permanente pero mayor susceptibilidad al agrietamiento por fatiga de acuerdo con el parámetro $G^* \cdot \text{Sen}(\delta)$, no obstante, se deberán analizar los resultados de las pruebas mecánicas de los cementos asfálticos y en las mezclas asfálticas para corroborar este comportamiento sobre todo por tratarse de asfaltos modificados.

Los resultados de la tabla de propiedades viscoelásticas son únicamente parámetros que sirven como control y una forma de clasificación, pues de acuerdo con el sistema PG, se esperaría que todos los aglutinantes del mismo grado de rendimiento trabajen igual en las mismas condiciones de tráfico y ambientales, independientemente de cómo se produjeron (Anderson *et al.*, 2010).

● Evaluación de propiedades mecánicas

Si bien la clasificación PG captura el efecto viscoelástico del material por medio del parámetro $G^* / \text{Sen}(\delta)$, no aclara los beneficios de la modificación elastomérica debido al pequeño impacto que presenta el ángulo de fase (δ) en el

valor general, por ello, se usa la prueba MSCR para caracterizar el desempeño esperado frente a la deformación permanente de asfaltos modificados. Por otro lado, el efecto de las solicitaciones de carga simuladas por medio del ensayo LAS permitió evaluar el desempeño de los asfaltos ante el agrietamiento por fatiga, fuera del rango lineal que utiliza el grado PG para su evaluación del parámetro $G^* \cdot \text{Sen}(\delta)$.

● Creep repetido multi-esfuerzo (MSCR)

Con motivo de caracterizar el rendimiento esperado a deformación permanente de los asfaltos modificados, la prueba MSCR se llevó a cabo aplicando niveles más altos de esfuerzo y deformación en el cemento asfáltico que las fuerzas aplicadas en las pruebas PG, con el fin de representar lo que realmente ocurre en un pavimento, captando mediante este ensayo los efectos de rigidez del hule y el polímero, además de los efectos elásticos producidos en la matriz de los asfaltos modificados.

La prueba permite determinar un par de parámetros: la acumulación de energía representada como el Creep compliance no recuperable (J_{nr}) y la capacidad de recuperación a las deformaciones permanentes mostrada como el porcentaje de recuperación elástica (%RE), ambos obtenidos corriendo el ensayo a la temperatura alta del PG de cada uno de los CA estudiados. Los resultados de J_{nr} se ilustran en la Figura 4-4.

Si bien el requisito primordial para J_{nr} es su determinación con esfuerzo cortante de 3.2 kPa, los resultados para esfuerzo de 1 kPa son también importantes pues indican la sensibilidad a los cambios en el esfuerzo de corte, que no debe exceder de una diferencia de 0.75 respecto al esfuerzo alto. El ligante 76-22 (B), es decir, el modificado con concentrado de menor proporción no cumple con esta condición.

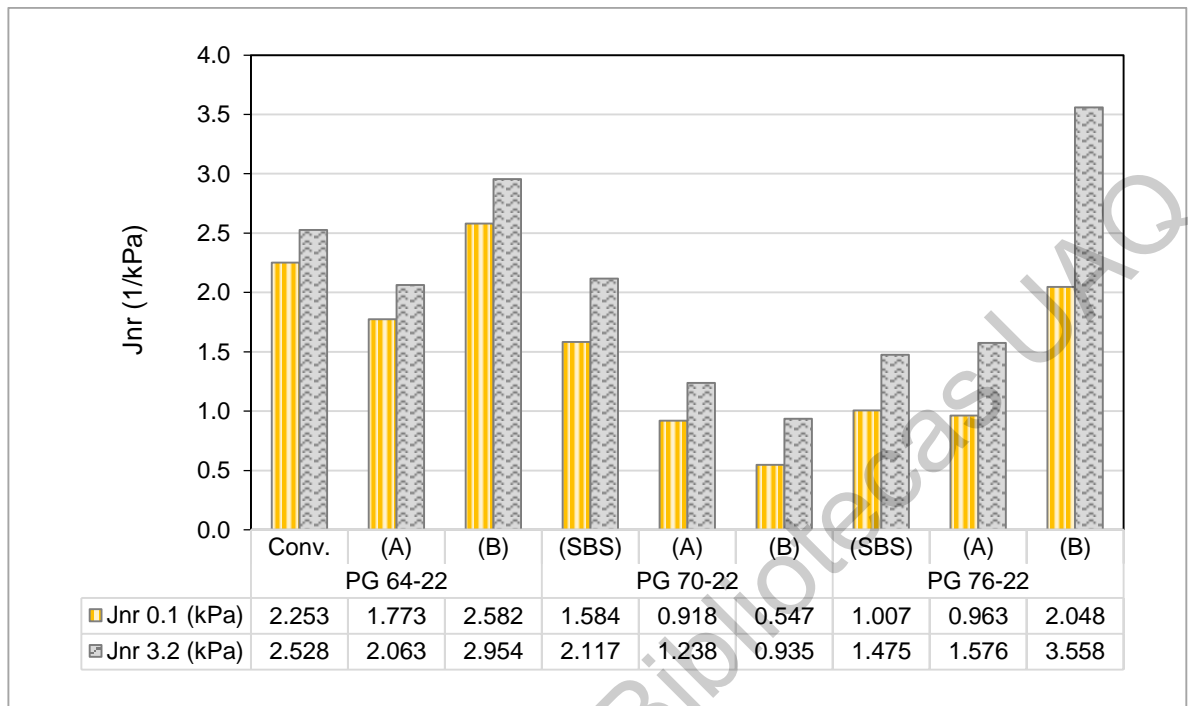


Figura 4-4. Creep compliance no recuperable (J_{nr}) de los cementos asfálticos.
FUENTE: Elaboración propia.

A partir del valor obtenido para el J_{nr} a un esfuerzo de 3.2 kPa, es posible determinar la mayor carga de tráfico en ejes equivalentes de 8.2 ton que puede soportar el asfalto en su uso para pavimentos, así como la velocidad de aplicación de las cargas.

En la AASHTO M332 y la Norma mexicana actual de la SCT para clasificación de asfaltos, la mayor carga de tráfico se explica al aumentar la rigidez requerida por el asfalto a la temperatura de grado, es decir, reduciendo el J_{nr} . La Tabla 4-5 expone la "reclasificación" del grado PG para los cementos analizados, agregando una letra que indica el grado de ajuste que se hace por el valor de creep compliance obtenido.

Tabla 4-5. Clasificación de cementos asfálticos por grado PG de acuerdo a la Norma de SCT 2018.

Clasificación PG	Nomenclatura por tipo de modificador	Jnr 3.2 (kPa)	Indicador	Clasificación Jnr
PG 64-22	Convencional	2.528	$2 \leq \text{Jnr}3.2 \text{ kPa} \leq 4$	PG 64S-22
	(A)	2.063	$2 \leq \text{Jnr}3.2 \text{ kPa} \leq 4$	PG 64S-22
	(B)	2.954	$2 \leq \text{Jnr}3.2 \text{ kPa} \leq 4$	PG 64S-22
PG 70-22	(SBS)	2.117	$2 \leq \text{Jnr}3.2 \text{ kPa} \leq 4$	PG 70S-22
	(A)	1.238	$1 \leq \text{Jnr}3.2 \text{ kPa} \leq 2$	PG 70H-22
	(B)	0.935	$0.5 \leq \text{Jnr}3.2 \text{ kPa} \leq 1$	PG 70V-22
PG 76-22	(SBS)	1.475	$1 \leq \text{Jnr}3.2 \text{ kPa} \leq 2$	PG 76H-22
	(A)	1.576	$1 \leq \text{Jnr}3.2 \text{ kPa} \leq 2$	PG 76H-22
	(B)	3.558	$2 \leq \text{Jnr}3.2 \text{ kPa} \leq 4$	PG 76S-22

Con relación a los datos de tabla anterior, es posible asociar cada uno de los ligantes a su aplicación en mezclas para pavimentación de acuerdo con la calidad para el grado de desempeño que estos ofrecen, teniendo entonces que:

1. Los cementos asfálticos que corresponden a la letra S (Estándar) podrán ser utilizados para tráfico normal con un máximo de diez millones de ejes equivalentes acumulados y velocidad de operación mayor a 70 km/h.
2. Aquellos asfaltos para los cuales el nivel de ajuste resultó "H", tienen aplicación para pavimentos flexibles con $10^6 \leq \Sigma L \leq 30 \times 10^6$, restringiendo su velocidad de operación a más de 20 km/h.
3. Por último, el aglutinante que obtuvo la letra V como complemento de la clasificación PG, tendrá uso en pavimentos donde transiten un máximo de 30 millones de ESAL's incluso cuando la velocidad sea inferior a 20 km/h, o bien, capaz de soportar más de 30 millones de ejes equivalentes acumulados cuando su velocidad de operación sea mayor de 20 km/h.

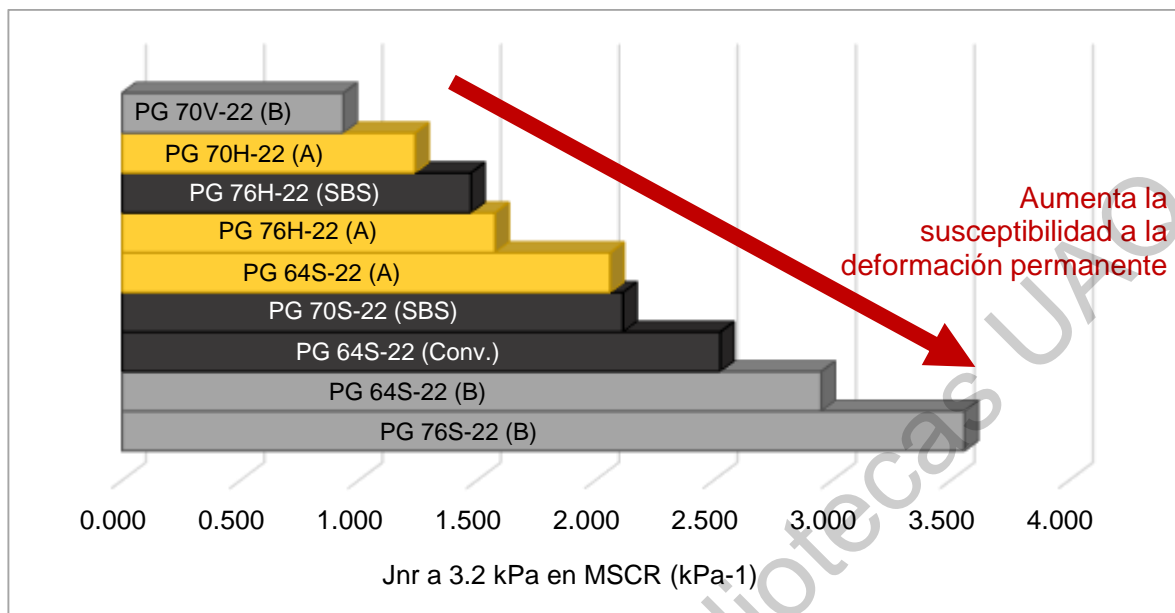


Figura 4-5. Desempeño ante deformación permanente de los cementos asfálticos.

FUENTE: Elaboración propia.

Se han graficado en la Figura 4-5 los asfaltos utilizados en este proyecto de acuerdo con su competencia a soportar las deformaciones permanentes. Se observa que el CA de grado PG 70V-22 (B) es el que mejor comportamiento tiene frente al fenómeno de roderas que podrían presentarse en un pavimento con este tipo de asfalto, sin embargo, se deberá hacer notar la recuperación elástica que presenta cada uno, pues es aquí donde es posible identificar la manera en que contribuyen los modificadores en cada uno de los aglomerantes.

Hay que recordar que los asfaltos que se modificaron con hule de NFU, contienen también una porción de SBS, pero, siendo que todos tienen la misma proporción de hule, los cambios ocurridos pueden ser debidos al polímero, o bien, al efecto que presenta el concentrado de cada proveedor (A o B) provocado por el porcentaje inicial de hule en la concentración.

Si se presta atención en el convencional y los modificados únicamente con SBS, se puede afirmar que el porcentaje de polímero utilizado se va incrementando

conforme el grado de desempeño aumenta, para formar un cemento asfáltico con mayor recuperación debida a las propiedades elastoméricas del SBS.

Para los cementos asfálticos modificados con el concentrado (A), se tiene un aumento en la recuperación elástica conforme aumenta el grado de desempeño, lo cual es bueno pues el hule y el polímero trabajan adecuadamente para contrarrestar la rigidez de un cemento asfáltico cada vez más duro.

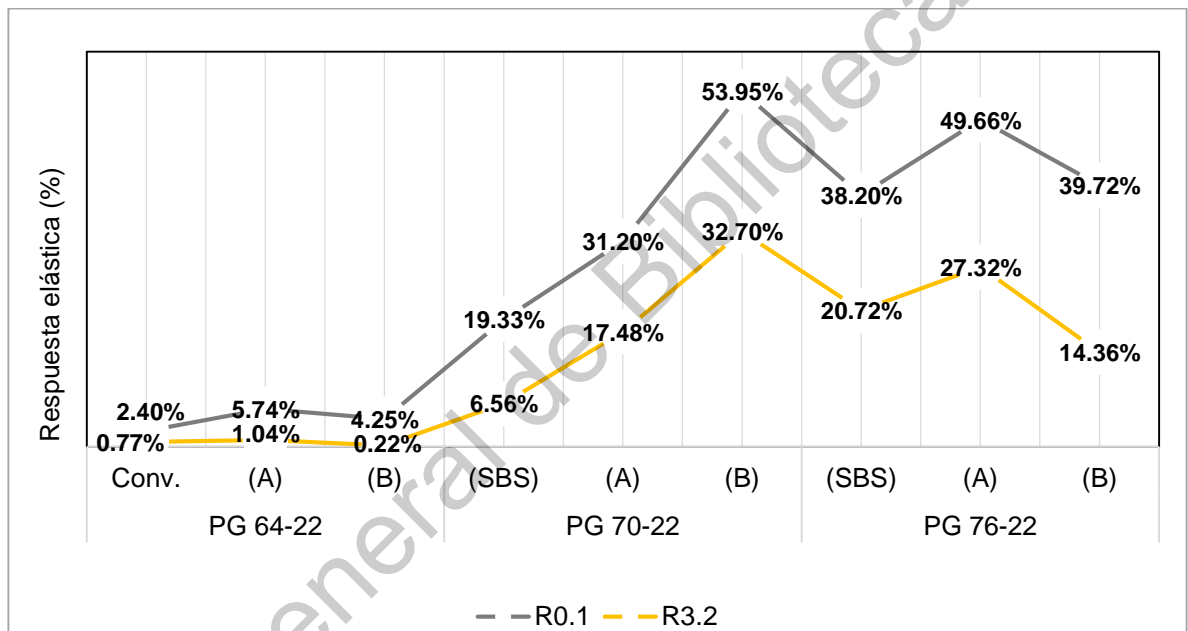


Figura 4-6. Recuperación elástica (%RE) obtenida de la prueba MSCR
FUENTE: Elaboración propia.

No ocurre lo mismo en los aglomerantes modificados con el concentrado (B), ya que el PG 76S-22 (B) decrece en su porcentaje de recuperación respecto al cemento asfáltico de grado 70-22 del mismo concentrado. La razón de esto tiene que ver con su bajo módulo de corte después de envejecimiento en RTFO mostrado en la Tabla 4-4, que presenta un valor de 2.716; al ser el cemento asfáltico más blando de todos, es más propenso a sufrir altas deformaciones y que incluso con las propiedades elásticas del SBS y el hule no logra recuperarse tanto como los demás asfaltos.

Para finalizar con la evaluación por deformación permanente de los cementos asfálticos, se presentan los ciclos de 'creep' y 'recovery' donde se exhiben los fenómenos discutidos anteriormente.

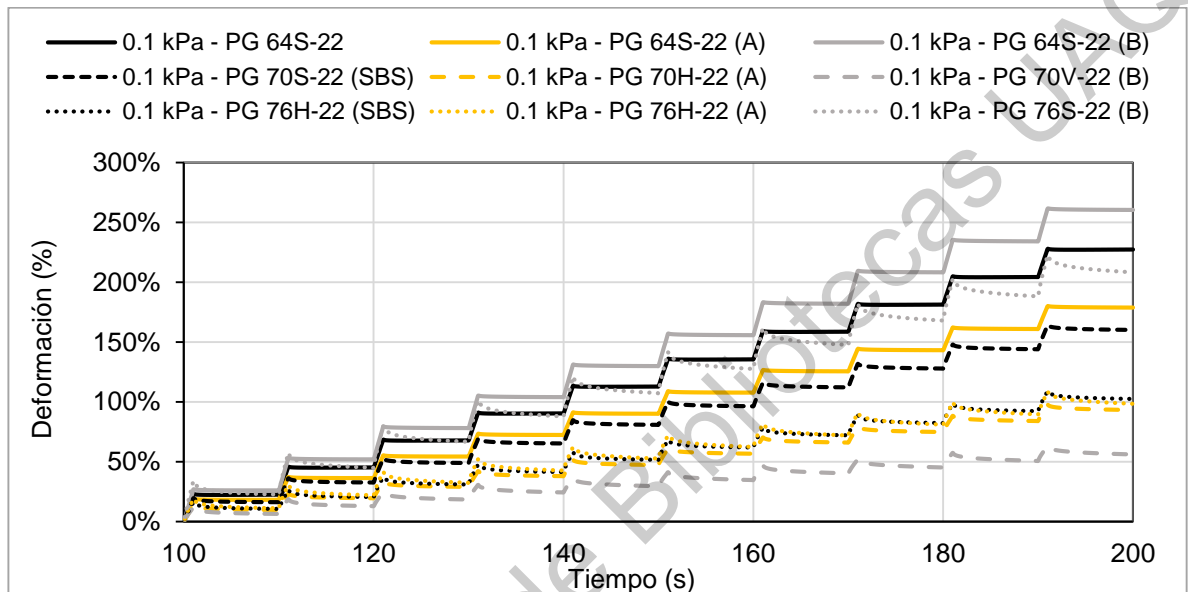


Figura 4-7. MSCR a 0.1 kPa de deformación.
FUENTE: Elaboración propia.

