



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

EVALUACIÓN DE LA ENERGÍA DE FRACTURA EN MEZCLAS ASFÁLTICAS CON CAUCHO

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

PRESENTA:
TRUJILLO VALLADOLID MARIBEL

TUTOR PRINCIPAL
DR. JESÚS ALFREDO HERNÁNDEZ NOGUERA

MÉXICO, D. F. OCTUBRE 2015

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M.I Deméneghi Colina Agustín
Secretario: M.I López Rincón Germán
1^{er}.Vocal: Dr. Hernández Noguera Jesús Alfredo
2^{do}. Vocal: Dr. Flores Castrellón Osvaldo
3^{er}. Vocal: Dr. Ossa López Alexandra

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Jesús Alfredo Hernández Noguera

Resumen

En México, de acuerdo con la Dirección General de Servicios Urbanos del D.F. (informe 2012) cada año son desechados 25 millones de neumáticos fuera de uso (NFU's), de los cuales, 9 de cada 10 terminan abandonados en tiraderos a cielo abierto o en depósitos clandestinos, convirtiéndose en una gran problemática ambiental para todo el país.

Con la intención de reducir esta problemática se han hecho esfuerzos por reutilizar dicho material en los diferentes ámbitos de la industria, para el caso de la construcción de Vías Terrestres, la trituración y la posterior obtención de polvo de neumático ha sido una alternativa viable.

Estudios experimentales en todo el mundo avalan que el uso delimitado de polvo de neumático en mezclas asfálticas en caliente, mejora las propiedades mecánicas y funcionales bajo la acción de las cargas derivadas del tránsito de vehículos. En nuestro país, la investigación enfocada a este tema ha sido hasta el momento muy limitada o nula.

Por lo que, el objetivo principal de la presente tesis es analizar el efecto que tiene la adición de polvo de neumático en una mezcla asfáltica en caliente sobre sus propiedades mecánicas principalmente la fisuración para un nivel de tránsito medio, a partir de ensayos experimentales en laboratorio.

El trabajo experimental se fundamenta en la manufactura de mezclas asfálticas en caliente utilizando dos tipos de asfalto. El primer grupo de mezclas se ha fabricado con un asfalto convencional (ÉKBE) con la incorporación de tres porcentajes de polvo de neumático (10, 15 y 20%) por vía seca. En el segundo grupo se ha utilizado un asfalto modificado en planta por vía húmeda y finalmente, se han comparado los resultados con una mezcla de ligante convencional sin presencia de polvo de neumático.

Con la intención de iniciar una línea de investigación que considere los materiales y normas mexicanas se ha optado por utilizar para el diseño y caracterización de las mezclas asfálticas, la metodología establecida en el protocolo de la Asociación Mexicana del Asfalto, A.C. (AMAAC) para un nivel de tránsito tipo II. Y para estudiar específicamente el proceso de fisuración se ha seleccionado el ensayo de fractura Disk-Shaped Compact Tension Test (DCT) regido por la Norma ASTM D7313.

De los resultados obtenidos se destaca que la mezcla modificada por vía húmeda presenta un mejor comportamiento a la fisuración aunque soporta menores cargas máximas. Caso contrario presentan las mezclas modificadas por vía seca. Por otra parte, las mezclas fabricadas con asfalto convencional ofrecen un comportamiento similar a las del modificado aunque con menor resistencia máxima.

Abstract

In Mexico, according to the Directorate General of Urban Services DF (Report 2012) are discarded each year 25 million used tires (NFU's), of which 9 out of 10 end up abandoned in open dumps or clandestine deposits, becoming a big environmental problem throughout the country.

With the intention of reducing this problematic they have made efforts to reuse such material in the different fields of industry, for the case of the construction of Terrestrial Routes, trituration and the subsequent obtaining of crumb rubber has been a viable alternative.

Experimental studies worldwide endorse to the delimited use of crumb rubber in asphalt mixtures hot, improves mechanical properties and functional under the action of the burdens arising from vehicle traffic. In our country, the investigation centered on this topic has been until the moment very limited or null.

So it, the main goal of this thesis is analyze the effect having of the addition of crumb rubber in a hot mix asphalt on their mechanical properties mainly the fissuration for a level means transit, from experimental laboratory tests.

The experimental work is grounded on the manufacture of hot mix asphalt using two types of asphalt. The first group of mixtures has been performed with a conventional asphalt (EKBÉ) with the incorporation of three percentages of crumb rubber (10, 15 y 20%) by way dry. In the second group has been used a modified asphalt in plant by way wet and finally, were compared the results with a mix with conventional binder without the presence of crumb rubber.

With the intention of initiating a line of research that considers the materials and Mexican standards it has chosen to use for the design and characterization of asphalt mixtures the methodology established in the protocol of the Asociación Mexicana del Asfalto, A.C. (AMAAC) for a level of transit type II. And to specifically study the process of fissuration is selected the test of fracture Disk-Shaped Compact Tension Test (DCT) governed by the standard ASTM D7313.

From the results obtained it stands that the mixture modified by way wet presents a better behavior to fissuration although supports lower maximum loads. Opposite case presenting the modified mixtures by way dry. The mixtures fabricated with conventional asphalt offer a similar behavior to those of the modified although with lower maximum resistance.

Agradecimientos

Al finalizar un trabajo tan arduo como el desarrollo de una tesis de maestría es inevitable que te asalte el egocentrismo que te lleva a concentrar la mayor parte del mérito en el aporte que has hecho. Sin embargo, el análisis objetivo te muestra inmediatamente que la magnitud de ese aporte hubiese sido imposible sin la participación de personas e instituciones que han facilitado las cosas para que este trabajo llegue a un feliz término. Por ello, es para mí un verdadero placer utilizar este espacio para ser justa y consecuente con ellas, expresándoles mis agradecimientos.

En primer lugar agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por todo el apoyo económico que me ha brindado durante mis estudios de Maestría.

El agradecimiento más profundo y sentido va para mi familia. Sin su apoyo, colaboración e inspiración habría sido imposible llevar a cabo este duro proceso. A mis padres y hermanos...por ellos y para ellos!

Agradezco de manera especial y sincera al Dr. Jesús Alfredo Hernández Noguera por aceptarme para realizar esta tesis bajo su dirección. Su apoyo y confianza en mi trabajo y su capacidad para guiar mis ideas ha sido un aporte invaluable, no solamente en el desarrollo de esta tesis, sino también en mi formación. Las ideas propias, siempre enmarcadas en su orientación y rigurosidad, han sido la clave del buen trabajo, el cual no se puede concebir sin su siempre oportuna participación. Le agradezco también el haberme facilitado siempre los medios suficientes para llevar a cabo todas las actividades propuestas durante el desarrollo de esta tesis.

Gracias al Dr. Efraín Ovando Shelley por permitir que esta tesis se desarrollara en el marco de su grupo de colaboración. Debo agradecer también su amabilidad y disponibilidad durante mi estancia en su grupo, durante las cuales tuve todo el soporte profesional y logístico para alcanzar los objetivos perseguidos.

Quiero extender un sincero agradecimiento a todo el grupo de trabajo del Laboratorio de vías Terrestres del Instituto de Ingeniería de la UNAM, Dr. Alexandra Ossa López, Ing. Francisco Armando Rangel Ordoñez, Joel, Sr. Francisco, Roberto, Hugo y Santi por su paciencia, disponibilidad y generosidad para compartir su experiencia y amplio conocimiento. Su colaboración fue de gran ayuda durante mi estancia en el laboratorio. Les agradezco también por sus siempre atentas y rápidas respuestas a las diferentes inquietudes surgidas durante el desarrollo de este trabajo, lo cual se ha visto también reflejado en los buenos resultados obtenidos.

Una persona que toma una parte primordial en esta tesis es el Ing. Daniel Mejía Loera, gracias por su siempre atenta y efectiva colaboración durante la realización de este trabajo, que se vio reflejada en los buenos resultados obtenidos, sin su colaboración esto no hubiera sido posible.

Agradezco la colaboración de las empresas que donaron los distintos materiales empleados en esta tesis, ya que fueron de suma importancia para la investigación:

- Ing. Carlos Mora de Reciclado Vanguardia por el material de polvo de neumático.
- La Planta de Asfalto del Distrito Federal, por la donación del material asfáltico.
- Grupo Pirámide, por la donación del agregado pétreo.
- M.I. Rosita Martínez, M.I. Jesús Espinosa y M.I Carlos Coria de Grupo SemMaterials, por la donación de material asfáltico y su colaboración durante mi estancia en sus instalaciones.

Debo agradecer al Instituto de Ingeniería UNAM por permitirme desarrollar mi investigación dentro de su comunidad y su gran prestigio ampliamente reconocido.

También agradezco a la Universidad Nacional Autónoma de México las facilidades otorgadas para estudiar. Esto me permitió adquirir nuevos conocimientos además de gozar como alumna a tan amada Institución.

Y por último y no menos importantes, a todos mis amigos y compañeros de maestría, solo tengo palabras de agradecimiento, ya que de alguna manera forman parte de esta tesis, mil gracias.

ResumenV
AbstractVI
AgradecimientosVII
Índice	IX
Índice de figuras	XI
Índice de tablas	XIV
 Capítulo 1 Introducción y objetivos	
1.1 Introducción	3
1.2 Objetivos	5
1.2.1 Generales.....	5
1.2.2 Específicos	5
1.3 Hipótesis	5
 Capítulo 2 Estado del Arte	
2.1 Neumáticos fuera de uso (NFU's)	9
2.2 Mezclas asfálticas con caucho	11
2.2.1 Antecedentes.....	11
2.2.2 Incorporación de polvo de neumático en las mezclas asfálticas	12
2.2.3 Diseño y caracterización mecánica de la mezcla con caucho	16
2.3 Fractura: Modos y proceso	18
2.3.1 Energía de fractura	21
2.3.2 Teoría de fractura mediante discontinuidades interiores	22
2.3.3 Ensayos para evaluar la energía de fractura	24
 Capítulo 3 Trabajo experimental	
3.1 Introducción	35
3.2 Materiales considerados	36
3.2.1 Asfalto.....	36
3.2.2 Agregados	42
3.2.3 Caucho	43
3.3 Diseño de mezcla asfáltica AMAAC de referencia	45
3.3.1 Diseño volumétrico.....	45
3.3.2 Deformaciones plásticas.....	51

3.4 Ensayo de fractura	55
3.4.1 Elaboración de probetas.....	55
3.4.2 Acondicionamiento de probetas	58
3.4.3 Procedimiento de ensayo	59

Capítulo 4 Análisis de resultados

4.1 Análisis de ensayos experimentales	65
---	-----------

Capítulo 5 Conclusiones y futuras líneas de investigación

5.1 Conclusiones	75
5.2 Futuras líneas de investigación	78

Bibliografía

Anexo

A1. Reporte fotográfico

Índice de figuras

<i>Figura 1.1 Agrietamiento en carpeta asfáltica.</i>	4
<i>Figura 1.2. Bache en carpeta asfáltica.</i>	4
<i>Figura 2.1. Estructura de una llanta</i>	9
<i>Figura 2.2. Reciclado de neumáticos.</i>	11
<i>Figura 2.3 Esquema de producción de asfalto ahulado a través de la "vía húmeda".</i>	12
<i>Figura 2.4 Proceso de Adición de Polvo NFU al Asfalto por vía húmeda.</i>	13
<i>Figura 2.5 Proceso de Adición de Polvo NFU al Asfalto por vía seca.</i>	15
<i>Figura 2.6 Niveles de diseño para mezclas asfálticas AMAAC (2008).</i>	16
<i>Figura 2.7 Fractura en pavimento asfáltico.</i>	18
<i>Figura 2.8 Diferentes modos de carga en los componentes agrietados: (a) de modo puro I, (b) el modo puro II, y (c) el modo mixto I / II.</i>	19
<i>Figura 2.9 Tensiones de punta en la grieta en el sistema cartesiano.</i>	20
<i>Figura 2.10 Modelo de discontinuidades interiores: a) discontinuidades débiles, b) discontinuidades fuertes y c) discontinuidad discreta.</i>	23
<i>Figura 2.11. Esquema y curvas de carga-desplazamiento resultantes del ensayo SE (B).</i>	25
<i>Figura 2.12. Montaje del ensayo DC (T) y geometría recomendada.</i>	26
<i>Figura 2.13. Montaje y esquema del ensayo SCB.</i>	27
<i>Figura 2.14 Campo tensional ensayo SCB modelado mediante comportamiento elástico lineal. (a) Tensiones de tracción - (b) Tensiones de compresión - (c) Daño por tensiones de compresión.</i>	28
<i>Figura 2.15. Montaje, esquema y curva carga-desplazamiento del ensayo BTB.</i>	29
<i>Figura 2.16. Montaje del ensayo BTB y superficie de fractura de la probeta ensayada.</i>	30
<i>Figura 2.17. Montaje del ensayo DBDT (a) y la probeta ensayada (b).</i>	31
<i>Figura 3.1 Metodología empleada en la investigación.</i>	35

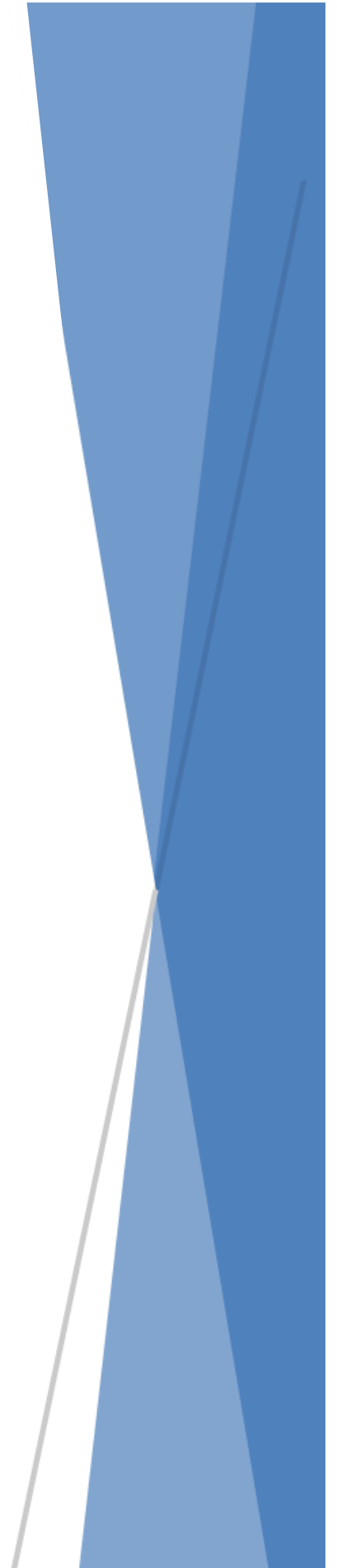
<i>Figura 3.2. Asfalto EKBE PG-64-22</i>	36
<i>Figura 3.3 Imagen microscópica del asfalto convencional, (escala 10µm)</i>	37
<i>Figura 3.4 Comparativa de asfalto ahulado (A) con el asfalto convencional (B).</i>	38
<i>Figura 3.5 Imagen microscópica del asfalto ahulado, (escala 10µm).</i>	39
<i>Figura 3.6 Dispersión del caucho en asfalto EKBÉ por vía seca, (escala 10µm).</i>	40
<i>Figura 3.7 Banco de material, Grupo Pirámide</i>	42
<i>Figura 3.8 Estructura interna del caucho a 10 micras.</i>	43
<i>Figura 3.9 Gestión y tratamientos de los NFU</i>	44
<i>Figura 3.10 Granulometría de la mezcla de referencia de acuerdo a los requerimientos del protocolo AMAAC.</i>	46
<i>Figura 3.11 Proceso del ensayo susceptibilidad a la humedad.</i>	48
<i>Figura 3.12 Gráfico de resultados de la prueba susceptibilidad a la humedad, Desplazamiento vs Fuerza.</i>	51
<i>Figura 3.13 Naturaleza cíclica de carga</i>	52
<i>Figura 3.14 Ahuellamiento en carpeta asfáltica</i>	52
<i>Figura 3.15 Ensayo de rodadura</i>	53
<i>Figura 3.16 Imagen gráfica de la prueba de formación permanente.</i>	55
<i>Figura 3.17. Compactación de probetas en el Compactador Giratorio Superpave</i>	56
<i>Figura 3.18 Elaboración de la probeta de fractura de acuerdo a la norma ASTM D 7313-07.</i>	57
<i>Figura 3.19 Acondicionamiento de probetas de acuerdo a la norma ASTM D6373</i>	58
<i>Figura 3.20 Probeta instalada con los accesorios de carga</i>	59
<i>Figura 3.21 Probeta llevada a la falla a una velocidad de 0.017 mm/seg.</i>	59
<i>Figura 3.22 Ejemplo de parámetros de regresión CMOD-Time</i>	60
<i>Figura 3.23 Curva CMODfit vs carga</i>	61
<i>Figura 4.1. Curvas desplazamiento vs fuerza del asfalto convencional EKBÉ.</i>	65

<i>Figura 4.2. Curvas desplazamiento vs fuerza del asfalto convencional EKBÉ+ 10% polvo de neumático.</i>	67
<i>Figura 4.3. Curvas desplazamiento vs fuerza del asfalto convencional EKBÉ+ 15% polvo de neumático.</i>	68
<i>Figura 4.4. Curvas desplazamiento vs fuerza del asfalto convencional EKBÉ+ 20% polvo de neumático.</i>	69
<i>Figura 4.5. Curvas desplazamiento vs fuerza del asfalto ahulado.</i>	71
<i>Figura 4.6. Curvas desplazamiento vs fuerza del asfalto convencional y los modificados.</i>	72

Índice de tablas

<i>Tabla 2.1 Niveles de diseño en función del número de ejes equivalentes y/o el tipo de proyecto.</i>	17
<i>Tabla 2.2 Diferentes geometrías de los ensayos desarrollados para determinar propiedades de fractura en las mezclas asfálticas.</i>	32
<i>Tabla 3.1 Clasificación por viscosidad y penetración (N-CMT-4-05-004/08).</i>	38
<i>Tabla 3.2 Caracterización del asfalto ahulado.</i>	39
<i>Tabla 3.3 Caracterización del agregado pétreo.</i>	42
<i>Tabla 3.4 Composición ponderal de los neumáticos fuera de uso.</i>	43
<i>Tabla 3.5 Niveles de diseño</i>	45
<i>Tabla 3.6. Parámetros Volumétricos de la mezcla</i>	47
<i>Tabla 3.7. Resultados del diseño volumétrico</i>	48
<i>Tabla 3.8. Normativa AASHTO T283 Susceptibilidad a la Humedad.</i>	49
<i>Tabla 3.9. Datos de la prueba susceptibilidad a la humedad de la mezcla de referencia.</i>	50
<i>Tabla 3.10. Resultados de la prueba de deformación Permanente.</i>	54
<i>Tabla 3.11 Dosificación para la variación del caucho en la mezcla.</i>	55
<i>Tabla 3.12 Temperaturas de mezclado.</i>	56
<i>Tabla 4.1 Resultados en los especímenes fabricados con asfalto convencional EKBÉ</i>	66
<i>Tabla 4.2 Resultados en los especímenes fabricados con EKBÉ+10% de polvo de neumático.</i>	67
<i>Tabla 4.3 Resultados en los especímenes fabricados con EKBÉ+15% de polvo de neumático.</i>	69
<i>Tabla 4.4 Resultados en los especímenes fabricados con EKBÉ+20% de polvo de neumático.</i>	70
<i>Tabla 4.5 Comparativa entre especímenes fabricados por vía seca y vía húmeda con un 10% de polvo de neumático.</i>	71
<i>Tabla 4.6 Resultados en los especímenes fabricados con asfalto ahulado.</i>	72
<i>Tabla 4.7 Resumen de resultados de la prueba de fractura.</i>	73

Capítulo 1. Introducción y objetivos.





CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1 Introducción.

Debido al auge en la industria en todos sus ámbitos, la preocupación social por el tratamiento de desechos que generan va en aumento. Para el caso de la industria de la construcción el problema no es ajeno, ya que cada año se desechan miles de toneladas de desechos sin un tratamiento adecuado. En el caso específico de la construcción de Vías Terrestres se han venido desarrollando esfuerzos para re-incorporar dichos desechos dentro del proceso constructivo y mejoramiento de materiales.

Uno de estos esfuerzos es el mejoramiento de las propiedades mecánicas de las mezclas asfálticas mediante la incorporación de materiales modificadores que aumentan su vida útil.

La mezcla asfáltica es un material compuesto de un ligante asfáltico y un agregado mineral, donde el cemento asfáltico puede ser modificado, actuando como un mejor ligante que aglutina las partículas e impermeabiliza la mezcla. Al combinar un ligante asfáltico modificado con un agregado mineral, el comportamiento de la mezcla en su conjunto se ve mejorado ya que es capaz de alargar su vida útil bajo la sollicitación de las cargas del tránsito cumpliendo con las especificaciones técnicas reglamentadas.

Uno de los materiales probados para mejorar o modificar los asfaltos es el polvo de neumático derivado de la trituración de neumáticos fuera de uso (NFU's). En la Ciudad de México se desechan millones de NFU's ya que no se cuenta con una cultura de reaprovechamiento y cuidado ambiental severo; dicho fenómeno preocupa a la administración así como también a los ciudadanos. La incorporación de NFU's en las mezclas asfálticas que conforman las vialidades urbanas puede ser una posibilidad de disminuir el problema de modo sustancial y de modo indirecto, ayudar a reducir la problemática de las fisuras o baches.

El agrietamiento en una carpeta asfáltica se considera uno de los principales mecanismos de falla en pavimentos asfálticos (Figura 1.1), indicando problemas de diseño o construcción de la capa asfáltica.

Esta falla inicia mediante microfisuras en el material, debido al paso de vehículos y las condiciones climatológicas del sitio, lo que lleva a debilitar a la estructura del pavimento, provocando la infiltración de agua, lo que conlleva a sufrir severos daños estructurales y serias consecuencias económicas para los organismos encargados en la gestión de carreteras (Figura 1.2).



Figura 1.1 Agrietamiento en carpeta asfáltica [48].

Los efectos perjudiciales que genera este problema cuestan al gobierno de la ciudad millones de pesos anuales en reparación de baches, reposición de neumáticos, demora en tiempos de traslados y accidentes viales.



Figura 1.2. Bache en carpeta asfáltica [48].

La re-utilización de NFU's es una solución viable para la ciudad de México ya que ahí se genera el 20% del total de llantas usadas en toda la República, es decir, alrededor de 5 millones de NFU's al año, representando un alto riesgo. Tan solo la Dirección General de Servicios Urbanos del DF se encarga de recoger diariamente unas 3 mil llantas usadas, de las cuales 9 de cada 10 terminan abandonadas en tiraderos a cielo abierto o depósitos clandestinos.

Sin embargo, este esfuerzo es mínimo, ya que de los 25 millones de llantas que se tiran anualmente, el 91% es abandonado, el 5% es renovado, el 2% se deposita en centros autorizados de acopio y el restante es reutilizado en hornos industriales.



Ante este escenario, esta tesis intenta contribuir en los siguientes aspectos:

- Reutilización de los neumáticos fuera de uso
- Mejorar el comportamiento mecánico de la mezcla asfáltica ante la fisuración
- Contribuir a la mejora ambiental que actualmente tiene el país.

1.2 Objetivos

1.2.1 General

Diseñar una mezcla asfáltica modificada con la adición de polvo de neumático, que ofrezca una mayor resistencia a la fisuración comparada con una mezcla convencional, para un nivel de tránsito medio, de acuerdo con la metodología de la Asociación Mexicana del Asfalto, A.C. (AMAAC).

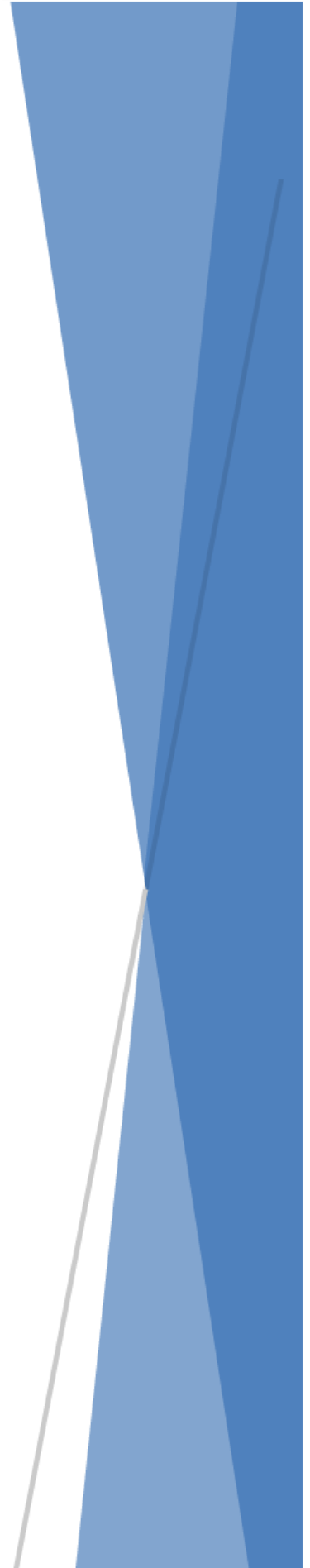
1.2.2 Específicos

- Modificar las propiedades del asfalto mediante la incorporación de polvo de neumático, por vía seca y húmeda.
- Evaluar el comportamiento a la fisuración de la mezcla asfáltica de referencia y las modificadas, con base en el ensayo Disk-Shaped Compact Tension Test (DCT).
- Definir el mejor proceso de incorporación de polvo de neumático en la mezcla asfáltica.

1.3 Hipótesis

- A. La incorporación del polvo de neumático en la mezcla asfáltica reduce la fisuración y con ello brinda una mayor duración de la mezcla.
- B. El asfalto con menor porcentaje (%) de polvo de neumático presentara un mejor comportamiento mecánico ante la fisuración.
- C. El asfalto con adición de polvo de neumático incrementara la viscosidad de la mezcla, provocando un aumento en las temperaturas de fabricación y problemas de compactación.
- D. En la modificación por vía seca se espera mayor dificultad en el proceso de fabricación, debido a la expansión que presentará el caucho, dificultando la compactación de la muestra.
- E. La incorporación por vía húmeda presenta un mejor manejo dentro del proceso de fabricación de la mezcla asfáltica y una mejor adherencia entre agregado-asfalto.

Capítulo 2. Estado del arte.



