



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

Evaluación de la resistencia a la fatiga en mezclas asfálticas tibias mediante la viga de flexión a cuatro puntos

Tesis que para obtener el grado de

MAESTRO EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE
EN LA RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES

presenta:

Ing. Juan Adrián Ramírez Escobar

Supervisada por:

Dr. Jorge Alarcón Ibarra

Morelia, Michoacán, Febrero de 2021.



Resumen

Por más de 20 años las mezclas asfálticas tibias han sido uno de los temas más desafiantes para la producción de pavimentos ambientalmente sustentables. Considerando las implicaciones ambientales y el envejecimiento acelerado de las mezclas asfálticas en caliente, se han desarrollado nuevas tecnologías para reducir el consumo de combustible y las emisiones contaminantes, así como aumentar la vida útil del pavimento. A partir de lo anterior, este estudio tiene como objetivo principal determinar el aumento de la vida útil al emplear una tecnología en tibio. Esto se lleva acabo agregando un aditivo de base orgánica o química, capaz de reducir la viscosidad del asfalto, sin comprometer sus propiedades adhesivas y visco-elásticas. Por consiguiente, permite reducir las temperaturas de mezclado y compactación por debajo de las convencionales. En México, el sector de la construcción muestra renuencia en el uso de las tecnologías en tibio. Se piensa que la calidad y el rendimiento mecánico de estas mezclas son deficientes y además requieren un costo adicional en su elaboración. Por consecuencia, se ha rezagado considerablemente la práctica de esta tecnología en el país. Por esta razón, este trabajo de investigación evaluará de manera imparcial, el desempeño de las mezclas tibias en comparación con las mezclas asfálticas en caliente. Ambas mezclas se evaluarán de acuerdo al protocolo AMAAC Nivel III, el cual incluye la caracterización de materiales, diseño volumétrico, susceptibilidad a la humedad, susceptibilidad a la deformación y módulo dinámico. Para finalizar se construirán leyes de fatiga para cada variante de mezcla asfáltica, con la finalidad de determinar el número de ciclos que resiste antes de fallar por fatiga.

Palabras clave: *Mezclas asfálticas tibias, Protocolo AMAAC, Módulo dinámico, Leyes de fatiga y Ensayo Fénix.*

Abstract

For more than two decades warm mix asphalt has been a challenging research topic for the production of environmentally sustainable asphalt pavements. Considering environment effects and fast paced asphalt aging, new technologies have emerged to reduce fuel consumption and CO₂ emissions, along with an important increment in pavement life expectancy. Thus, the main objective of this study is to qualify such increment when using a prominent warm mix additive. This is achieved, by adding an organic or chemical based additive, capable of reducing the asphalt viscosity, without compromising its adhesive and visco-elastic properties. Consequently, mixing and compaction temperatures decrease below conventional levels. In Mexico, the construction sector shows reluctance to the use of warm mix technologies. It is thought, that the quality and mechanical performance of these mixtures are deficient, moreover, requires an additional cost of the additive. As a result, the use of warm mix technologies has been limited in the country. For that same reason, this research will evaluate and compare warm and hot mix asphalt, from a neutral point of view. Both technologies will be evaluated according to the Mexican Asphalt Association Protocol (Level III), which includes asphalt and aggregate selection, volumetric design, moisture damage resistance test, deformation resistance test and dynamic modulus test. Finally, fatigue laws will be constructed for every type of asphalt mix, in order to determine the number of cycles it resists before failing due to fatigue.

Key words: *Warm Mix Asphalt, AMAAC Protocol, Dynamic Modulus, Fatigue Laws and Fénix Test.*

Agradecimientos

Antes que nada, quiero agradecer a Dios por todas las oportunidades que me ha brindado en la vida. Asimismo, quiero agradecer a mis padres por siempre guiarme por el camino del bien y que muchos de mis logros son el resultado de su amor, tiempo y cariño que me brindaron. A mis hermanos: María, Donaldo y Valentina por siempre estar ahí para apoyarme.

De la misma manera, agradecer al Dr. Jorge Alarcón Ibarra por haber supervisado este trabajo de investigación y por ser ese ejemplo que algún día espero llegar a ser.