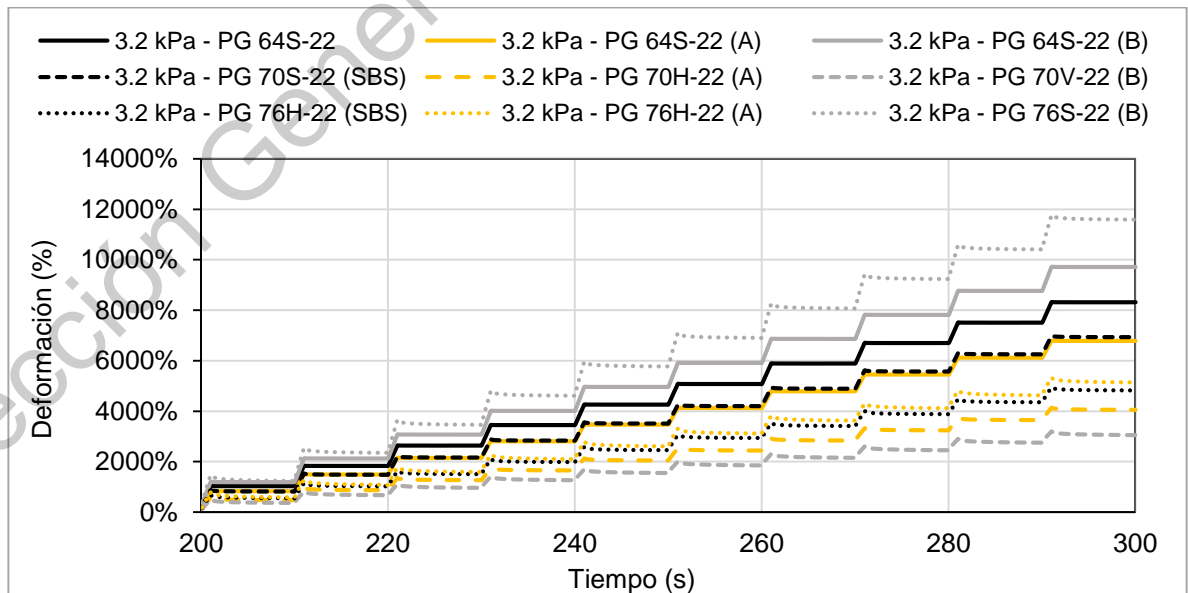


Figura 4-8. MSCR a 3.2 kPa de deformación.
FUENTE: Elaboración propia.

● Barrido de amplitud lineal (LAS)

Safaei y Castorenal (2016) afirman que el fenómeno de agrietamiento por fatiga en los pavimentos generalmente inicia en la fase del aglutinante asfáltico, por lo que es recomendable incluir un análisis que defina la correcta selección de asfaltos que sean resistentes a condiciones ambientales o de tráfico.

Las especificaciones actuales de clasificación de asfaltos Superpave, así como la Norma 2018 de la SCT, abordan el rendimiento de los cementos asfálticos al evaluar el parámetro $G^* \cdot \text{Sen}(\delta)$ estableciendo un límite, pero esta suposición implica que el aglutinante se encuentra dentro del rango viscoelástico lineal y no está basado en la resistencia al agrietamiento. Por lo anterior, se ha elegido realizar el ensayo LAS, que refleja mejor la respuesta del material ante la fatiga. Además, uno de los propósitos de realizar esta prueba, es correlacionar la vida a fatiga del ligante con la resistencia que presenten las mezclas asfálticas ensayadas en vigas a flexión en 4 puntos y comprobar si es posible predecir el comportamiento de la mezcla a partir de la evaluación del ligante (Van Rompu *et al.*, 2012).

Como ya se detalló en el capítulo de metodología, el ensayo LAS incluye un barrido de frecuencias y uno de amplitud de deformación oscilatoria para inducir el daño acelerado a fatiga. A pesar de que la especificación señala que las muestras de asfalto pueden ser residuo de RTFO o PAV, en esta investigación se optó por no incluir los resultados de la prueba LAS sobre asfaltos envejecidos a corto plazo incluso sabiendo que las mezclas asfálticas probadas no presentan un envejecimiento prolongado y que asemejan más a un estado del asfalto envejecido en RTFO. La razón fue, que en las muestras ensayadas (origen de RTFO) no se presentó el fenómeno de fatiga pues los ligantes muestran un comportamiento de líquido-viscoso, por lo tanto, no se representaron los problemas de fisuración y no sería correcto comparar estados distintos en el asfalto.

Lo anterior llevó a que la investigación se realizara con asfaltos envejecidos en PAV, bajo la premisa de que la fatiga en mezclas asfálticas se da cuando esta ha pasado por un largo periodo de envejecimiento, de esta manera es posible comparar la resistencia a fatiga de la prueba LAS y flexión en 4 puntos.

Las muestras se sometieron a la temperatura intermedia de cada uno de los asfaltos, de acuerdo con lo señalado en el procedimiento de AASHTO TP101, además, Bahía (2014) establece que es la condición adecuada para la prueba LAS, pues se piensa que a esta temperatura el asfalto se comporta como un sólido viscoso y así es posible evaluar el agrietamiento.

Para comparar los ligantes evaluados, se empleó en primer lugar el barrido de frecuencia para determinar el parámetro α , que se refiere al elemento de daño en el asfalto, es decir, describe la respuesta del cemento asfáltico al someterse a esfuerzos de daño acumulado. Este se calculó en función a las propiedades reológicas no dañadas mediante el uso de la pendiente de un diagrama de registro del módulo de almacenamiento frente a la frecuencia angular. A pesar de que por sí solo este parámetro no representa el desempeño real del material, da una idea de la disminución de la vida a fatiga, por lo que, es preferible obtener valores bajos.

En la Figura 4-9, se clasifican los valores de α obtenidos para cada cemento asfáltico, donde se hace notar que aquellos que son modificados con el concentrado (B) presentan mejores resultados en este primer barrido del ensayo LAS.

A continuación, a partir del barrido de amplitud de la deformación se construyó el gráfico de la integridad de la muestra (C) contra la intensidad de daño acumulado. Para un valor de intensidad de daño constante, es claro que un mayor valor de C refleja un mejor comportamiento de resistencia a la fatiga, pues representa una mayor durabilidad ante más ciclos de carga. Como se puede ver en la Figura 4-10, los asfaltos 76S-22 (B) y 70V-22 (B) demuestran un efecto positivo sobre la

resistencia a la fatiga sobre la resistencia del aglutinante de asfalto convencional, sin embargo, el resto de las modificaciones no parecen ser tan efectivas en respuesta a este fenómeno.

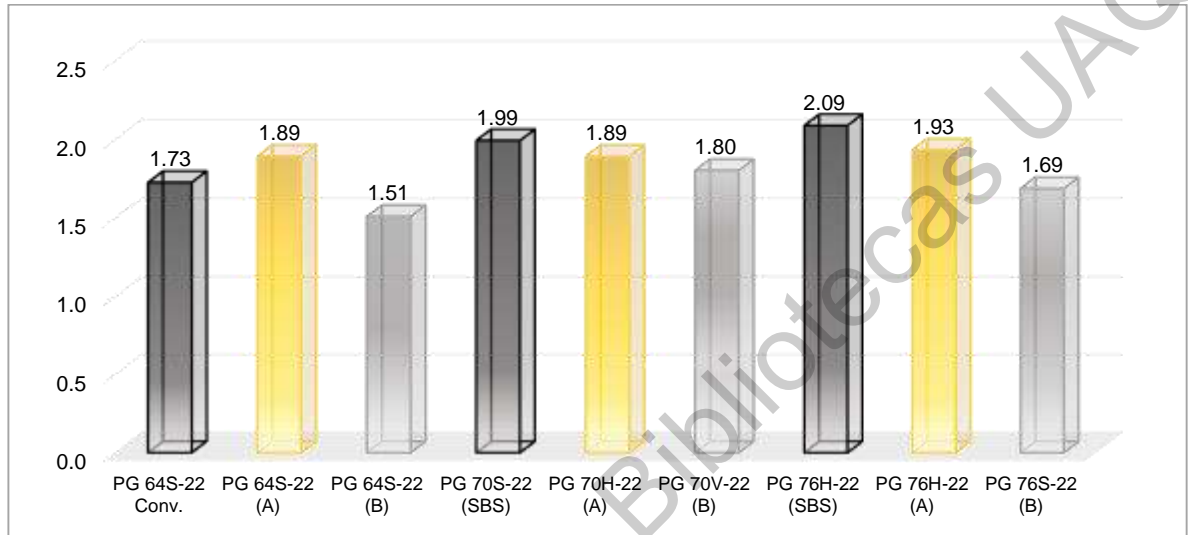


Figura 4-9. Parámetro α del barrido de frecuencia.
FUENTE: Elaboración propia.

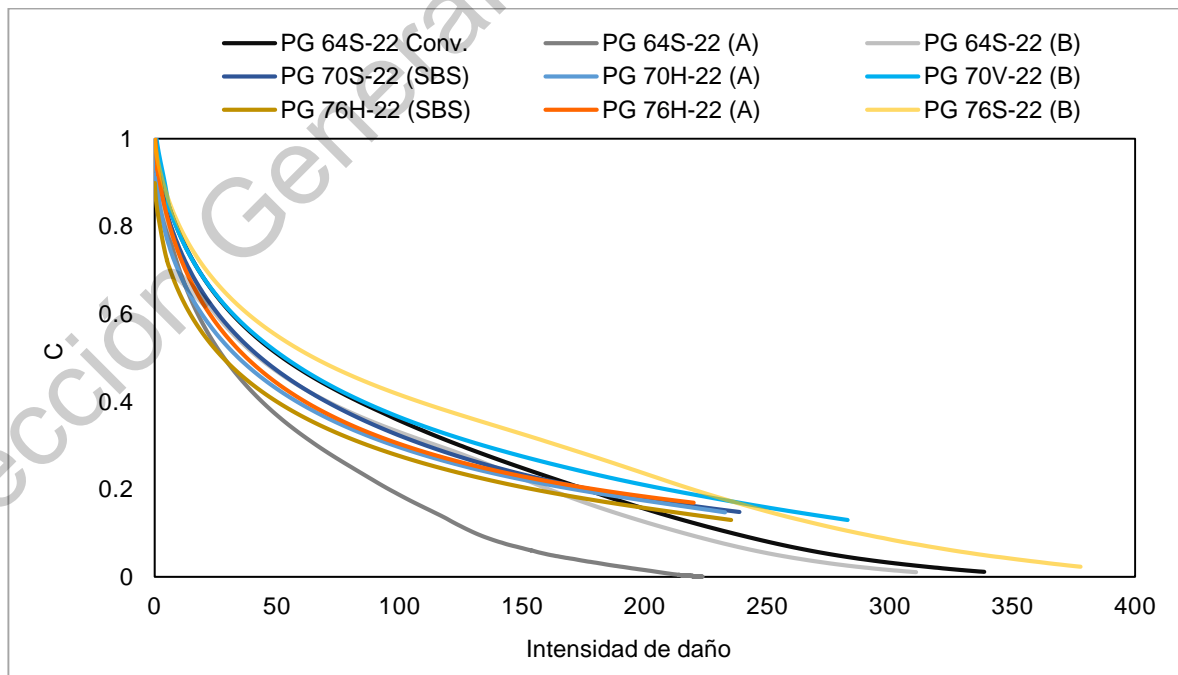


Figura 4-10. Curva de daño continuo viscoelástico.
FUENTE: Elaboración propia.

El esfuerzo cortante versus la deformación se presenta en la Figura 4-11. Con base en ella, es evidente que el concentrado (B) para los grados altos PG exhibe un efecto positivo en la resistencia a fatiga, al tener picos más bajos en comparación con el asfalto sin modificar (PG 64S-22 Conv.).

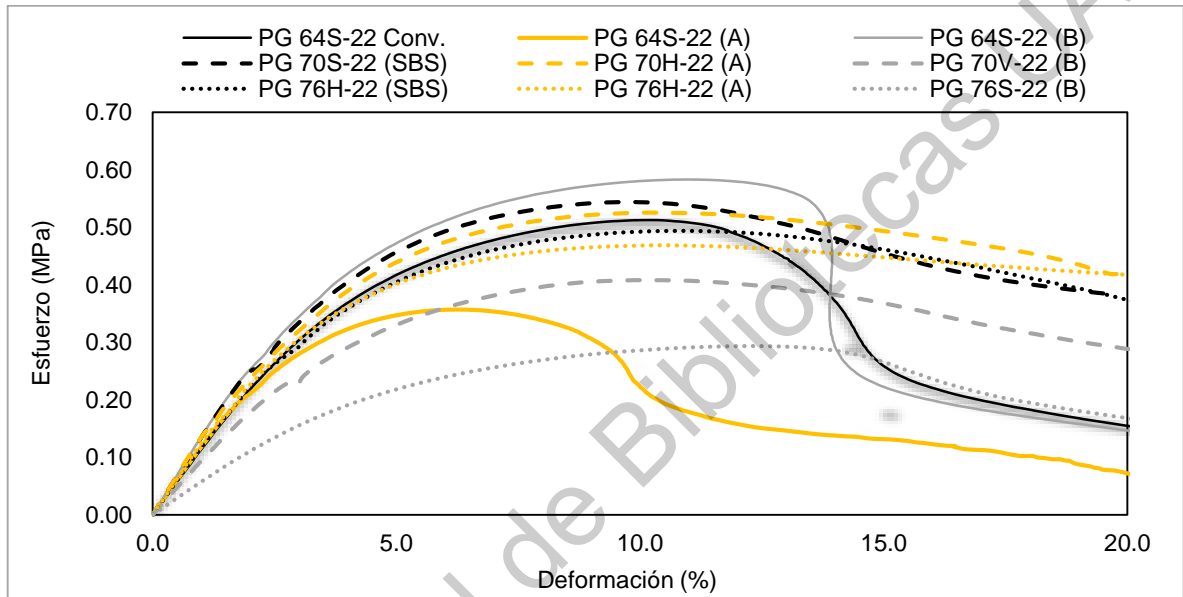


Figura 4-11. Barrido de amplitud.
FUENTE: Elaboración propia.

Para cumplir con el objetivo de este trabajo, se compara la resistencia a fatiga entre los diferentes cementos asfálticos utilizados. Se calculó el número de ciclos a la falla cuando se produce una deformación máxima de 2.5% y 5%, correspondientes a niveles de deformación esperadas en asfaltos que funcionen como aglutinantes en pavimentos con espesores de carpeta mayores a cuatro pulgadas ($Y_{\text{máx}}=2.5\%$) y estructuras débiles con paquetes asfálticos menores a 4 pulgadas de espesor ($Y_{\text{máx}}=5\%$).

En la Tabla 4-6, es posible observar que, para los grados de desempeño analizados, el cemento asfáltico PG 76H-22 (SBS) presenta una mayor resistencia a la fatiga, lo cual se pone de manifiesto en un mayor número de repeticiones admisibles antes del fallo.

Tabla 4-6. Parámetros de las leyes de fatiga y número de repeticiones a la falla.

Tipo de CA	Temperatura intermedia	Coeficientes		Nf		Modelo de Fatiga
		A	B [-]	2.5% γ máx.	5.0% γ máx.	
PG 64S-22 Conv.	25	1,181,601.93	3.45	49,896.35	4,553.79	$1.81 \times 10^6 (\gamma)^{-3.45}$
PG 64S-22 (A)		275,253.15	3.79	8,546.92	618.17	$2.75 \times 10^5 (\gamma)^{-3.79}$
PG 64S-22 (B)		537,945.34	3.02	33,763.61	4,158.65	$5.37 \times 10^5 (\gamma)^{-3.02}$
PG 70S-22 (SBS)	28	3,593,892.62	3.99	93,155.83	5,877.31	$3.59 \times 10^6 (\gamma)^{-3.99}$
PG 70H-22 (A)		3,330,547.32	3.78	103,864.60	7,536.79	$3.33 \times 10^6 (\gamma)^{-3.78}$
PG 70V-22 (B)		1,942,576.38	3.61	71,388.12	5,865.13	$1.94 \times 10^6 (\gamma)^{-3.61}$
PG 76H-22 (SBS)	31	8,710,720.03	4.18	189,599.88	10,481.42	$8.71 \times 10^6 (\gamma)^{-4.18}$
PG 76H-22 (A)		4,506,064.74	3.87	130,105.93	8,906.56	$4.50 \times 10^6 (\gamma)^{-3.87}$
PG 76S-22 (B)		2,126,162.65	3.38	96,500.71	9,301.23	$2.12 \times 10^6 (\gamma)^{-3.38}$

Hay que destacar, que para todos los casos es notable la resistencia ante deformaciones bajas, pero no así al incrementar el nivel de deformación. Este comportamiento está descrito por los coeficientes A y B mostrados en la misma tabla y en las Figura 4-12 y Figura 4-13, donde se observa que a pesar de ser capaces de mantener su integridad bajo los efectos del daño acumulado (coeficiente A), son muy sensibles a los cambios en niveles de deformación (parámetro B).