CAPÍTULO 2 ESTADO DEL ARTE

2.1 Neumáticos fuera de uso (NFU's)

El neumático, también llamado *llanta*, es una pieza fabricada con un compuesto basado en el caucho que se coloca en la rueda de un vehículo para conferirle adherencia, estabilidad y confort. Constituye el único punto de contacto del vehículo con el suelo y, por tanto, del neumático depende en buena medida el comportamiento dinámico del vehículo: es decir, cómo se mueve el vehículo sobre el terreno.

Del neumático depende también, en buena parte, que la rueda pueda realizar sus funciones principales: tracción, dirección, amortiguación de golpes, estabilidad, soporte de la carga... Pero para que eso sea posible, el estado del neumático debe ser correcto, sin cortes, grietas o deformaciones, y su presión de inflado debe ser la adecuada.

Una de las características básicas del neumático es la elasticidad, que es la responsable de que el neumático pueda soportar los enormes esfuerzos que le exige nuestra conducción diaria.

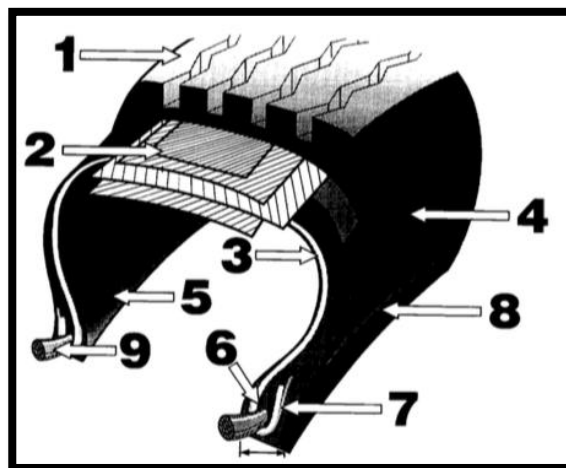


Figura 2.1. Estructura de una llanta [50]

La fabricación de neumáticos concentra un gran porcentaje de la industria del caucho constituyendo el 60 % de la producción anual del mismo. Los elastómeros o cauchos son materiales poliméricos cuyas dimensiones pueden variar según sea el tipo de esfuerzo al que son sometidos, volviendo a su forma cuando el esfuerzo se retira.

El caucho natural se extrae a partir del árbol *Hevea Brasiliensis* que es un látex con partículas de caucho en suspensión. Después de un proceso de secado y de ahumado se utilizan diferentes productos. Hoy en día alcanza el 30 % del mercado de los cauchos, el resto lo ocupan los cauchos sintéticos, todos basados en hidrocarburos. Los tipos de caucho más empleados en la fabricación de los neumáticos son:



- Cauchos naturales (NR)
- Estireno-Butadieno (SBR)
- Polibutadienos (BR)
- Polisoprenos sintéticos (IR)

La matriz de caucho más utilizada es el copolímero estireno-butadieno (SBR), en el que la proporción es de aproximadamente un 25% en peso de estireno, o una mezcla de caucho natural y SBR.

Durante la fabricación de los neumáticos, el caucho se somete al proceso de vulcanización que tiene la función de entrelazar los polímeros con las moléculas de azufre mediante la acción de altas temperaturas y presiones. Los enlaces así formados son muy estables, lo que hace que el proceso de desvulcanización sea difícil.

Una vez que los neumáticos han cumplido su vida útil se someten a un proceso de trituración para poder reaprovecharlos y que puedan ser utilizados como materia prima en diferentes áreas de la industria. El proceso de trituración se puede realizar de dos formas:

- Molido a temperatura ambiente.

Consiste en hacer pasar el caucho por molinos clásicos constituidos por un rotor. Previamente al molido es necesario separar el componente metálico para evitar daños al molino, lo que normalmente se hace con separadores magnéticos dispuestos sobre las cintas. Se trata de equipos más ligeros que los trituradores, tanto en peso como en potencia, y su rendimiento es más bajo. Todo el proceso se realiza a temperatura ambiente, aunque la energía transmitida al caucho durante la molienda eleva su temperatura hasta 80° C.

El material producto de la trituración posee mayor superficie específica y por tanto, es más reactiva y absorbente con el asfalto, produciendo en menor tiempo y a menor requerimiento de temperatura, mayores propiedades de viscosidad. En contra, para llegar a tamaños de partícula más reducidos, se requiere mayor consumo energético y mayor desgaste de la maquinaria empleada; por lo que es más caro.

- Molido por criogénesis.

Consiste en enfriar el NFU a temperaturas por debajo de los – 60° C para conseguir rigidez y poder molerse con molinos clásicos de impacto y bolas. El enfriamiento se consigue haciendo entrar en contacto el neumático troceado con nitrógeno líquido, existiendo diversas formas de hacerlo.

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.

Además, debido a la baja temperatura se favorece la condensación del vapor de agua presente en el ambiente, con lo que el polvo de neumático obtenido debe secarse antes de su almacenamiento.

2.2 Mezclas asfálticas con caucho

2.2.1 Antecedentes

Como se ha expuesto en el apartado anterior, uno de los residuos que más caracterizan a las sociedades en la actualidad son los neumáticos fuera de uso y debido al creciente impacto ambiental que han generado, se han empleado distintas estrategias que permiten reciclar de forma eficiente este material. Uno de ellas es su empleo en pavimentos asfálticos, que es un proceso donde se intenta captar la naturaleza flexible de la goma en una superficie de pavimentación, proporcionando un aumento en sus características mecánicas a largo plazo.



Figura 2.2. Reciclado de neumáticos [9].

El empleo de neumáticos reciclados comenzó en los años 60's, donde se procesaron y utilizaron como un material secundario en la industria de pavimentos (Figura 2.2). Esta aplicación se introdujo por dos empresas suecas que produjeron una mezcla de asfalto con la adición de una pequeña cantidad de caucho molido de neumáticos desechados como sustituto de una parte del agregado mineral en la mezcla, con el fin de obtener una mezcla de asfalto con una resistencia mejorada, a través de un proceso conocido como "proceso seco" [16] .

En el mismo periodo Charles McDonalds, un ingeniero de materiales de la ciudad de Phoenix, en Arizona (EE.UU.), fue el primero en descubrir que después de mezclar bien las porciones de NFU con el asfalto y permitir que reaccione durante un periodo de 45 min a una hora, este material mejoraba las características de la mezcla con mejor comportamiento mecánico. Lo llamó Asfalto-Caucho y la tecnología es bien conocida como la "vía húmeda" (Fig. 2.3).

En el año 1975, el caucho fue incorporado con éxito en mezclas asfálticas y para el año 1988 una definición para asfaltos ahulados se incluyó en la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM) y más tarde se especificó en la norma ASTM D6114-97.

Por otra parte, en 1991, la ley federal de los Estados Unidos llamada "Ley de Eficiencia de Transporte de Superficie Intermodal", encomendó su uso generalizado; desde entonces, numerosas investigaciones se han realizado en todo el mundo para validar y mejorar las tecnologías relacionadas con los pavimentos de asfalto recubiertas de caucho.

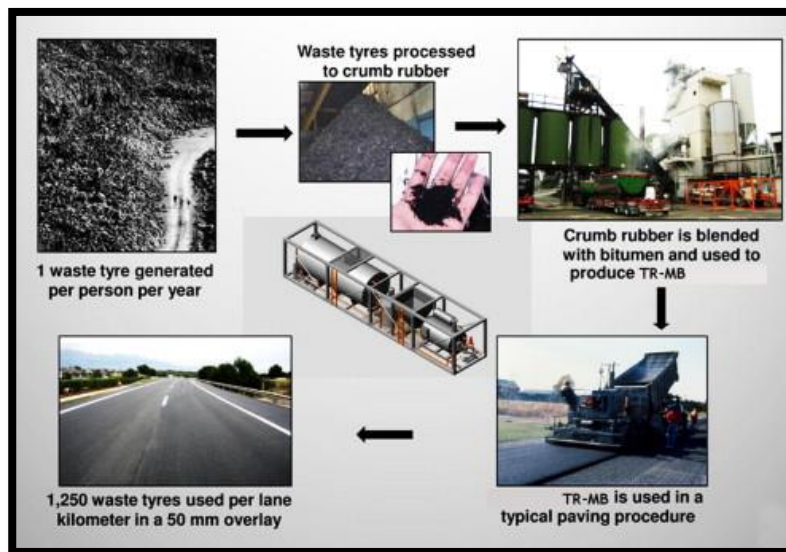


Figura 2.3 Esquema de producción de asfalto ahulado a través de la "vía húmeda" [49].

2.2.2 Incorporación de polvo de neumático en las mezclas asfálticas

Aunque el proceso general de manufactura de un asfalto modificado con caucho es siempre el mismo, los equipos y los procedimientos de incorporación del caucho pueden ser diferentes. Es indispensable, por tanto, que el fabricante disponga de un manual de calidad que, una vez aprobado por el organismo regulador, permita controlar el proceso a seguir.

Fabricación de mezclas asfálticas con caucho por vía húmeda

El proceso conocido como vía húmeda se realiza generalmente en unidades móviles. Las instalaciones van provistas de una tolva para la alimentación del caucho y dos tanques para el proceso de mezclado. El polvo de neumático se deposita en la tolva mediante una cinta o grúa, después de pasar por un dispositivo de pesaje. En el primer tanque, el asfalto se mezcla con el caucho, es necesario agitar la mezcla de asfalto y caucho continuamente para mantener las partículas de caucho dispersas. Si no se hace así, las partículas tienden a depositarse en el fondo o a flotar en la superficie del tanque.

Posteriormente, la mezcla pasa al segundo tanque de agitación para que se produzca la maduración, que es el proceso de hinchamiento que sufre el caucho. Con la agitación, el caucho absorbe las fracciones más ligeras del asfalto y se hincha, favoreciéndose la dispersión. La figura 2.4 presenta un esquema operativo de la producción de mezclas asfálticas por vía húmeda.

Una vez que finaliza el proceso de fabricación, las unidades móviles se colocan en la central de fabricación de mezclas asfálticas.



Figura 2.4 Proceso de adición de polvo NFU al asfalto por vía húmeda [35].

La central debe tener espacio suficiente para los equipos y para el almacenamiento del caucho. Se necesitan entre 20 y 60 m² aproximadamente para los equipos de fabricación y una zona horizontal, protegida de la lluvia y del sol, para el almacenamiento del polvo de neumático.

Otra característica que deben de cuidar las centrales productoras es la temperatura de mezclado. Un asfalto que se haya mezclado con caucho a una temperatura incorrecta nunca alcanzará las mismas características que las obtenidas en el laboratorio, aunque se lleguen a cumplir las especificaciones fijadas para el ligante.

Por otro lado, si se fabrica a temperaturas más bajas, la maduración tarda mucho más tiempo en desarrollarse o puede no completarse. Como regla general, el tiempo necesario para dispersar, mezclar e interaccionar el polvo de neumático en el asfalto se duplica cuando la temperatura del asfalto se reduce en diez grados centígrados.

Las temperaturas necesarias para alimentar el asfalto en la entrada a la unidad de mezclado dependen del equipo de fabricación, y en general están comprendidas entre los 165° C y los 190° C.



Las temperaturas no deben en ningún caso sobrepasar los 200 °C, para evitar la degradación del asfalto y la emisión de sustancias nocivas.

Para que el control de la temperatura sea efectivo, las cámaras de mezclado y los tanques de almacenamiento deben aislarse y, en su caso, estar provistos de calentadores o intercambiadores de calor, tanto para el asfalto convencional como para el asfalto con caucho. Los termómetros o lectores de los sensores de temperatura deben estar siempre visibles.

El tiempo de maduración depende del sistema, de la composición, tipo y proporción de los componentes (asfalto, polvo de neumático, aditivos...), así como de las condiciones de fabricación, pudiendo variar entre 10 y 60 min. Se debe confirmar el tiempo que se haya establecido previamente en el laboratorio.

Después de la maduración, el asfalto se bombea desde la unidad móvil al mezclador de la central de mezcla asfáltica. El equipo debe ir provisto de bombas y tuberías de conexión que puedan manejar asfaltos de gran viscosidad.

En la conexión con el circuito de la central se suele colocar una válvula de tres vías, de manera que se pueda alimentar al mezclador con asfalto convencional o con asfalto con caucho, según la mezcla que se vaya a fabricar.

El asfalto con caucho se fabrica justo antes de su empleo. No obstante, se puede almacenar a temperaturas elevadas, aunque inferiores a las de mezclado, durante unas horas. Hay que tener en cuenta que las propiedades de los asfaltos con caucho se suelen mantener sin alterarse unas 24 h. para temperaturas de hasta 175° C.

Si las condiciones climáticas o alguna otra razón justificasen la parada de la fabricación de la mezcla asfáltica, el ligante se puede dejar enfriar y luego recalentarse, aunque la mayoría de las especificaciones limitan a dos el número de recalentamientos [38]. Con tiempos de almacenamiento más prolongados, y en especial si se utiliza polvo de neumático de granulometría fina, la viscosidad del ligante puede disminuir. Para temperaturas superiores a 175° C se puede producir la pérdida de viscosidad en unas 3 a 6 h, por lo que conviene utilizar el asfalto rápidamente.

En estos casos es necesario verificar las características del ligante y, si no cumpliese las especificaciones, hacer las modificaciones necesarias para alcanzarlas.

Fabricación de mezclas asfálticas con caucho por vía seca.

En la fabricación de mezclas asfálticas por la vía seca es muy importante controlar adecuadamente la cantidad de polvo de neumático que se añade a la mezcla asfáltica, ya que este contenido es crítico para el buen comportamiento de la misma. Por ello, el sistema de adición debe ser siempre ponderal y la precisión de la báscula debe ser del orden del 0.3 por mil.

La alimentación manual en sacos únicamente es conveniente para obras pequeñas o muy pequeñas dotaciones de polvo de neumático. Si se utiliza este sistema, los sacos se pueden abrir y volcar en una cinta transportadora o directamente en el mezclador. Cuando se añaden directamente al mezclador, deben ser de polietileno de baja densidad y de bajo punto de fusión, sin nudos o ataduras que entorpezcan el proceso de fundido, y no deben pesar más de 20 kg. En la figura 2.5 se muestra un proceso típico de la incorporación de caucho a la mezcla asfáltica por vía seca.



Figura 2.5 Proceso de adición de polvo NFU al asfalto por vía seca [35].

Las diferencias principales de una mezcla ahulada por vía seca respecto a la fabricación de mezclas convencionales son las siguientes:

- Se debe aumentar la temperatura de fabricación (son usuales las temperaturas entre 175° C y 180° C a la salida del mezclador en mezclas semidensas o discontinuas, y de 160° C con mezclas drenantes).
- En el mezclado se incorpora primero el polvo de neumático a los agregados y después de unos segundos de mezclado se añade el asfalto. Para garantizar la homogeneidad del reparto del polvo de neumático y el asfalto son necesarios mayores tiempos de mezclado. A título de ejemplo, en mezclas con el 1% del polvo de neumático el tiempo total de mezclado se debe aumentar aproximadamente entre un 10-15% respecto al tiempo de una mezcla convencional.
- Hay que tener en cuenta que las mezclas con polvo de neumático ocupan un mayor volumen que una mezcla convencional. El aumento es del orden del 1 al 5%, según la dotación de caucho.
- Las técnicas de vía seca requieren un período de almacenamiento en silo o en camión para que el material termine de madurar y no continúe su hinchamiento después de la puesta en obra. El tiempo de maduración se determina en el laboratorio y se debe comprobar en obra.

2.2.3 Diseño y caracterización mecánica de la mezcla con caucho.

El Protocolo AMAAC es la nueva propuesta para el diseño de mezclas asfálticas de granulometría densa de alto desempeño en México, surge con la necesidad de desplazar al método Marshall y colocarse dentro de la normativa nacional, como una adaptación de SUPERPAVE que se desarrolló en Estados Unidos, pero adaptado para las características particulares de nuestro país.

En el 2008 la Asociación Mexicana de Asfaltos A.C. (AMAAC), implementó el protocolo en nuestro país como un método que contempla las condiciones prevalecientes en el territorio nacional.

El método de diseño “Recomendación AMAAC”, establece diferentes niveles de diseño para una mezcla asfáltica densa en función de la importancia de la carretera determinada por el nivel de tránsito esperado en el carril de diseño. La figura 2.6 ilustra los diferentes niveles de diseño.



Figura 2.6 Niveles de diseño para mezclas asfálticas AMAAC (2008) [5]

En la Tabla 2.1 se presentan los requerimientos para el nivel de diseño recomendado para las mezclas asfálticas de granulometría densa en función del tránsito vehicular.



Tabla 2.1 Niveles de diseño en función del número de ejes equivalentes y/o el tipo de proyecto [5]

Designación del nivel de tránsito	Número de ejes equivalentes	Tipos de carreteras usuales	Ensayes de recomendación
Nivel I Tránsito bajo	Menor a 1'000'000	<ul style="list-style-type: none">- Carreteras federales tipo D- Carreteras alimentadoras- Carreteras estatales y municipales- Carreteras urbanas	<ul style="list-style-type: none">- Diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad
Nivel II Tránsito medio	De 1'000'000 a 10'000'000	<ul style="list-style-type: none">- Carreteras estatales- Carreteras federales tipo B y C- Vialidades urbanas	<ul style="list-style-type: none">- Diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad- Susceptibilidad a la deformación permanente
Nivel III Tránsito Alto	De 10'000'000 a 50'000'000	<ul style="list-style-type: none">- Carreteras federales tipo A- Autopistas de cuota	<ul style="list-style-type: none">- Diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad- Susceptibilidad a la deformación permanente- Módulo dinámico
Nivel IV Tránsito muy alto	Más de 50'000'000	<ul style="list-style-type: none">- Carreteras federales troncales- Autopistas de cuota importante.- Vialidades suburbanas en ciudades muy grandes	<ul style="list-style-type: none">- Diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad- Susceptibilidad a la deformación permanente- Módulo dinámico- Fatiga

Como se ha mencionado en los objetivos, el diseño y caracterización del tipo de mezcla analizada en esta tesis corresponde a un nivel de tránsito medio tipo II, que considera el diseño volumétrico, susceptibilidad a la humedad y deformación permanente. Adicionalmente, se propuso evaluar el comportamiento a fractura para determinar la susceptibilidad de la mezcla asfáltica con caucho a la formación de fisuras o baches.

Para lo anterior, a continuación se presenta una breve explicación de la mecánica de fractura que interviene en este tema, así como los ensayos experimentales existentes basados en distintos procedimientos.

2.3 Fractura: Modos y proceso

La fractura se define como la separación de un sólido bajo tensión en dos o más piezas (Figura 2.7), a baja temperatura es uno de los principales modos de fallo y de degradación de recubrimientos asfálticos en las regiones frías y en la mayoría de los países con climas más fríos, gran cantidad de dinero que se gasta anualmente para reparación de revestimientos de caminos y carreteras.



Figura 2.7 Fractura en pavimento asfáltico [48].

Las tensiones térmicas y cargas de tránsito son dos factores fundamentales para la iniciación y propagación de grietas en el pavimento de asfalto. Por consiguiente tres tipos de agrietamiento a saber son: (I) agrietamiento térmico (debido a la tensión térmica inducida en una capa de asfalto, o los cambios de temperatura estacionales), (II) agrietamiento por fatiga (debido a una carga cíclica inducida por los vehículos en movimiento) y (III) la reflexión de grietas (propaga desde pre-defectos existentes en las capas inferiores del pavimento de asfalto debido a la carga de tráfico) [12] .

Las variaciones en la temperatura pueden introducir tensiones térmicas de tracción en la capa de asfalto y por lo tanto el pavimento podría ser sometido a modo I (apertura de grieta) la deformación. Sin embargo, la carga de tránsito puede introducir diferentes combinaciones de tracción, deformaciones en función de la ubicación de las ruedas del vehículo con relación a la grieta (modo I) y de agrietamiento (modo II) [2] . La Figura 2.8 muestra esquemáticamente las deformaciones de una grieta del modo I, modo II y modo mixto I / II.

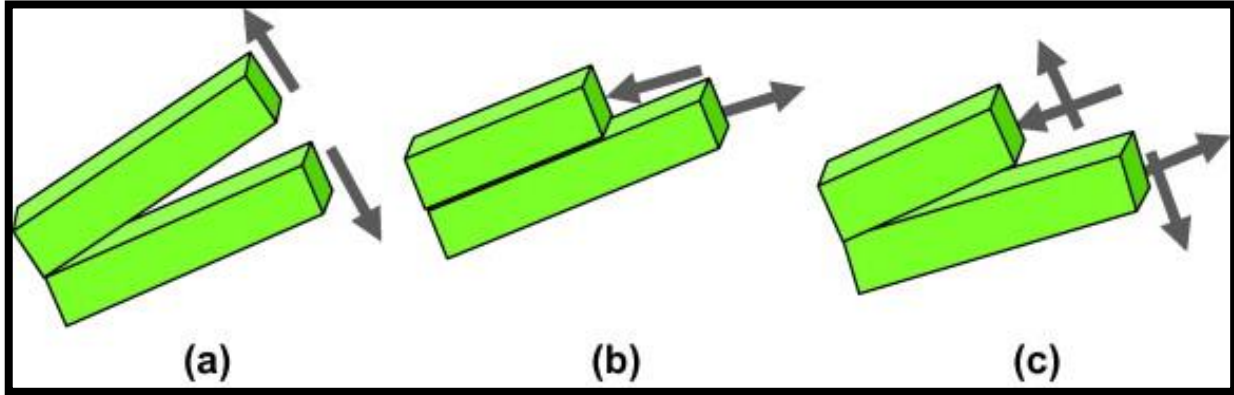


Figura 2.8 Diferentes modos de carga en los componentes agrietados: (a) de modo puro I, (b) el modo puro II, y (c) el modo mixto I / II [18].

Bajo temperaturas bajas la probabilidad de iniciación y propagación de grietas en la capa de asfalto se incrementa debido a la fragilidad relativa de pavimentos a bajas temperaturas. Por lo tanto, la mayoría de los investigadores han estudiado el comportamiento de fractura de baja temperatura de las mezclas asfálticas utilizando el marco de la mecánica de fractura elástica lineal (LEFM) [2; 10; 27; 34]. En esta disciplina los factores de intensidad de tensiones que se conocen como el parámetro de la fractura principal para describir el esfuerzo extremo de la fisura presentada y el comportamiento de la fractura del componente agrietado. La figura 2.9 muestra esquemáticamente los componentes de tensión elástica en las proximidades de una punta de la grieta. Sobre la base de una serie de expansión infinita descrita por Williams [46], el campo de tensión elástica punta de la grieta en el modo mixto I / II de carga se puede escribir como:

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{1}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left[K_I \cos^2 \frac{\theta}{2} - \frac{3}{2} K_{II} \sin \theta \right] \quad (1)$$

$$\sigma_{rr} = \frac{1}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left[K_I \left(1 + \sin^2 \frac{\theta}{2} \right) + K_{II} \left(\frac{3}{2} \sin \theta - 2 \tan \frac{\theta}{2} \right) \right] \quad (2)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{2\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} [K_I \sin \theta + K_{II} (3 \cos \theta - 1)] \quad (3)$$

Dónde:

$\sigma_{\theta\theta}, \sigma_{rr}, \tau_{r\theta}$: Son las componentes de tensión en el sistema polar.

r y θ : Son la punta de la grieta a coordinar

K_I y K_{II} : Son el modo I y II de intensidad de tensiones modo de factores, respectivamente.

Los factores de intensidad de tensiones pueden ser explicados por la siguiente ecuación general:

$$K_i = Y_i \sigma \sqrt{\pi a} \quad i = I, II \quad (4)$$

Donde σ es la tensión aplicada, una es la longitud de la grieta y Y_i es el factor de geometría que es la función de la geometría y condición de carga del cuerpo agrietado.

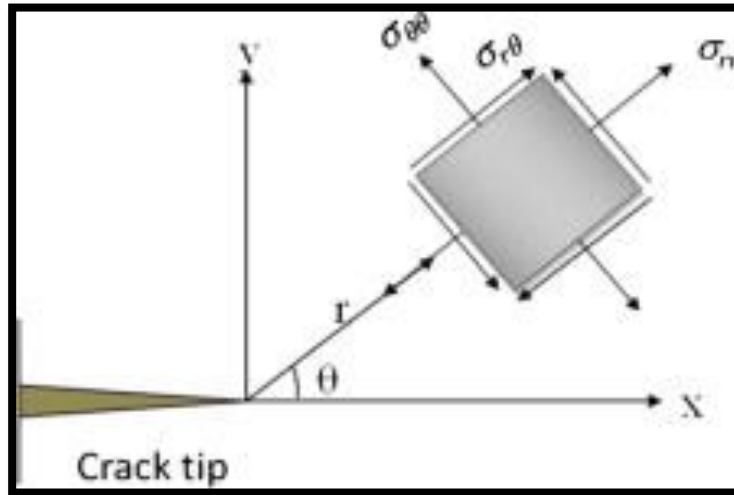


Figura 2.9 Tensiones de punta en la grieta en el sistema cartesiano [18].

Se empleó por primera vez el enfoque de la mecánica de la fractura para investigar el comportamiento de crecimiento de las grietas de las mezclas de asfalto por Majidzadeh [31] en 1976. Posteriormente, durante las siguientes décadas, un gran número de estudios de investigación numéricos, experimentales y teóricos han sido hecho para investigar el efecto de los parámetros tales como la velocidad de carga, temperatura y composición de la mezcla de asfalto, en la energía de fractura y la resistencia a la fractura de los materiales calientes, cálidos y semi rígidos de asfalto especialmente con respecto al modo de carga [8; 11; 24; 25; 28; 32; 33; 38; 40; 42; 43; 47]

Sin embargo, el modo mixto I / II o el modo II del estudio de la resistencia a la fractura de las mezclas de asfalto ha recibido menos atención en el pasado. Pero en la práctica los resultados de un estudio numérico tridimensional presentados por Ameri et al. [3] o análisis de elementos finitos de Fakhri et. al [17] indican que los pavimentos de asfalto agrietados sometidos a la carga de tránsito, la experimentan generalmente varias combinaciones de modo mixto, condiciones que incluyen el modo puro I, modo II puro, y diferentes condiciones de modo mixto intermedio I / II. Por lo tanto, es importante para estudiar el comportamiento de fractura en modo mixto de mezclas de asfalto.

Wagoner et al. [43] utiliza un solo filo asimétrico con muescas (SENB), muestras para investigar la capacidad de carga de la mezcla asfáltica bajo tracción - cizallamiento (modo mixto I / II) de carga.