A todo el equipo del laboratorio Lasfalto por brindarme la oportunidad de realizar mis pruebas en sus instalaciones. En especial al Ing. Enrique Villa, por tomarse el tiempo, esfuerzo y dedicación en instruirme sobre el tema. También, agradecer a mi co-asesor M.I. Omar Adame por siempre estar ahí para motivarme y enseñarme con sus analogías bien aterrizadas.

Al equipo Mega Asfaltos por permitirme realizar las pruebas de evaluación del cemento asfáltico en sus instalaciones. En especial al Ing. Fernando Rico, por ser mi primer maestro en el mundo de los asfaltos. Asimismo, agradecer a la Ing. Dayanira Villafaña, Ing. Guadalupe Chávez y al Ing. Jose Luis por el apoyo en la ejecución de las pruebas.

Por último, agradezco el apoyo de todos mis familiares, amigos, compañeros de maestría y personal de posgrado por darme la motivación y momentos de alegría durante el transcurso de mis estudios. En especial, a la señorita Torres por todo su apoyo durante este viaje.

Índice general

Índice general	v
Notación	x
1. Introducción	1
1.1. Motivación	1
1.2. Planteamiento y delimitación del problema	3
1.3. Descripción de la propuesta de solución	4
1.4. Objetivos	4
1.4.1. Objetivo general	4
1.4.2. Objetivos específicos	4
1.5. Metodología	5
1.6. Organización del documento	5
2. Materiales y métodos	6
2.1. Introducción	6
2.2. Componentes de una mezcla asfáltica	8
2.2.1. Agregado pétreo	9
2.2.1.1. Definición de agregados pétreos	9
2.2.1.2. Tipos de agregados pétreos	10
2.2.1.3. Propiedades de los agregados pétreos	11
2.2.1.3.1. Propiedades individuales	11
2.2.1.3.2. Propiedades en conjunto	11

2.2.1.4.	Naturaleza litológica de los agregados pétreos . .	11
2.2.1.4.1.	Agregados Calizos	11
2.2.1.4.2.	Agregados Silíceos	12
2.2.1.4.3.	Agregados Ígneos y Metamórficos	12
2.2.1.5.	Características de los agregados pétreos deseados en el pavimento	13
2.2.1.5.1.	Forma de la partícula y textura superficial	13
2.2.1.5.2.	Adhesividad y resistencia al desprendi- miento	14
2.2.1.5.3.	Resistencia al pulimento	14
2.2.1.5.4.	Resistencia al desgaste	15
2.2.1.5.5.	Plasticidad	15
2.2.1.6.	Granulometría y tamaño máximo del agregado .	15
2.2.1.7.	Clasificación del agregado pétreo de acuerdo a su tamaño	16
2.2.1.7.1.	Definición del agregado grueso	16
2.2.1.7.2.	Definición del agregado fino	16
2.2.1.7.3.	Definición del polvo mineral (fíller) . . .	16
2.2.2.	Asfalto	17
2.2.2.1.	Composición y estructura de los ligantes asfálticos	17
2.2.2.2.	Clasificación de asfaltos por Grado de Desempeño (PG)	17
2.2.2.2.1.	Determinación de las temperaturas má- ximas y mínimas	18
2.2.2.3.	Tipos de asfalto	20
2.2.2.3.1.	Asfaltos convencionales	20
2.2.2.3.2.	Asfaltos modificados	21
2.2.3.	Asfalto espumado	23
2.2.4.	Aditivos Orgánicos	24

2.2.4.1.	Sasobit	24
2.2.4.2.	Asphaltan-B	25
2.2.5.	Aditivos Químicos	26
2.2.5.1.	Evotherm ET	26
2.2.5.2.	Evotherm DAT	27
2.2.5.3.	Evotherm 3G/REVIX	27
2.2.5.4.	Rediset WMX	27
3.	Trabajo relacionado	29
4.	Cuerpo del trabajo o solución propuesta	42
4.0.1.	Caracterización del agregado pétreo	42
4.0.1.1.	Ensayos para agregado fino y grueso	43
4.0.1.1.1.	Reducción de muestra de agregado al tamaño de prueba	43
4.0.1.2.	Ensayos para agregado fino	45
4.0.1.2.1.	Gravedad específica y absorción del agregado fino (ASTM C128-15)	45
4.0.1.2.2.	Equivalente de arena en el agregado fino (ASTM D2419)	47
4.0.1.2.3.	Azul de Metileno en una arcilla (RA-05/2010)	49
4.0.1.2.4.	Contenido de vacíos no compactados en agregado fino (ASTM C1252-17)	52
4.0.1.3.	Ensayos para agregado grueso	56
4.0.1.3.1.	Gravedad específica y absorción del agregado grueso (ASTM C127-15)	56
4.0.1.3.2.	Resistencia a la degradación del agregado grueso por abrasión e impacto en la máquina de Los Ángeles (ASTM C131-14)	59