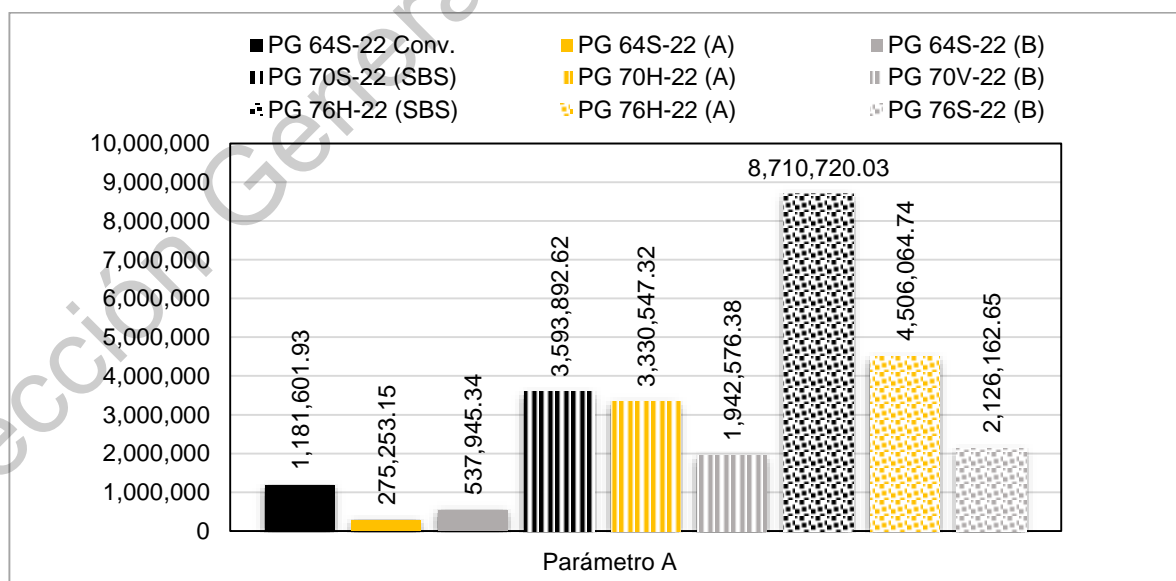


Figura 4-12. Parámetro A de la ley de fatiga.

FUENTE: Elaboración propia.

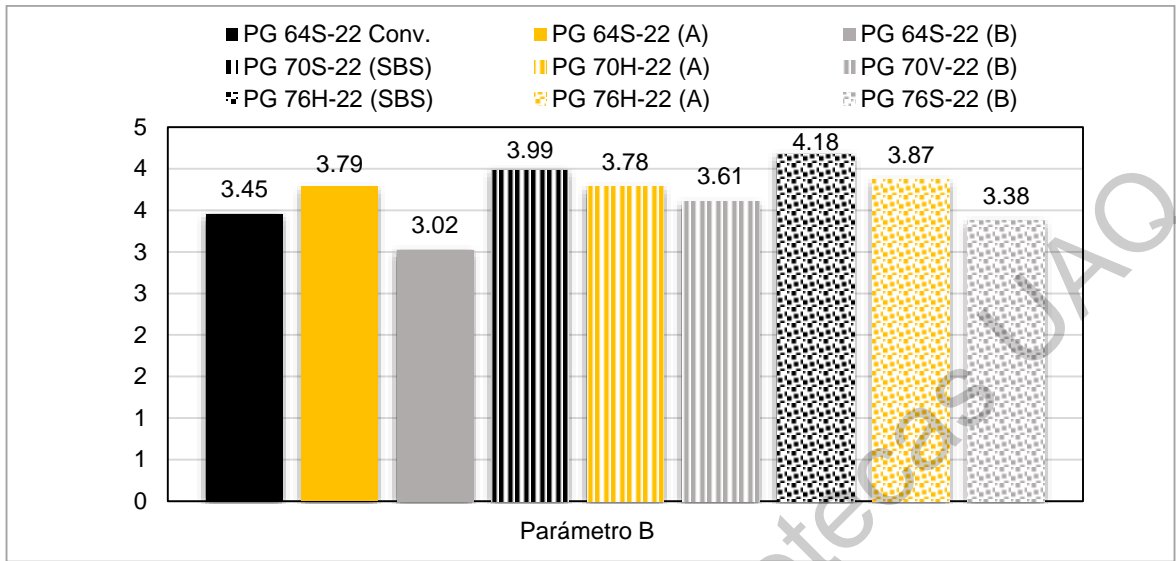


Figura 4-13. Parámetro B de la ley de fatiga.
FUENTE: Elaboración propia.

Finalmente, las leyes de fatiga de la Figura 4-14 reflejan los resultados de la última tabla y de manera conjunta se explica el comportamiento de todos los factores analizados anteriormente. Aquí es posible observar la resistencia real a fatiga de los cementos asfálticos.

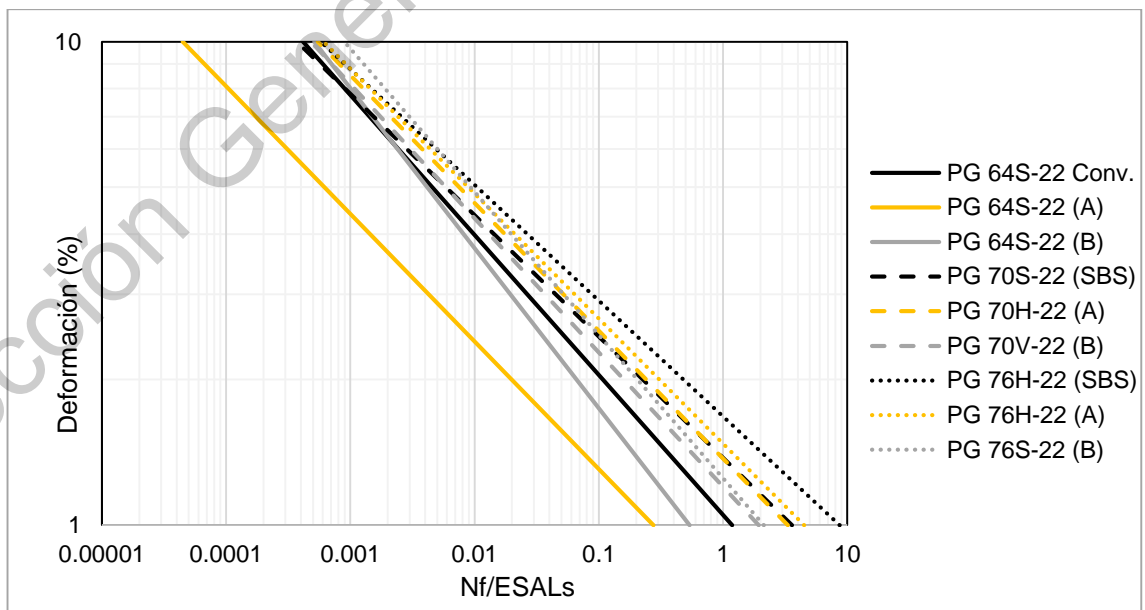


Figura 4-14. Leyes de fatiga LAS.
FUENTE: Elaboración propia.

4.2 DISEÑO VOLUMÉTRICO DE LA MEZCLA ASFÁLTICA EVALUADA

En esta investigación se elaboraron nueve mezclas asfálticas diferentes, diseñadas para cada tipo de cemento asfáltico modificado y partiendo de un asfalto convencional para lograr un $4\% \pm 0.5\%$ de vacíos de aire.

Se evaluaron las mezclas al nivel 2 de Superpave, es decir, para un tránsito medio de $ESAL's \leq 10^7$.

4.2.1 Selección de la estructura del agregado

A partir de la distribución granulométrica del agregado pétreo tal como proviene del banco de material, se determinó hacer un ajuste en la curva para conformar una estructura mineral con tamaño máximo nominal de 19 mm y cuyo arreglo vaya acorde con los puntos de control y área restringida que señala la metodología Superpave. Esta curva, ilustrada en la Figura 4-15 se obtuvo de manera analítica para lograr una granulometría de material bien graduada y apta para su evaluación como parte de la mezcla asfáltica de control.

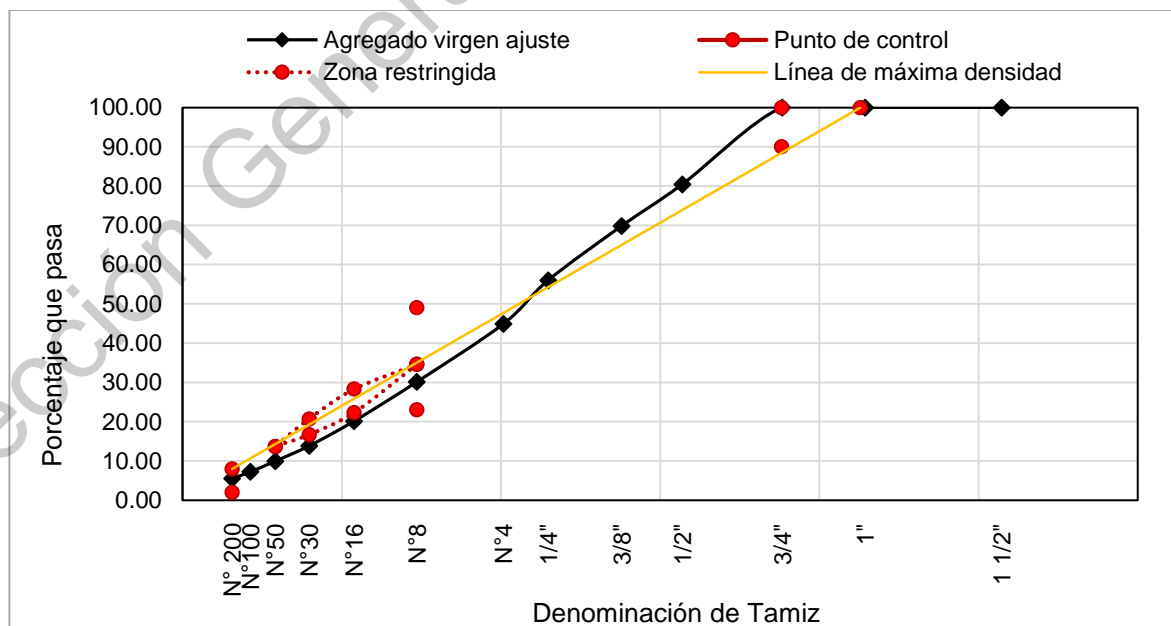


Figura 4-15. Distribución granulométrica de mezclas asfálticas de diseñadas.
FUENTE: Elaboración propia.

Tabla 4-7. Estructura del agregado mineral para mezclas asfálticas.

TAMIZ ϕ 0.45	TAMIZ		% PASA
	mm	Denominación	
5.145	38.1	1 1/2"	100.00
4.287	25.4	1"	100.00
3.767	19.05	3/4"	100.00
3.138	12.7	1/2"	80.40
2.758	9.53	3/8"	69.80
2.297	6.35	1/4"	56.00
2.016	4.75	N°4	44.90
1.472	2.36	N°8	30.10
1.077	1.18	N°16	20.10
0.795	0.6	N°30	13.80
0.582	0.3	N°50	9.90
0.426	0.15	N°100	7.20
0.312	0.075	N° 200	5.50

4.2.2 Contenido de cemento asfáltico

Como parte de un proceso iterativo del cálculo de propiedades volumétricas y gravimétricas de las mezclas diseñadas, se compactaron especímenes de prueba estableciendo 100 giros en el compactador giratorio, esfuerzo que imita una carga de 3 a 30 millones de ESAL's.

A la par se fabricaron mezclas similares a las compactadas para la determinación de la gravedad específica teórica máxima (Gmm) y se calcularon las densidades relativas del agregado (Gse), cuyos resultados están contenidos en la Tabla 4-8.

Tabla 4-8. Propiedades volumétricas y gravimétricas de los diseños de mezclas.

Propiedad:	G _{sb}	G _{se}	G _{mm}	G _{mb}	V _a	P _{ba}	P _{be}	D _p	VB	VBA	VBE	S _s	AFT
Tipo de CA / Ecuación	Ec. 13	Ec. 14	ASTM D2041	ASTM D2726	Ec. 16	Ec. 18	Ec. 19	Ec. 20	Ec. 21	Ec. 22	Ec. 23	Ec. 25	Ec. 24
PG 64S-22 Conv.		2.67	2.45	2.37	3.5	1.07	4.59	1.20	12.87	2.32	10.55		10.44
PG 64S-22 (A)		2.68	2.46	2.37	3.5	1.26	4.41	1.25	12.90	2.72	10.18		10.05
PG 64S-22 (B)		2.68	2.46	2.36	4.1	1.24	4.43	1.24	12.83	2.71	10.12		10.05
PG 70S-22 (SBS)		2.69	2.47	2.36	4.3	1.40	4.28	1.29	12.84	3.06	9.78		9.70
PG 70H-22 (A)	2.60	2.68	2.46	2.36	4.0	1.22	4.45	1.24	12.81	2.59	10.23	4.52	10.17
PG 70V-22 (B)		2.67	2.46	2.34	4.6	1.11	4.55	1.21	12.74	2.61	10.13		10.13
PG 76H-22 (SBS)		2.69	2.45	2.34	4.5	1.40	4.28	1.29	12.72	2.34	10.39		10.40
PG 76H-22 (A)		2.68	2.46	2.35	4.2	1.20	4.47	1.23	12.79	2.58	10.21		10.17
PG 76S-22 (B)		2.67	2.45	2.36	4.0	1.11	4.55	1.21	12.80	2.43	10.37		10.32

Posteriormente se revisan los parámetros de cumplimiento para las características de tránsito fijadas al inicio, de manera que el porcentaje de asfalto propuesto sea el óptimo para el diseño seleccionado.

Una vez que se alcanzó el contenido óptimo para el cemento asfáltico convencional, se propuso conseguir el mismo porcentaje de asfalto para las mezclas con los demás aglutinantes con el motivo que tener una variable menos en los resultados de las pruebas de fatiga, es decir, esto permitiría predecir la vida a fatiga basados en el tipo de modificador y que la cantidad de cemento asfáltico no influenciara los resultados del comportamiento mecánico de la mezcla.

Para lograr la misma condición de contenido óptimo en todas las mezclas, se fabricaron variando la temperatura de mezclado y compactación como ya se mencionó en el proceso metodológico del diseño.

En la Tabla 4-9 se observan los resultados volumétricos, los cuales se encuentran dentro de los rangos establecidos para el diseño de todas las mezclas.

Tabla 4-9. Resultados de volumetría de los especímenes de diseño.

Clasificación PG	Tipo de modificador	Pb (%)	Va (%)	VAM (%) mín.	VFA (%)
Requerimiento de diseño Superpave:		-	-	13	65-75
PG 64S-22	Convencional		3.5	14	75.1
PG 64S-22	(A)		3.5	13.7	74.4
PG 64S-22	(B)		4.1	14.2	71.3
PG 70S-22	(SBS)		4.3	14.1	69.6
PG 70H-22	(A)	5.6	4.0	14.3	71.6
PG 70V-22	(B)		4.6	14.7	68.8
PG 76H-22	(SBS)		4.5	14.9	69.7
PG 76H-22	(A)		4.2	14.4	70.8
PG 76S-22	(B)		4.0	14.3	72.4

De acuerdo con los requerimientos señalados por Superpave, se cumplieron todas las características para utilizar los resultados anteriores como fórmulas para las mezclas de trabajo. Puede notarse en la Figura 4-16, la comparación de los resultados obtenidos acerca de algunas de las propiedades volumétricas de las mezclas analizadas con los rangos propuestos por NCHRP-673 y que son graficados con líneas punteadas.

Se considera que, a pesar de no tener todos los valores dentro de los rangos propuestos por esta publicación, se justifica su aceptación debido a que, por ejemplo, la película de asfalto creada sobre el agregado es más gruesa de lo que marca esta última especificación, no obstante, este resultado sugiere un mejor comportamiento ante la fatiga en las mezclas, ya que contenidos pobres de asfalto se verían reflejados en la durabilidad de la misma.

Por otro lado, pese a que la proporción de polvo no encaja en las condiciones que establece el NCHRP, el contenido de filler no afectaría teóricamente el desempeño

de la mezcla puesto que la gráfica granulométrica pasa por debajo de la zona restringida y ello implica que el rango puede ampliarse de 0.8 a 1.6.