Artamendi y Khalid [4] estudiaron la energía de fractura de dos mezclas asfálticas (es decir, mezcla mastico-asfáltica (SMA) y asfalto denso macadam) bajo la tracción combinada - carga de cizallamiento utilizando un giro rectangular (SENB) y curva semi circular (SCB) para los especímenes. El estado del modo se puede controlar cambiando la ubicación de la grieta vertical, o el cambio de la dirección del ángulo de inclinación de la grieta en los especímenes SENB y SCB, respectivamente. El uso de estas dos muestras, que mostraron experimentalmente que el factor de intensidad de tensión crítica de la mezcla de SMA es mayor que la de la mezcla densa de asfalto.



2.3.1 Energía de fractura

La mecánica de fractura y particularmente la mecánica de fractura lineal elástica (“Linear Elastic Fracture Mechanics”, LEFM) es una teoría que estudia los mecanismos y procesos de propagación de grietas en sólidos, así como la distribución de tensiones y deformaciones que ocurren en un material agrietado o con discontinuidades, sometidos a cierta tensión externa.

Esta teoría surgió con los trabajos fundamentales de Griffith [19] sobre criterios de propagación de grietas en sólidos, basados en conceptos de transformación de energía elástica en energía de superficie y por esta razón se conoce como una formulación energética de la mecánica de fractura.

En términos simples la formulación energética de la mecánica de fractura consiste en comparar la energía disponible para la propagación de una grieta en una estructura con la energía necesaria para producir su agrietamiento. La energía disponible para el avance de grieta por unidad de área se denomina tasa de liberación de energía (G) y la energía necesaria para el agrietamiento se denomina tasa crítica de liberación de energía o energía de agrietamiento (GIC).

Irwin [21] introdujo un avance importante en la mecánica de fractura ya que planteó el análisis en términos de tensiones (formulación tensional), lo cual no se había podido hacer anteriormente debido a que teóricamente en la punta de una grieta las tensiones tienden a infinito, independientemente de la magnitud de la carga aplicada. Para su formulación, Irwin plantea que el proceso de fractura no puede concentrarse en un solo punto, como se deduciría de un análisis netamente elástico, sino que se presenta en una zona pequeña pero finita, que denomina zona plástica en donde las tensiones ya dejan de ser infinitas porque parte de la energía elástica se consume en la deformación plástica del material próximo a la punta. El concepto principal introducido aquí es el de factor de intensidad de tensiones (K), de gran aplicación en la mecánica de fractura. El parámetro K está relacionado con el parámetro G , mediante las propiedades elásticas del material y para la condición de inicio de grieta se considera que K adquiere un valor crítico y por tal razón se denomina factor de intensidad de tensiones crítico o tenacidad a la fractura KIC .



2.3.2 Teoría de fractura mediante discontinuidades interiores

El estudio y la simulación del comportamiento de las mezclas asfálticas y sus componentes en su evolución a la falla, es un tema de gran interés en el campo de la Ingeniería. El comportamiento de la mezcla asfáltica depende de los materiales que lo constituyen. Dependiendo del material que constituye a la mezcla, la falla se presenta físicamente como una discontinuidad, que es un proceso de falla en medios continuos determinado por un fenómeno de localización de deformaciones, el cual se caracteriza por la formación de una zona de localización donde el daño y otros efectos no lineales se concentran y se debe de simular una aproximación al proceso de falla para determinar el comportamiento de la mezcla asfáltica.

La aproximación de discontinuidades interiores surge de la búsqueda de un modelo que tenga las ventajas de los modelos de grieta discreta y grieta distribuida. Para el seguimiento de las discontinuidades, el Modelo de Discontinuidades Interiores recurre a un criterio de falla para determinar el momento en que aparece una discontinuidad, y de un criterio de propagación para determinar su posición geométrica en el sólido durante el análisis. Estos criterios pueden ser simples como un criterio de fluencia o de daño.

Los aspectos fundamentales que considera el Modelo de Discontinuidades Interiores son la cinemática de los desplazamientos y deformaciones, así como, el equilibrio en la discontinuidad. El enriquecimiento cinemático se refiere a la representación correcta de la posición de la discontinuidad dentro del elemento, así como los desplazamientos relativos (saltos) entre los bordes de la discontinuidad. En este modelo, la continuidad interna de tracciones debe ser impuesta de tal forma que satisfaga el equilibrio interno entre las tracciones que se encuentran dentro de la discontinuidad y las que se encuentran en el material vecino a ésta.

El Modelo de Discontinuidades Interiores se puede clasificar de acuerdo con el tipo de discontinuidad y a las relaciones constitutivas empleadas [18]. Si se considera una barra sujeta a tensión, figura 2.10, hasta que alcanza la resistencia máxima a tensión del material, el análisis del proceso de falla se puede realizar introduciendo una discontinuidad en el campo de desplazamientos y con una relación constitutiva como se muestra a continuación.

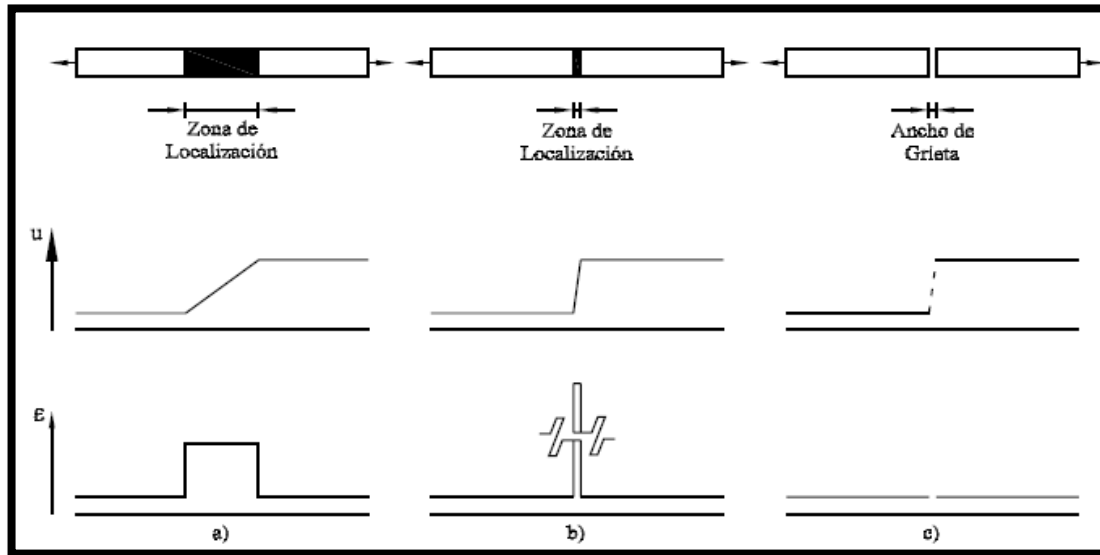


Figura 2.10 Modelo de discontinuidades interiores: a) discontinuidades débiles, b) discontinuidades fuertes y c) discontinuidad discreta [18].

La aproximación continua, considera que el sólido es continuo en todos sus puntos y emplea relaciones constitutivas estándares (relaciones esfuerzo - deformación) en todo el dominio.

El proceso de falla en el material ocurre cuando se produce una zona de localización de deformaciones.

- a) Discontinuidades débiles. En estos modelos el campo de desplazamientos es continuo, pero el campo de deformaciones es discontinuo dentro del dominio ya que se presenta un salto en el campo de deformaciones a través de los bordes de la zona de localización.
- b) Discontinuidades fuertes. En estos modelos el campo de desplazamientos es discontinuo y el campo de deformaciones es no acotado en la discontinuidad. Esto se produce al hacer que el ancho de la zona de localización tienda a cero.



2.3.3 Ensayos para evaluar energía de fractura

En el campo de las mezclas asfálticas se han desarrollado varias metodologías experimentales que permiten representar y obtener una mejor comprensión de los mecanismos de iniciación y propagación de grietas en pavimentos asfálticos, y se basan en representar específicamente el comportamiento a fractura de estos materiales. Sin embargo, en los últimos años, con el desarrollo de la ciencia de la mecánica de fractura de los materiales cuasi-frágiles se han podido describir adecuadamente los mecanismos de fractura en las mezclas asfálticas.

En este contexto, los ensayos a tracción son bastante utilizados en el campo de la ingeniería, especialmente el campo de la mecánica de fractura, debido a que éstos permiten determinar propiedades mecánicas de los materiales relacionadas con su resistencia y capacidad de deformación, así como los parámetros de deformación de rotura, módulo de rigidez, carga máxima o energía disipada en el proceso de fisuración; los cuales están directamente vinculados a la resistencia a la fisuración de las mezclas.

En los últimos años han sido varios los investigadores que han estudiado los conceptos derivados de la mecánica de fractura aplicados a las mezclas asfálticas, entre los que se encuentran los estudios realizados por Wagoner en la Universidad de Illinois, por Molenaar en la Universidad de Delf y por Koh en la Universidad de Florida [23; 43]. La finalidad de estos estudios ha sido investigar sobre las propiedades mecánicas de fractura de mezclas asfálticas mediante el desarrollo de nuevos ensayos que permiten obtener parámetros mecánicos que entreguen información para una mejor caracterización de la respuesta de las mezclas frente al proceso de fisuración bajo diferentes condiciones, ya sean climáticas, de materiales, de tipo y contenido de asfalto, entre otras variables.

De tal manera, existen varios procedimientos de pruebas de laboratorio para evaluar los parámetros de respuesta de fractura y el agrietamiento potencial de resistencia de las mezclas asfálticas en caliente que se encuentran actualmente en la práctica; dichos ensayos son comúnmente utilizados para operar en un modo monótono de carga [30; 44]. Sin embargo, en estos ensayos (Fig. 2.10), la forma de muestras y el patrón de carga es tal que sólo puede inducir la propagación de grietas en el plano del pavimento para secciones delgadas [44].

Single - edge notched beam, SE (B).

El ensayo Single-edge notched beam (viga entallada a flexotracción), Figura 2.11, se ha utilizado en varios estudios para determinar las propiedades de fractura de las mezclas asfálticas [43]. Su metodología consiste en la aplicación de una carga centrada en la cara opuesta de la cara fisurada de una probeta prismática, y así evaluar la respuesta de la mezcla asfáltica en función de la temperatura de ensayo y velocidad de aplicación de la carga. El análisis de los datos experimentales permite evaluar

el comportamiento a fisuración de las mezclas asfálticas determinando sus parámetros, como la energía de fractura.

La geometría del ensayo SE (B) proporciona una adecuada propagación de la fisura de acuerdo al modo I de fractura. Sin embargo, su geometría tiene la desventaja de que la probeta no es estandarizada, se limita su aplicabilidad a vigas compactadas en laboratorio. Otra desventaja de este ensayo, es que limita su aplicación a especímenes obtenidos en campo, debido a su tamaño.

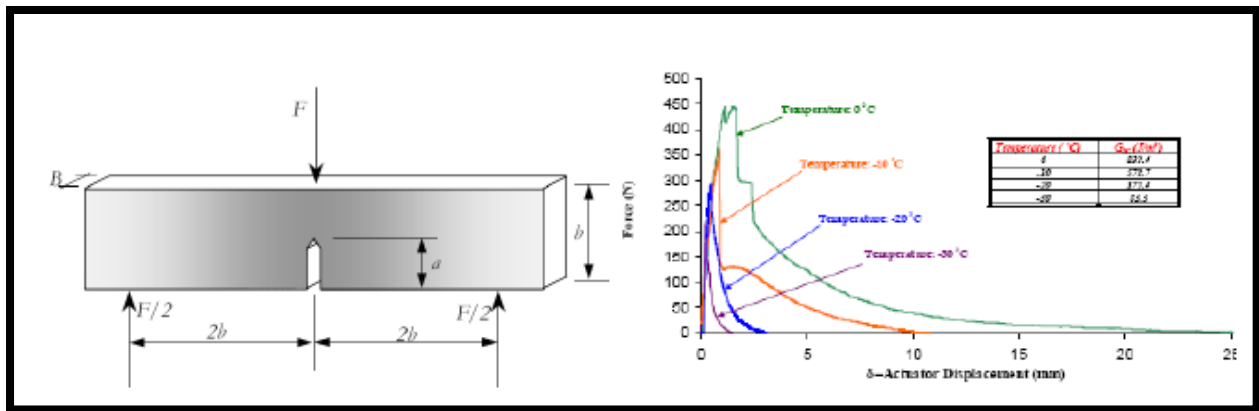


Figura 2.11. Esquema y curvas de carga-desplazamiento resultantes del ensayo SE (B). [43]

Disk-shaped compact tension test, DC (T)

El ensayo Disk-shaped compact tension test (disco compacto a tracción), Figura 2.12, desarrollado por Wagoner en la Universidad de Illinois [22], se basa en la utilización de una probeta de geometría circular para determinar la energía de fractura en las mezclas asfálticas. Para la selección de la geometría cilíndrica utilizada en el ensayo DC (T), se tomó como punto de partida la norma ASTM E399 [10], donde se describe la geometría utilizada para obtener el plano de fractura en probetas metálicas, finalmente, se seleccionó la geometría que se muestra en la Figura 2.12 con la finalidad de maximizar la longitud de la sección de fisuración y previniendo la rotura de la probeta por medio de los orificios de carga.

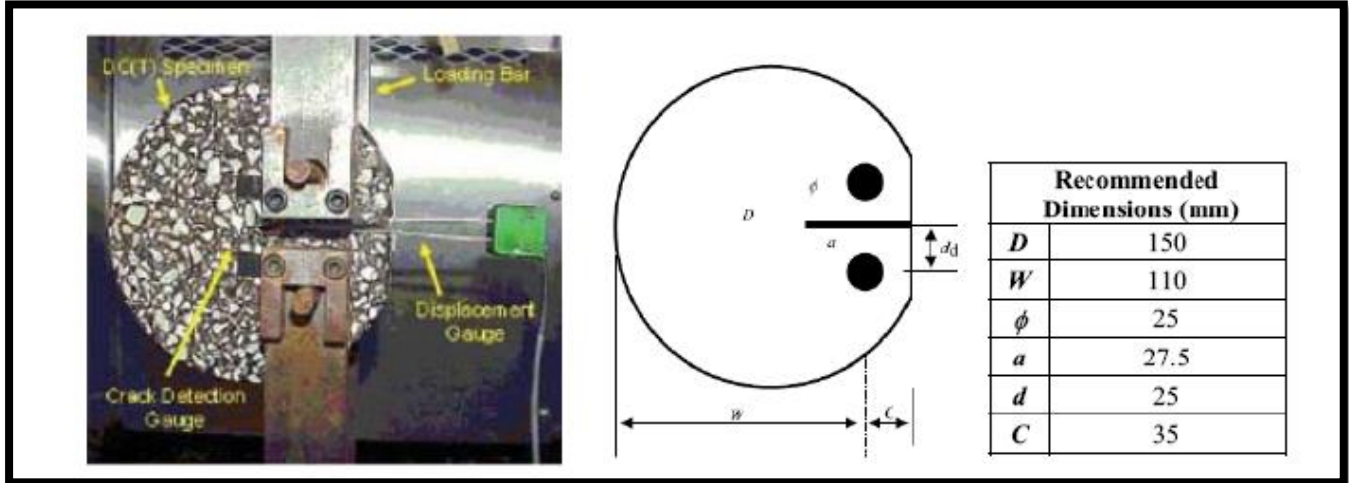


Figura 2.12. Montaje del ensayo DC (T) y geometría recomendada [42].

De acuerdo con lo señalado por Wagoner [43], las ventajas que presenta este ensayo es el tamaño del área de fractura y su aplicación a muestras extraídas en campo. Sin embargo, en el proceso de fabricación de las probetas se presenta el inconveniente en los cortes de barrenación, haciéndolo un proceso complicado y que requiere de una máquina especialmente diseñada para este procedimiento. Otro inconveniente en la ejecución del ensayo es la posible desviación de la fisura en algunos casos.

El ensayo DC (T), actualmente se encuentra estandarizado a través de la norma ASTM D 7313-07 Standard Test Method for Determining Fracture Energy of Asphalt-Aggregate mixtures Using the Disk-Shaped Compact Tension Geometry [6], fijando una velocidad de desplazamiento de 0.017 mm/s y la temperatura de ejecución debe ser inferior a los 10 °C.

Semi-circular bending test, SCB

Otro ensayo desarrollado para medir propiedades de fractura en las mezclas asfálticas, es el ensayo de flexión aplicado a una viga semicircular (SCB), Figura 2.13, el cual ha sido aplicado en numerosas investigaciones [39]. Este ensayo, desarrollado en la Universidad de Delf, tiene como ventaja una fácil ejecución y reduce el número de probetas a fabricar, debido a que se pueden obtener dos muestras de cada probeta.

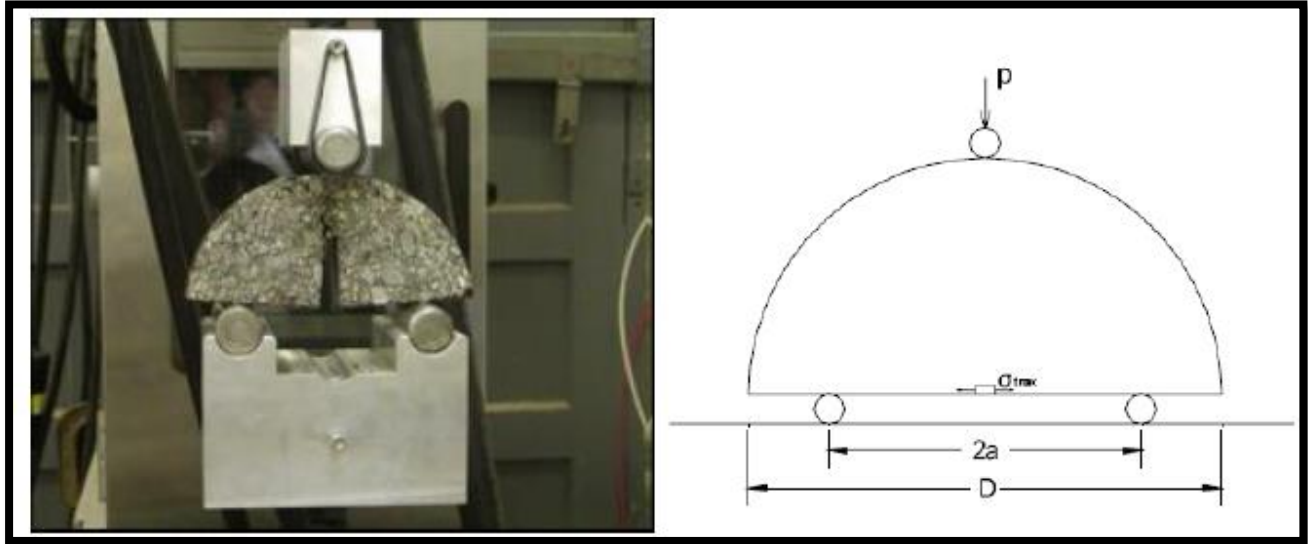


Figura 2.13. Montaje y esquema del ensayo SCB [28].

Las probetas utilizadas en el ensayo SCB son obtenidas por medio de la máquina de compactación giratoria. Posteriormente se realizan cortes de acuerdo con el espesor requerido y se seccionan por la mitad obteniendo dos probetas. A cada probeta se le induce una fisura en la mitad de su diámetro, tal cual se ilustra en el esquema de la Figura 2.13.

El procedimiento del ensayo SCB es similar al del ensayo Single-edge notched beam, la probeta es simétricamente soportada por dos cilindros en la parte inferior y luego se aplica la carga en el centro de la parte superior, con una velocidad de desplazamiento de 0.5 mm/min. En el ensayo se registra la carga y la deflexión (desplazamiento del pistón). Los resultados de energía de fractura se calculan mediante el trabajo disipado en el proceso de fractura obtenido de la curva carga – desplazamiento resultante.

Una de las desventajas del ensayo SCB señaladas por Wagoner et al. [43] es que se produce un complejo estado tensional que afecta al proceso de propagación de la fisura, debido a los altos esfuerzos de compresión producidos, producto del lugar de aplicación de la carga, generando un efecto de arco con altos esfuerzos de compresión en la localidad cercana a la fisura, Figura 2.14.

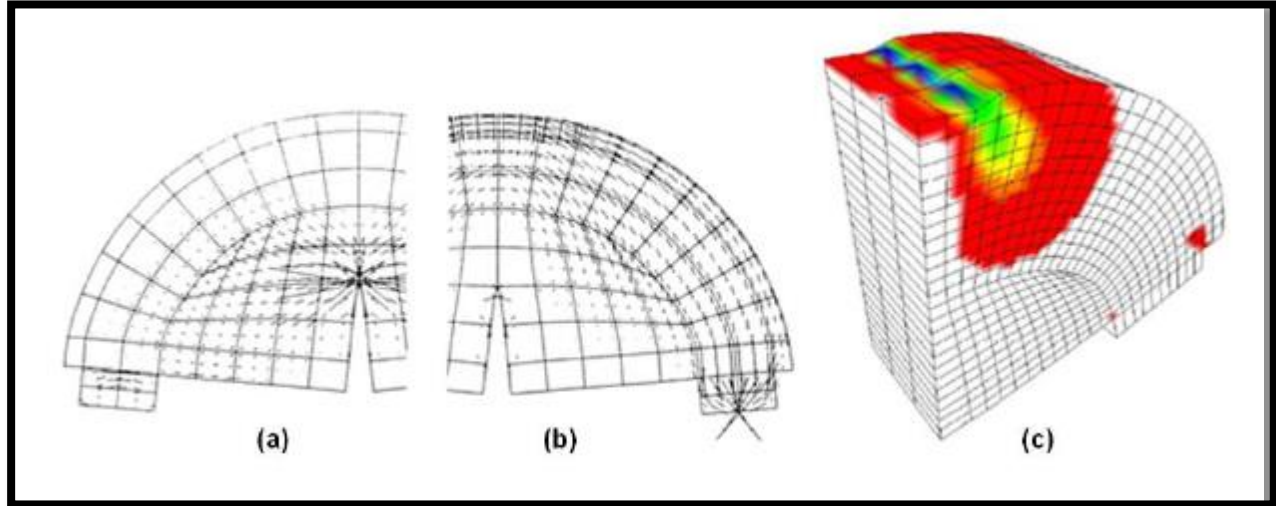


Figura 2.14 Campo tensional ensayo SCB modelado mediante comportamiento elástico lineal.
(a) Tensiones de tracción - (b) Tensiones de compresión - (c) Daño por tensiones de compresión [43].

Barcelona tracción directa, BTB

El ensayo Barcelona Tracción Directa, BTB, figura 2.15 fue desarrollado en el Laboratorio de Caminos de la Universidad Politécnica de Cataluña. Mediante este ensayo se pueden determinar propiedades mecánicas de las mezclas asfálticas. En un principio este ensayo fue ideado con la finalidad de estudiar el comportamiento de materiales asfálticos, actualmente se ha utilizado para el estudio del comportamiento de las mezclas a fatiga a partir de su tenacidad y energía de fractura [35].

La metodología del ensayo BTB consiste básicamente en someter a una probeta cilíndrica, en cuya base se ha creado una geometría, a un esfuerzo de tracción paralelo a esta base y perpendicular a la entalladura de la probeta. Durante el ensayo, realizado a velocidad de desplazamiento constante, se va produciendo la apertura de la entalladura, lo que provoca la fisuración de la probeta. El criterio de falla establecido es el instante cuando se registra la carga cero o desplazamiento al cual se da la falla total de la probeta. La velocidad de aplicación del desplazamiento se puede variar para poder obtener completa la parte de la curva posterior al punto de fractura pico, o sea la parte de relajación; con esto se simula la apertura lenta de la grieta por efecto de la temperatura.

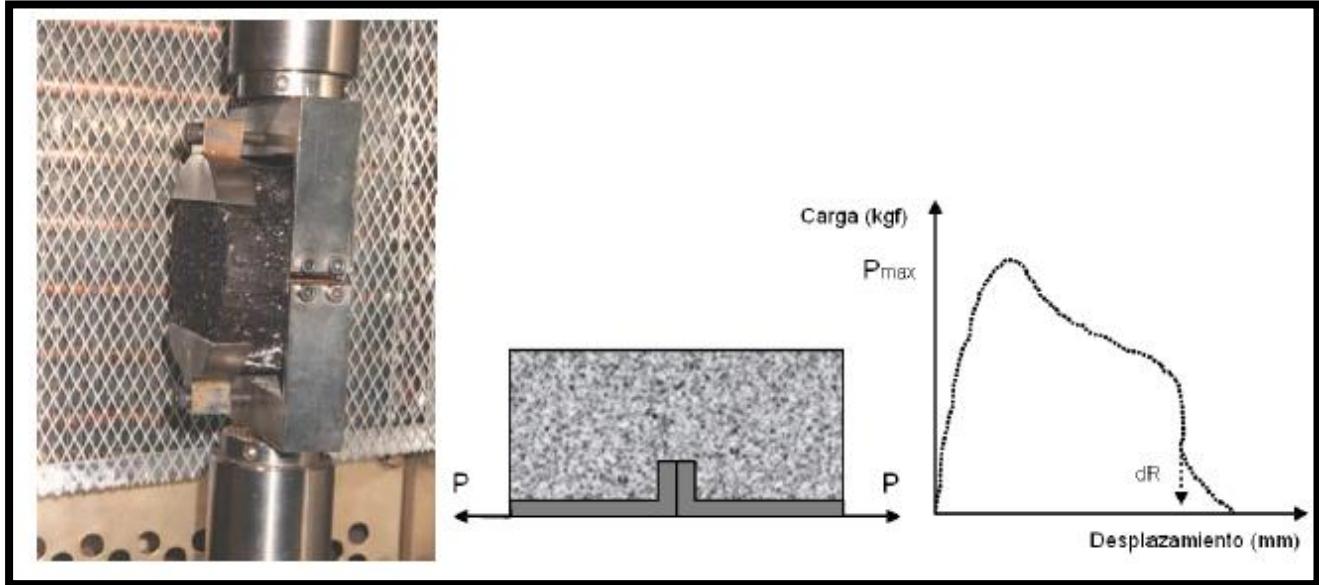


Figura 2.15. Montaje, esquema y curva carga-desplazamiento del ensayo BTM [35].

Una ventaja que presenta el ensayo BTM es la facilidad para fabricar las probetas, ya que sigue la misma metodología que la utilizada para el método Marshall. El ensayo ha sido aplicado también para medir la cohesión y la tenacidad de diferentes tipos de ligantes utilizados en mezclas asfálticas. Esto se realiza mediante la utilización de una mezcla con una granulometría estándar con agregados de bajo tamaño máximo y sin presencia de filler.