4.0.1.3.3.	Resistencia a la degradación del agregado grueso por abrasión en la máquina Micro-Deval (ASTM D6928-17)	62
4.0.1.3.4.	Resistencia al intemperismo acelerado de los agregados (ASTM D6928-17)	66
4.0.1.3.5.	Porcentaje de partículas fracturadas en el agregado grueso (ASTM D5821-13)	69
4.0.1.3.6.	Porcentaje de partículas planas y alargadas del agregado grueso (ASTM D4791-10)	71
4.0.1.3.7.	Desprendimiento por fricción (Recomendación AMAAC RA 08/2010)	73
4.0.1.3.8.	Caracterización completa del material basáltico proveniente del banco Tonalá	80
4.0.2.	Caracterización del material asfáltico	80
4.0.2.0.1.	Evaluación del cemento asfáltico en fase original	81
4.0.2.0.2.	Evaluación del cemento asfáltico después de RTFO	91
4.0.2.0.3.	Evaluación del cemento asfáltico después de PAV	98
4.0.2.0.4.	Caracterización completa del material asfáltico	100
4.0.3.	Pruebas de desempeño de acuerdo al Protocolo AMAAC	107
4.0.3.1.	Nivel I: Diseño Volumétrico y TSR	108
4.0.3.1.1.	Análisis granulométrico de agregados finos y gruesos	108
4.0.3.1.2.	Diseño Volumétrico	111
4.0.3.1.3.	Resistencia a la Tensión Indirecta (TSR)	116
4.0.3.2.	Nivel II: Nivel I + Rueda Cargada de Hamburgo	119

4.0.3.3.	Nivel III: Nivel II + Módulo Dinámico	121
4.0.3.4.	Nivel IV: Nivel III + Fatiga	130
4.1.	Resultados	135
4.1.0.0.1.	Prueba de Tensión Indirecta (TSR) . . .	135
4.1.0.0.2.	Rueda de Hamburgo	137
4.1.0.0.3.	Módulo Dinámico	140
4.1.0.0.4.	Leyes de Fatiga	146
5.	Conclusiones y trabajo futuro	151
5.1.	Conclusión	151
5.2.	Trabajo futuro	152
6.	Apéndice	153
6.1.	Apéndice A	153
6.2.	Apéndice B	160
	Bibliografía	167

Notación

La notación empleada en este documento se resume en la Tabla 1.

Tabla 1: Notación general

Símbolo	Significado
AMAAC	Asociación Mexicana del Asfalto, A.C.
WMA	Warm Mix Asphalt (Mezclas Asfálticas en Tibio)
HMA	Hot Mix Asphalt (Mezclas Asfálticas en Caliente)
CMA	Cold Mix Asphalt (Mezclas Asfálticas en Frío)
VAM	Vacíos en el agregado mineral
VFA	Vacíos llenos de asfalto
Va	Contenido de vacíos de aire
Pb	Contenido de asfalto
Pba	Contenido de asfalto absorbido
Pbe	Contenido de asfalto efectivo
Gmm	Gravedad específica teórica máxima de la mezcla suelta
Gmb	Gravedad específica teórica máxima de la mezcla compacta
Gb	Gravedad específica del cemento asfáltico
Gsb	Gravedad específica bruta del agregado
Gsa	Gravedad específica aparente del agregado
Gse	Gravedad específica efectiva del agregado
TN	Tamaño Nominal
TM	Tamaño Máximo