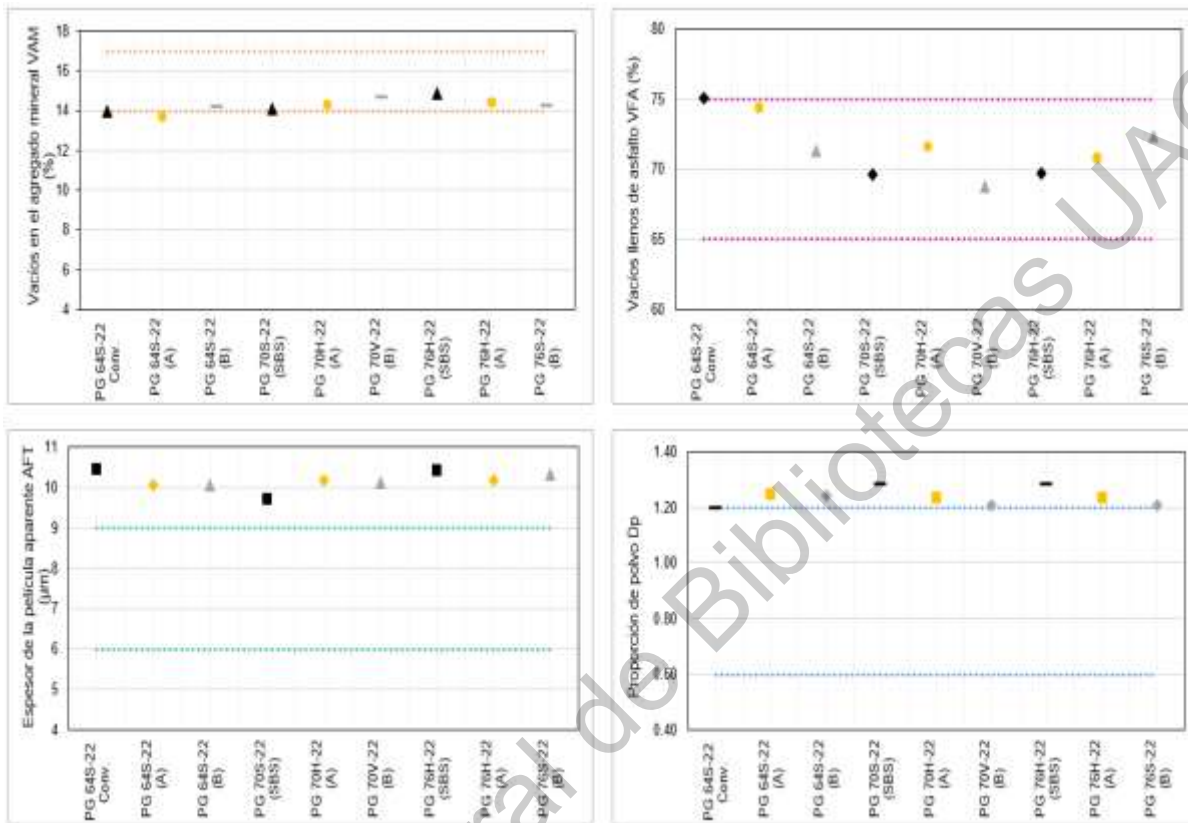


Figura 4-16. Rangos volumétricos de cumplimiento de acuerdo con las recomendaciones NCHRP-673.

FUENTE: Elaboración propia.

4.3 PRUEBAS DE COMPORTAMIENTO MECÁNICO

Las mezclas asfálticas se caracterizaron mecánicamente a través del ensayo de tensión indirecta TSR y la prueba de flexión en viga en cuatro puntos para medir su desempeño a fatiga. Los resultados se discuten en los subtemas siguientes.

4.3.1 Susceptibilidad al daño por humedad (TSR)

A pesar de que la prueba de tensión indirecta para determinar el daño por humedad en las mezclas asfálticas forma parte del diseño volumétrico, se considera una herramienta importante para evaluar su durabilidad, al relacionar los parámetros de resistencia entre especímenes sometidos a distintas condiciones.

Los especímenes de prueba se compactaron con un objetivo de $7\% \pm 1\%$ de vacíos de aire, con un porcentaje de saturación de 70-80% según lo señalado en Superpave y en la norma AASHTO T283. A continuación, se presentan los resultados del ensayo:

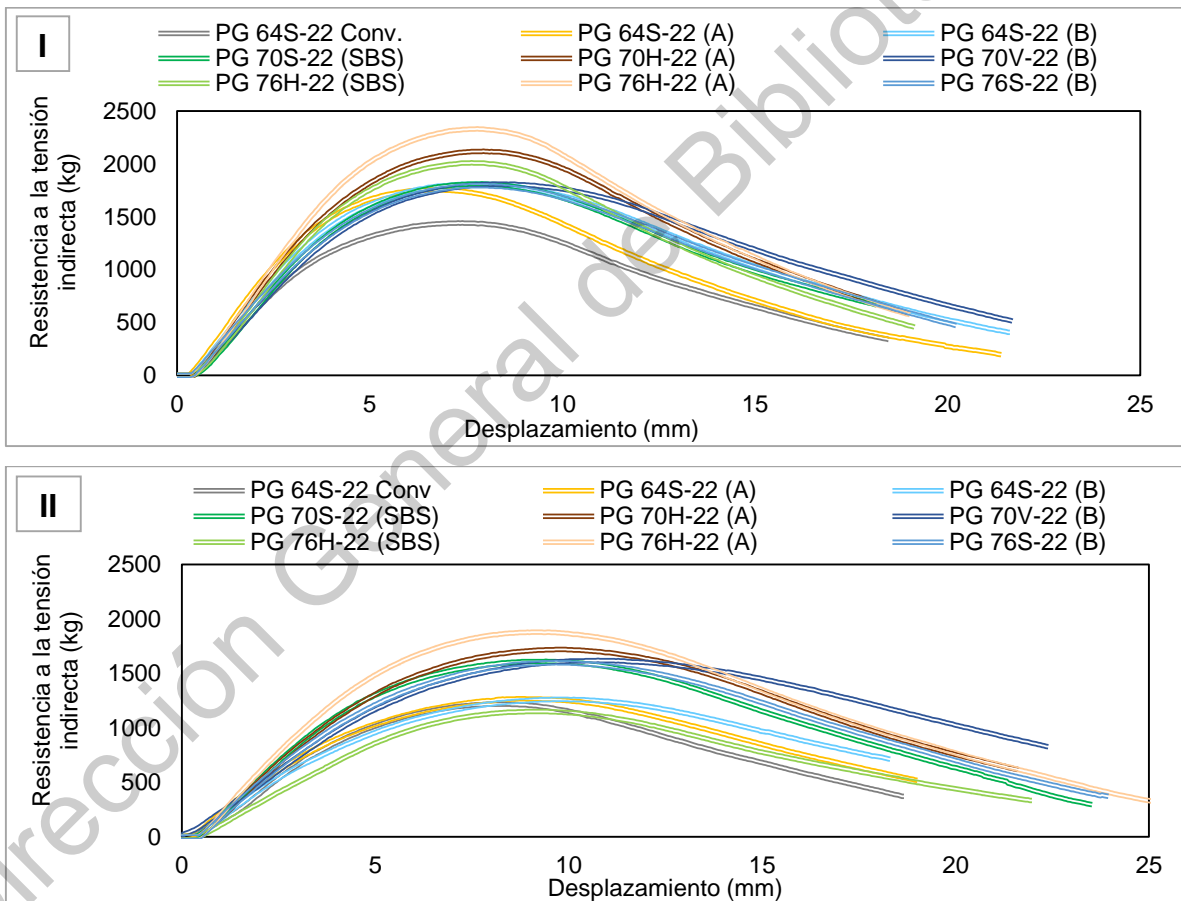


Figura 4-17. Curvas esfuerzo-desplazamiento de especímenes secos (I) y acondicionados (II).

FUENTE: Elaboración propia.

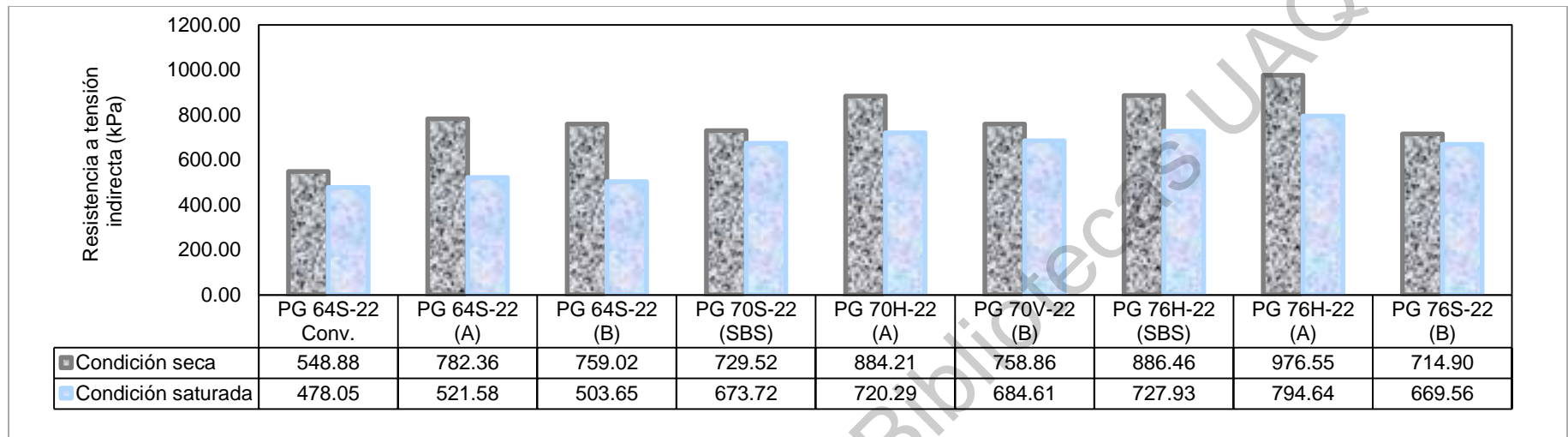


Figura 4-18. Resumen de las resistencias a tensión indirecta de los diferentes grupos de mezclas
FUENTE: Elaboración propia.

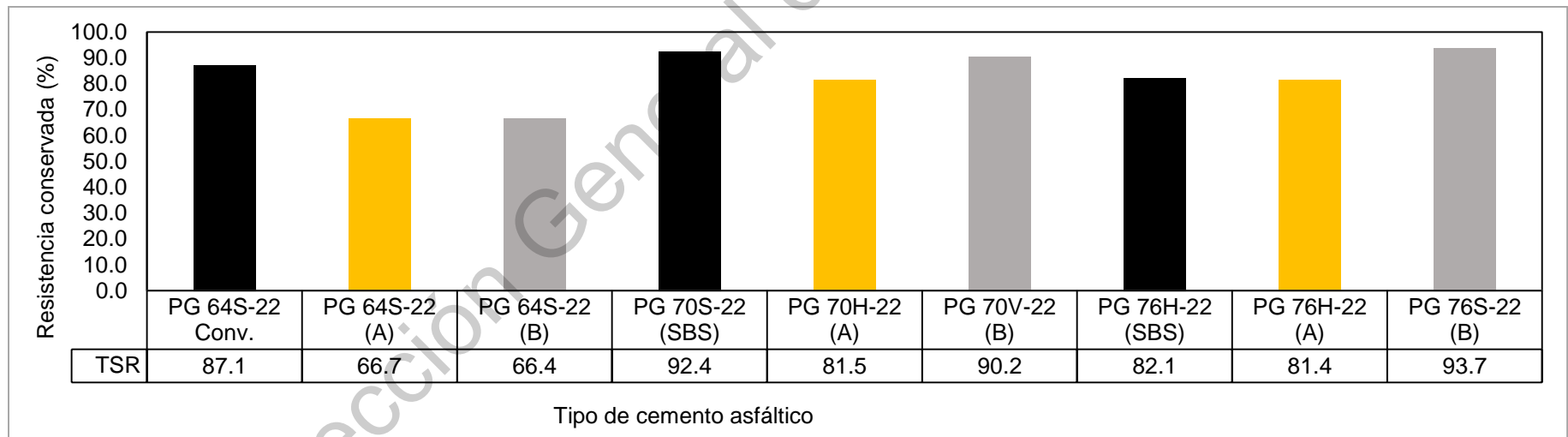


Figura 4-19. Comparación de TSR para los distintos tipos de mezclas asfálticas.
FUENTE: Elaboración propia.

Los resultados obtenidos para los grupos de muestras analizados, permiten observar que los especímenes secos y ambientados presentan una buena disipación de la energía, ya que el fallo no ocurre de manera abrupta, sino que la curva de esfuerzo-desplazamiento (Figura 4-17) se ilustra más bien tendida para todos los casos, teniendo desplazamientos entre 18 y 25 mm.

Es posible identificar mediante estas curvas que las mezclas fabricadas con PG 76H-22 (A) y 70H-22 (A) con cargas pico mayores tienen mayor rigidez aún después de verse afectadas por la humedad.

Los desplazamientos producidos son similares en todas las muestras para ambos estados de prueba y ellos se incrementan ligeramente debido a la penetración de agua en las mezclas haciéndolas más deformables.

En relación a la Figura 4-18 se destaca que todas las mezclas cuyo ligante es modificado, aumentan su resistencia en estado seco con respecto a la resistencia a tensión indirecta de la mezcla convencional (PG 64S-22 Conv.).

Por su parte, en estado saturado o probetas ambientadas, la resistencia de la mezcla convencional es también menor o similar que aquellas con CA modificado. Esto indica que las mezclas con polímero y con hule de llanta son más resistentes a los efectos de humedad que la mezcla patrón; lo anterior aunque la relación TSR mostrada en la Figura 4-19 sea menor que lo estipulado en las normas para dos de los casos de las mezclas estudiadas (PG 64S-22 A y B).

4.3.2 Evaluación de fatiga mediante el ensayo de flexión en 4 puntos

En esta sección se presentan los resultados experimentales y análisis de las pruebas de fatiga realizadas en las nueve formulaciones probadas.

En primer lugar, aparece una tabla resumen de las características de las probetas ensayadas. Enseguida, se analizó el fenómeno de fatiga bajo el criterio clásico propuesto por la literatura y las normativas sobre el ensayo. Se presenta entonces, un estudio comparativo sobre el papel de los diferentes parámetros que intervienen en el comportamiento de las mezclas.

En la Tabla 4-10, se identificaron los especímenes por placa, de ahí, se marcaron las vigas de acuerdo a la posición de donde fueron extraídas por lo que se diferenciaron con una "E" a las vigas cortadas de los extremos de las placas y con una "C" a aquellas que se sacaron del centro.

La cuarta columna representa el nivel de deformación al cual fueron ensayadas cada una de las vigas y finalmente, en la última columna, se presentan los porcentajes de vacíos de aire en la mezcla obtenidos para cada espécimen.

Es importante recalcar que a pesar de que se intenta mantener un rango de vacíos general para todas las mezclas, la microestructura de cada uno de los concretos asfálticos fabricados crea interfaces entre el agregado y el asfalto distintas y es por esta razón que se observan variaciones en el volumen de vacíos de las mezclas.

Aunado a ello, el proceso de compactación es otro factor que influye: las placas se densifican más al centro, por lo que es conveniente obtener de dos a tres vigas por placa, no obstante, en este trabajo se optó por optimizar el material al cortar cuatro vigas por placa. Esto implicó que las muestras extraídas de las orillas tuvieran un porcentaje ligeramente más alto de vacíos de aire que las muestras obtenidas del centro.

Tabla 4-10. Lista de especímenes para ensayo de fatiga.

Tipo de CA	Placa	Viga	Micro-deformación	% Va
PG 64S-22 Convencional	A	E1	750	4.7
		C2	600	3.6
		C3	450	3.6
		E4	300	4.8
	B	E1	600	4.3
		C2	750	4.5
		C3	300	4.7
		E4	450	4.8
PG 64S-22 (A)	A	E1	750	5.0
		C2	600	4.6
		C3	300	4.8
		E4	450	4.6
	B	E1	450	4.9
		C2	300	4.3
		C3	600	4.5
		E4	750	3.8
PG 64S-22 (B)	A	E1	300	4.4
		C2	750	4.5
		C3	600	4.6
		E4	450	5.2
	B	E1	450	5.2
		C2	750	4.6
		C3	600	4.8
		E4	300	5.6
PG 70S-22 (SBS)	A	E1	300	4.8
		C2	600	4.4
		C3	450	4.3
		E4	750	4.5
PG 70H-22 (A)	A	E1	600	4.2
		C2	450	3.9
		C3	300	3.7
		E4	750	4.4
	B	E1	300	4.1
		C2	750	3.7
		C3	450	3.8
		E4	600	4.3

Tipo de CA	Placa	Viga	Micro-deformación	% Va
PG 70V-22 (B)	A	E1	600	3.8
		C2	450	3.4
		C3	300	3.5
		E4	750	4.2
	B	E1	600	4.6
		C2	450	4.2
		C3	300	4.4
		E4	750	4.2
PG 76H-22 (SBS)	A	E1	750	4.6
		C2	600	4.2
		C3	450	3.8
		E4	300	4.0
	B	E1	600	4.3
		C2	750	3.7
		C3	300	3.7
		E4	450	4.6
PG 76H-22 (A)	A	E1	600	4.7
		C2	450	4.1
		C3	300	4.5
		E4	750	4.9
	B	E1	600	4.8
		C2	450	4.8
		C3	300	4.5
		E4	750	5.1
PG 76S-22 (B)	A	E1	600	4.7
		C2	450	3.9
		C3	300	4.2
		E4	750	4.8
	B	E1	750	4.6
		C2	450	3.8
		C3	300	3.5
		E4	600	4.4

4.3.2.1 Presentación de resultados

La adquisición de resultados es simultánea a la corrida de cada prueba. El archivo generado contiene los resultados tratados de la prueba que se utilizan para caracterizar el fenómeno de fatiga. Cada línea del archivo contiene:

- * Número de ciclo (N)
- * Amplitud del esfuerzo
- * Amplitud de la deformación
- * Módulo de rigidez
- * Ángulo de fase
- * Energía disipada por ciclo
- * Temperatura

Baaj (2002) señala que se utilizan diferentes tipos de curvas para la representación de una prueba de fatiga, con el objetivo de detectar la evolución de las características mecánicas del concreto asfáltico en función del tiempo y para tener una idea sobre el nacimiento y evolución de las grietas alrededor del espécimen.