Cataluña tracción directa, CTD

El Laboratorio de Caminos de la Universidad Politécnica de Cataluña desarrolló un ensayo simple de tracción directa aplicado a probetas prismáticas llamado Cataluña Tracción Directa, CTD, Figura 2.16.

Mediante el ensayo CTD se puede determinar la tenacidad y la deformación de rotura de la mezcla, parámetros que, en general, no se contemplan en el diseño de las mezclas y que repercuten de manera definitiva en su comportamiento mecánico. La ventaja que presenta esta metodología respecto al ensayo BTM, es su aplicabilidad tanto a probetas fabricadas en laboratorio como a testigos extraídos 'in situ'. Así también, se destaca que el campo tensional generado en la probeta, permite una fácil interpretación de los resultados y su aplicabilidad al cálculo de parámetros del material comúnmente utilizados en ingeniería.

La metodología del ensayo CTD consiste en someter las probetas prismáticas a un ensayo simple de tracción directa a la temperatura que se desea evaluar. Para la realización del ensayo se utiliza una prensa que dispone de una cámara ambiental capaz de controlar la temperatura con una precisión de

± 1 °C. Las probetas tienen a ambos lados una hendidura en su parte central, realizada mediante un pequeño corte con una sierra de disco, con el objetivo de tener una sección más pequeña donde se induzca la falla. Antes de ensayar las probetas, éstas se colocan a temperatura de ensayo. El ensayo se realiza mediante control de desplazamiento del pistón, aplicando un desplazamiento a una velocidad constante de 0,1 mm/min hasta llegar a la rotura total de la probeta. Esta velocidad es suficientemente baja como para poder considerar el ensayo estático. En el sistema de adquisición de datos se registra la carga aplicada y la deformación producida mediante unos extensómetros de 25 mm de base situados a ambos lados de las geometrías, tal cual se ilustra en la Figura 2.16.



Figura 2.16. Montaje del ensayo BTB y superficie de fractura de la probeta ensayada [35].

Dog-bone direct tension, DBDT

El ensayo Dog-Bone Direct Tension, DBDT, ha sido desarrollado recientemente por la Universidad de Florida [37] y su montaje puede observarse en la Figura 2.17. A través de este procedimiento se pueden obtener parámetros de fractura y rigidez, y permite evaluar el comportamiento a la fisuración de las mezclas asfálticas.

El procedimiento DBDT fue desarrollado con la finalidad de reducir y mejorar las desventajas de los ensayos usuales de tracción directa. Según Koh [37] las desventajas de los ensayos convencionales de tracción directa se resumen en:

- A. Existencia de una fuerte concentración de tensiones cercana a los extremos de las probetas.
- B. Influencia de la alineación de la muestra en el plano de fallo.
- C. La preparación de la muestra requiere un largo tiempo y un técnico especializado.

- D. El plano de falla se supone que se produce en el centro de la muestra, perpendicular aleje vertical, pero en la práctica, esto puede ocurrir en cualquier ubicación de la probeta.
- E. Problemas de repetibilidad de los ensayos.

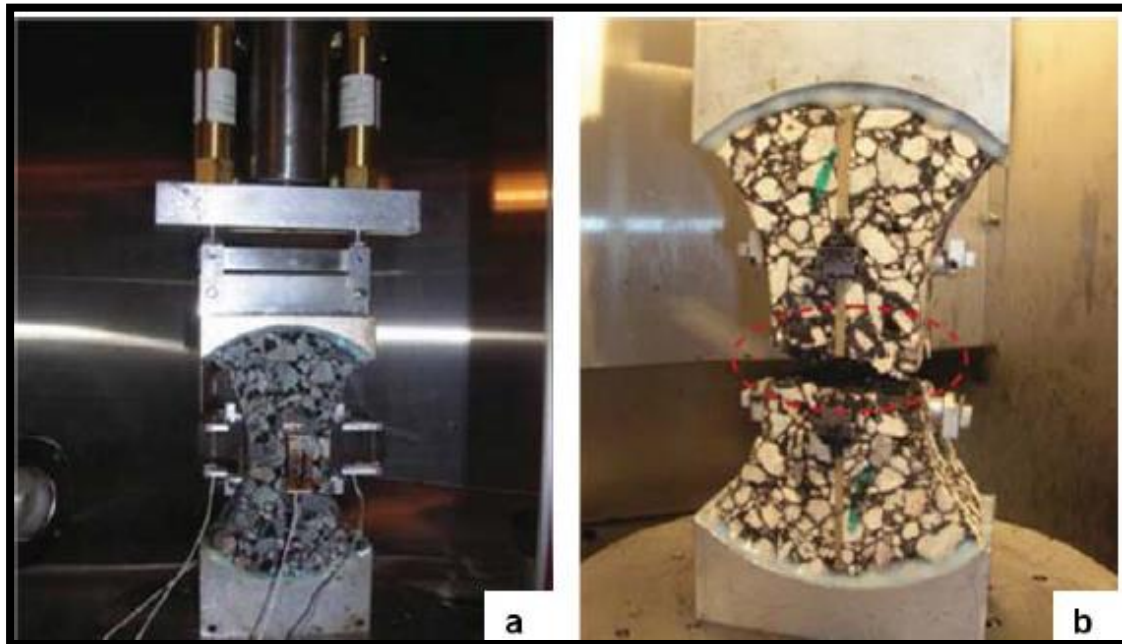


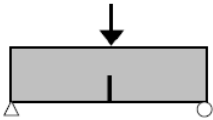
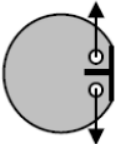
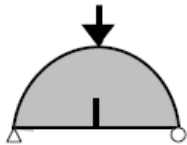
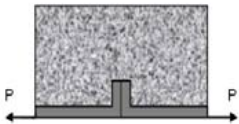


Figura 2.17. Montaje del ensayo DBDT (a) y la probeta ensayada (b) [37].

De acuerdo a lo señalado por Koh [37], el ensayo DBDT, es un procedimiento que posee las ventajas de ser un ensayo a tracción directa y al mismo tiempo reúne los requerimientos en cuanto a su funcionalidad, puesto que posee las ventajas de que las muestras tienen un plano de falla conocido, que su geometría permite que las muestras se puedan fabricar de probetas cilíndricas o testigos, y a su vez, se puede aplicar a todo tipo de mezclas. Sin embargo, la metodología de fabricación de las probetas y los complejos equipos requeridos dificultan una aplicación práctica de este ensayo.

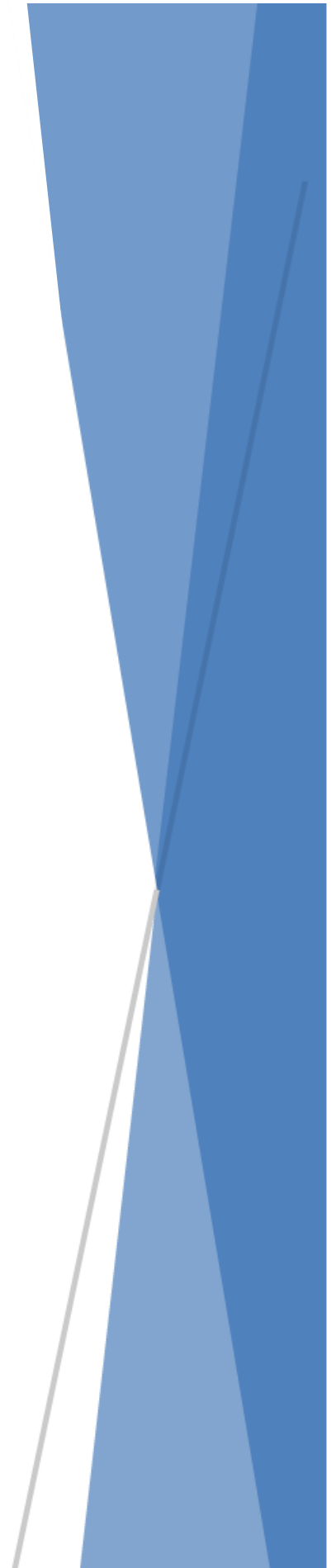
Debido a la reciente creación del procedimiento DBDT no existen publicaciones que detallen en profundidad su procedimiento. Sin embargo, Koh señala que en pruebas preliminares han efectuado los ensayos a una velocidad de desplazamiento constante de 50.08 mm/min hasta el fallo de la probeta.

A modo de resumen se pueden observar, en la tabla 2.2, las diferentes geometrías, junto con las ventajas y limitaciones de los diferentes ensayos desarrollados para evaluar la energía de fractura en mezclas asfálticas, expuestos en este capítulo.

Tabla 2.2 Diferentes geometrías de los ensayos desarrollados para determinar propiedades de fractura en las mezclas asfálticas.

Tipo de ensayo	Ventajas	Limitaciones
Single –Edge Notched Beam SE(B) 	<ul style="list-style-type: none"> -Simple configuración de carga. -Mayor área de fractura. 	<ul style="list-style-type: none"> -Presenta dificultades en su aplicación a testigos.
Disk-Shape Compact Test DC(T) 	<ul style="list-style-type: none"> -Mayor área de fractura. -Ensayo de fractura normalizado (ASTM D7313-07). 	<ul style="list-style-type: none"> -Complejidad en la elaboración de probetas y aplicación de testigos. -Desviación de la fisura. -Temperatura de ensayo.
Semi-Circular Bending Test SCB 	<ul style="list-style-type: none"> -Fácil aplicación a probetas y testigos. -Simple configuración de cargas. -Menor cantidad de muestras y testigos. 	<ul style="list-style-type: none"> -Complejo estado tensional. -Lugar de aplicación de la carga influye en la correcta propagación de la fisura.
Barcelona Tracción Directa BTB 	<ul style="list-style-type: none"> -Fácil elaboración de probetas. 	<ul style="list-style-type: none"> -No aplicable a testigos. -Granulometría específica.
Cataluña Tracción Directa CTD 	<ul style="list-style-type: none"> -Estado tensional de tracción pura. -Fácil interpretación de los resultados. 	<ul style="list-style-type: none"> -Menor área de fractura. -Elaboración de las probetas y su aplicación a testigos. -Repetibilidad del ensayo.
Dog-Bone Direct Tension Test, DBDT 	<ul style="list-style-type: none"> -Concentración de tensiones localizadas en plano de falla. -Plano de falla conocido. -Fabricación a partir de probetas cilíndricas. -Aplicación a testigos. 	<ul style="list-style-type: none"> -Uso de equipos especiales. -Dificultad en la fabricación de probetas.

Capítulo 3. Trabajo experimental.





Capítulo 3 Trabajo experimental

3.1 Introducción

Para el desarrollo de esta tesis ha sido necesaria la realización de ensayos experimentales en el Laboratorio de Vías Terrestres del Instituto de Ingeniería UNAM. Los métodos de ensayo adoptados se rigen bajo Protocolo AMAAC para el diseño de la mezcla y la normativa ASTM D7313 para la Prueba de Energía de Fractura.

En este capítulo se describen los trabajos experimentales, los materiales y los procedimientos utilizados para la elaboración de las probetas, así como la correcta ejecución de los ensayos desarrollados para la realización de esta investigación.

La figura 3.1 presenta el diagrama de la metodología empleada en la investigación.

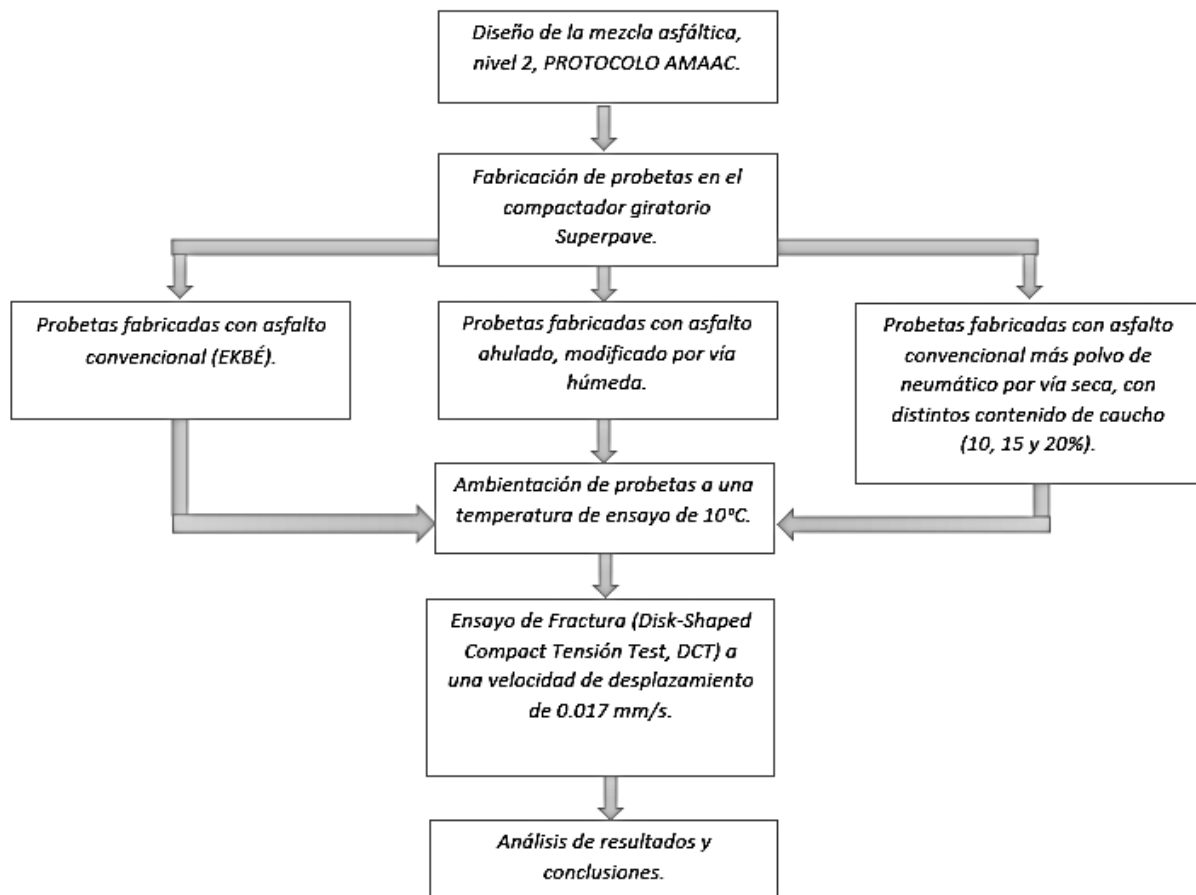


Figura 3.1 Metodología empleada en la investigación.

3.2 Materiales considerados

3.2.1 Asfalto

Los asfaltos utilizados en el desarrollo de esta tesis son los siguientes:

- Cemento asfáltico EKBÉ Superpave PG
- Cemento asfáltico ahulado (EKBÉ con polvo de neumático)
- Modificado 1 (EKBÉ con 10% de polvo de neumático)
- Modificado 2 (EKBÉ con 15% de polvo de neumático)
- Modificado 3 (EKBÉ con 20% de polvo de neumático)

Cemento asfáltico EKBÉ

Es el nuevo cemento asfáltico introducido por Petróleos Mexicanos que incursiona en la producción de asfalto Performance Grade, EKBÉ Superpave PG, es un asfalto de alta calidad, buen desempeño y amplia durabilidad, para mejores carreteras y calles en el país, ayudando a disminuir el agrietamiento y los baches de las mismas (Fig. 3.2).



Figura 3.2. Asfalto EKBÉ PG-64-22.

Es el asfalto cuyo comportamiento se define por preservar sus características en el rango de temperaturas máxima y mínima que se espera en el lugar de su aplicación, dentro de las cuales se asegura un desempeño (performance) adecuado para resistir deformaciones o agrietamientos y fatiga por tránsito.

EKBÉ cumple con la Norma N-CMT-4-05-004/08 de calidad de materiales asfálticos grado PG SUPERPAVE ("Superior Performing Asphalt Pavements"), emitida por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, para producir el cemento asfáltico más adecuado en función del clima dominante y de la magnitud del tránsito a que estará sujeto durante su vida útil.

En la figura 3.3, se muestra una imagen microscópica de la apariencia del asfalto convencional EKBÉ; es importante resaltar la homogeneidad que muestra el asfalto.

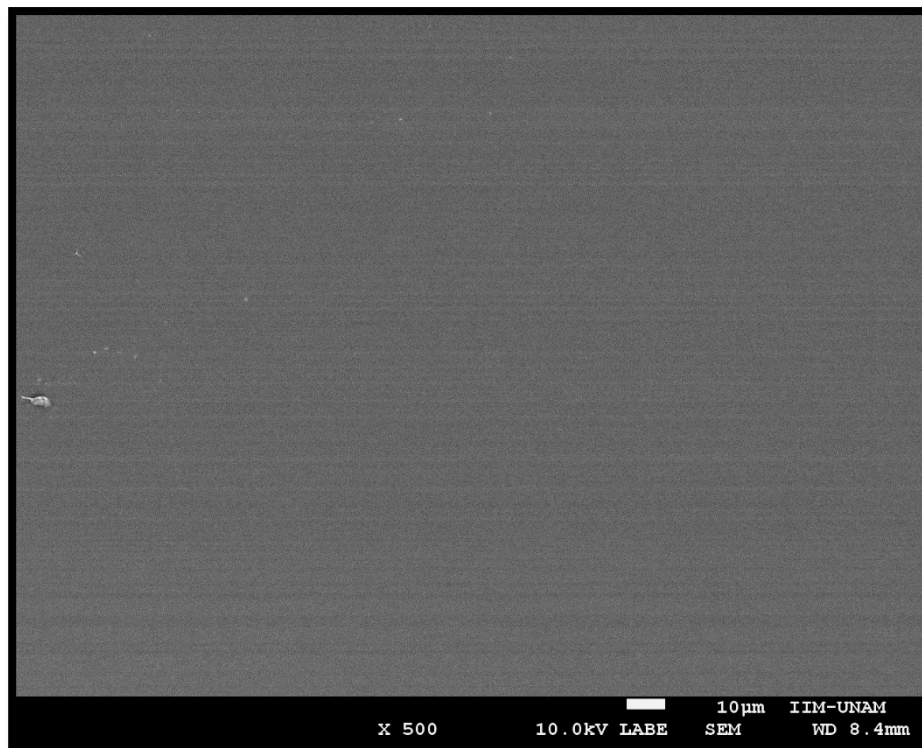


Figura 3.3 Imagen microscópica del asfalto convencional EKBÉ, (escala 10 μm).

Dicho asfalto ha sido suministrado por una planta de asfalto del D.F., ubicada en Av. del Imán #263, Col. Ajusco, Delegación Coyoacán, C.P. 04300, México D.F.

El cemento asfáltico EKBÉ se caracterizó mediante la viscosidad dinámica a 60° C y la penetración a 25° C ilustrado en siguiente tabla:

Tabla 3.1 Clasificación por viscosidad y penetración (N-CMT-4-05-004/08)

<i>Pruebas</i>	<i>Resultados</i>	<i>Especificaciones</i>
<i>Penetración a 25°C, 100 g, 5s; 10⁻¹ mm mínimo</i>	<i>72</i>	<i>60 min</i>
<i>Viscosidad Saybol-Furol a 135°C; s, mínimo.</i>	<i>176</i>	<i>120 min</i>
<i>Punto de inflamación Cleveland; °C, mínimo</i>	<i>235</i>	<i>232 min</i>
<i>Punto de reblandecimiento; °C</i>	<i>51</i>	<i>48-56</i>

Cementos asfálticos ahulados

Los asfaltos ahulados son el producto de la disolución de polvo de neumático en el asfalto mediante el procedimiento conocido como vía húmeda. El polvo de neumático se considera como un polímero que en combinación con el cemento asfáltico es estable en el tiempo y a los cambios de temperatura, modificando las propiedades físicas y reológicas del asfalto, además de disminuir la susceptibilidad a la temperatura y la humedad en las mezclas asfálticas.



Figura 3.4 Comparativa de asfalto ahulado (A) con el asfalto convencional (B) [15].

Este modificador produce una actividad superficial iónica, que incrementa la adherencia en la interface entre el agregado pétreo y el material asfáltico. También aumenta la resistencia de la mezcla a las deformaciones y a los esfuerzos de tensión repetidos, por lo tanto reduce el agrietamiento (Fig. 3.4).

En la figura 3.5, se muestra una imagen microscópica de la apariencia del asfalto ahulado; es importante resaltar que la distribución del tamaño de caucho en combinación con el asfalto, no es homogénea.



Figura 3.5 Imagen microscópica del asfalto ahulado, (escala 10 μm).

Dicho asfalto ha sido suministrado por SemGroup, ubicado en Privada Universidad No. 3 km. 8.5 Carretera Federal Puebla-Atlixco, Colonia Tlaxcalancingo, Cholula Puebla, México, CP. 72820.

A continuación se muestra la tabla 3.2 con la caracterización del asfalto ahulado empleado en la investigación, este contiene un 10% de polvo de neumático y cumple con las especificaciones de asfaltos mejorados con caucho BC35/50.

Tabla 3.2 Caracterización del asfalto ahulado

Pruebas		Resultados
Penetración, 100 g, 5s, 10^{-1} mm		48
Punto de reblandecimiento, $^{\circ}\text{C}$		65
Viscosidad Rotacional Brookfield, mPa	135 $^{\circ}$ C	2791
	170 $^{\circ}$ C	440
Índice de Fraass, $^{\circ}\text{C}$		-14
Fuerza dúctil, (5 cm/min)	Ductilidad, cm	6.0
	Strain máximo, %	1.9
	Energía al máximo de Strain, kJ/cm^2	23.71
	Fuerza dúctil máxima,	90.10
Separación del polímero, 48 h, $^{\circ}\text{C}$		10
Recuperación elástica en Ductilómetro, 25 $^{\circ}\text{C}$, %		60
Pruebas al residuo envejecido por RTF		
Perdida por calentamiento, %		0.65
Variación de punto de reblandecimiento		9.05
Penetración retenida, %		70.83

Cementos asfálticos modificados.

Los asfaltos mejorados con polvo de neumático por vía seca presentan características empíricas mejores que las de los asfálticos convencionales. En este procedimiento se introduce el polvo de neumático directamente en el mezclador, como si fuese un agregado más, mezclándose con el asfalto para obtener una mezcla asfáltica con características especiales.

Para esta investigación se modificó el asfalto convencional EKBÉ con distintas variaciones de caucho (10, 15 y 20%), con dos efectos principales; aumentar la viscosidad del asfalto, lo que permite envolver los agregados con películas más gruesas de asfalto y modificar la reología del asfalto, de manera que aumente su elasticidad y disminuya su susceptibilidad térmica.

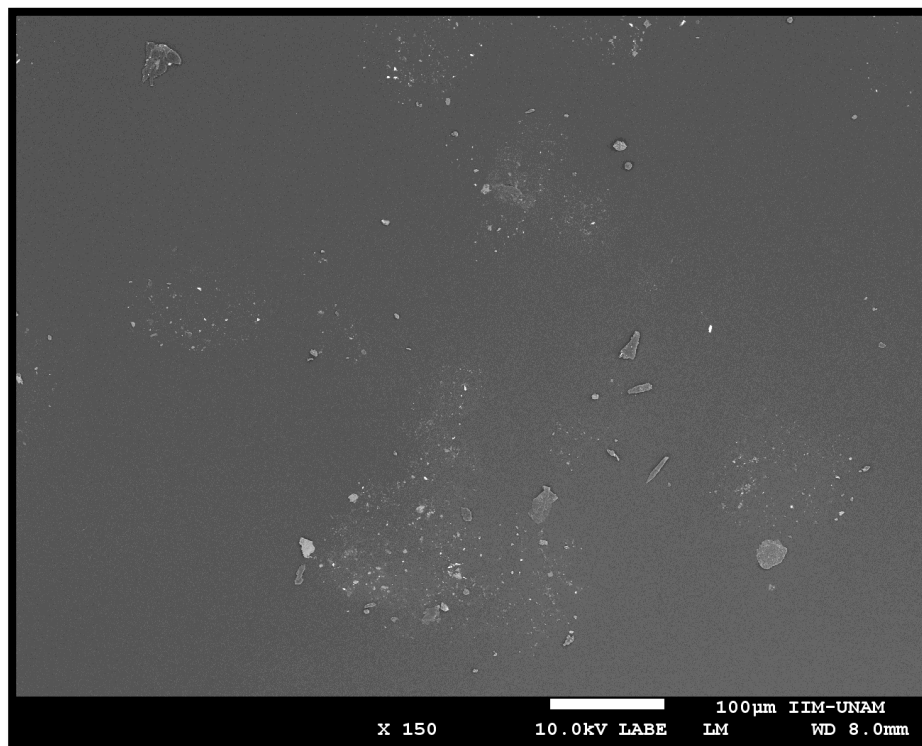


Figura 3.6 Dispersión del caucho en asfalto EKBÉ por vía seca, (escala 10 µm).

Se observa que la distribución del caucho dentro del asfalto no es homogénea, lo que puede ocasionar problemas en el comportamiento reológico del asfalto final (Fig. 3.6).

Las propiedades básicas que proporciona el polvo de neumático para poder ser utilizado en mezclas asfálticas son:

- a. Mejor resistencia a las roderas que las mezclas que utilizan un asfalto convencional, por su elevada viscosidad, punto de reblandecimiento y resiliencia (asfalto más elástico y viscoso a las temperaturas altas de servicio).



- b. Menor susceptibilidad a la temperatura que las mezclas asfálticas fabricadas con asfalto convencional.
- c. Mayor resistencia al agrietamiento, tanto por mayor energía de fractura, menor fatiga y mayor resistencia a la flexión de las capas inferiores, en comparación a las mezclas convencionales.
- d. Mayor resistencia al envejecimiento, por la presencia de los antioxidantes del caucho de neumáticos.

3.2.2 Agregados



Figura 3.7 Banco de material, Grupo Pirámide [51].

El material empleado como agregado para la fabricación de las probetas fue el Basalto, que es un material compacto, duro, generalmente de color oscuro o negro denso, es la roca que da las mayores resistencias.

Se utiliza para la construcción de pavimentos debido a sus características antideslizantes que lo hacen un material excelente como agregado [42].

Dicho basalto fue suministrado por una planta industrial ubicada en el Km. 29.5 de la carretera Lechería – Texcoco, Ecatepec, Edo. de México, después de haber pasado por un proceso de trituración y homogeneización.