Capítulo 1

Introducción

1.1. Motivación

De acuerdo a la Secretaria de Comunicaciones y Transportes en su anuario 2016, la red carretera federal se compone de aproximadamente 394 mil kilómetros de vías. Alrededor de 165 mil son pavimentadas, 149 mil son revestidas, 11 mil son terracerías y 70 mil son brechas mejoradas. Del total de carreteras pavimentadas, más del 90 % son de pavimento asfáltico [1]. Un pavimento flexible tiene como superficie de rodadura una capa de mezcla asfáltica, apoyada en capas de materiales formadas por suelos, con características de resistencia y calidad establecidas por ciertas normas [2]. El desempeño de la mezcla asfáltica es fundamental ya que es la capa de mayor costo y es la que está en contacto directo con los usuarios. Por lo anterior, resulta importante analizar los factores que afectan el desempeño de las mezclas asfálticas, tales como: los agentes climáticos, las cargas vehiculares y la intensidad de tránsito. Otro factor importante que afecta el desempeño de la mezcla asfáltica, es el envejecimiento prematuro que sufre el asfalto al ser calentado a altas temperaturas. Este fenómeno ocurre principalmente en las mezclas asfálticas en caliente (140 - 180 °C) debido a la oxidación y volatilización del asfalto. Por consiguiente, es importante minimizar dicho envejecimiento, para conservar las propiedades adhesivas y visco-elásticas del asfalto y así, asegurar un mayor horizonte de vida útil.

En la actualidad, las mezclas asfálticas en caliente son empleadas con gran frecuencia como capas estructurales y capas de rodadura. Además del envejecimiento acelerado, las mezclas en caliente requieren altos consumos de combustible, generando fuertes emisiones contaminantes al medio ambiente. De la misma manera, al manejar temperaturas tan elevadas, aumenta considerablemente el riesgo y la seguridad de los operadores en obra. Para resolver lo anterior, la industria del asfalto ha desarrollado nuevas tecnologías sustentables y con un mejor desempeño en campo. Una de ellas, es la elaboración de mezclas asfálticas en tibio. Dicha tecnología emplea un aditivo capaz de reducir la viscosidad del asfalto, sin comprometer sus propiedades adhesivas y visco-elásticas. Por consiguiente, permite reducir las temperaturas de mezclado y compactado por debajo de las convencionales (110 - 140 °C), así como disminuir el envejecimiento y aumentar la vida útil de la carpeta asfáltica. Además, esta tecnología es más amigable con el medio ambiente, ya que requiere menos combustible y emite menos gases contaminantes a la atmósfera. Es importante mencionar que si la temperatura de mezclado y compactado se reduce por 27 °C, resulta en una disminución total de combustible de 22 % [Zaumanis2010].

Debido a las razones ya mencionadas, este trabajo de investigación evaluará y comparará de manera imparcial, el desempeño de las mezclas asfálticas en caliente y en tibio. La tecnología en tibio que se pretende desarrollar, ya ha sido aplicada favorablemente en países extranjeros como Estados Unidos, España e Italia. Sin embargo, las mezclas se elaboran con materiales, normas y criterios de diseño establecidos en México. Ambas mezclas serán evaluadas de acuerdo con el protocolo AMAAC Nivel III, la viga de flexión a cuatro puntos y el ensayo Fénix. Las pruebas ya mencionadas, permiten simular de manera acelerada el comportamiento de la carpeta asfáltica durante su vida en servicio. La prueba de fatiga a cuatro puntos determina el número de repeticiones de carga, que una viga de mezcla asfáltica puede soportar a un cierto nivel de esfuerzo. De la misma forma, en España se desarrolló una prueba conocida como el ensayo Fénix, que a través

de una prueba mono tónica nos permite evaluar la gráfica esfuerzo deformación y así obtener parámetros que estiman la vida fatiga. Por consiguiente, el objetivo de este trabajo de investigación es evaluar el comportamiento de una mezcla asfáltica elaborada con una tecnología en tibio, utilizando la viga de flexión a cuatro puntos para observar el incremento de la vida útil en el pavimento.