De acuerdo con esto, en primera instancia, se deben graficar las curvas de evolución del módulo de rigidez en función del número de ciclos (N - E*) para determinar si las probetas han llegado a la falla (cuando se reduce el 50% de la rigidez inicial) y así establecer una ley de fatiga correcta para cada una de las mezclas.

Existen diversos criterios para determinar la falla por fatiga de las mezclas asfálticas, que fueron tratados en el capítulo 2. Sin embargo, en esta investigación se optó por el criterio clásico para los resultados experimentales obtenidos para las distintas formulaciones estudiadas.

La aplicación de este criterio ha demostrado según Di Benedetto *et al.* (1997) que no está adaptado al daño del material pues se encuentran generalmente cuatro casos diferentes que determinan el inicio del agrietamiento por fatiga:

⊗ Criterio de falla alcanzado en la fase II

El módulo de rigidez de la mezcla asfáltica alcanza un valor igual a la mitad de su valor inicial para la prueba durante la segunda fase del ensayo, es decir, la “fase de fatiga”. En la Figura 4-20 (a) se esquematiza un ejemplo de este caso.

⊗ Criterio de ruptura alcanzado en la fase III

Hay que recordar que la fase III representa la ruptura de la probeta, donde el valor de módulo sufre una caída muy rápida antes de llegar a la fatiga de la muestra.

Se dice que en esta fase la evolución del módulo está dominada por fenómenos no relacionados con la fatiga, de manera que Perraton *et al.* (2003) afirma que el número de ciclos en el 50% del módulo está influenciado por estos fenómenos y no corresponde a la vida de fatiga de la muestra. Este caso rara vez se encontró en los experimentos de esta tesis, sin embargo, se muestra una gráfica de este argumento en la Figura 4-20 (b).

⊗ Criterio de ruptura repentina de la probeta de prueba

Este caso se presenta en la Figura 4-20 (c), siendo de los más comunes, donde la falla se alcanza antes de que el módulo esté a la mitad de su valor inicial.

⊗ Se finaliza el ensayo antes de alcanzar el criterio

Existieron ensayos que se detuvieron antes de alcanzar el criterio de falla; estos casos corresponden a ciertas mezclas de la campaña experimental (generalmente las sometidas a 300 micro-deformaciones), para las cuales, la duración de la prueba había alcanzado una cantidad de ciclos demasiado alta mientras se mantenía lejos de cumplir el criterio clásico de falla.

El uso del criterio estándar en mezclas con cementos asfálticos altamente modificados hace que los tiempos de ensayo sean muy largos y por lo tanto estas pruebas no se puedan completar. La Figura 4-20 (d) muestra un ejemplo de la gráfica característica de este caso.

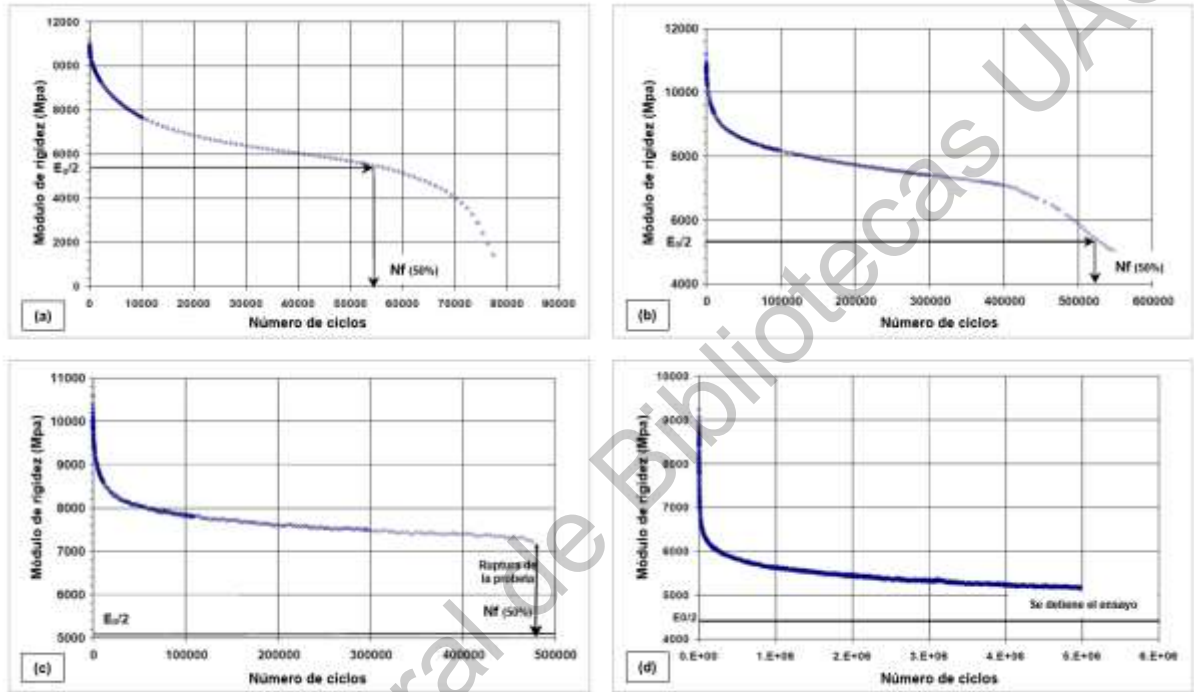


Figura 4-20. Ejemplos de ruptura con el criterio de falla clásico.
FUENTE: Baaj (2002).

Para las probetas que no llegaron al fallo y fue necesario detener la prueba, se realizó una extrapolación logarítmica con el propósito de obtener el número aproximado de ciclos a la falla para determinada deformación aplicada.

A partir de las curvas de evolución del módulo de rigidez, es posible observar una fase inicial muy marcada de la caída rápida del módulo a una velocidad decreciente al comienzo de la prueba, seguida de una segunda fase donde la caída de la rigidez es más moderada y casi lineal. Con estos datos obtenidos, se determina el punto deseado, esto es, el número de ciclos cuando la probeta llega a la reducción del 50% de la rigidez inicial, mediante el pronóstico futuro del comportamiento.

La extrapolación logarítmica se basó en suponer que el comportamiento de las mezclas continuaría con una velocidad decreciente, esto es válido ya que se mantienen condiciones estables en el ensayo de fatiga. A pesar de ello, este tipo de predicción no puede determinar cambios producidos en la tendencia como cambios repentinos no previstos que pudieran suceder en el experimento.

La extrapolación se estableció de acuerdo con las observaciones de cada ensayo particular, con relación a la tendencia histórica que presentó cada ensayo.

Este proceso consistió en establecer una función de ajuste logarítmico con los resultados rescatados del ensayo y se aplica el método de mínimos cuadrados para el cálculo de la tendencia. Una vez obtenido el número de ciclos a la falla para todas las muestras ensayadas y todos los niveles de deformación establecidos, se construyeron las leyes de fatiga de cada tipo de concreto asfáltico. En la Tabla 4-11, se registraron los resultados de número de ciclos a la falla de cada probeta.

Tabla 4-11. Resultados del ensayo de flexión en 4 puntos.

Tipo de CA	Denominación de la muestra	Número de ciclos Nf (50% rigidez)
PG 64S-22 Conv.	(A) E1-750	14,166
	(B) C2-750	22,842
	(A) C2-600	1,453,784
	(B) E1-600	46,371
	(A) C3-450	150,776
	(B) E4-450	50,263
	(A) E4-300	Inconsistencia
	(B) C3-300	12,808,550
	PG 64S-22 (A)	(A) E1-750
(B) E4-750		14,663
(A) C2-600		31,131
(B) C3-600		43,526
(A) E4-450		160,324
(B) E1-450		100,384
(A) C3-300		5,258,154
(B) C2-300		28,292,958

Tipo de CA	Denominación de la muestra	Número de ciclos Nf (50% rigidez)	
PG 64S-22 (B)	(A) C2-750	6,918	
	(B) C2-750	12,589	
	(A) C3-600	334,965	
	(B) C3-600	27,070	
	(A) E4-450	93,864	
	(B) E1-450	102,329	
	(A) E1-300	1,004,808	
	(B) E4-300	499,267	
PG 70S-22 (SBS)	(A) E4-750	22,130	
	(B) E1-750	2,645	
	(C) E1-750	14,044	
	(A) C2-600	86,596	
	(B) C2-600	38,792	
	(C) C3-600	55,590	
	(A) C3-450	1,778,279	
	(B) C3-450	312,607	
PG 70H-22 (A)	(A) E1-300	Inconsistencia	
	(B) E4-300	51,215,708	
	(A) E4-750	14,919	
	(B) C2-750	30,026	
PG 70H-22 (A)	(A) E1-600	82,224	
	(B) E4-600	Inconsistencia	
	(A) C2-450	309,029	
	(B) C3-450	630,957	
	(A) C3-300	8,333,613	
	(B) E1-300	121,786,022	
	PG 70V-22 (B)	(A) E4-750	31,805
		(B) E4-750	21,318
(A) E1-600		86,596	
(B) E1-600		84,139	
(A) C2-450		277,544	
(B) C2-450		618,965	
(A) C3-300		5,460,450	
(B) C3-300		812,027,894	

Tipo de CA	Denominación de la muestra	Número de ciclos Nf (50% rigidez)
PG 76H-22 (SBS)	(A) E1-750	89,142
	(B) C2-750	*
	(A) C2-600	696,790
	(B) E1-600	*
	(A) C3-450	1,436,182
	(B) E4-450	*
	(A) E4-300	*
	(B) C3-300	*
PG 76H-22 (A)	(A) E4-750	65,125
	(B) E4-750	18,567
	(A) E1-600	110,917
	(B) E1-600	86,099
	(A) C2-450	1,547,331
	(B) C2-450	1,182,814
	(A) C3-300	10,964,781
	(B) C3-300	3,089,762,400
PG 76S-22 (B)	(A) E4-750	35,379
	(B) E1-750	15,399
	(A) E1-600	75,639
	(B) E4-600	118,394
	(A) C2-450	1,554,771
	(B) C2-450	854,410
	(A) C3-300	230,367,215
	(B) C3-300	8,659,643

* Estas probetas continúan su análisis en el equipo de flexión en 4 puntos, por lo que no se utilizaron para la ley de fatiga presentada.

Como ya se mencionó anteriormente, es necesario realizar varias pruebas de fatiga para cada tipo de mezcla puesto que con ellas se verifica la validez del ensayo; por lo tanto, en la Tabla 4-11 se sombrearon los ensayos que tuvieron algún tipo de inconsistencia debida a la naturaleza del experimento (cambios abruptos de temperatura y por lo tanto de rigidez, cambios debido al acomodo de la probeta por corte irregular, entre muchas otras variables) y fueron eliminados de las gráficas de resultados para evitar generar una tendencia errónea en las leyes de fatiga y cuyo efecto no sea representativo del material ensayado. A continuación, se presentan las leyes de fatiga de las muestras analizadas, comparando por separado las mezclas cuyo asfalto es clasificado como PG 64-22, PG 70-22 y PG 76-22. En cada gráfico se presenta la ecuación de ajuste de cada ley de fatiga.

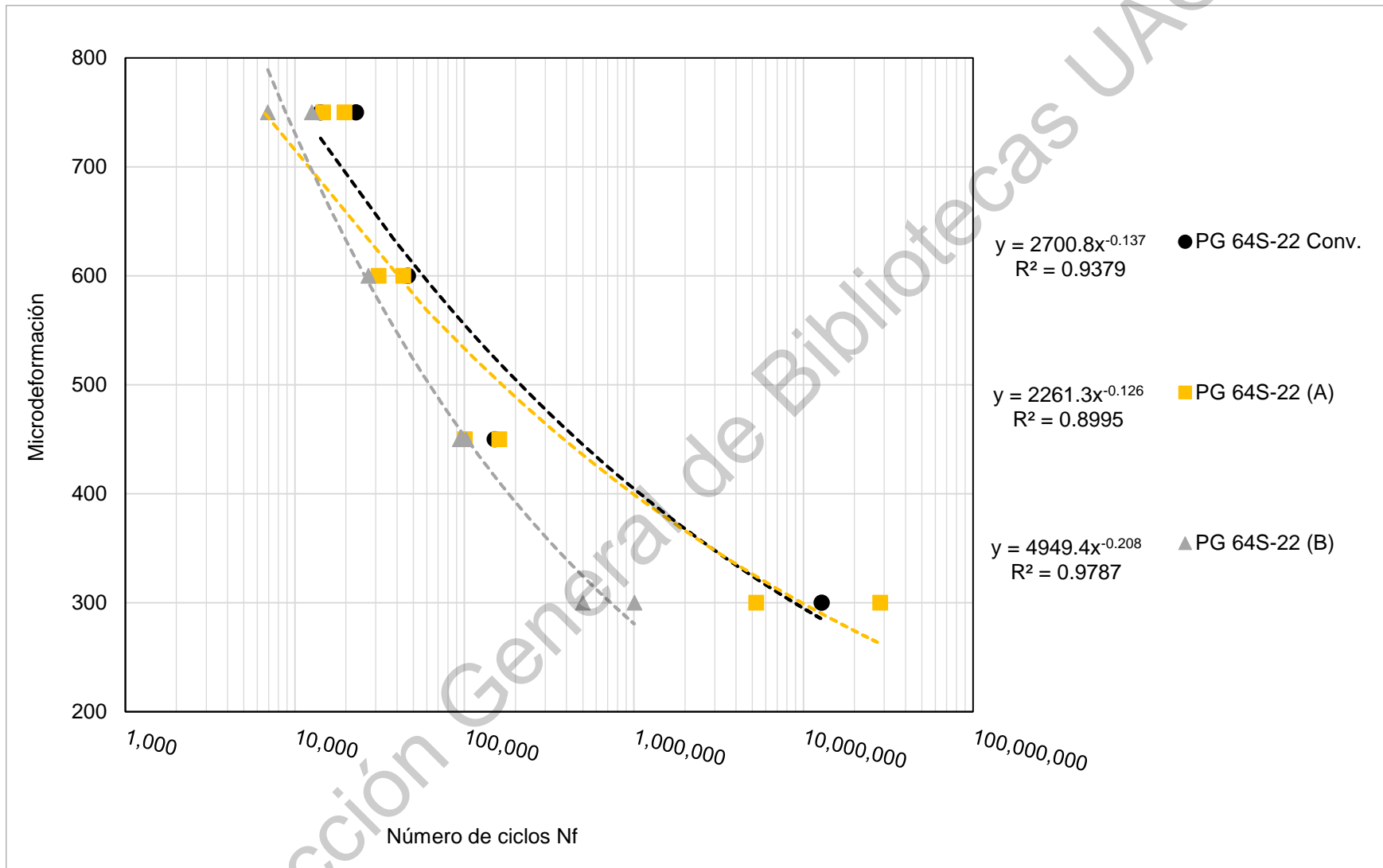


Figura 4-21. Ley de fatiga de mezclas elaboradas con cemento asfáltico PG 64-22.

FUENTE: Elaboración propia.