Para este caso, se empleó la granulometría de la mezcla de referencia para realizar todas las probetas. A continuación se muestra la caracterización del agregado pétreo:

Tabla 3.3 Caracterización del agregado pétreo

Prueba		Resultado	Especificación	Norma
Equivalente de arena		58.90 %	Min. 40%	ASTM D2419
Abrasión los ángeles	Tipo B	8.27%	Max. 30%	ASTM C131
	Tipo D	8.27%		
Angularidad		41.37 %	Min. 30%	AASHTO T304
Forma de partículas planas y alargadas. (relación 5:1)	# 3/4	0.00%	Max. 10 % para un tránsito <10, en 10 ⁶ ESALs.	ASTM D4791
	# 1/2	0.00%		
	# 3/8	1.33%		
	# 1/4	0.00%		

3.2.3 Caucho

El polvo de caucho se obtiene por la trituración de neumáticos fuera de uso. Los neumáticos son estructuras toroidales muy complejas elaboradas con más de 200 componentes, si bien están compuestos básicamente por cauchos naturales y sintéticos, cargas reforzantes (negros de carbono y sílices), antioxidantes, materiales metálicos, textiles y otros ingredientes necesarios para el proceso de vulcanización del caucho. Las proporciones de estos componentes pueden diferir en función del fabricante y del tipo de neumático, aunque en general se aproxima a las que figuran en la siguiente tabla.

Tabla 3.4 Composición ponderal de los neumáticos fuera de uso.

Material	Autos (%)	Camión (%)
Caucho	48	45
Negro de carbono y sílice	22	22
Metal	15	25
Textil	5	-
Óxido de zinc	1	2
Azufre	1	1
Aditivos	8	5

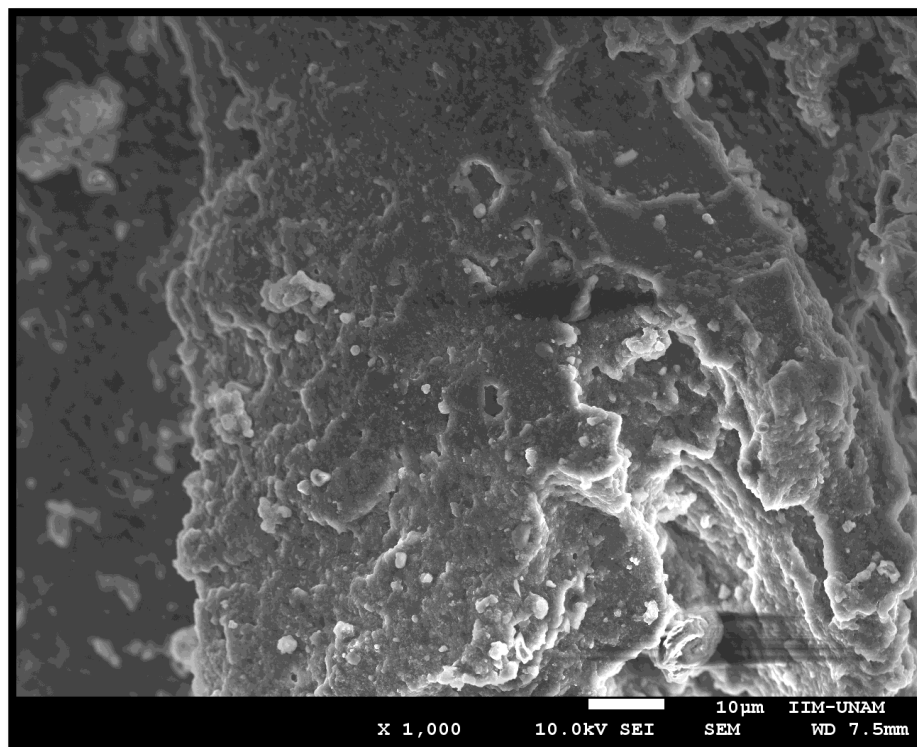


Figura 3.8 Estructura interna del caucho, (escala 10 μm).

Actualmente el polvo de neumático tiene distintas aplicaciones pero, de acuerdo con el principio de jerarquía medio ambiental, su uso principal es la utilización en la fabricación de mezclas asfálticas (Figura 3.9).

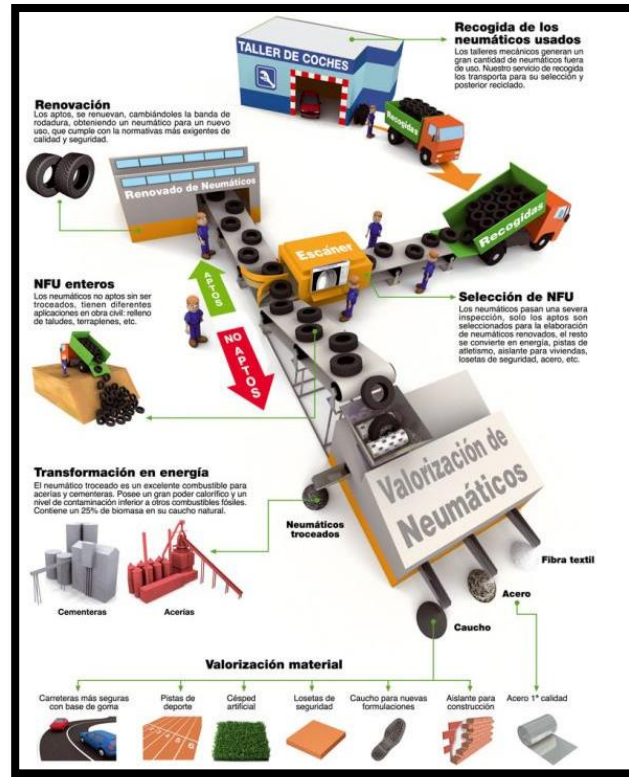


Figura 3.9 Gestión y tratamientos de los NFU [49].



3.3 Diseño de mezcla asfáltica AMAAC de referencia.

3.3.1 Diseño volumétrico

El diseño volumétrico juega un papel importante en el diseño de mezclas asfálticas, el cual sigue un proceso lógico de ensayos y análisis de datos que involucra al nivel I de diseño, englobándose de cuatro secciones básicas:

- Selección de los materiales (agregado, ligante, modificadores, etc.)
- Selección de la estructura de agregado de diseño
- Selección del contenido de ligante asfáltico de diseño
- Evaluación de la sensibilidad a la humedad de la mezcla diseñada

- La selección de los materiales consiste en la determinación del tránsito y factores ambientales del proyecto. A partir de ellos, se selecciona el grado de performance del ligante asfáltico requerido para el proyecto. Las exigencias a cumplir por el agregado se determinan en función del nivel de tránsito y de la posición del material en el paquete estructural. Los materiales son seleccionados en base a su capacidad para satisfacer los criterios establecidos.

Para esta tesis, el número de ESALs (número de ejes equivalentes) para el carril de diseño corresponde a la categoría de tránsito de $10^6 \leq \text{ESALs} \leq 10^7$, (Tabla 3.5). Con base en este nivel de tránsito se determinó el número de giros (160 giros de compactación para el diseño).

Tabla 3.5 Niveles de diseño [5].

Tránsito, ESALs	Número de Diseño	Requerimiento de ensayo¹
$\text{ESALs} \leq 10^6$	1	Diseño volumétrico
$10^6 \leq \text{ESALs} \leq 10^7$	2	Diseño volumétrico + ensayos de predicción de la performance.
$\text{ESALs} > 10^7$	3	Diseño volumétrico + aumento de los ensayos de predicción de la performance.

¹En todos los casos, la susceptibilidad a la humedad debe ser evaluada usando la norma AASHTO T283

-La selección de la estructura del agregado de diseño es un proceso de prueba y error. Este paso consiste en mezclar, en diferentes porcentajes, los agregados disponibles para arribar a una granulometría que satisfaga los requerimientos de AMAAC. Son normalmente tres mezclas de prueba empleadas para este propósito, la mezcla de prueba es considerada aceptable si posee las propiedades volumétricas adecuadas (con base en las condiciones de tránsito y medio ambiente) para determinar un contenido de ligante asfáltico de diseño.

En relación a lo mencionado en este punto, se llegó a una granulometría que satisface los requerimientos volumétricos que establece el protocolo AMAAC, donde se observa que la granulometría cumple con los límites establecidos dentro de los puntos de control (Fig. 3.10).

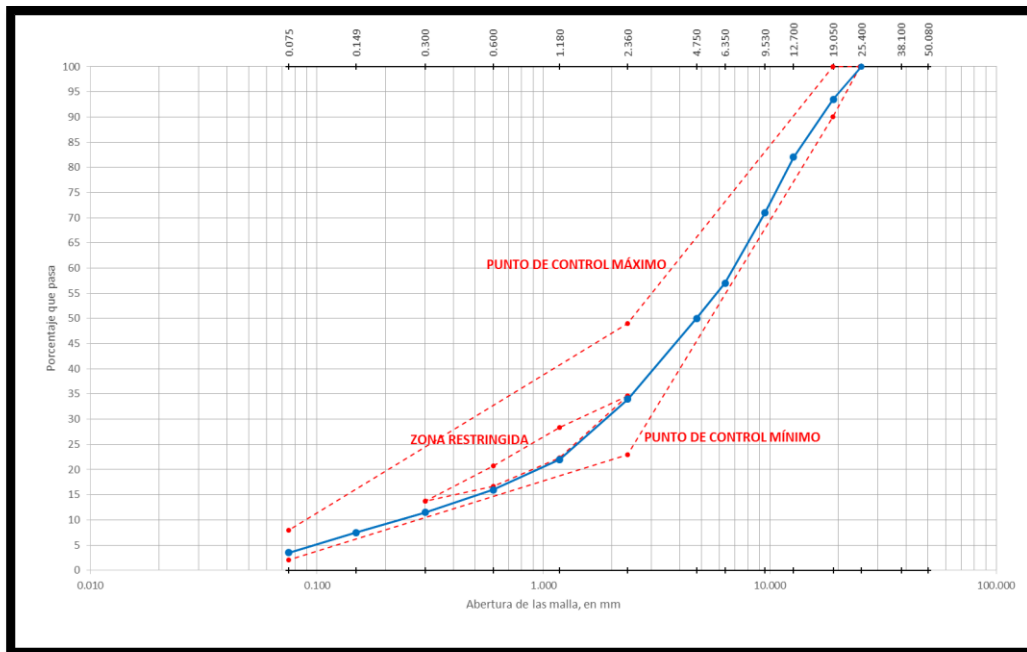


Figura 3.10 Granulometría de la mezcla de referencia de acuerdo a los requerimientos del protocolo AMAAC.

-La selección del contenido de ligante asfáltico de diseño consiste en variar la cantidad de éste a mezclas con la granulometría de diseño, para obtener propiedades volumétricas de compactación que satisfagan los criterios para obtener propiedades volumétricas y de compactación que cumplan los criterios de diseño de la mezcla.

El ligante asfáltico de diseño fue seleccionado por área geográfica, este fue donado por la Planta de Asfalto del Distrito Federal y fue caracterizado de acuerdo con el Protocolo AMAAC, con un grado de desempeño PG 64-22 que satisface los requerimientos a altas temperaturas, hasta los 64° C y a bajas temperaturas, hasta los -22° C.

Una vez que se obtiene la mezcla de referencia, se procede a la verificación de los resultados obtenidos, dichos parámetros se muestran en la tabla 3.6.



Tabla 3.6. Parámetros Volumétricos de la mezcla [5].

Fórmula de la propiedad volumétrica	Significado de las variables
<p>Gravedad específica neta, G_{sb}.</p> $G_{sb} = \frac{P_1 + P_2 \dots + P_N}{\frac{P_1}{G_1} + \frac{P_2}{G_2} + \dots + \frac{P_N}{G_N}}$	<p>G_{sb}- Gravedad específica neta para el agregado total P_1, P_2, P_n- Porcentajes individuales por masa de agregado. G_1, G_2, G_n- Gravedad específica neta individual del agregado.</p>
<p>Gravedad específica efectiva, G_{se}.</p> $G_{se} = \frac{P_{mm} - P_b}{\frac{P_{mm}}{G_{mm}} - \frac{P_b}{G_b}}$	<p>G_{se}- Gravedad específica efectiva del agregado G_{mm}- Gravedad específica teórica máxima, obtenida en laboratorio (ASTM D 2041/AASHTO T 209 de la mezcla de pavimento sin vacíos de aire) P_{mm}- Porcentaje de masa del total de la mezcla suelta= 100 P_b-Contenido de asfalto con el cual ASTM 2041/AASHTO T209 desarrollo el ensayo; el porcentaje por el total de la masa de la mezcla. G_b- Gravedad específica del asfalto</p>
<p>Vacíos en el agregado mineral, VAM.</p> $VAM = 100 - \frac{G_{mb} * P_s}{G_{sb}}$	<p>VAM- Vacíos en el agregado mineral (porcentaje del volumen neto). G_{sb}- Gravedad específica neta del total de agregado. G_{mb}- Gravedad específica neta de la mezcla asfáltica compactada (ASTM 1188 O D2726/AASHTO T 166) P_s- Contenido de agregado, porcentaje del total de la masa de la mezcla asfáltica.</p>
<p>Vacíos en el agregado mineral, VAM. Si la composición de la mezcla es determinada como el porcentaje de la masa del agregado.</p> $VAM = 100 - \frac{G_{mb}}{G_{sb}} * \frac{100}{100 + P_b} * 100$	<p>P_b- Contenido de asfalto, porcentaje de la masa del agregado.</p>
<p>Contenido de asfalto efectivo P_{be}.</p> $P_{be} = P_b - \frac{P_{ba}}{100} * P_s$	<p>P_{be}- Contenido de asfalto efectivo, porcentaje del total de la mezcla. P_b- Contenido de asfalto, porcentaje de la masa de la mezcla. P_{ba}- Asfalto absorbido, porcentaje de la masa de la mezcla.</p>
<p>Vacíos de aire, V_a.</p> $V_a = 1 * \frac{G_{mb}}{G_{mm}} * 100$	<p>V_a- Vacíos de aire en la mezcla compactada, porcentaje del volumen total. G_{mm}- Gravedad específica máxima de la mezcla asfáltica. G_{mb}- Gravedad específica neta de la mezcla asfáltica compactada</p>
<p>Vacíos llenados con asfalto, VFA.</p> $VFA = \frac{VAM - V_a}{VAM} * 100$	<p>VFA- Vacíos llenados con asfalto, porcentaje de VAM. VAM- Vacíos en el agregado mineral, porcentaje del volumen total. V_a- Vacíos de aire en mezclas compactadas, porcentaje del volumen total.</p>

A continuación, en forma de resumen se muestra la tabla 3.7 con los parámetros volumétricos obtenidos para esta tesis.

Tabla 3.7. Resultados del diseño volumétrico

<i>Propiedad volumétrica</i>	<i>Resultados obtenidos en laboratorio</i>	<i>Especificación SCT</i>
<i>Gravedad específica neta, Gsb.</i>	2.409	----
<i>Gravedad específica efectiva, Gse.</i>	2.545	----
<i>Vacíos en el agregado mineral, VAM. (%)</i>	12.800	13
<i>Contenido de asfalto efectivo Pbe (%)</i>	3.882	---
<i>Vacíos de aire, Va (%)</i>	4.293	4
<i>Vacíos llenados con asfalto, VFA (%)</i>	66.462	65-78
<i>Proporción de polvo</i>	0.673	0.6 - 1.2

Pasando al último punto, la evaluación de la susceptibilidad a la humedad consiste en ensayar la mezcla de diseño según la norma AASHTO T283 para determinar si la mezcla será susceptible a daño por humedad, es el paso final del Nivel 1 del proceso de diseño de mezclas asfálticas (Fig. 3.11).

En esta prueba se fabrican dos grupos de por lo menos tres especímenes, uno de los grupos de especímenes se acondiciona y debe de cumplir con un número de parámetros establecidos, de acuerdo a la norma (AASHTO T283) (Tabla 3.8).

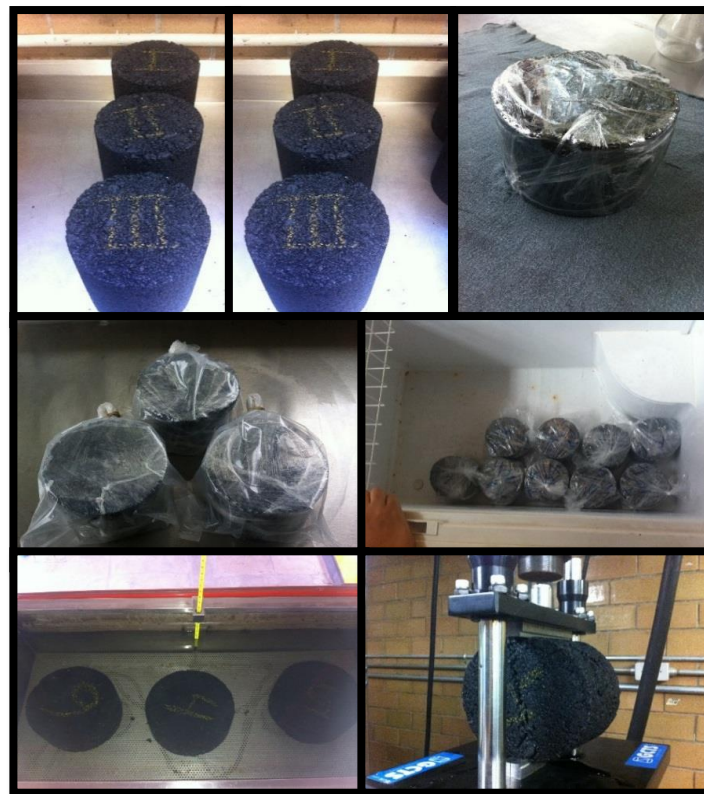


Figura 3.11 Proceso del Ensayo Susceptibilidad a la humedad.



Tabla 3.8. Normativa AASHTO T283 Susceptibilidad a la Humedad.

PARÁMETROS DE COMPACTACIÓN	
<i>Fabricación de la mezcla</i>	<i>Enfriamiento de la mezclas a temperatura ambiente por un periodo de 2 hrs. Envejecimiento en horno a temperatura de 60 ± 3° C por un periodo de 16 ± 1 hr. Después del curado se coloca la mezcla a temperatura de compactación 130° C ± 3° C por un periodo de 120 ± 10 min.</i>
<i>Parámetros de Compactación</i>	<i>Volumen de vacíos (Va) de 6 a 8 %</i>
PROBETAS SOMETIDAS A AMBIENTACIÓN.	
<i>Proceso de congelamiento</i>	<i>A -18 ± 3° por un periodo mínimo de 16 hrs.</i>
<i>Saturación a baño de agua potable</i>	<i>A 60 ± 1° C por un periodo de 24 ± 1 hr.</i>
EJECUCIÓN DEL ENSAYO (AMBOS GRUPOS DE ESPECÍMENES)	
<i>Saturación a baño de agua potable</i>	<i>A 25 ± 0.5° C por un periodo de 120 ± 10 min.</i>
<i>Velocidad de carga constante para el ensayo</i>	<i>50.8 mm/min</i>

Posteriormente se determina la Resistencia a Tensión Indirecta con la expresión que se indica a continuación:

$$S_t = \frac{2000P}{\pi t D} \quad (5)$$

Dónde:

S_t - Es la Resistencia a Tensión Indirecta, kPa.

P - Es la carga máxima, N.

t – Es el espesor o altura del espécimen, mm.

D – Es el diámetro del espécimen, mm.

Se reporta la resistencia de la mezcla asfáltica al daño inducido por la humedad como el cociente de la resistencia a Tensión Indirecta promedio de los especímenes acondicionados entre la resistencia de los especímenes no acondicionados, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$TSR = \frac{S_2}{S_1} * 100 \quad (6)$$

Dónde:

TSR – Es la resistencia al daño inducido por humedad, %.

S_1 – Es la resistencia a tensión indirecta promedio de especímenes no acondicionados, kPa.

S_2 – Es la resistencia a tensión Indirecta de especímenes acondicionados, kPa.



A continuación se presenta a modo de resumen la tabla 3.9 que indica los datos obtenidos en la prueba de susceptibilidad a la humedad, para la mezcla de referencia.

Tabla 3.9. Datos de la prueba Susceptibilidad a la humedad de la mezcla de referencia.

Identificación del espécimen		1	2	3	4	5	6
Diámetro, mm	<i>D</i>	150.00	150.00	150.10	149.70	149.93	150.12
Espesor, mm	<i>t</i>	99.20	95.20	95.33	93.88	95.27	94.62
Peso en aire, grs	<i>A</i>	3660	3622	3618	3618	3612	3625
Peso sat. superficialmente seco, grs.	<i>B</i>	3718	3679	3663	3670	3665	3679
Peso sumergido grs.	<i>C</i>	2035	2020	1990	2000	2001	2006
Volumen (B-C)	<i>E</i>	1683.00	1659.00	1673.00	1670.00	1664.00	1673.00
Gravedad específica bruta (A/E)	<i>Gmb</i>	2.17	2.18	2.16	2.17	2.17	2.17
Gravedad específica teórica máxima	<i>Gmm</i>	2.331	2.331	2.331	2.331	2.331	2.331
Vacíos [100((Gmm-Gmb)/Gmm)]	<i>Pa</i>	6.706	6.339	7.225	7.058	6.878	7.046
Volumen de vacíos (PaE/100), cc	<i>Va</i>	112.8584	105.1604	120.8764	117.8764	114.4505	117.8734
Carga, N	<i>P</i>	7995.366	7727.933	7738.759			
Espesor, mm	<i>t'</i>				99.88	95.27	94.68
Peso sat. superficialmente seco, grs.	<i>B'</i>				3691	3686	3715
Volumen de agua absorbida (B'-A), cc	<i>J'</i>				73	74	90
% Saturación (100J'/Va)	<i>S'</i>				62	65	76
Carga, N	<i>P'</i>				8026.165	7413.540	8009.698
Esfuerzo en seco [2000P/tDπ]	<i>S₁</i>	342.070	344.521	344.291			
Esfuerzo en húmedo [2000P'/t'Dπ]	<i>S₂</i>				341.734	330.409	358.764
TSR (S ₂ /S ₁)		100.002					

Cumple con los parámetros de vacíos para la norma AASHTO T283 que va de 6 a 8 %

Cumple con los parámetros de saturación para la norma AASHTO T283 que va de 55 a 80%

Cumple con los parámetros establecidos por Superpave que exige un TSR mínimo del 80%.

La figura 3.12 muestra los resultados de la prueba de Tensión Indirecta a la mezcla de referencia, donde el primer grupo fue sometido a un proceso de acondicionamiento, a diferencia del segundo grupo, que no fue acondicionado.

Este es el punto final de evaluación del nivel 1 de acuerdo con el protocolo AMAAC, donde se cumple con los parámetros necesarios, tal y como se muestra en la tabla 3.9.

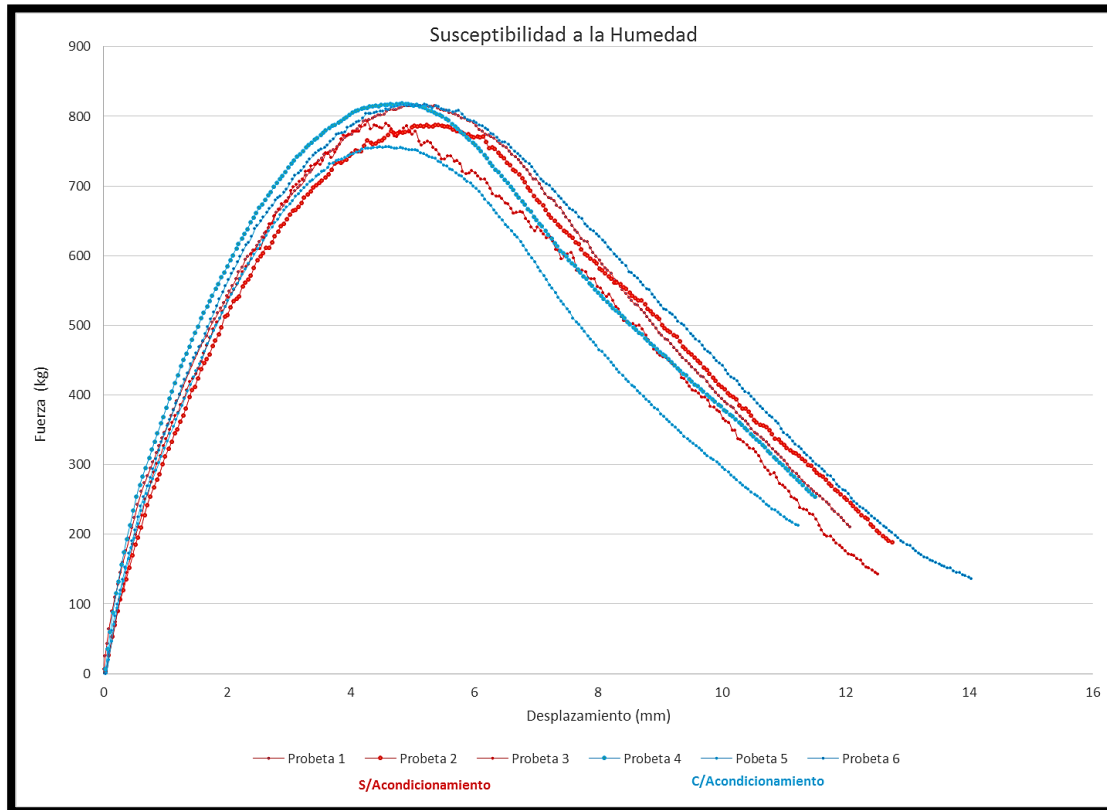


Figura 3.12 Gráfico de resultados de la prueba susceptibilidad a la humedad, Desplazamiento vs Fuerza.

3.3.2 Deformaciones plásticas

La deformación permanente es el deterioro representado por la existencia de una sección transversal de la superficie que ya no ocupa su posición original. Se llama deformación permanente por que representa la acumulación de pequeñas deformaciones producidas con cada aplicación de carga; esta deformación es irrecuperable y es producida principalmente por dos causas.

- Aplicaciones repetidas de carga, es decir, es el resultado de una sección de pavimento sin la suficiente profundidad para reducir, a niveles tolerables, las tensiones sobre la sub-rasante cuando las cargas son aplicadas (Fig. 3.13).

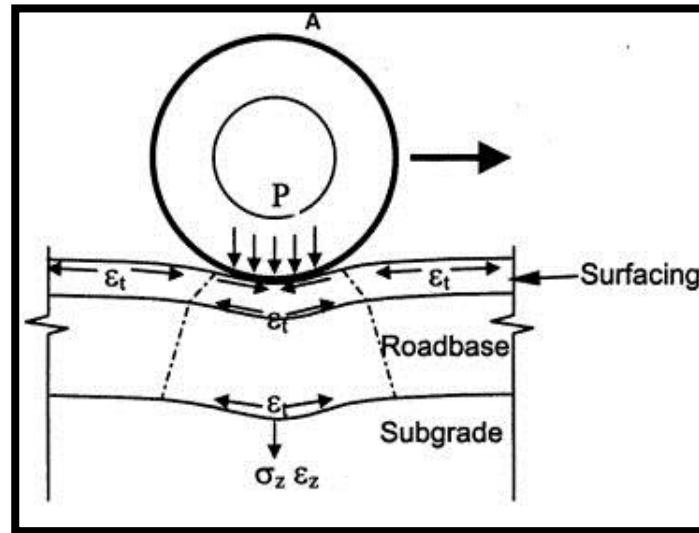


Figura 3.13 Naturaleza cíclica de carga [52]

- El ahuellamiento, se debe a la acumulación de deformaciones en las capas asfálticas. Este tipo de deformación es causado por una mezcla asfáltica cuya resistencia al corte esté demasiado baja para soportar las cargas repetidas a las cuales es sometida (Fig. 3.14).



Figura 3.14 Ahuellamiento en carpeta asfáltica [48]

Cuando una mezcla asfáltica se deforma, representa que tiene una mala resistencia al corte. La deformación por corte se caracteriza por un movimiento de la mezcla hacia abajo y lateralmente. Con un número dado de repeticiones de carga aparecerán las roderas. Los pavimentos asfálticos deformados tienen una seguridad deficiente, porque los surcos que se forman retienen suficiente agua para provocar hidropneumático.

Para determinar la deformación permanente se consideraron las especificaciones para mezclas bituminosas en caliente, Ensayo de rodadura (UNE-EN 12697-22), el ensayo fue realizado de acuerdo a la Recomendación AMAAC 03/2008, donde se sometió a tres especímenes de mezcla asfáltica, al paso alternativo de una rueda en condiciones determinadas de presión ($900 \pm 25 \text{ kN/m}^2$), temperatura ($60 \pm 1^\circ \text{ C}$) y una duración de ciclos especificada de acuerdo a la norma (10' 000 ciclos), midiéndose periódicamente la profundidad de la deformación producida (Fig. 3.15).



Figura 3.15 Ensayo de rodadura

A continuación se presenta una serie de resultados obtenidos en base a las deformaciones de cada placa, arrojada por el equipo.

Para determinar la inclinación de la rodera en el aire se utiliza la siguiente expresión.

$$WTS_{aire} = \frac{(d_{10\,000} - d_{500})}{5} \quad (7)$$

Dónde:

WTS_{aire} – Pendiente media de la deformación, mm para 1000 ciclos de carga.

d_{500} y $d_{10'000}$ – Profundidad de la rodera después de 5000 y 10'000 ciclos de carga, mm.



Para el cálculo de la pendiente media de deformación de las placas se empleó la siguiente expresión.

$$WTS_{media} = \frac{WTS_{aire\ 1} + WTS_{aire\ 2} + WTS_{aire\ n}}{n} \quad (8)$$

Dónde:

WTS_{media} = Pendiente media de la deformación del número de placas que componen el ensayo, mm/1000 ciclos de carga.

Para calcular el porcentaje de profundidad de la rodera, se aplica la siguiente expresión.

$$PRD_{aire} = 100 \left(\frac{e}{RD_{aire}} \right) \quad (9)$$

PRD_{aire} - Porcentaje de la profundidad de la rodera, %

e – Espesor de la placa

RD_{aire} – Profundidad de la rodera de la placa, mm

A continuación se presenta la tabla 3.10 en forma de resumen, que presenta los resultados de tres especímenes sometidos a la prueba de Deformación Permanente.

Tabla 3.10. Resultados de la prueba de deformación Permanente.

<i>Especimen</i>	<i>d5000 (mm)</i>	<i>d10000 (mm)</i>	<i>WTS (mm/10³ ciclos)</i>	<i>WTS_{MEDIA} (mm/103 ciclos)</i>	<i>PRD Aire (%)</i>
<i>Placa 1</i>	<i>10.64</i>	<i>13.340</i>	<i>0.539</i>	<i>0.539</i>	<i>26.675</i>
<i>Placa 2</i>	<i>9.070</i>	<i>12.260</i>	<i>0.638</i>		<i>24.520</i>
<i>Placa 3</i>	<i>12.215</i>	<i>14.415</i>	<i>0.440</i>		<i>28.830</i>
				<i>Promedio</i>	<i>26.675</i>

La siguiente figura 3.16, es una representación gráfica de los ciclos vs deformación de los especímenes de dicha prueba, se puede observar que no rebasaron los 20 mm de deformación límite.

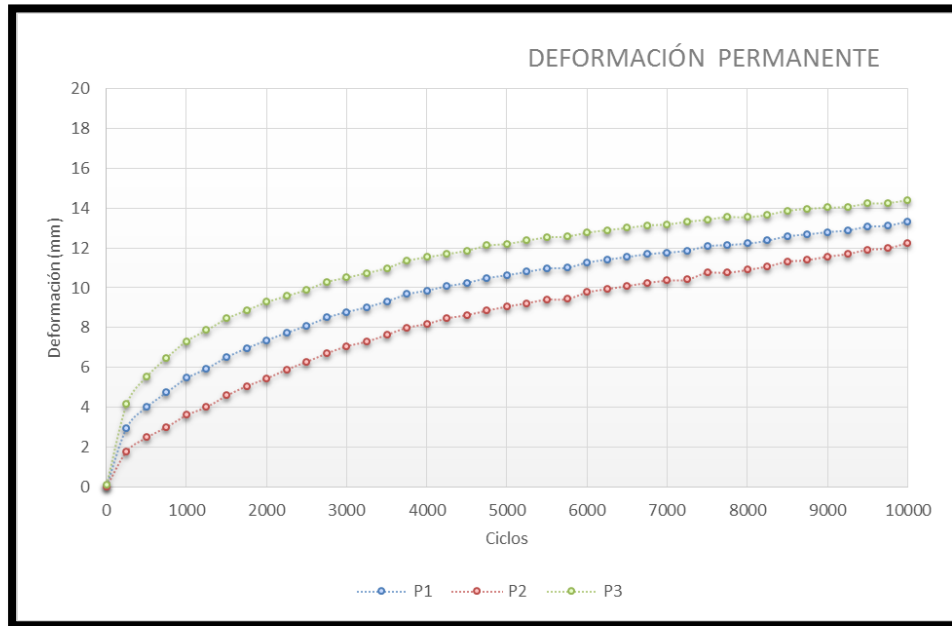


Figura 3.16 Imagen gráfica de la prueba de formación permanente.

3.4 Ensayo de fractura

3.4.1 Elaboración de probetas

Para la fabricación de las probetas de energía de fractura se consideraron los siguientes estándares de dosificación:

Malla # $\frac{3}{4}$ - #4= 2356.60 g.

Malla #4 – P200= 3043.00 g.

Peso del asfalto sobre el agregado fue del 6% =324 g.

Es importante señalar que en las distintas combinaciones de caucho, el peso del asfalto es menor, debido a que el peso de caucho es sobre el 6% del asfalto como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3.11 Dosificación para la variación del caucho en la mezcla.

Porcentaje de caucho (%)	Peso del caucho (g)	Peso del asfalto (g)
10	32.4	291.6
15	48.6	275.4
20	64.8	259.2

El peso total de los agregados fue de 5400 g, con 324 g de asfalto o asfalto-caucho.

Las temperaturas de mezclado variaron de acuerdo a cada combinación, como se muestra en la tabla 3.12, debido a que el caucho requiere distintas temperatura para una mejor homogenización.



Tabla 3.12 Temperaturas de mezclado.

Mezcla	Temperatura del agregado	Temperatura del asfalto
Asfalto convencional EKBÉ	150	150
Asfalto ahulado	170	170
EKBÉ + 10% de caucho	180	160
EKBÉ + 15% de caucho	180	160
EKBÉ + 20% de caucho	180	160

La compactación de las probetas fue en el Compactador Giratorio Superpave (SGC= Superpave Gyrotory Compactor) a 160 giros, obteniendo probetas de 150 mm de diámetro y 160 mm de altura (Fig.3.17).



Figura 3.17. Compactación de probetas en el Compactador Giratorio Superpave

De cada una de las probetas fabricadas se obtuvieron 3 probetas para el ensayo de fractura, estas fueron trazadas y cortadas de acuerdo a los requerimientos de la norma ASTM D 7313-07, (Fig. 3.18).

Es importante resaltar que las mezclas fabricadas con polvo de neumático por vía seca presentan disgregación.



Figura 3.18 Elaboración de la probeta de fractura de acuerdo a la norma ASTM D 7313-07



3.4.2 Acondicionamiento de probetas

De acuerdo con la norma ASTM D 7313-07, las probetas deben ser acondicionadas en una cámara de temperatura controlada durante un mínimo de 2 horas y un máximo de 16 horas a la temperatura de ensayo deseada.



Figura 3.19 Acondicionamiento de probetas de acuerdo a la norma ASTM D6373

La temperatura de ensayo sugerida es de 10° C (18° F) de acuerdo a la especificación ASTM D 6373.

3.4.3 Procedimiento de ensayo

Después del acondicionamiento de las probetas a la temperatura de 10°C , se inserta la muestra en los accesorios de carga y se aplica una pequeña carga de acondicionamiento menor a $0,2\text{ kN}$ (45 lbf) (Fig. 3.20).



Figura 3.20 Probeta instalada con los accesorios de carga

Se realiza la prueba con un desplazamiento constante de 0.017 mm/s . Se da por concluida la prueba cuando el nivel de carga posterior al de máxima se ha reducido a 0.1 kN (22 lbf) (Fig. 3.21).



Figura 3.21 Probeta llevada a la falla a una velocidad de 0.017 mm/s .

La variabilidad de los resultados de la prueba se pueden reducir mediante el suavizado o eliminación de ruido electrónico. A continuación se describe un método para reducir el ruido electrónico asociado a los datos CMOD (crack mouth opening displacement).

El uso de regresión de mínimos cuadrados ajusta a la línea a través de los datos para determinar la pendiente (a_1) y la intersección (a_0) (Fig. 3.22).

$$Y_i = a_0 + a_1 * X_i \quad (10)$$

Dónde:

Y_i = datos CMOD (mm).

X_i = tiempo (s) de prueba, y

a_0, a_1 = parámetros de regresión.

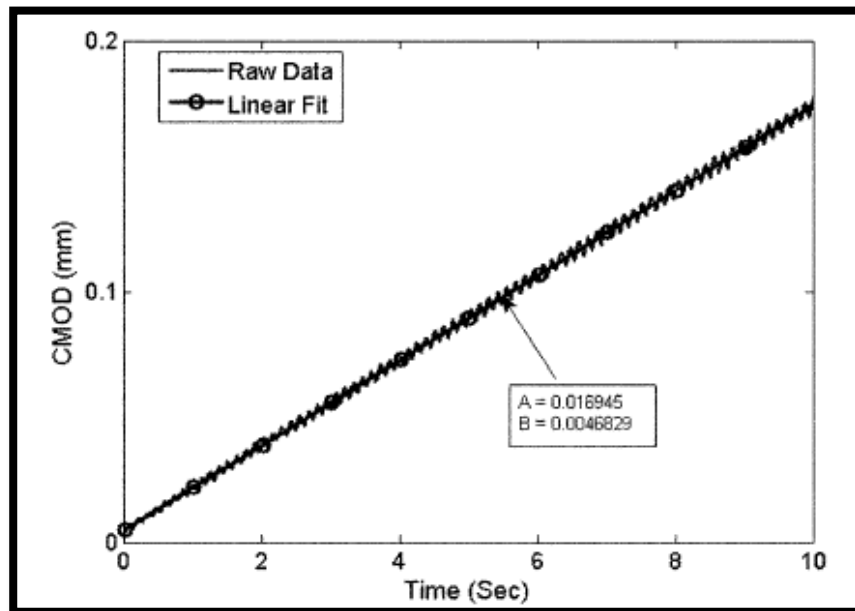


Figura 3.22 Ejemplo de parámetros de regresión CMOD-Time [6]

El uso de los parámetros de regresión de la ecuación 10, crea una línea suave para representar los datos CMOD por medio de la ecuación 11.

$$CMOD_{fit} = a_1 * Time \quad (11)$$

Dónde:

$CMOD_{fit}$ = datos CMOD suavizados (mm),

a_1 = pendiente de la línea (mm / s), y

Tiempo = X_i de la ecuación 10.



Una vez eliminado el ruido electrónico se obtiene el área bajo la curva sugerida por la norma D7313, con la técnica de la regla del cuadrilátero, como se muestra en la ecuación 12 (Fig. 3.23).

$$AREA = \sum_{i=1}^n (X_{i+1} - X_i) * (Y_i) + 0.5 * (X_{i+1} - X_i) * (Y_{i+1} - Y_i) \quad (12)$$

Dónde:

ÁREA = área bajo la curva de carga-CMODfit (mm-kN)],

x = CMODfit (mm),

y = carga (kN), y

n = punto de datos donde la carga alcanza 0,1 kN.

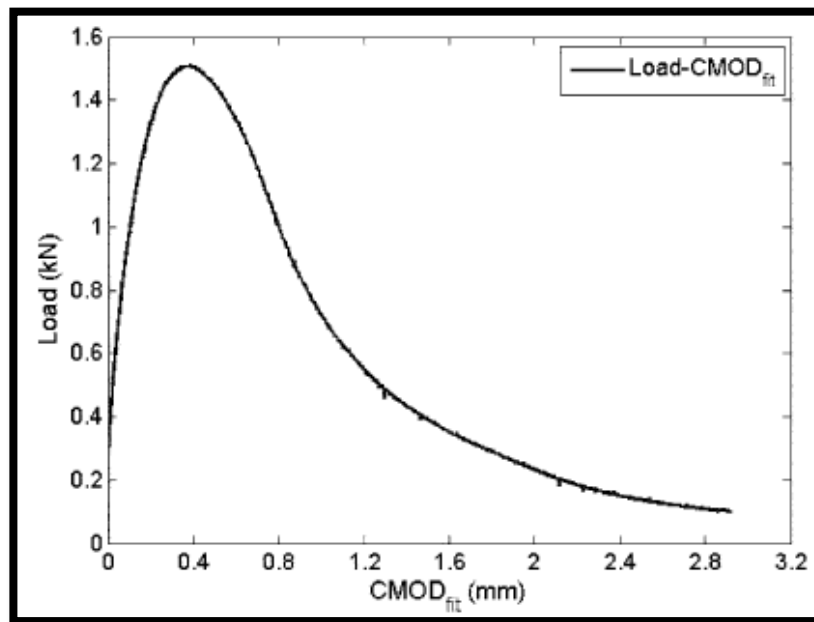


Figura 3.23 Curva CMODfit vs carga [6].

Para el cálculo de la energía de fractura, G_f , se emplea la siguiente ecuación:

$$G_f = \frac{ÁREA}{B * (W - a)} \quad (13)$$

Dónde:

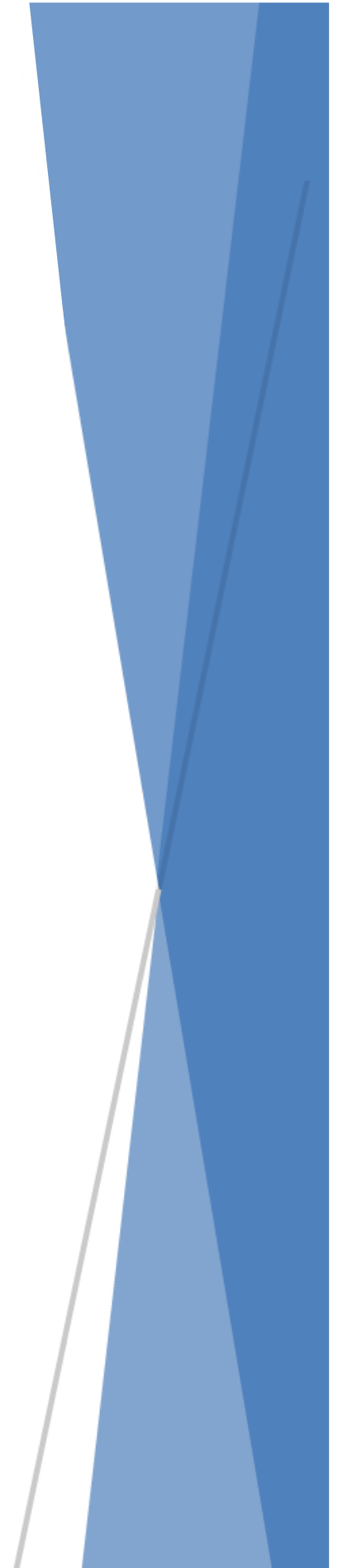
G_f = energía de fractura (J / m^2),

ÁREA = área bajo la curva de carga-CMODfit (ecuación 12),

B = espesor de la muestra (m), y

W - a = longitud del ligamento inicial (m).

Capítulo 4. Análisis de resultados.





Capítulo 4 Análisis de resultados

4.1 Análisis de ensayos experimentales

En este capítulo se presentan y analizan los resultados obtenidos del ensayo experimental Disk-Shaped Compact Tensión Test, DCT a los distintos grupos de mezclas asfálticas. Enfocando el análisis en la relación fuerza-desplazamiento de cada mezcla asfáltica.

A continuación se presentan las curvas fuerza-desplazamiento, agrupadas por los distintos asfaltos que se emplearon en esta tesis.

Cemento asfáltico convencional EKBÉ

La figura 4.1 muestra las curvas de Fuerza vs CMOD de los especímenes fabricados con asfalto convencional EKBÉ. Se ensayaron 5 especímenes a la temperatura 10° C y los resultados obtenido; se muestran en la tabla 4.1, donde podemos observar los valores promedio obtenidos, el pico de carga de 0.0490 kN, CMOD_{máx} de 2.7345 mm y energía total de fractura de 155.4052 N/m.

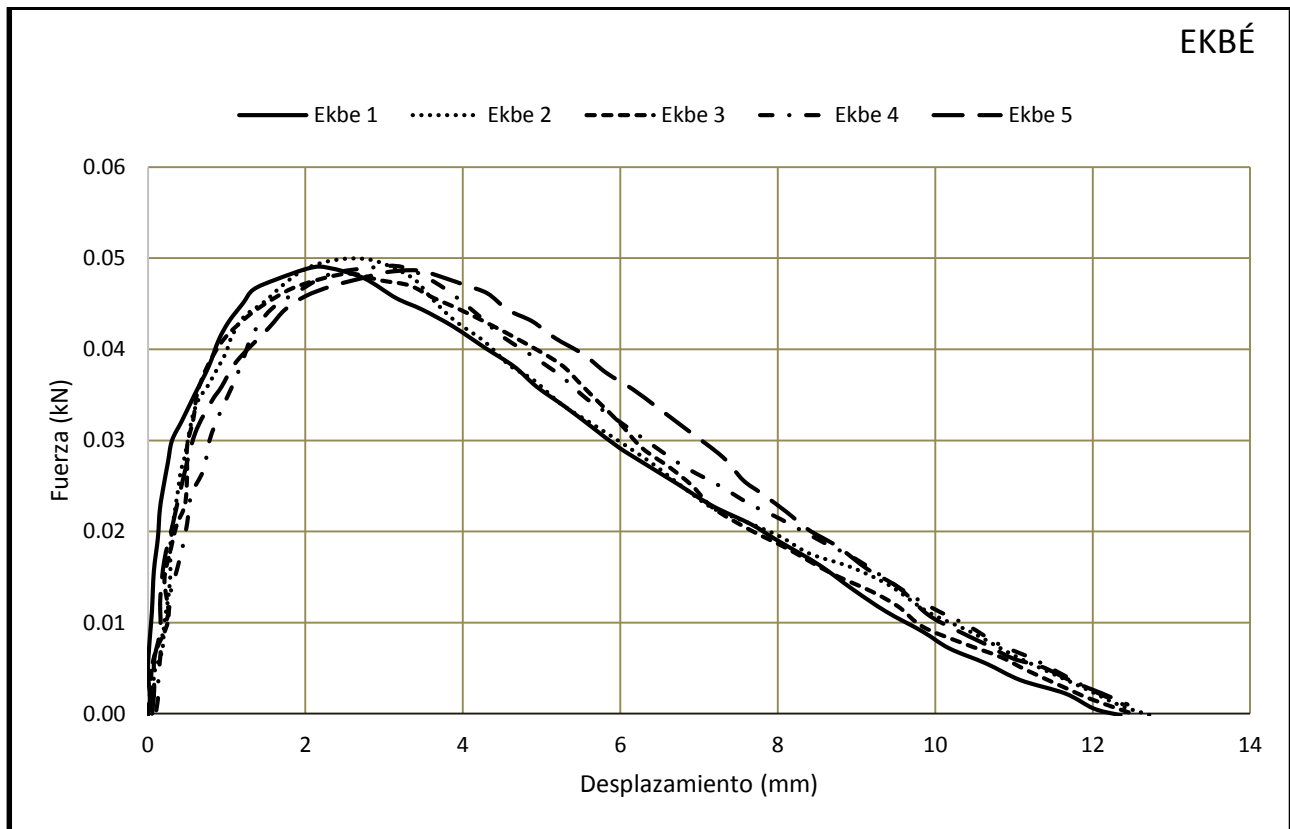


Figura 4.1. Curvas desplazamiento vs fuerza del asfalto convencional EKBÉ.

Tabla 4.1 Resultados en los especímenes fabricados con asfalto convencional EKBÉ

Especímen	PL (kN)	CMOD _{max} (mm)	G _f (N/m)
EKBÉ1	0.0489	2.2951	151.8470
EKBÉ2	0.0499	2.5677	157.0064
EKBÉ3	0.0483	2.5220	153.6364
EKBÉ4	0.0490	2.8589	156.4758
EKBÉ5	0.0487	3.4286	158.0606
Promedio	0.0490	2.7345	155.4052
Desv. Estándar	0.0006	0.4368	2.5764



Es importante mencionar que de acuerdo con la figura 4.1, el comportamiento de la mezcla es plástico con una mayor capacidad de deformación.

Por otra parte, debido a las bajas resistencias que se obtuvieron en las mezclas asfálticas fabricadas con el asfalto EKBÉ, se procedió a realizar la prueba de desprendimiento por fricción, donde se obtuvo un 24.51% de pérdida por fricción promedio, que de acuerdo a la norma M-MMP-4-04-009/03 se considera que el agregado pétreo tiene baja adherencia con el asfalto, lo que justifica las bajas resistencias en la mezcla asfáltica convencional.

Cemento asfáltico convencional EKBÉ + 10% de polvo de neumático

La figura 4.2 muestra las curvas de fuerza vs CMOD de los especímenes fabricados con asfalto convencional EKBÉ más el 10% de polvo de neumático por vía seca. Se ensayaron 5 especímenes a la temperatura 10° C y los resultados obtenidos se muestran en la tabla 4.2, donde podemos observar los valores promedio obtenidos, el pico de carga de 0.2856 kN, CMOD_{máx} de 0.5906 mm y energía total de fractura de 181.6996 N/m.

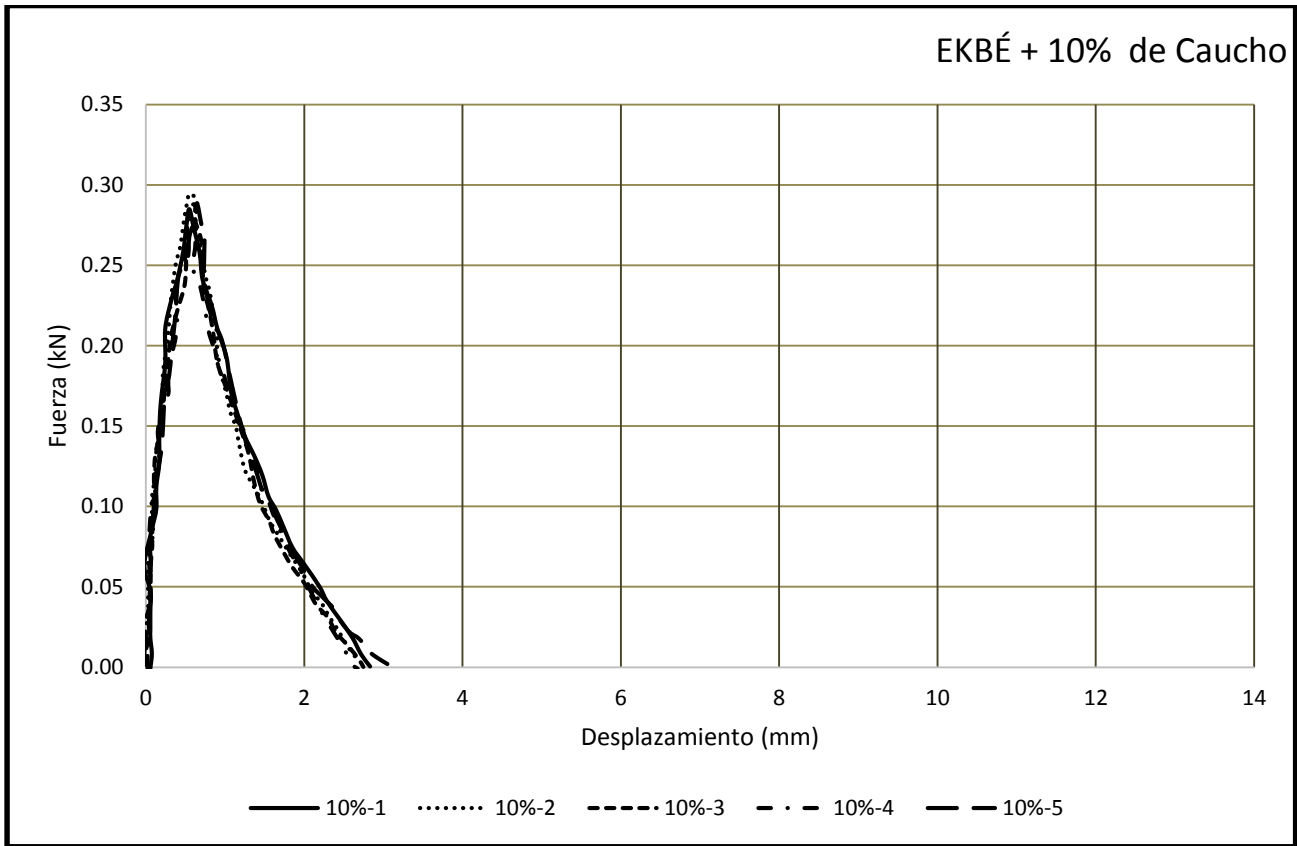


Figura 4.2. Curvas desplazamiento vs fuerza del asfalto convencional EKBÉ+ 10% polvo de neumático.