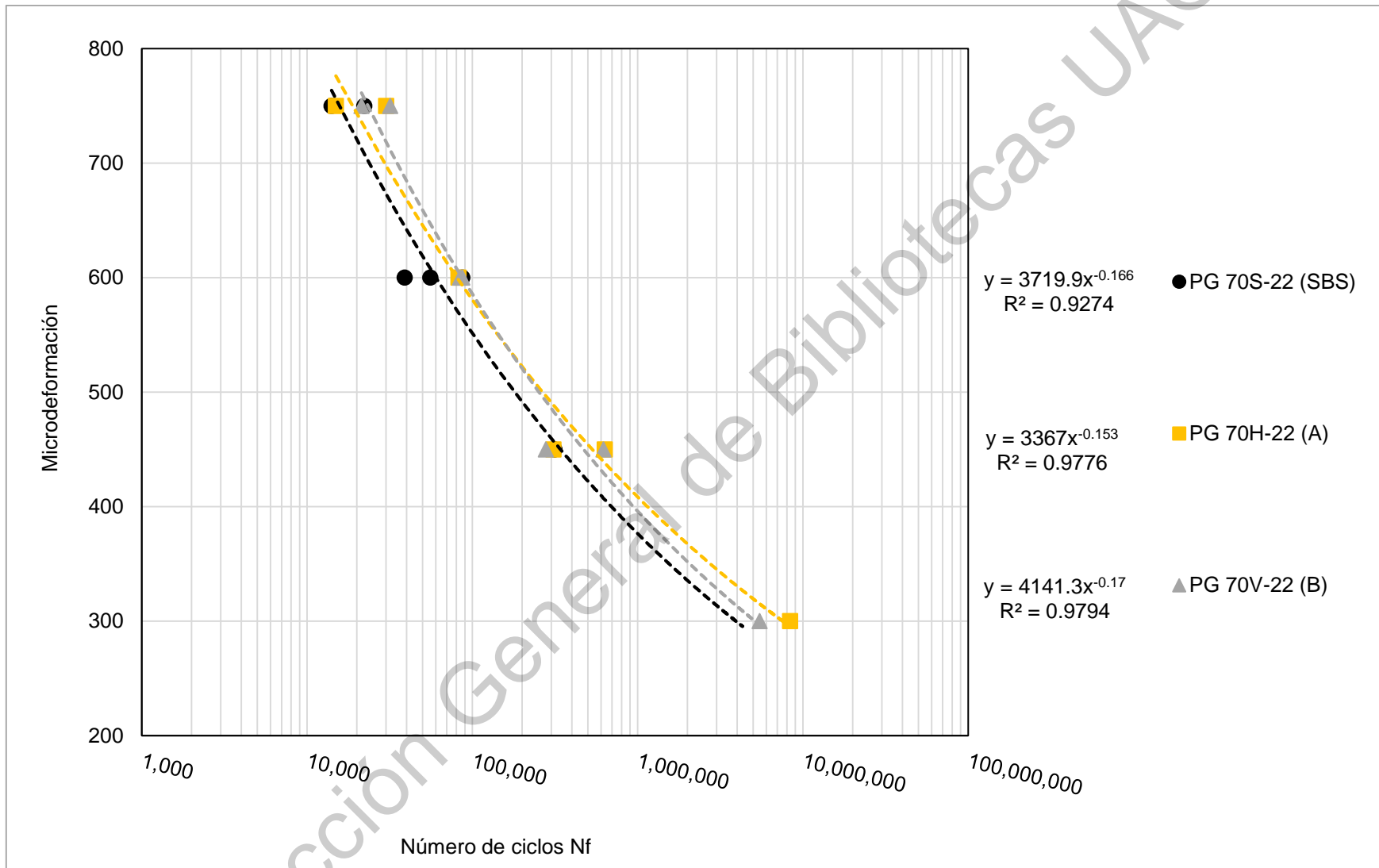


Figura 4-22. Ley de fatiga de mezclas elaboradas con cemento asfáltico PG 70-22.

FUENTE: Elaboración propia.

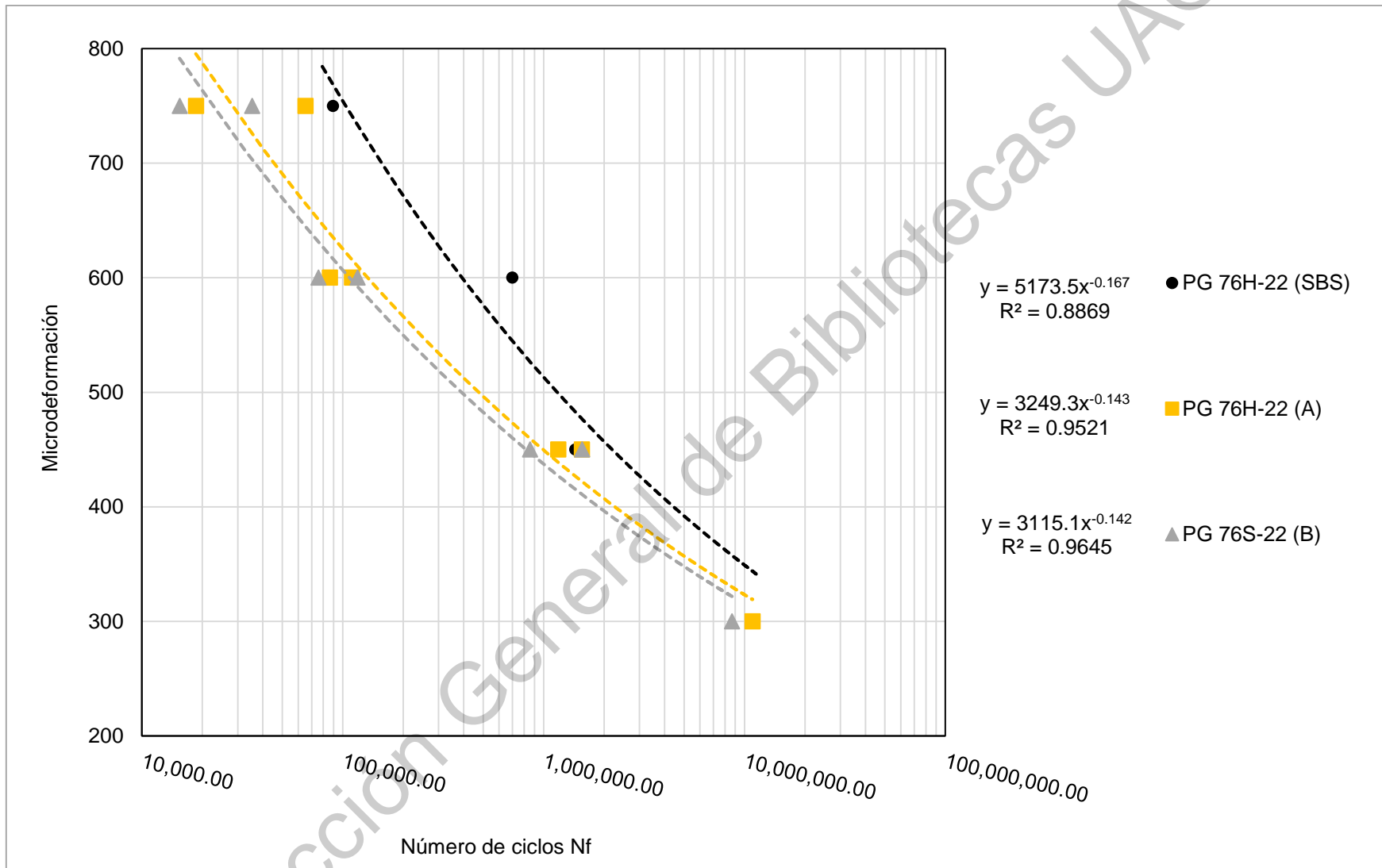


Figura 4-23. Ley de fatiga de mezclas elaboradas con cemento asfáltico PG 76-22.

FUENTE: Elaboración propia.

Para cada intervalo, se calcula una línea de regresión a partir de las pendientes de fatiga obtenidas. Para estas líneas de regresión, los valores de los coeficientes de determinación R^2 son bastante altos, excepto para el caso de las mezclas elaborada con asfalto PG 64S-22 (B). La elección de un enfoque potencial para la evolución de las pendientes de fatiga según la deformación parece muy aceptable. Esta observación es válida para las 9 mezclas probadas.

Para observar la dispersión estadística de los resultados obtenidos para cada par de especímenes ensayados por nivel de deformación y por tipo de mezcla, se graficó el número de ciclos promedio para cada par.

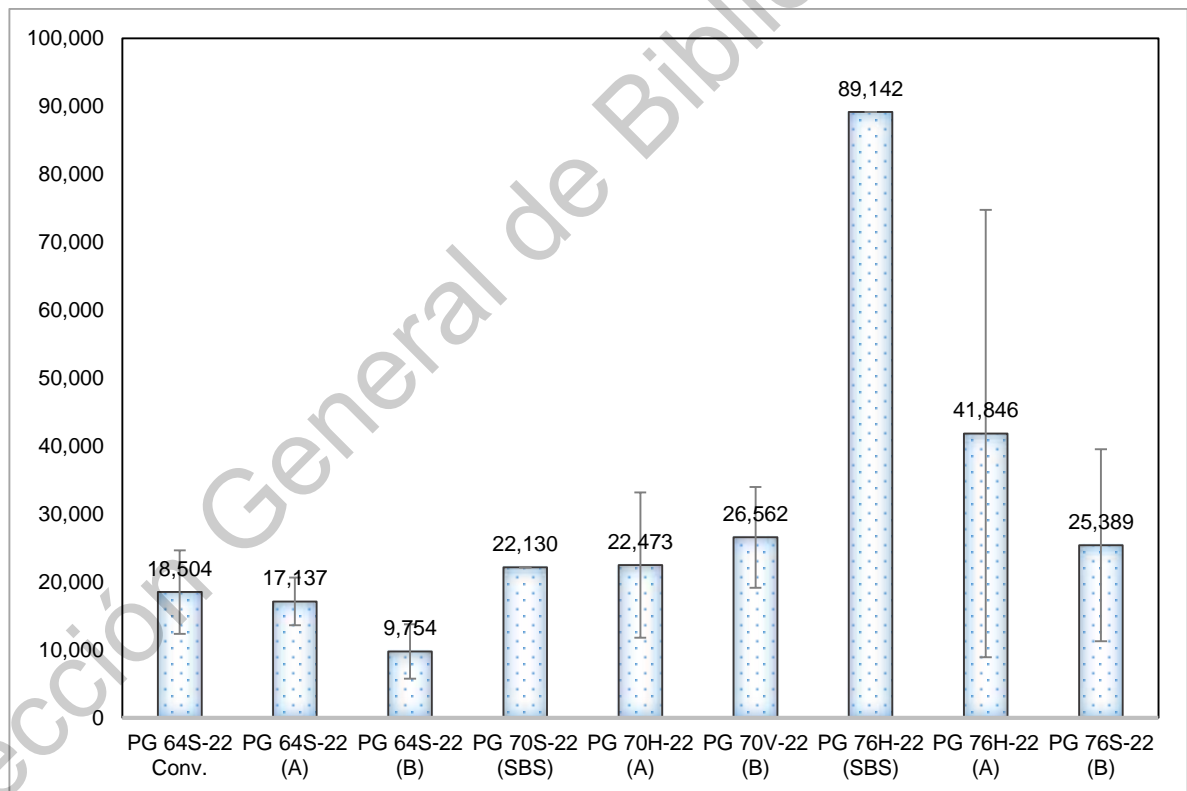


Figura 4-24. Repeticiones admisibles en función de la deformación aplicada (750 microstrain).

FUENTE: Elaboración propia.

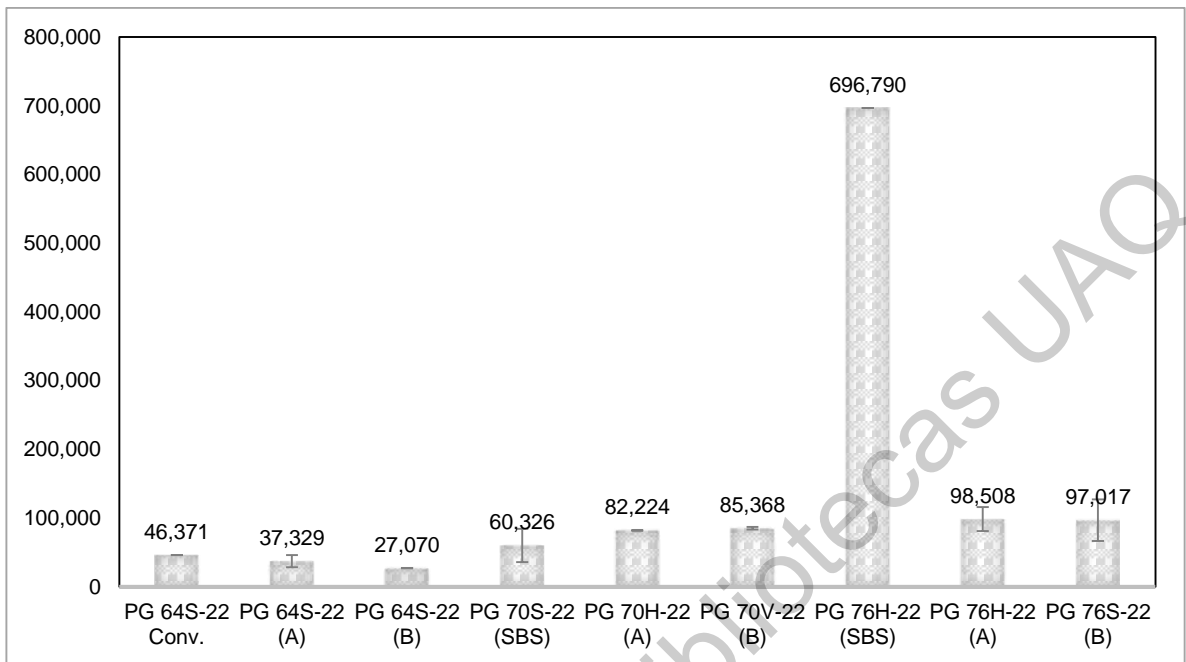


Figura 4-25. Repeticiones admisibles en función de la deformación aplicada (600 microstrain).

FUENTE: Elaboración propia.

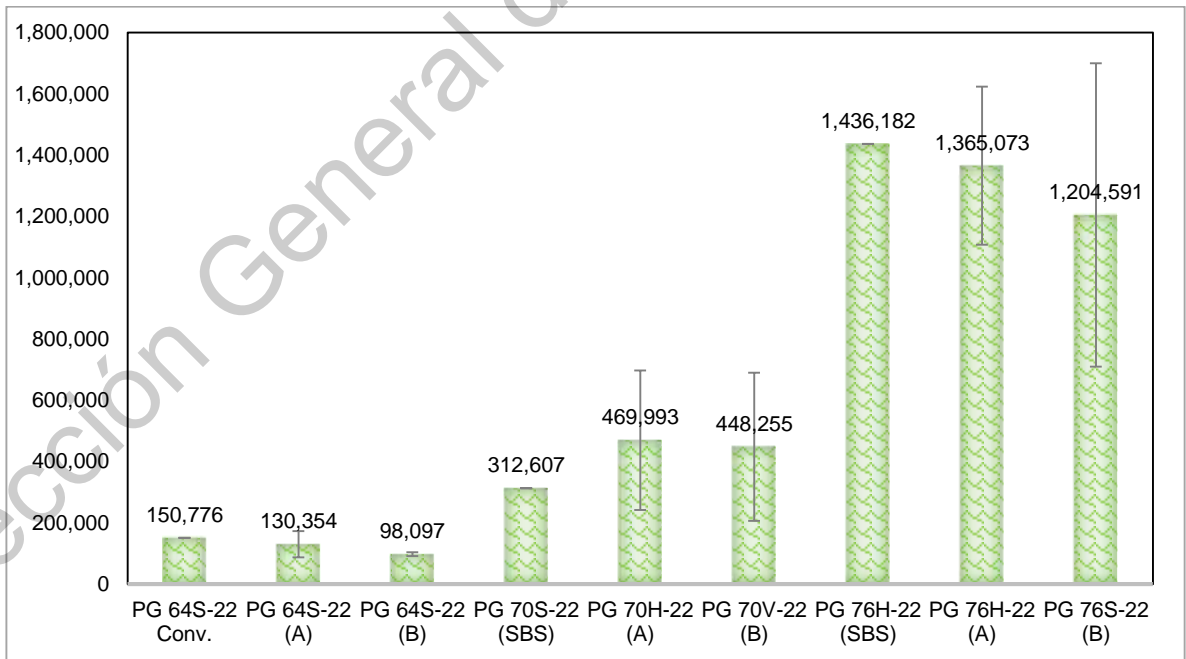


Figura 4-26. Repeticiones admisibles en función de la deformación aplicada (450 microstrain).

FUENTE: Elaboración propia.

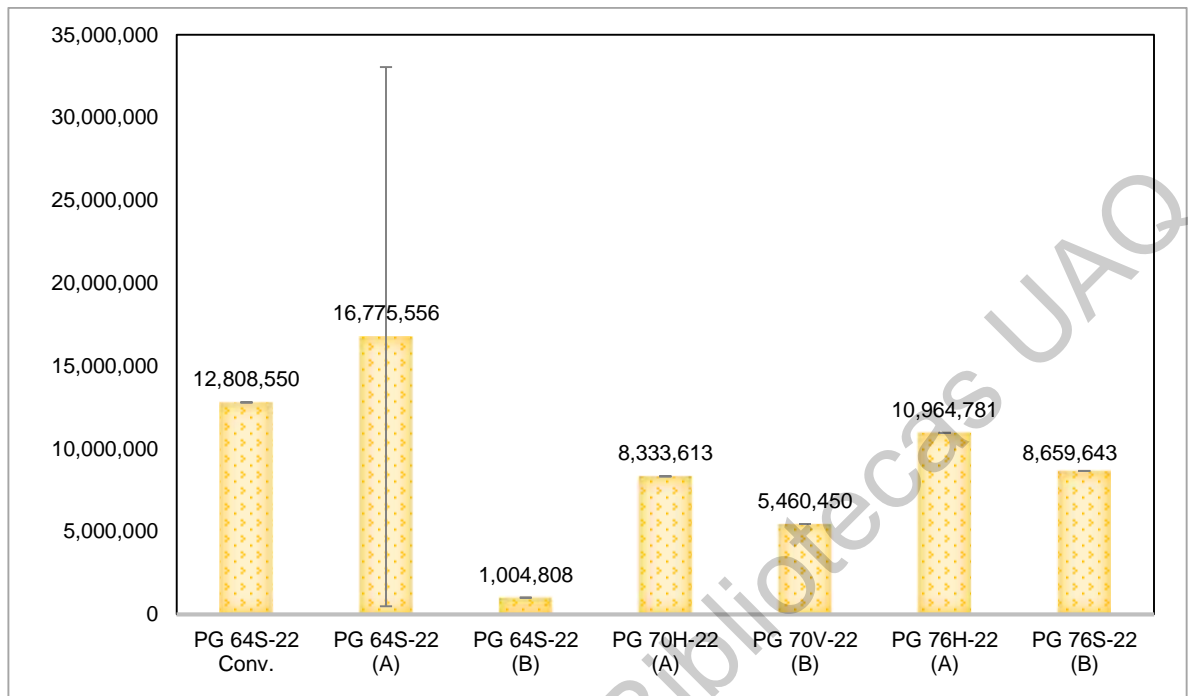


Figura 4-27. Repeticiones admisibles en función de la deformación aplicada (300 microstrain).