Tabla 4.2 Resultados en los especímenes fabricados con EKBÉ+10% de polvo de neumático.

Especímen	PL (kN)	CMOD _{max} (mm)	G _f (N/m)
EK1-10%	0.2849	0.5472	182.5212
EK2-10%	0.2945	0.5511	181.9284
EK3-10%	0.2874	0.6258	182.1091
EK4-10%	0.2727	0.5841	179.7818
EK5-10%	0.2885	0.6449	182.1576
Promedio	0.2856	0.5906	181.6996
Desv. Estándar	0.0080	0.0438	1.0935



La figura 4.2 muestra un comportamiento frágil de la mezcla con una baja capacidad a la deformación.



Cemento asfáltico convencional EKBÉ+ 15% de polvo de neumático

La figura 4.3 muestra las curvas de fuerza vs CMOD de los especímenes fabricados con asfalto convencional EKBÉ más el 15% de polvo de neumático por vía seca. Se ensayaron 5 especímenes a la temperatura 10° C y los resultados obtenidos se muestran en la tabla 4.3, donde podemos observar los valores promedio obtenidos, el pico de carga de 0.2364 kN, $CMOD_{máx}$ de 0.5658 mm y energía total de fractura de 235.6431 N/m.

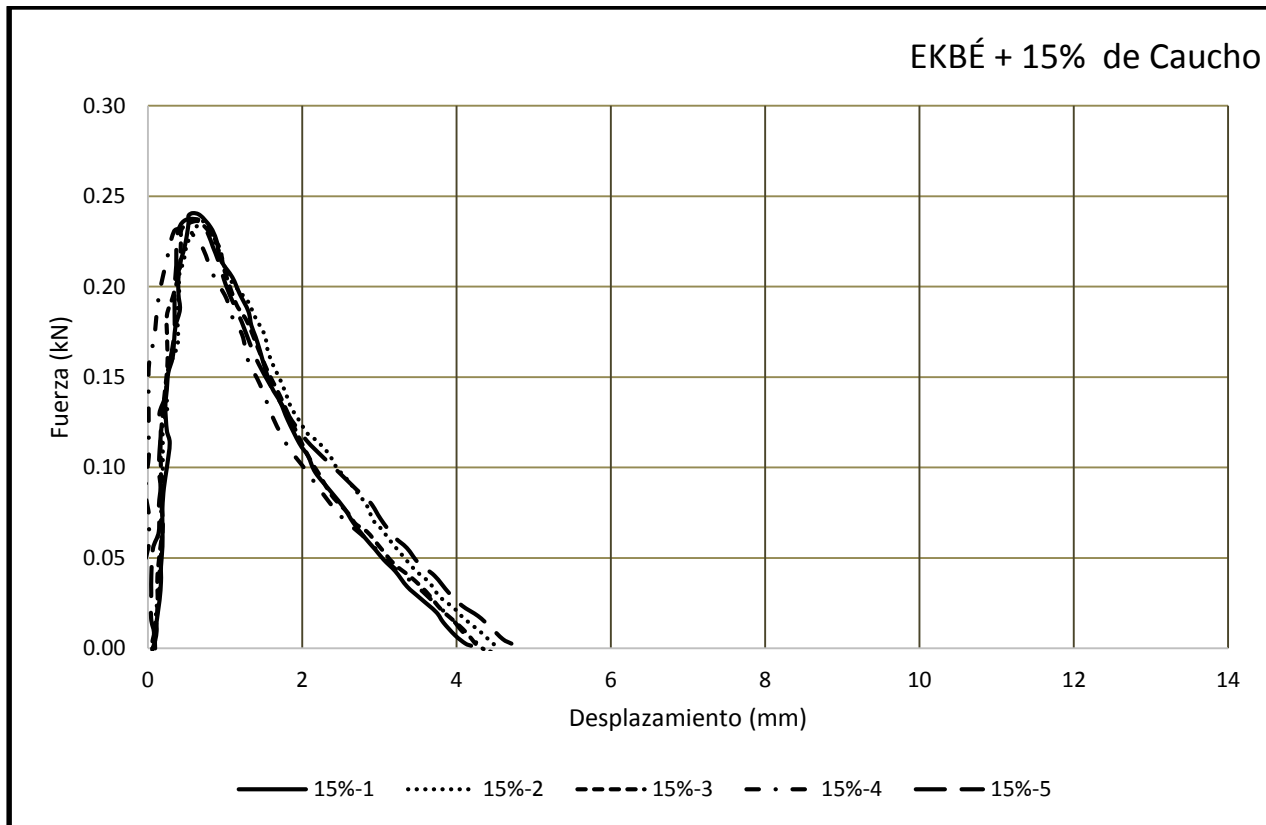


Figura 4.3. Curvas desplazamiento vs fuerza del asfalto convencional EKBÉ+ 15% polvo de neumático.

La gráfica 4.3 muestra un comportamiento frágil y una baja capacidad de deformación, aunque a diferencia de la mezcla modificada con el 10% de polvo de neumático, ésta permite una mayor disipación de la energía, pero disminuye su resistencia al aumentar el contenido de polvo de neumático.

Tabla 4.3 Resultados en los especímenes fabricados con EKBÉ+15% de polvo de neumático.

Espécimen	PL (kN)	CMOD _{max} (mm)	G _f (N/m)
EK1-15%	0.2406	0.5849	234.8247
EK2-15%	0.2360	0.6894	237.0182
EK3-15%	0.2364	0.6347	237.0151
EK4-15%	0.2318	0.3809	234.5939
EK5-15%	0.2374	0.5393	234.7636
Promedio	0.2364	0.5658	235.6431
Desv. Estándar	0.0031	0.1176	1.2567



Cemento asfáltico convencional EKBÉ+ 20% de polvo de neumático

La figura 4.4 muestra las curvas de fuerza vs CMOD de los especímenes fabricados con asfalto convencional EKBÉ más el 15% de polvo de neumático por vía seca. Se ensayaron 5 especímenes a la temperatura 10° C y los resultados obtenidos se muestran en la tabla 4.4, donde podemos observar los valores promedio obtenidos, el pico de carga de 0.1991 kN, CMOD_{máx} de 0.4939 mm y energía total de fractura de 267.7037 N/m.

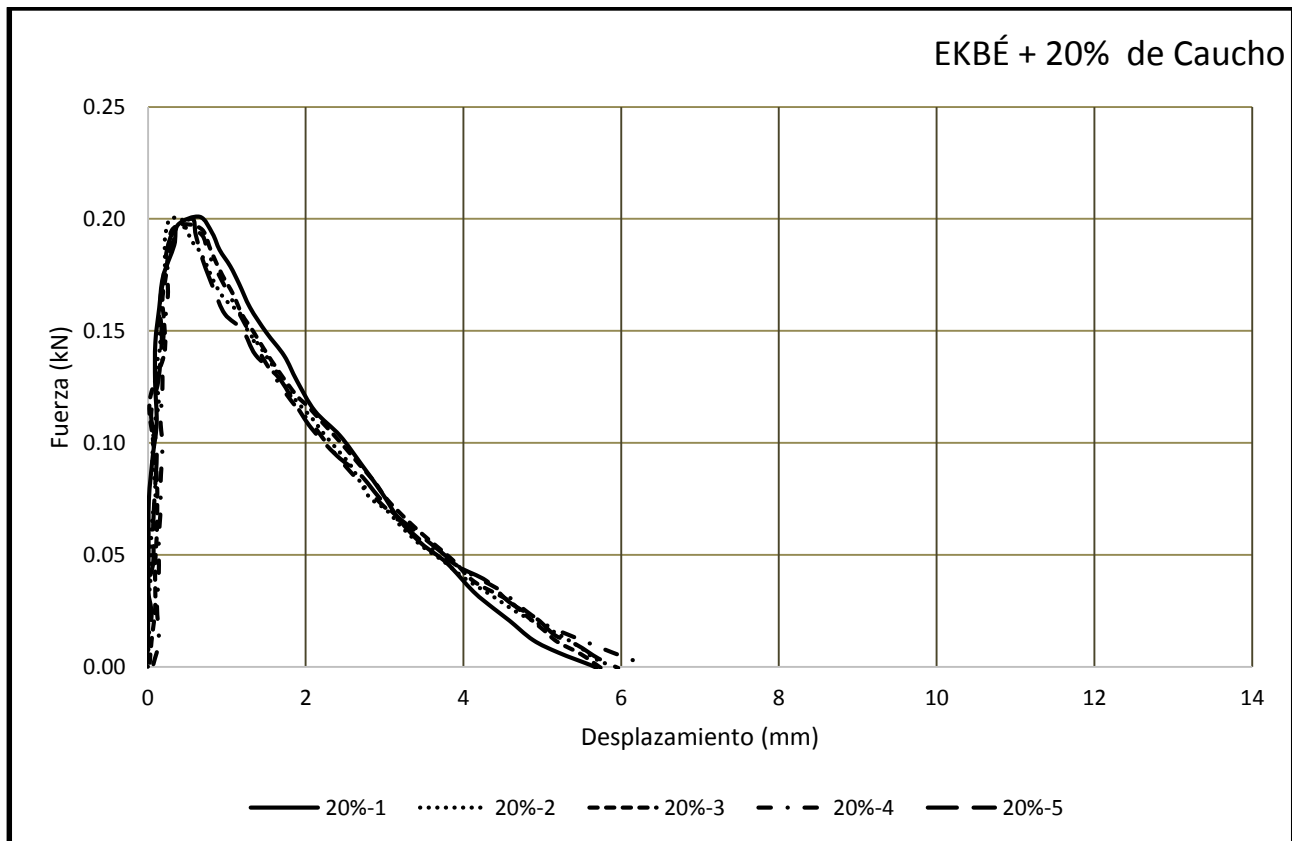


Figura 4.4. Curvas desplazamiento vs fuerza del asfalto convencional EKBÉ+ 20% polvo de neumático.



La figura 4.4 presenta los especímenes con menor resistencia dentro de los asfaltos modificado con polvo de neumático por vía seca, esto representa que a mayor contenido de polvo de neumático, menor resistencia y mayor capacidad de deformación.

Otro punto a mencionar, es que el comportamiento que presentan las curvas es frágil, por lo tanto no disipa de manera adecuada la energía.

Tabla 4.4 Resultados en los especímenes fabricados con EKBÉ+20% de polvo de neumático.

<i>Especímen</i>	<i>PL</i>	<i>CMOD_{max}</i>	<i>G_f</i>
	<i>(kN)</i>	<i>(mm)</i>	<i>(N/m)</i>
<i>EK1+20%</i>	<i>0.2009</i>	<i>0.6591</i>	<i>267.5636</i>
<i>EK2+20%</i>	<i>0.2005</i>	<i>0.3114</i>	<i>267.1039</i>
<i>EK3+20%</i>	<i>0.1975</i>	<i>0.4590</i>	<i>266.6424</i>
<i>EK4+20%</i>	<i>0.1963</i>	<i>0.4812</i>	<i>268.1665</i>
<i>EK5+20%</i>	<i>0.2001</i>	<i>0.5587</i>	<i>269.0422</i>
<i>Promedio</i>	<i>0.1991</i>	<i>0.4939</i>	<i>267.7037</i>
<i>Desv. Estándar</i>	<i>0.0020</i>	<i>0.1286</i>	<i>0.9369</i>



Analizando los resultados de las mezclas asfálticas fabricadas con los distintos contenidos de polvo de neumático (10, 15 y 20%), tenemos que:

- La resistencia máxima de las mezclas disminuye en promedio un 16%, esto quiere decir que a mayor contenido de polvo de neumático menor resistencia.
- El desplazamiento máximo disminuye en promedio un 8%, lo que significa que a mayor contenido de polvo de neumático el desplazamiento en el punto donde se presenta la fractura es menor, pero presentan una mejor disipación al fracturamiento con el aumento de polvo de neumático.
- Al disipar de mejor manera el fracturamiento, la energía de fractura (G_f) aumenta un 17% en promedio con el aumento de polvo de neumatico.

Cemento asfáltico ahulado (EKBÉ con polvo de neumático)

La figura 4.5 muestra las curvas de fuerza vs CMOD de los especímenes fabricados con asfalto convencional EKBÉ más el 15% de polvo de neumático por vía húmeda. Se ensayaron 5 especímenes a la temperatura 10° C y los resultados obtenidos se muestran en la tabla 4.5, donde podemos observar los valores promedio obtenidos, el pico de carga de 0.1720 kN, $CMOD_{m\acute{a}x}$ de 0.9697 mm y energía total de fractura de 397.4484 N/m.

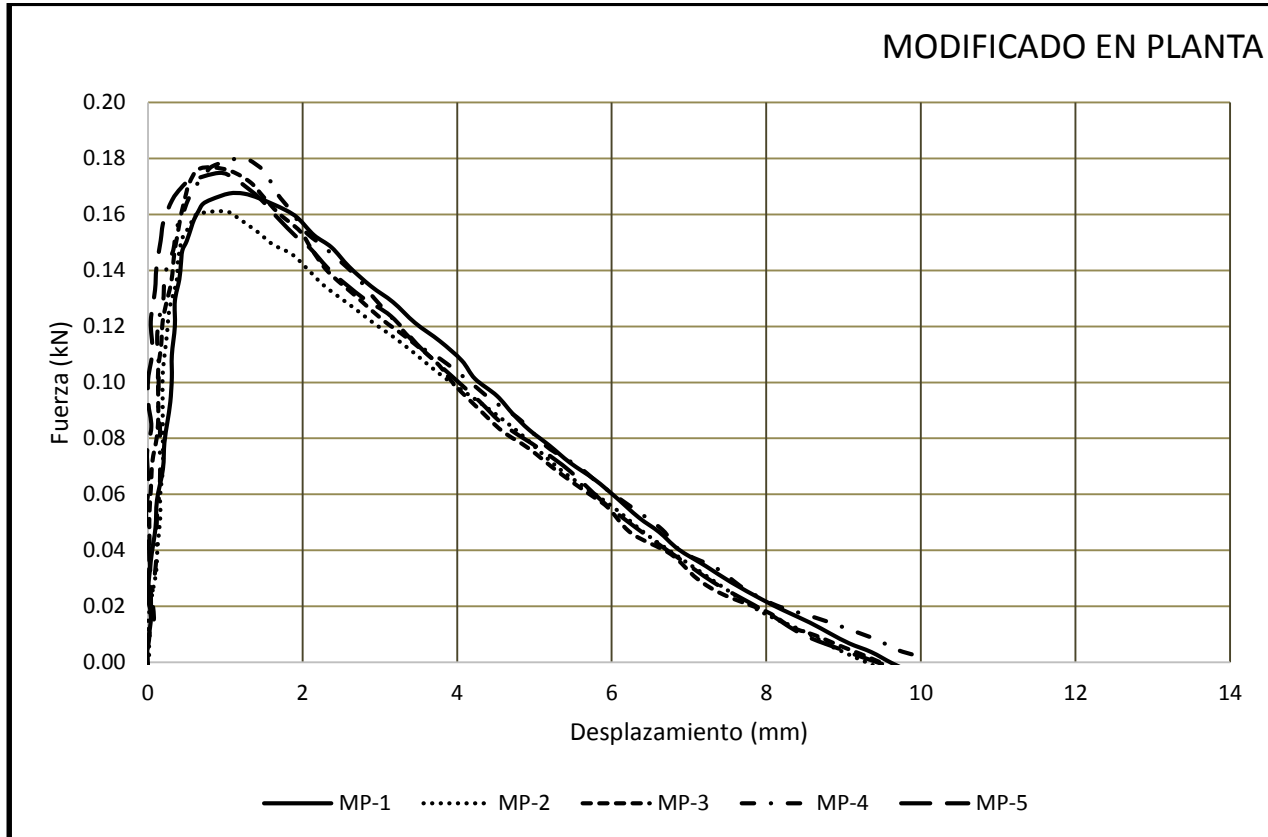


Figura 4.5. Curvas desplazamiento vs fuerza del asfalto ahulado.

Podemos observar, que el asfalto ahulado tiene un comportamiento plástico y disipa mejor la energía, a diferencia del asfalto convencional EKBÉ; este logra tener mayores resistencias, lo que implica una mezcla asfáltica más resistente al fracturamiento.

Si analizamos la diferencia de los especímenes modificados con el 10% de polvo de neumático por vías seca y por vía húmeda, se aprecia que existen diferencias importantes como se muestran en la siguiente tabla:

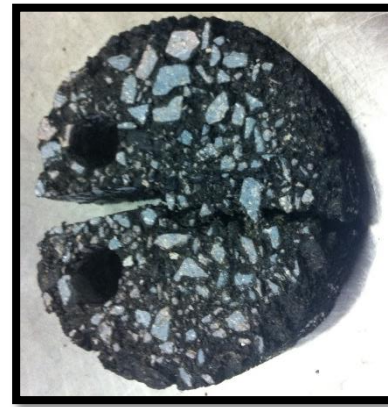
Tabla 4.5 Comparativa entre especímenes fabricados por vía seca y vía húmeda con un 10% de polvo de neumático.

Parámetros	Vía seca	Vía Húmeda
<i>Fuerza promedio (kg)</i>	<i>0.28</i>	<i>0.17</i>
<i>Desplazamiento promedio (mm)</i>	<i>0.59</i>	<i>0.96</i>
<i>Disipación de energía</i>	<i>Frágil</i>	<i>Plástica</i>

Observando las diferencias en la tabla 4.5, podemos establecer que el asfalto modificado por vía húmeda, proporciona mejor rendimiento, siendo menos susceptible al fracturamiento, debido a su comportamiento plástico, disipa mejor la energía.

Tabla 4.6 Resultados en los especímenes fabricados con asfalto ahulado.

Especímen	PL (kN)	CMOD_{max} (mm)	G_f (N/m)
<i>MP-1</i>	<i>0.1675</i>	<i>1.0520</i>	<i>394.7652</i>
<i>MP-2</i>	<i>0.1610</i>	<i>0.8049</i>	<i>397.7455</i>
<i>MP-3</i>	<i>0.1768</i>	<i>0.8336</i>	<i>395.5558</i>
<i>MP-4</i>	<i>0.1798</i>	<i>1.2420</i>	<i>399.6364</i>
<i>MP-5</i>	<i>0.1749</i>	<i>0.9158</i>	<i>399.5394</i>
<i>Promedio</i>	<i>0.1720</i>	<i>0.9697</i>	<i>397.4484</i>
<i>Desv. Estándar</i>	<i>0.0077</i>	<i>0.1799</i>	<i>2.2377</i>



A continuación se presenta la figura 4.6 que ilustra la comparativa de las mezclas asfálticas empleadas en esta tesis:

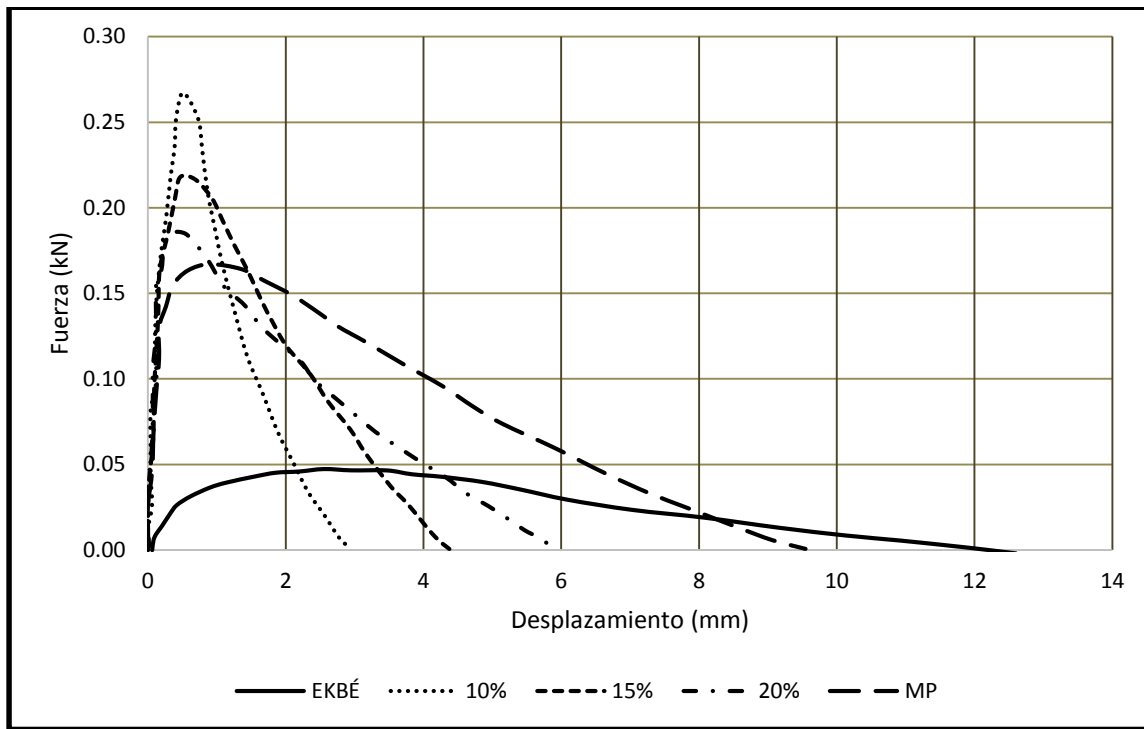


Figura 4.6. Curvas desplazamiento vs fuerza de los asfalto ahulado.

La tabla 4.7 muestra los resultados promedio de las distintas mezclas asfálticas empleadas, lo que permite hacer análisis de los datos obtenidos:

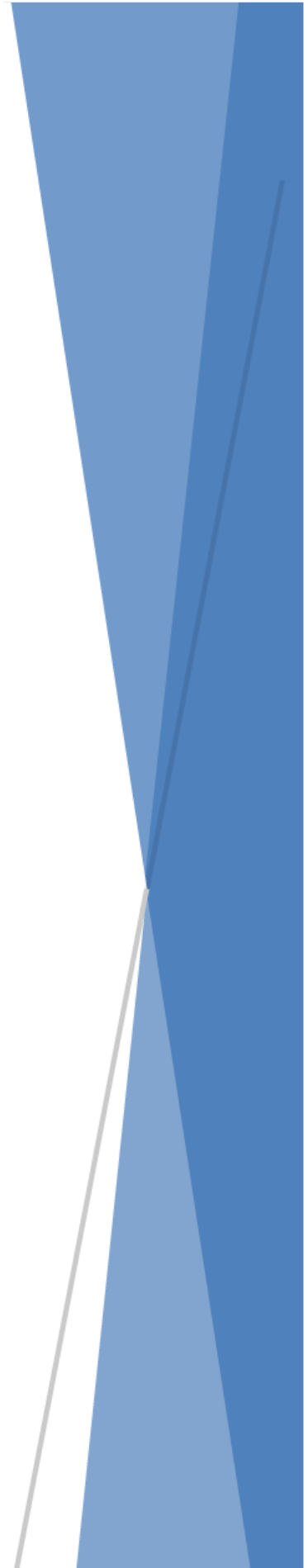
Tabla 4.7 Resumen de resultados de la prueba de fractura.

Mezcla asfáltica	Carga Máxima (kN)	CMOD_{max} (mm)	G_f (N/m)
<i>Cemento asfáltico convencional (EKE)</i>	0.0443	3.8328	147.7394
<i>Cemento asfáltico ahulado</i>	0.1671	0.8987	389.7489
<i>Modificado 1 (EKBÉ+10% de caucho)</i>	0.2672	0.5112	179.2726
<i>Modificado 2 (EKBÉ+15% de caucho)</i>	0.2180	0.4721	232.9936
<i>Modificado 3 (EKBÉ+20% de caucho)</i>	0.1856	0.3635	257.4076



- En las mezclas asfálticas modificadas, fabricadas con asfalto convencional y los distintos contenidos de polvo de neumático (10, 15 y 20), se puede apreciar que a mayor contenido de caucho la resistencia a la carga máxima disminuye y aumenta la capacidad de deformación. Además de presentar un comportamiento frágil, en las curvas post-pico desciende de manera casi vertical, lo que representa una mala disipación de energía, provocando que la fisuración se presente de manera más rápida.
- Al analizar los resultado de la prueba de fractura de la mezcla fabricada con asfalto convencional y la mezcla modificada con polvo de neumático por vía húmeda, se observa que las dos mezclas tienen un comportamiento plástico, lo que permite una mayor disipación de energía, beneficiando al pavimento dentro del proceso de fisuración, es decir, la fisuración se presentaría en un lapso mayor de tiempo, durante la vida útil del pavimento. Sin embargo, es importante mencionar que la resistencia a la carga máxima es mucho menor en la mezcla convencional.
- La mezcla fabricada con el asfalto modificado con polvo de neumático por vía húmeda, es el que cubre los requerimientos establecidos en esta tesis, debido a que es una mezcla que ofrece una mayor resistencia al fracturamiento. Además de que establece que el proceso de modificación por vía húmeda es el más adecuado para la modificación de mezclas asfálticas con polvo de neumático.

Capítulo 5. Conclusión y futuras líneas de investigación





Capítulo 5 Conclusiones y futuras líneas de investigación

5.1 Conclusiones.

La investigación desarrollada en esta tesis, consistió en el diseño de distintas mezclas asfálticas modificadas con la adición de polvo de neumático (10%, 15% y 20%), ofreciendo una mayor resistencia al fracturamiento comparadas con una mezcla convencional, para un nivel de tránsito medio, de acuerdo con la metodología de la Asociación Mexicana del Asfalto, A.C. (AMAAC).