FUENTE: Elaboración propia.

En las Figuras 4-24 a 4-27 se aprecian las marcadas diferencias que tienen las mezclas asfálticas elaboradas en la cantidad de repeticiones admisibles que soportaron hasta llegar a la falla, con lo cual se confirma la variabilidad que llegan a presentar los ensayos de fatiga en 4 puntos y se sugiere aumentar la cantidad de probetas por cada tipo de mezcla para conseguir resultados con menor dispersión del efecto en la vida a fatiga de los concretos fabricados.

4.4 EVALUACIÓN DE LA VIDA A FATIGA DE ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO

En el apartado anterior se han comparado las mezclas con asfalto ahulado terminal blend, con las mezclas de referencia que contienen asfalto convencional y modificado con SBS, pero, con el propósito de ampliar el estudio del comportamiento de las nueve mezclas estudiadas en la fase experimental, se

decidió realizar un análisis de sensibilidad para una estructura de pavimento definida.

La estructura analizada corresponde a una sección tipo tomada del actual “Catálogo de secciones estructurales de pavimentos para carreteras de la República Mexicana” (SCT, 2013), aplicable para carreteras normales y diseñada para resistir un tránsito entre 10'000,000 y 20'000,000 de ejes equivalentes; clasificada para una región R1, es decir, con condiciones de clima y terreno favorables. La sección se muestra en la Figura 4-28.

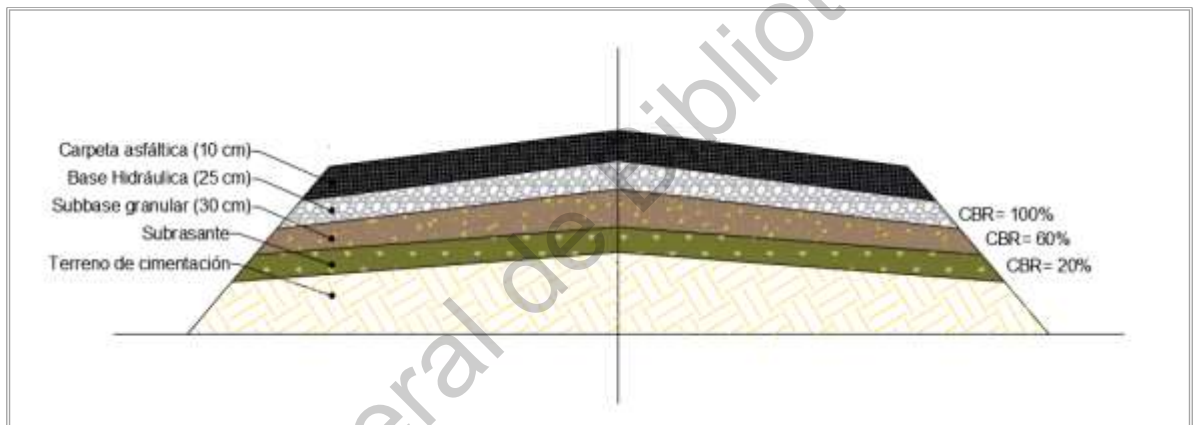


Figura 4-28. Sección tipo.
FUENTE: Elaboración propia.

A partir de esta estructura se ha realizado la comparación de vida a fatiga, utilizando las leyes y módulos dinámicos obtenidos en laboratorio mediante el ensayo de flexión en cuatro puntos para la capa asfáltica del pavimento, puesto que es donde ocurre la fatiga, por lo tanto, se obtuvieron nueve secciones dependiendo del tipo de mezcla utilizada en la carpeta.

Para las capas inferiores se supuso el valor de módulo de acuerdo con la relación propuesta por el método de diseño de la UNAM (ecuación 38), en donde interviene el Valor Soporte de California (CBR), considerando para este análisis los mínimos especificados por la normativa mexicana.

$$E = VRS_z^{0.7} \quad (38)$$

Donde:

E= módulo de rigidez del material, en kg/cm².

VRS= Valor Soporte de California, en %.

Respecto a los coeficientes de Poisson solicitados también para el cálculo de las deformaciones, se propusieron valores de 0.35 para la capa de rodadura, 0.4 para base hidráulica y subbase, y 0.45 para la subrasante.

Los programas seleccionados en este estudio fueron Kenlayer y WinJULEA para el análisis multicapa. Los parámetros de diseño definidos corresponden a un eje equivalente utilizado comúnmente para los métodos de diseño de pavimentos mecanicistas; consiste en un eje sencillo dual de 8.2 toneladas, con una presión de inflado de 5.8 kg/cm² y con una superficie de contacto de radio igual a 10.5 cm.

Se considera como fallo crítico en el análisis de fatiga el producido por efecto de las tensiones y deformaciones en la fibra inferior de la carpeta asfáltica, desarrolladas como resultado de las repeticiones de carga por tráfico.

De acuerdo con los resultados experimentales obtenidos y las correlaciones hechas para los módulos de las capas inferiores a la carpeta, se indican en la Tabla 4-12 los módulos y leyes de fatiga estimadas para cada una de las mezclas evaluadas. Enseguida, vienen especificados los valores de deformación obtenidos por los programas elegidos, con los que finalmente se calculó la vida a fatiga de cada caso estudiado, es decir, el número de repeticiones de carga N necesario para alcanzar la falla de la mezcla en las diferentes configuraciones de pavimento.

Tabla 4-12. Leyes de fatiga del ensayo de flexión y número de ciclos que soportan las mezclas estudiadas antes de la rotura mediante las deformaciones calculadas.

Tipo de mezcla asfáltica	Módulo estimado MD _{ciclo50} (MPa)	Ley de Fatiga	Deformación (strain)		Número de repeticiones (N)
			Kenlayer	WinJULEA	
PG 64S-22 (Conv.)	4,274.36	$N = 5E + 23 * \varepsilon^{-6.825}$	-1.736·10 ⁻⁴	265,647,266	
			-1.75·10 ⁻⁴	245,603,936	
PG 64S-22 (A)	5,317.19	$N = 4E + 24 * \varepsilon^{-7.166}$	-1.543·10 ⁻⁴	832,203,935	
			-0.15678·10 ⁻³	742,347,278	
PG 64S-22 (B)	6,327.61	$N = 3E + 17 * \varepsilon^{-4.712}$	-1.425·10 ⁻⁴	21,654,022	
			-1.43·10 ⁻⁴	20,949,702	
PG 70S-22 (SBS)	6,181.78	$N = 2E + 20 * \varepsilon^{-5.593}$	-1.442·10 ⁻⁴	168,243,113	
			-0.14474·10 ⁻³	164,762,409	
PG 70H-22 (A)	6,290.22	$N = 5E + 22 * \varepsilon^{-6.403}$	-1.429·10 ⁻⁴	794,874,643	
			-0.14339·10 ⁻³	777,642,008	
PG 70V-22 (B)	5,811.97	$N = 9E + 20 * \varepsilon^{-5.764}$	-1.489·10 ⁻⁴	268,953,668	
			-0.14961·10 ⁻³	261,679,366	
PG 76H-22 (SBS)	4,668.95	$N = 2E + 20 * \varepsilon^{-5.303}$	-1.664·10 ⁻⁴	332,854,114	
			-0.16760·10 ⁻³	326,561,174	
PG 76H-22 (A)	5,442.59	$N = 4E + 23 * \varepsilon^{-6.65}$	-1.541·10 ⁻⁴	1,130,244,608	
			-0.15487·10 ⁻³	1,094,805,473	
PG 76S-22 (B)	5,242.20	$N = 8E + 23 * \varepsilon^{-6.787}$	-1.570·10 ⁻⁴	998,893,175	
			-0.15795·10 ⁻³	958,820,380	

Es posible resaltar de los ensayos de flexión en 4 puntos, que las mezclas con mayor grado de desempeño obtenían un módulo semejante al de las mezclas fabricadas con asfalto PG 64-22, sin embargo, se observa que las mezclas con ligante 76-22 son más resistentes al agrietamiento por fatiga de acuerdo con lo calculado en el número de repeticiones.

Se puede afirmar, además, que las probetas que presentaron módulos más elevados obtuvieron una vida a fatiga más desfavorable que el resto de los especímenes. Lo anterior nos llevó a comparar de manera gráfica el número de

repeticiones necesarias para llegar a la falla de cada una de los tipos de mezcla estudiadas para la sección propuesta (Figura 4-29), mostrando los resultados obtenidos por las corridas en el software Kenlayer y WinJULEA.

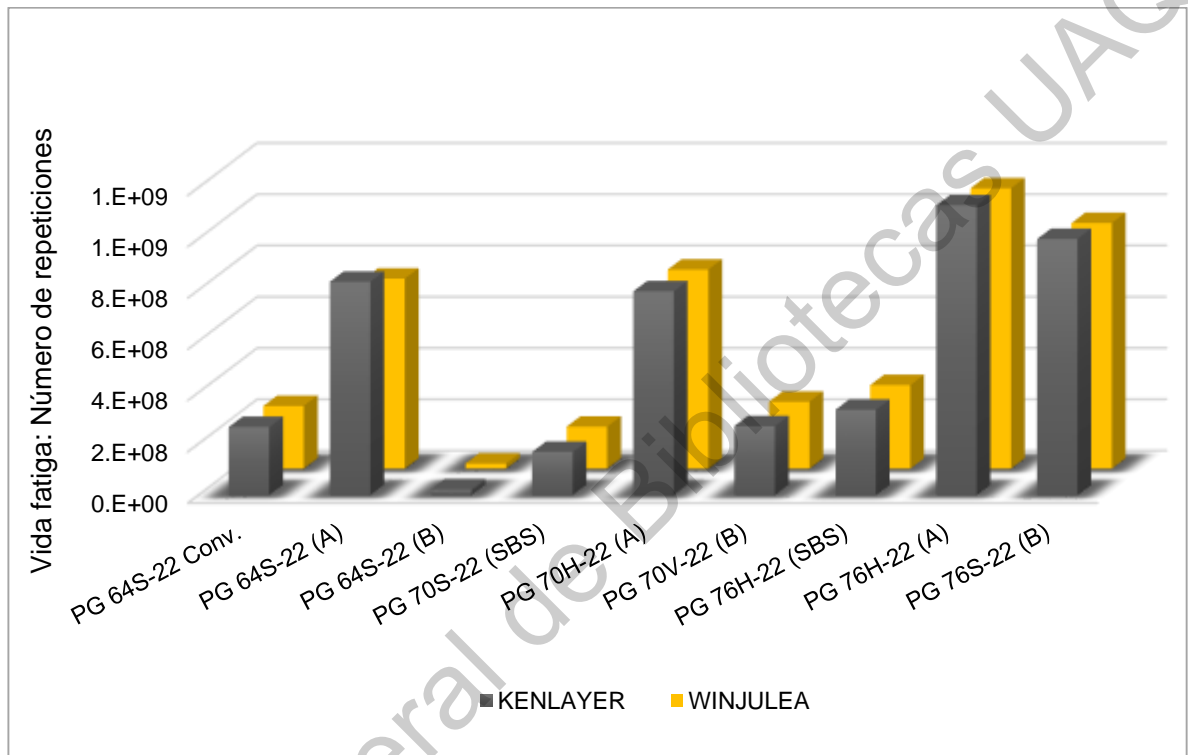


Figura 4-29. Comparativa de la vida fatiga de las capas de rodadura fabricadas con diferentes mezclas asfálticas.
FUENTE: Elaboración propia.

De la gráfica anterior se puede destacar que la sección cuya capa de rodadura se fabrica con la mezcla denominada PG 64S-22 (B), es decir, con cemento asfáltico cuya concentración inicial de hule es de 25%, presenta una resistencia mucho menor que el resto de las secciones simuladas; y que, aquella con una mayor vida a fatiga es la que tiene la mezcla con aglutinante de tipo PG 76H-22 (A).

En general, las mezclas fabricadas con cemento asfáltico ahulado con concentrado inicial de 40%, presentaron las mejores resistencias a fatiga. Las variaciones en el

comportamiento para los diferentes tipos de mezcla pueden afectarse por los módulos que se mostraron en el ensayo de flexotracción.

Dirección General de Bibliotecas UAQ

CAPÍTULO V

5 CONCLUSIONES

Esta tesis se llevó a cabo dentro del laboratorio de Vías Terrestres del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Universidad Nacional Autónoma de México). Las campañas experimentales realizadas durante la investigación han sido en colaboración con entes externos como Guaycan Químicos y Petrolíferos S.A. de C.V. (Mexicali, Baja California), así como los laboratorios APCL (Guadalajara, Jalisco) y CEVITER (Tijuana, Baja California).

La campaña experimental se llevó a cabo en nueve mezclas fabricadas con cementos asfálticos diferentes con el propósito de comparar los resultados y determinar los beneficios que presentan unos sobre otros.

Los resultados obtenidos bajo las condiciones experimentales de cada ensayo, llevan a las siguientes conclusiones:

- Mediante la caracterización del agregado pétreo se observó un material de características resistentes, con forma y textura adecuada para generar trabazón entre las partículas en las mezclas asfálticas por lo que el esqueleto mineral demostró propiedades que no comprometen el desempeño de las mezclas. De estos ensayos, se puede destacar que se obtuvo una alta absorción, por lo que se condicionó a un periodo de curado más largo de las mezclas.

- ④ En el proceso de modificación del cemento asfáltico es indispensable identificar las correctas proporciones de polímero necesario para conseguir el grado de desempeño deseado y deben cuidarse las reacciones que se generan con la adición de azufre que se utiliza como catalizador y para ordenar las cadenas poliméricas en forma de redes que impidan reacciones posteriores con más modificadores. Controlar esta formulación aumenta las posibilidades de conseguir desempeños superiores sobre asfaltos convencionales.
- ④ Las pruebas de consistencia mostraron un aumento significativo en la viscosidad de los aglutinantes modificados con hule respecto al convencional y los modificados solo con polímero SBS, lo cual además indica una mejora en la susceptibilidad a los cambios de temperatura de los CA ahulados. En el ensayo Brookfield se destacan los cementos de grado PG 76-22 (A y B) como los de mayor viscosidad a 135°C.
- ④ De acuerdo con el punto anterior y con la penetración medida en los asfaltos, es posible afirmar que el PG 76-22 (B), presenta un comportamiento más estable a altas temperaturas (viscosidad rotacional a 135°C), pero no así a temperaturas intermedias (penetración a 25°C), pues siendo que es el más viscoso de todos los asfaltos estudiados, le corresponde teóricamente el menor valor de penetración, lo cual no se dio en las muestras ensayadas.
- ④ A partir de los resultados de propiedades viscoelásticas de los aglutinantes, es posible concluir que los concentrados de asfalto con hule de los dos proveedores, en combinación con pequeños porcentajes de polímero y las bases utilizadas, permitieron formar cementos asfálticos modificados con diferentes grados de desempeño, sin mermar las características requeridas por la normativa vigente de la SCT para la clasificación de asfaltos.
- ④ Conforme a la misma especificación de clasificación, se garantizó el buen desempeño de todos los asfaltos estudiados a la temperatura de prueba e incluso se pudo determinar el comportamiento ante deformación permanente

mediante la obtención del parámetro Jnr y así establecer la categoría de tránsito en el que puede utilizarse cada asfalto. No obstante, esta clasificación no entrega una estimación acerca del fenómeno de fatiga, por lo cual, se estableció la realización de los ensayos LAS y fatiga en cuatro puntos para las mezclas asfálticas.