Para ello, el trabajo de esta tesis está basado en las siguientes actividades:

- Selección del agregado pétreo.
La selección estuvo basada en los requerimientos del nivel de diseño (Nivel II tránsito medio).
- Selección del cemento asfáltico.
Fue seleccionado en función a la temperatura máxima y mínima que se esperaba en el lugar de aplicación.
- Diseño volumétrico
Este punto consistió en encontrar la granulometría y el contenido de asfalto adecuado para cumplir los parámetros volumétricos.
- Susceptibilidad a la humedad de la mezcla.
Se analizó si la combinación del ligante asfáltico con el agregado pétreo es susceptible a la acción del agua y la efectividad ante el desprendimiento.
- Susceptibilidad a la deformación permanente.
A partir de los resultados obtenidos en la prueba, se analizó la acumulación de pequeñas deformaciones producidas con cada aplicación de carga.
- Proceso de modificación.
Se definió el mejor proceso de incorporación de polvo de neumático en la mezcla asfáltica
- Evaluación de la energía de fractura.
Por medio del ensayo Disk-Shaped Compact Test (DCT) se analizó el comportamiento a la fisuración de la mezcla asfáltica de referencia y las modificadas con polvo de neumático.



Las principales conclusiones de esta tesis son las siguientes:

- a. Es importante resaltar que la metodología AMAAC se debe ejecutar de manera correcta, ya que ha demostrado tener importantes avances en lo que se refiere a la selección del ligante asfáltico y el agregado pétreo, pues en todo momento analiza la interacción de los mismos, con los distintos ensayos que propone de acuerdo con el nivel de diseño que se requiere.
- b. El análisis de susceptibilidad a la humedad y deformación permanente no se evaluaron en las mezclas fabricadas con asfaltos modificados, debido a que son alcances de otro tema de investigación.
- c. El proceso de modificación por vía seca, es riguroso en la fabricación de los especímenes, se deben de cumplir específicamente las temperaturas de mezclado establecidas, ya que, si las temperaturas son menores, el caucho, en el proceso de digestión no sufre el hinchamiento, lo que impide la adherencia con el agregado pétreo, provocando la disgregación. Si las temperaturas son superiores, el caucho pierde propiedades, se produce una mayor cantidad de gases contaminantes y representaría una dificultad en el proceso de mezclado y compactación.
- d. A mayor contenido de caucho el hinchamiento que se produce es mayor; de acuerdo con las pruebas realizadas, es recomendable utilizar como máximo el 15% de caucho sobre el peso del asfalto, debido a que a mayores contenidos de polvo de neumático, sufre una expansión mayor, provocando deformaciones en la probeta.
- e. El uso del asfalto ahulado que fue modificado por vía húmeda, requiere que la temperatura de mezclado sea de 170 °C, debido a su grado de viscosidad, a temperaturas menores, el asfalto no presenta la fluidez necesaria, lo que impide que cubra por completo el agregado pétreo, dificultando el proceso de mezclado y compactación. Otra dificultad que presenta el asfalto ahulado es que después de la compactación de la mezcla, el espécimen se debe de enfriar por completo antes de ser desmoldado, de lo contrario la probeta se disgrega, por el hinchamiento que presenta el caucho, debido a que dentro del procedimiento de mezclado con el asfalto ahulado, no se presenta el proceso de digestión.
- f. Las probetas fabricadas con asfalto convencional y distintos contenidos de polvo de neumático (10, 15 y 20%), modificadas por vía seca, presentaban disgregación, lo que dificultó la realización de la geometría de las probetas.
- g. La energía disipada en el proceso de fractura, G_f , calculada mediante las curvas fuerza – desplazamiento, obtenidas del ensayo Disk-Shaped Compact Tensión Test, permite



caracterizar correctamente a las mezclas asfálticas en todo su proceso de fisuración, desde el inicio de la fisura hasta la fractura total.

- h. Es importante mencionar que al realizar una comparativa de la mezcla modificada con 10% de caucho por vía seca y húmeda, se observa que presentan comportamientos completamente distintos; por vía seca, la mezcla presenta un comportamiento frágil, al contrario de la vía húmeda que presenta un comportamiento plástico, disipando mejor la energía.



5.2 Futuras líneas de investigación.

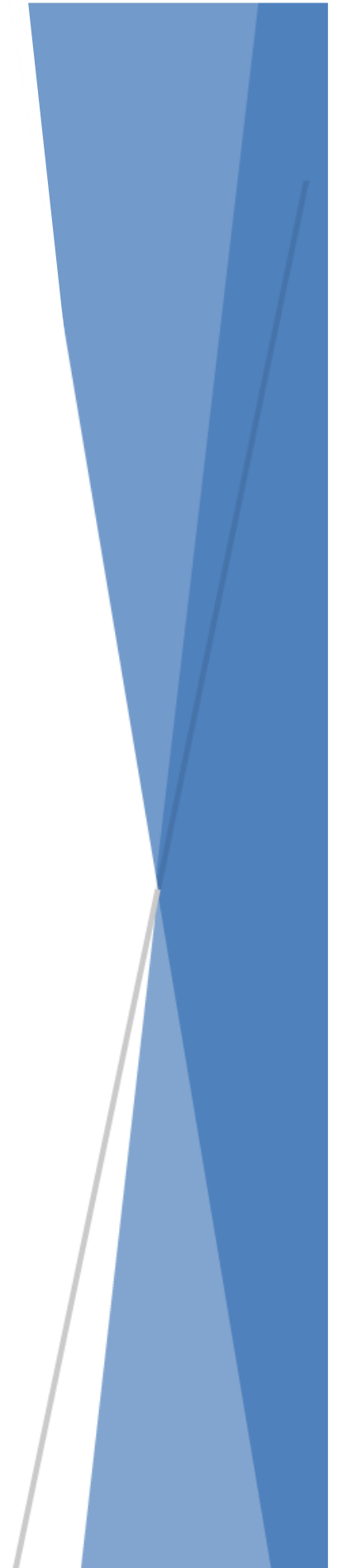
El principal objetivo de esta tesis, fue evaluar la energía de fractura en mezclas modificadas con polvo de neumático, en combinación con la metodología de diseño AMAAC, lo que nos permitió obtener una mezcla que disipara de mejor manera la energía en el pavimento y hacer uso del polvo de neumático en asfaltos como agente modificador.

A pesar de los buenos resultados, deben analizarse sus alcances y por tanto sus limitaciones para poder recomendar a una futura investigación más amplia, es decir metodologías más precisas que permitan analizar adecuadamente el fenómeno de fisuración para poder cumplir con las especificaciones requeridas para un determinado diseño.

Debido a esto, se propone el estudio de otra gama de mezclas asfálticas, haciendo una variación en la granulometría, tipos de asfalto, temperaturas de ensayo y nivel de diseño, con el fin de caracterizar el comportamiento mecánico de las distintas mezclas que se emplean en México y en otros países.

Además de correlacionar el fenómeno de fisuración por fatiga contra la fisuración longitudinal, ampliando el panorama del proceso de fisuración en los pavimentos, logrando la correlación entre el ensayo de energía de fractura y el ensayo de fatiga, observando las tendencias entre estos dos ensayos.

Bibliografía



Bibliografía.

- [1] Abdelrahman MA, Carpenter SH. *The mechanism of the interaction of asphalt cement with crumb rubber modifier (CRM)*. *Transport Res Rec* 1999; 1661: 106–13.
- [2] Akbulut H, Aslantas K. *Finite element analysis of stress distribution on bituminous pavement and failure mechanism*. *Mater Des* 2004; 26:383–7.
- [3] Ameri M, Mansourian A, Heidary Khavas M, Aliha MRM, Ayatollahi MR. *Cracked asphalt pavement under traffic loading – A 3D finite element analysis*. *Eng Fract Mech* 2011; 78:1817–26.
- [4] Artamendi I, Khalida HA. *A comparison between beam and semi-circular bending fracture tests for asphalt*. *Road Mater Pave Des* 2006; 7:163–80.
- [5] Asociación Mexicana del Asfalto, A.C. *Protocolo AMAAC “Desempeño de mezclas asfálticas”*, Agosto 2008
- [6] *ASTM D 7313-07 Standard Test Method for Determining Fracture Energy of Asphalt-Aggregate mixtures using the Disk-Shaped Compact Tension Geometry*.
- [7] *ASTM E399 - 12e3 Standard Test Method for Linear-Elastic Plane-Strain Fracture Toughness K_{Ic} of Metallic Materials*
- [8] Baek SH, Hong JP, Kim SU, Choi JS, Kim KW. *Evaluation of fracture toughness of semirigid asphalt concretes at low temperatures*. *Transp Res Rec* 2011; 2210:30–6.
- [9] Bahia H, Davis R, *Effect of Crumb Rubber Modifiers (CRMs) on performance related properties of asphalt binders*. *AAPT* 1994; 1994.
- [10] Behbahani H, Aliha MRM, Fazaeli H, Aghajani S. *Experimental fracture toughness study for some modified asphalt mixtures*. *Adv Mater Res* 2013; 723:337–44.
- [11] Behnia BE, Dave V, Ahmed S, Buttlar WG, Reis H. *Effects of recycled asphalt pavement amounts on low-temperature cracking performance of asphalt mixtures using acoustic emissions*. *Transp Res Rec* 2011; 2208:64–71.
- [12] Braham A, Buttlar W, Ni F. *Laboratory mixed-mode cracking of asphalt concrete using the single-edge notch beam*. *Road Mater Pave Des* 2010; 11:947–68.
- [13] Buttlar WG, Paulino GH. *Development of a flattened indirect tension test for asphalt concrete*. *J Test Eval* 2011; 39(3).
- [14] Chen X, Huang B. *Evaluation of moisture damage in hot mix asphalt using simple performance and superpave indirect tensile tests*. *Constr Build Mater* 2008; 22(9):1950–62.
- [15] Cheovits JG, Dunning RL, Morris GR. *Characteristics of asphalt-rubber by the slide plate microviscometer*. *Association of Asphalt Paving Technologists*. vol.51. 1982. p. 240–61.
- [16] Epps JA. *Uses of recycled rubber tyres in highways*. Washington, DC: *Synthesis of Highway Practice No.198*, TRB National Research Council. NCHRP Report; 1994.

- [17] Fakhri M, Farokhi M, Kheiry PT. *Modeling of Top-Down Cracking (TDC) propagation in asphalt concrete pavements using fracture mechanics theory. Adv Test Charact Bituminous Mater* 2009; 1: 681–92.
- [18] Fernández, L. (2002). *Modelado de la fractura en el concreto. Tesis presentada en la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería UNAM para obtener el grado de Doctor en Ingeniería (estructuras).*
- [19] Griffith, A.A. (1921). *The phenomena of rupture and flow in solids. Philos. T. Roy. Soc. A., vol.221, pp.163-197*
- [20] Heitzman M. *Design and construction of asphalt paving materials with Crumb Rubber Modifier. Transportation Research Record* 1339; 1992.
- [21] Irwin, G.R. (1957). *Analysis of stress and strains near the end of a crack traversing a plate. Transactions ASME, Journal of Applied Mechanics, vol.24, pp. 361-364*
- [22] Kim, H., Wagoner, M., and Buttlar, W. (2008). "Behavioral Simulation fracture in asphalt concrete with a discrete model heterogeneous elements cohesive zone." *J. Mater. Civ. Eng., 20 (8), 55*
- [23] Kim, J. Koh, C. (2012). "Development of a predictive system for Estimating Fatigue Life of Asphalt Mixtures Using the indirect tensile test." *J. Transp. Ing., 138 (12), 1530-1540.*
- [24] Kim H, Wagoner MP, Buttlar WG. *Micromechanical fracture modeling of asphalt concrete using a single-edge notched beam test. Mater Struct* 2009; 42:677–89.
- [25] Kim H, Wagoner MP, Buttlar WG. *Numerical fracture analysis on the specimen size dependency of asphalt concrete using a cohesive softening model. Constr Build Mater* 2009; 23:2112–20.
- [26] Kuennen T. *Asphalt rubber makes a quiet comeback. Better Roads Magazine; May 2004.*
- [27] Li XJ, Marasteanu MO. *The fracture process zone in asphalt mixture at low temperature. Eng Fract Mech* 2010; 77:1185–90.
- [28] Li XJ, Marasteanu MO. *Using semicircular bending test to evaluate low temperature fracture resistance for asphalt concrete. Exp Mech* 2010; 50:867–76.
- [29] Lo. Presti D, Airey G, Partal P. *Manufacturing terminal and field bitumen-tyre rubber blends: the importance of processing conditions. Proc-Soc Behav Sci* 2012; 53:485–94.
- [30] Loria-Salazar LG. *Reflective cracking of flexible pavements: literature review, analysis models, and testing methods. Reno. Ph.D. dissertation, University of Nevada; 2008.*
- [31] Majidzadeh K. *Application of fracture mechanics for improve design of bituminous concrete. Rep, FHWA-RD-76-91, 1 & 2. Federal Highway Administration, Washington, DC; 1976.*
- [32] Molenaar AAA. *Fatigue and reflection cracking due to traffic loads. J Assoc Asphalt Technol* 1984; 53:440–74.
- [33] Molenaar AA, Scarpas AA, Liu X, Erkens G. *Semi-circular bending test; simple but useful. J Assoc Asphalt Technol* 2002; 71:794–815.
- [34] Novak M, Birgisson B, Roque R. *Near-surface stress states in flexible pavements using measured radial tire contact stresses and ADINA. Comput Struct* 2003; 81:859–70.

- [35] Pérez F., R. Miró, A. Martínez, J. Alonso, J. Cepeda y M. Rodríguez. *Desarrollo de un Nuevo Procedimiento para la Evaluación del comportamiento a Fatiga de las Mezclas Bituminosas a Partir de su Caracterización en un Ensayo a Tracción. Primer Premio Internacional a la Innovación en Carreteras Juan Antonio Fernández del Campo. España, 2005b.*
- [36] R. TSCS, Craus J, Deacon JA, Monismith CL. *Summary report on fatigue response of asphalt mixtures. TM-UCB-A-003A-89-3. Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, California; 1990.*
- [37] Roque R. Chulseung Koh, Yu Chen, Xingsong Sun, and George Lopp (2009). *Introduction of Fracture Resistance to the Design and Evaluation of Open Graded Friction Courses in Florida.*
- [38] Roque R, Zhang Z, Sankar B. *Determination of crack growth rate parameters of asphalt mixtures using the Superpave IDT. J Assoc Asphalt Technol 1999; 68:404–33.*
- [39] Shu, X., Huang, B., and Vukosavljevic, D. (2010). *Evaluation of crack resistance of recycled asphalt mixture using Semi-circular bending test. Paving Materials and Pavement Analysis: pp 58-65.*
- [40] Tekalur SA, Shukla A, Sadd M, Lee W. *Mechanical characterization of a bituminous mix under quasi-static and high strain rate loading. Const. Build. Mater 2009; 23:1795–802.*
- [41] UNE-EN 14023:2010 *Betunes y ligantes bituminosos. Estructura de especificaciones de los betunes modificados con polímeros.*
- [42] Wagoner MP, Buttlar WG, Paulino GH, Blankenship P. *Investigation of the fracture resistance of hot-mix asphalt concrete using a Disk-Shaped Compact Tension test. Transp Res Rec 2005; 1929:18392.*
- [43] Wagoner, M., Buttlar, W., and Paulino, J. (2005) *Development of a Single Edge-Notched Beam Test for the Study of Asphalt Concrete Fracture. Advances in Pavement Engineering: pp. 1-13.*
- [44] Wagoner MP, Buttlar WG, Paulino GH. *Disk-shaped compact tension test for asphalt concrete fracture. Exp Mech 2005; 45:270–7.*
- [45] Walubita LF, Umashankar V, Hu X, Jamison B, Zhou F, Scullion T et al. *New generation mix-designs: laboratory testing and construction of the apt test sections. Report 0-6132-1. Texas Transportation Institute–Texas A&M University, College Station, TX; 2010.*
- [46] Williams ML. *On the stress distribution at the base of a stationary crack. J Appl Mech 1957; 24:109–14.*
- [47] Yoo MY, Jeong SH, Park JY, Kim NH, Kim KW. *Low-temperature fracture characteristics of selected warm-mix asphalt concretes. Transp Res Rec 2011; 2208:40–7.*
- [48] <http://www.asfaltogravayterracerias.com.mx>
- [49] <http://ligante-asfaltico.blogspot.mx/p/llantas-usadas-en-pavimentos.html>
- [50] <http://www.muyinteresante.es/innovacion/articulo/historia-del-caucho-sintetico-el-material-que-revoluciona-la-automocion>
- [51] <http://www.grupoconstructorpiramide.com/home.php>
- [52] <http://imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt272.pdf>

Anexo fotográfico

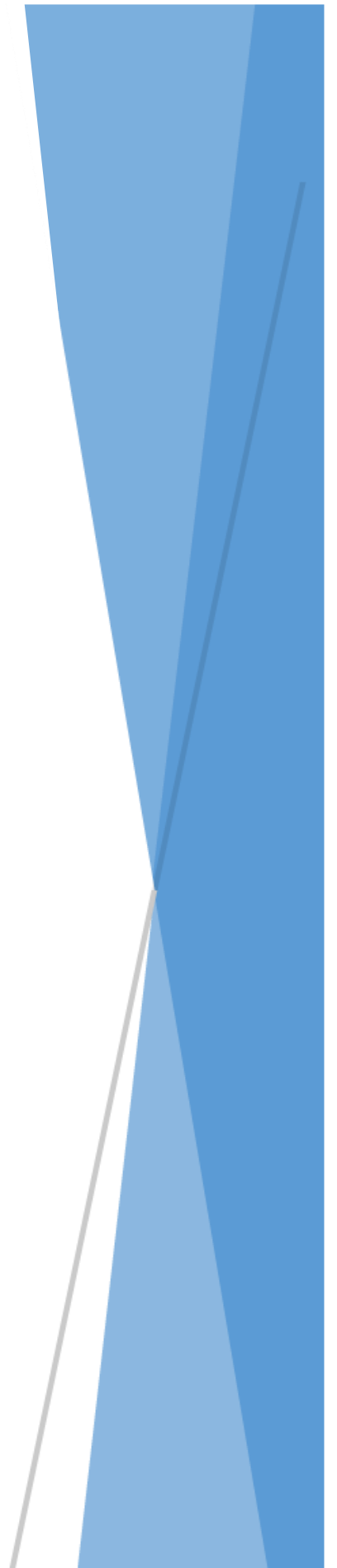




Figura A1. Proceso de cribado del agregado pétreo



Figura A2. Densidad de finos



Figura A3. Prueba de equivalente de arena

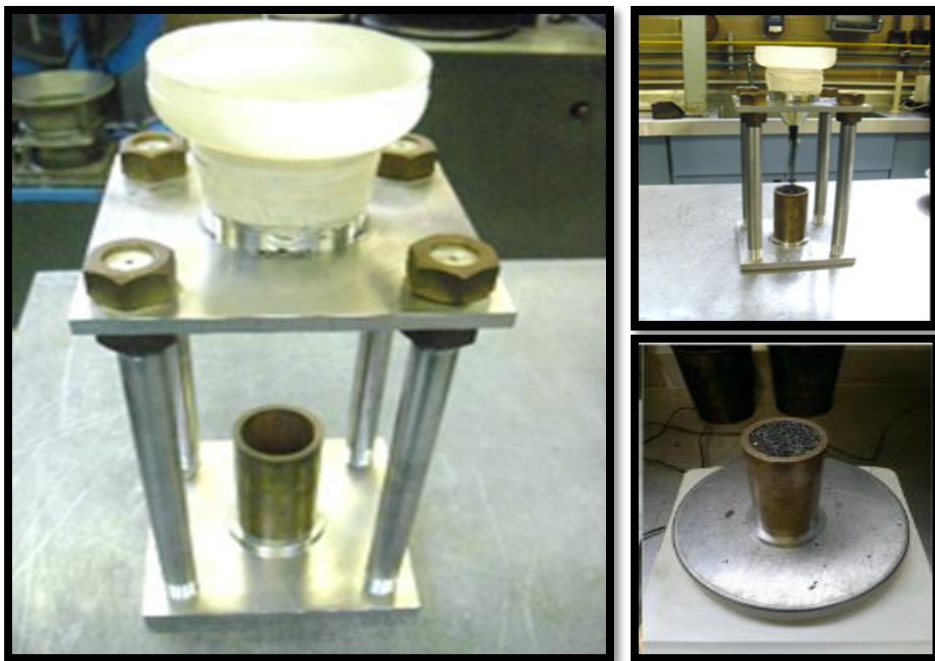


Figura A4. Prueba de angularidad para el agregado fino



Figura A5. Forma de partícula



Figura A6. Prueba de desgaste los ángeles

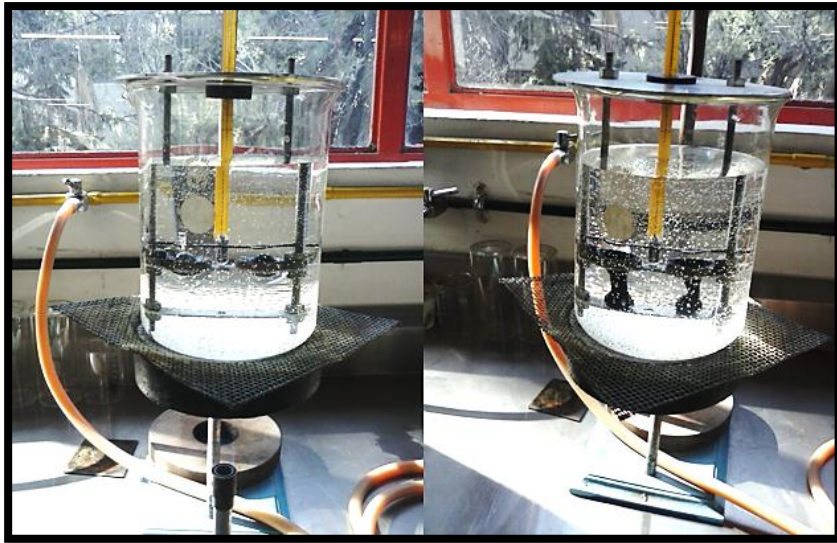


Figura A7. Prueba de punto de reblandecimiento.

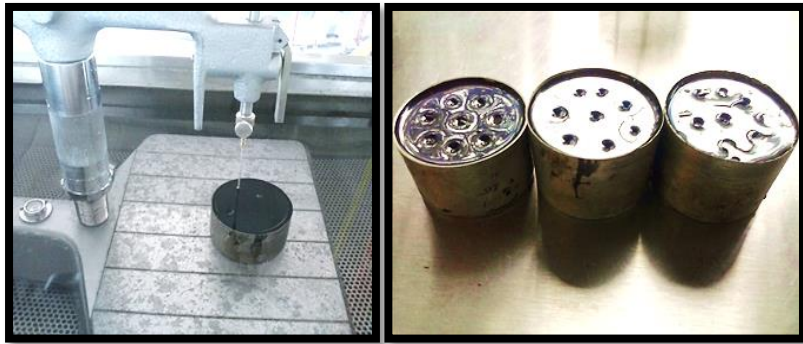


Figura A8. Prueba de penetración.



Figura A9 Viscosidad Saybol-Furol.



Figura A10. Punto de inflamación Cleveland



Figura A11. Prueba de película delgada en horno rotatorio.



Figura A12. Diseño volumétrico.



Figura A13. Susceptibilidad a la deformación por rodadura de una mezcla asfáltica.



Figura A14. Evaluación de susceptibilidad a la humedad.



Figura A15. Procesos de mezclado y compactación de los especímenes realizados.



Figura A16. Corte realizados en cada uno de los especímenes para obtener la geometría requerida en la prueba de fractura.



Figura A17. Ensayo de Energía de Fractura



Figura A18. Muestras en reposo por 24 hr, con distintos contenido de asfalto



Figura A19. Muestras sometidas a proceso de agitación de acuerdo a la norma M-MMP-4-04-009/03

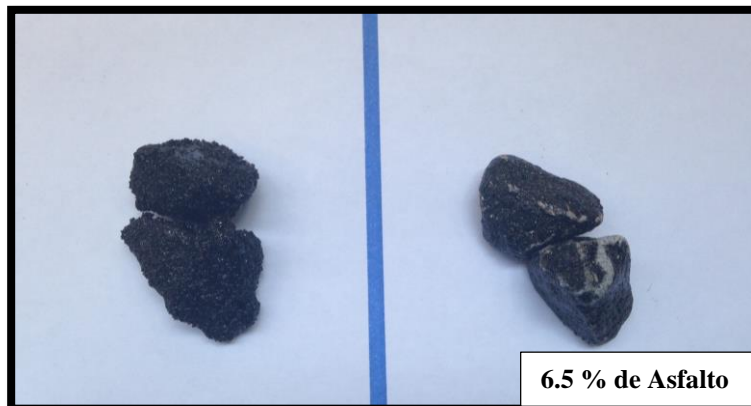
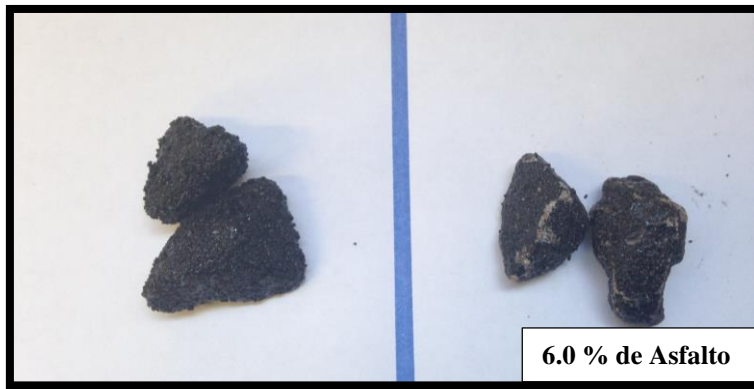
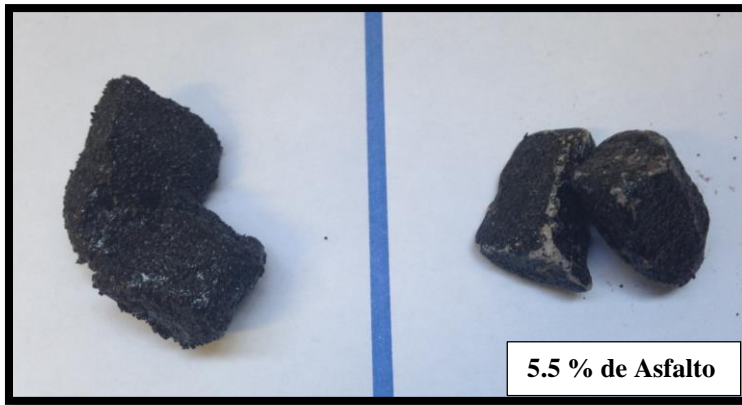


Figura A20. Resultados de la prueba de Desprendimiento por Fricción