- Para los valores obtenidos en la prueba de Jnr, se demostró que los asfaltos modificados con el concentrado de mayor proporción de hule inicial (A), tuvieron un comportamiento más estable en todos los grados de desempeño analizados, exponiendo una mayor resistencia a la deformación permanente en el caso de los PG 64-22 y manteniéndose en el mismo nivel en el caso de los otros dos grados PG, al ser comparados con sus iguales (SBS y B).
- De los resultados de la prueba LAS, se puso en evidencia que los asfaltos de grado más alto (70-22 y 76-22) modificados con SBS y los equiparables modificados con el concentrado A, mostraron un desempeño a fatiga similar, lo que significa que la adición de hule molido de neumáticos compite con el polímero SBS.
- Respecto a la resistencia al daño por humedad, se puede decir que a pesar de que dos tipos de mezclas no cumplen con el parámetro de resistencia conservada, todas consiguieron soportar mejor el efecto del agua que la mezcla convencional. La mezcla fabricada con el asfalto PG 76H-22 (A) fue la que mejor se comportó ante ambas condiciones de ensayo.
- Como se mencionó en el marco teórico de la tesis y como se observó en los resultados, la prueba de fatiga en vigas de concreto asfáltico presenta una alta dispersión para una misma mezcla, debido a la elevada cantidad de variables que influyen en el ensayo. Esto llevó a la eliminación de datos que no ajustaban coherentemente con la nube de puntos de una misma ley de fatiga y por lo tanto debieran realizarse una mayor cantidad de pruebas para intentar reducir el error.

- ④ El ensayo de fatiga es uno de los más utilizados actualmente para predecir el agrietamiento de mezclas asfálticas, sin embargo, la duración y dificultad que representa analizar el fenómeno por este método traerá consigo la sustitución de la metodología por pruebas como tensión-compresión u otras que agilicen el procedimiento y hagan más sencilla su evaluación.
- ④ Se puede concluir de manera general que los resultados obtenidos por los aglutinantes ahulados y sus mezclas asfálticas son comparables y llegan a ser equivalentes en algunos casos, con los aglutinantes modificados con SBS y sus mezclas asfálticas. Esta conclusión lleva a exaltar los beneficios que aporta la utilización de hule molido en los asfaltos, por su contribución al desempeño a fatiga de mezclas asfálticas densas, así como la colaboración en el reencauzamiento de productos de desecho como son los NFU.
- ④ Al haber alcanzado resultados favorables de los cementos asfálticos modificados con los concentrados de hule, se destaca que el sistema de modificación “terminal blend” aporta la ventaja de la devulcanización del caucho y su consecuente estabilización dentro de la matriz de asfalto, lo cual, implica que no decante si se detiene la agitación y que pueda transportarse fácilmente como si fuese un asfalto convencional.
- ④ Se comprobó finalmente que el cemento asfáltico modificado con hule del concentrado A y sus correspondientes mezclas asfálticas mostraron un comportamiento parecido al de los modificados con SBS. Esto significa que el uso de concentrados con alta tasa de hule molido (40% inicial) permite una reducción sustancial en el costo de traslado del cemento asfáltico modificado sin que sufra consecuencias ya que es posible hacer diluciones (base asfáltica y concentrado) para llegar al porcentaje de caucho total en la mezcla que se desee, como se hizo en este trabajo al utilizar un 10% de hule.

6 REFERENCIAS

- Abdelrahman, M. (2006). Controlling Performance of Crumb Rubber–Modified Binders Through Addition of Polymer Modifiers. *Transportation research record*, 1962(1), 64-70.
- Alfaro Velasquez, M. J., Flores Alvarado, J. M., & Martínez Hernández, C. A. (2016). *Estudio comparativo de las leyes de fatiga en mezclas asfálticas convencionales haciendo uso de la viga de fatiga*. (Doctoral dissertation, Universidad de El Salvador).
- Anderson, M., D'Angelo, J., y Walker, D. (2010). MSCR: A better tool for characterizing high temperature performance properties. *Asphalt*, 25(2).
- Asphalt Institute. (1996.). *Manual SP-2 Superpave Mix Design*. Lexington, Kentucky, EUA.
- Asphalt Institute y Eurobitume. (2015). *The Bitumen Industry—A Global Perspective. Production, Chemistry, Use, Specification and Occupational Exposure*. Asphalt Institute Inc. & European Bitumen Association-Eurobitume.
- ASTM, American Society for Testing and Materials. (2011). ASTM International Standars Worldwide, Vol. 04.03. *Road and Paving Materials; Vehicle-Pavement Systems*.
- Austrroads. (2013). *Guide to Pavement Technology Part 4B: Asphalt*. Sydney, Australia: Austrroads Limited.
- Baaj, H. . (2002). *Comportement à la fatigue des matériaux granulaires traités aux liens hydrocarbonés*. (Doctoral dissertation, Lyon, INSA).
- Bahia, H. U., y Davies, R. (1995). Factors controlling the effect of crumb rubber on critical properties of asphalt binders (with discussion). *Journal of the Association of Asphalt paving Technologists*, 64.
- Bahia, H. U., y Teymourpour, P. (2014). Linear amplitude sweep test: binder grading specification and field validation. *Presentation on Binder Expert Task Group Meeting, Baton Rouge, LA, USA*.

- Bahia, H., Golalipour, A., y Coenen, A. (2012, October). Comparing effects of crumb rubber and synthetic polymers on hot mix asphalt performance. *Asphalt rubber conference*.
- Benard, J., Michel, A., Philibert, J., & Talbot, J. (1969). *Métallurgie Générale*. Paris VI, 49-52.: Masson et Cie. Editeurs.
- Bermejo-Muñoz, J. M., Gallego-Medina, J., y Saiz-Rodríguez, L. (2014). *Guía para la fabricación de betunes con polvo de neumático*. Madrid: Signus Ecovalor.
- Biro, S., y Fazekas, B. (2012). Asphalt rubber versus other modified bitumens. *The Asphalt Rubber 2012 Conference Proceedings*, Munich (pp. 351-366).
- BODUSZYNSKI, M. M. (1981). Asphaltenes in petroleum asphalts: composition and formation. *Advances in Chemistry Series*, 119-135.
- Cheng, D., Hicks, R. G., y Way G. B. . (2012). Using Statistical Analysis to Compare Life Cycle Costs of Rubberized Hot Mix Asphalt with Conventional Hot Mix. *Asphalt Rubber*.
- Chesner, W. H., Collins, R. J., MacKay, M. H., y Emery, J. (2002). User guidelines for waste and by-product materials in pavement construction. *No. FHWA-RD-97-148, Guideline Manual, Rept No. 480017*, Recycled Materials Resource Center.
- Christensen, D. W., y Bonaquist, R. F. (2006). *Volumetric requirements for Superpave mix design*. Washington, DC, USA.: (NCHRP Report 567). Transportation Research Board.
- Corbett, L. W. (1984). Refinery processing of asphalt cement. *Transportation Research Record*, 999,, 1-6.
- Corbett, L.W. (1975). Reaction Variables in the Air Blowing of Asphalt. *Industrial & Engineering Chemistry Process Design and Development*, 14(2), 181-7.
- De La Roche, C. (1996). *Module de rigidité et comportement en fatigue des enrobés bitumineux: expérimentations et nouvelles perspectives d'analyse* . (Doctoral dissertation, Châtenay-Malabry, Ecole centrale de Paris).

- Di Benedetto, H., Asheyer Soltani, A., y Chaverot, P. (1997, May). Fatigue damage for bituminous mixtures. *Proceedings of The Fifth International Rilem Symposium MTBM*. Lyon.
- Di Benedetto, H., De La Roche, C., Baaj, H., Pronk, A. y Lundström, R. (2004). Fatigue of bituminous mixtures. En R. T. Committees, *Materials and Structures. Performance testing and evaluation of bituminous materials* (págs. 202-216). Springer.
- European Asphalt Pavement Association. (2011). *The asphalt paving industry, a global perspective*. EAPA, Brussels.
- FHWA . (2002). *Module F: Asphalt Materials and Paving Mixtures*. Obtenido de FHWA HMEC: www.fhwa.dot.gov
- FHWA, P. N. C. . (2017). *1: Pavement Policy. Federal Highway Administration*.
- Franco, S. (2012). *Análisis del comportamiento a fatiga de las mezclas bituminosas a partir del nuevo procedimiento de ensayo Ebade*. España: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Gary, J. and Handwerk, G. (1975). *Petroleum refining: Technology and economics* (Vol. 5). New York: Marcel Dekker, Inc.
- Gopal, V. T., Sebaaly, P. E., y Epps, J. (2002). Effect of Crumb Rubber Particle Size and Content On The Low Temperature Rheological Properties of Binders. *Transportation Research Board Annual Meeting*.
- Hicks, R. G., y Epps, J. A. (2000). Life cycle cost analysis of asphalt-rubber paving materials. *World of Asphalt Pavements, International Conference, 1ST, 2000*. Sydney, New South Wales, Australia.
- Hintz, C. (2012). *Understanding mechanisms leading to asphalt binder fatigue (PhD dissertation)*. Madison (WI): University of Wisconsin–Madison.
- Huang, Y., Bird, R. N., & Heidrich, O. (2007). A review of the use of recycled solid waste materials in asphalt pavements. *Resources, conservation and recycling*, 52(1), 58-73.
- IPC Global, Controls Group. (2019). Obtenido de Catalog Dynamic Testing: www.controls-group.com

- Kaloush, K. E., Biligiri, K. P., Zeiada, W. A., Rodezno, C., Dwivedi, S., Reed, J., & Cary, C. (2008). *Evaluation of FORTA Fiber-Reinforced Asphalt Mixtures Using Advanced Material Characterization Tests—Evergreen Drive, Tempe, Arizona*. Tempe, Arizona: Arizona State University.
- Kudrna, J., y Dašek, O. (2012). European Approach to Asphalt Rubber. *Asphalt Rubber*.
- Lo Presti, D. (2013). Recycled tyre rubber modified bitumens for road asphalt mixtures: A literature review. . *Construction and Building Materials*, 49, 863-881.
- Lo Presti, D., Airey, G., & Partal, P. (2012). Manufacturing terminal and field bitumen-tyre rubber blends: the importance of processing conditions. *Procedia-Social and Behavioral Sciences*, 53, 485-494.
- Loría-Salazar, G., Aguiar-Moya, J.P. y Arce-Jiménez, M. (2006). Determinación de leyes y una especificación costarricense para fatiga de mezclas asfálticas en caliente. *Lanamme*, 19.
- McKetta, J.J. (1992). *Petroleum processing handbook*. New York: M. Dekker.
- Medina, J. R. (2014). *Properties of activated crumb rubber modified binders*. Arizona: Arizona State University.
- Memon, N. (2011). Characterisation of conventional and chemically dispersed crumb rubber modified bitumen and mixtures. *phD thesis*, s.n. Nottingham, UK: University of Nottingham.
- Mirzaiyan, D., Ameri, M., Amini, A., Sabouri, M., & Norouzi, A. (2019). Evaluation of the performance and temperature susceptibility of gilsonite-and SBS-modified asphalt binders. *Construction and Building Materials*, 207, 679-692.
- Monismith, C. L., Epps, J. A., Kasianchuk, D. A., y McLean, D. B. (1970). Asphalt mixture behavior in repeated flexure. *Institute of Transportation and Traffic Engineering*, (No. Te 70-s).
- Moschopedis, S.E. y Speight, J.G. (1973). Oxidation of petroleum fractions. *Fuel*, 52 (1), 83.

- Mturi, G., O'Connell, J., y Mogonedi, K. (2012). Investigating the in situ Properties of Crumb Rubber Modified (CRM) Bitumen. *Asphalt Rubber Conference Munich*, pp. 1-24.
- National Asphalt Pavement (NAPA). (2001). *Guide, H. P. M. T. S. Information Series 128*. Washington, DC, USA: US Department of Transportation-Federal Highway Administration and National Asphalt Pavement (NAPA).
- National Asphalt Pavement Association (NAPA). (1995). *Thin Hot Mix Asphalt Surfacing*. National Asphalt Pavement Association. Lanham, MD.
- Nguyen, M. L. (2009). *Etude de la fissuration et de la fatigue des enrobés bitumineux*. INSA de Lyon.
- Pasaye, M. (2019). *Historia del uso del Asfalto en México*. Morelia, Mich.: UMSNH.
- Pavement Engineering*. (2019). Obtenido de Flexible or HMA Pavements: pavementengineering.blogspot.com
- PEMEX. (2018). *Anuario Estadístico Petróleos Mexicanos*. Obtenido de https://www.pemex.com/ri/Publicaciones/Anuario%20Estadistico%20Archivos/anuario-estadistico_2018.pdf
- Peralta, E. J. F. (2009). *Study of the Interaction between Bitumen and Rubber*. (Doctoral dissertation).
- Perraton, D., Baaj, H., Benedetto, H. D., y Paradis, M. (2003). Évaluation de la résistance à la fatigue des enrobés bitumineux fondée sur l'évolution de l'endommagement du matériau en cours d'essai: aspects fondamentaux et application à l'enrobé à matrice de pierre. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30(5), 902-913.
- Presti, D. L. (2013). Recycled tyre rubber modified bitumens for road asphalt mixtures: A literature review. *Construction and Building Materials*, 49, 863-881.
- Presti, D. L., Airey, G., y Partal, P. . (2012). Manufacturing terminal and field bitumen-tyre rubber blends: the importance of processing conditions. *Procedia-Social and Behavioral Sciences*, 53, 485-494.

- Rahman, M. (2004). *Characterisation of dry process crumb rubber modified asphalt mixtures*. University of Nottingham: (Doctoral dissertation) .
- Reschner, K. (2008). A summary of prevalent disposal and recycling methods. Berlin. Obtenido de http://www.entire.engineering.de/Scrap_tire_recycling.pdf
- Riviere, N. (1996). *Comportement en fatigue des enrobés bitumineux*. Bordeaux: Université de Bordeaux I, 116 p.
- Roberts, F. L., Kandhal, P. S., Brown, E. R., Lee, D. Y., y Kennedy, T. W. . (1996). *HOT MIX ASPHALT MATERIALS, MIXTURE DESIGN AND CONSTRUCTION*. NCAT.
- Sabouri, M., Mirzaiyan, D., & Moniri, A. (2018). Effectiveness of Linear Amplitude Sweep (LAS) asphalt binder test in predicting asphalt mixtures fatigue performance. *Construction and Building Materials*, 171, 281-290.
- Schapery, R. A. (1990). A theory of mechanical behavior of elastic media with growing damage and other changes in structure. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 38(2), 215-253.
- Shatnawi, S. (2012). Life-cycle cost analysis of flexible pavement systems rehanilitated with the use of asphalt rubber interlayers. *Conference Paper: Asphalt Rubber*.
- Skotnicki, L., Koba, H., y Szydlo, A. (2012). Rubber modified stone matrix asphalts. *Asphalt Rubber*.
- Smith, W. F., Hashemi, J., Cázares, G. N., y González-Caver, P. (2006). *Fundamentos de la ciencia e ingeniería de materiales*. México, DF: McGraw-Hill.
- Soliman, S. (1976). *Influence des paramètres de formulation sur le comportement à la fatigue d'un enrobé bitumineux*. Paris: LPC, 103 p.
- Sousa, J. B., Vorobiev, A., Ishai, I., & Svehinsky, G. (2012, October). Elastomeric Asphalt Extender—A New Frontier on Asphalt Rubber Mixes. *5th International Asphalt Rubber Conference*, Munich, Germany.

- Sousa, J. B., Vorobiev, A., Rowe, G. M., y Ishai, I. (2013). Reacted and activated rubber: elastomeric asphalt extender. *Transportation Research Record*, 2371(1), 32-40.
- Stroup-Gardiner, M., Newcomb, D. E., y Tanquist, B. . (1993). Asphalt-rubber interactions. *Transportation Research Record*, 1417, 99.
- Trujillo, M. (2015). *Evaluación de la energía de fractura en mezclas asfálticas con caucho*. México DF: (Tesis maestría, Universidad Autónoma de México).
- Van Rompu, J., Di Benedetto, H., Buannic, M., Gallet, T., y Ruot, C. (2012). New fatigue test on bituminous binders: Experimental results and modeling. *Construction and Building Materials*, 37, 197-208.
- WAQTC. (2018). *Asphalt II 22-1*. Obtenido de WAQTC TM 13 (16): www.waqtc.org/library/documents/asphalt2/16_TM13.pdf
- Way, G. B. (2012). *Asphalt-Rubber 45 Years of Progress*. Asphalt Rubber.
- Way, G. B., Kaloush, K., y Sousa, J. M. (2012). Four point bending beam tests in Arizona and relationship to asphalt binder properties. *3rd Conference on Four-Point Bending* (págs. 85-98). Londres: Taylor & Francis Group.
- West, R. C., Watson, D. E., Turner, P. A., y Casola, J. R. (2010). *Mixing and compaction temperatures of asphalt binders in hot-mix asphalt*. (No. Project 9-39).
- Willis, J. R., Plemons, C., Turner, P., Rodezno, C., y Mitchell, T. . (2012). Effect of ground tire rubber particle size and grinding method on asphalt binder properties. *National Center for Asphalt Technology at Auburn University. Auburn, Alabama*, 47.
- Xiao, F., Amirkhanian, S. N., & Shen, J. (2009). Effects of various long-term aging procedures on the rheological properties of laboratory prepared rubberized asphalt binders. *Journal of Testing and Evaluation*, 37(4), 329-336.
- Xiao, F., Zhao, P. W., & Amirkhanian, S. N. (2009). Fatigue behavior of rubberized asphalt concrete mixtures containing warm asphalt additives. *Construction and Building Materials*, 23(10), 3144-3151.
- Zakar, P. (1971). Bitumen. *New York Chemical Pub. Co.*, 205.

Zalman, L., y Spacek, P. (2012). Hot mix asphalt rubber material. *Asphalt Rubber*.

Dirección General de Bibliotecas UAQ