1.2. Planteamiento y delimitación del problema

En la actualidad, los pavimentos en México tienen una durabilidad aproximada entre cinco y siete años de servicio [Padilla-Rodríguez2004]. Una de las principales causas de la reducción en la durabilidad del pavimento es el envejecimiento a corto plazo de las mezclas asfálticas en caliente. Para resolver la problemática de la corta vida útil en México, se propone el empleo de mezclas asfálticas en tibio. Sin embargo, ciertas limitaciones deben de ser consideradas para la correcta ejecución del estudio en desarrollo. Una de las limitaciones es determinar la dosificación del aditivo; altas concentraciones conllevan a una mayor reducción en las temperaturas de mezclado y compactado. Por lo tanto, se elaborarán muestras a diferentes concentraciones, donde se evaluará el desempeño, costo y la resistencia a la fatiga. De la misma manera, la prueba de la rueda de Hamburgo es otro factor importante a considerar. Esto se debe a que la mezcla asfáltica en tibio es más susceptible a la deformación permanente [Sánchez et al.2017], ya que las temperaturas de mezclado y compactado son menores a las convencionales. El problema de la deformación permanente se puede solucionar mediante la granulometría, agregando partículas de mayor tamaño y cuidando los límites granulométricos. Asimismo, la determinación de las leyes de fatiga para las mezclas asfálticas utilizadas y determinar si realmente existe un aumento en la vida fatiga de las mismas.

1.3. Descripción de la propuesta de solución

Para poder diseñar pavimentos con mayor durabilidad, se debe identificar y evaluar todas las variables que pueden repercutir el desempeño del mismo; como también, conocer el comportamiento de cada uno de sus componentes para maximizar su aportación a la estructura. Para ello, se propone utilizar el Protocolo AMAAC, el cual estudia y evalúa cada uno de los componentes de una mezcla asfáltica y determina si son aptos para el nivel de tránsito, temperatura y precipitación del proyecto. Por consiguiente, esta tesis evaluará el agregado pétreo y el asfalto de acuerdo a sus normativas y bien se realizará un diseño volumétrico que garantizará el desempeño de la mezcla asfáltica ante problemas de humedad, desprendimiento de agregado, deformación permanente, esfuerzos de compresión-tensión, agrietamientos térmicos y por fatiga. Para finalizar se construirán leyes de fatiga para cada variante de mezcla asfáltica, con la finalidad de determinar el número de ciclos que resiste antes de fallar por fatiga. En teoría, las mezclas asfálticas en tibio deberán tener una ley de fatiga que resista mayor ciclos de carga que una mezcla asfáltica en caliente. Sin embargo, hasta el momento no hay un estudio en el país que compruebe dicha hipótesis.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Determinar el aumento de la vida útil del pavimento al emplear mezclas tibias.

1.4.2. Objetivos específicos

- Realizar una comparativa técnica y detallada de las mezclas asfálticas en caliente y en tibio, utilizando la clasificación de asfaltos más empleada en el país

- Determinar curvas maestras de acuerdo a la nueva propuesta del IMT 2017.
- Determinar leyes de fatiga de mezclas asfálticas en caliente y en tibio
- Determinar si las mezclas tibias tienen realmente futuro en el país

1.5. Metodología

Para alcanzar los objetivos específicos, se plantea este esquema metodológico como referencia:

1. Caracterizar el asfalto y los agregados propuestos.
2. Modificar los tres tipos de asfalto (PG 64 - 22, PG 70 - 22, PG 76 - 22) con los aditivos de tecnología en tibio seleccionados.
3. Evaluar el diseño de mezclas asfálticas utilizando el protocolo AMAAC (Nivel II), con la adición de las leyes de fatiga en la viga de flexión a cuatro puntos para cada mezcla elaborada.

1.6. Organización del documento

El contenido de esta tesis se estructura de la siguiente manera:

- El capítulo 2 proporciona una descripción general de los componentes, clasificación y propiedades de una mezcla asfáltica.
- El capítulo 3 es un estudio de los desarrollos recientes en la literatura sobre mezclas asfálticas en tibio y la similitud con este nuevo estudio.
- El capítulo 4 muestra la estrategia, diseño, desarrollo y evaluación de mezclas asfálticas en tibio.
- Finalmente, el capítulo 5 presenta las conclusiones de este estudio y el trabajo de investigación a futuro.

Capítulo 2

Materiales y métodos

2.1. Introducción

Una mezcla asfáltica fundamentalmente consiste de un agregado grueso, un agregado fino (incluyendo un material filler) y un aglutinante como el asfalto. El cemento asfáltico puede ser convencional o modificado con polímero. Además, se encuentran partículas de aire encapsuladas dentro de la mezcla, representando un contenido de vacíos en la mezcla asfáltica.

Las mezclas asfálticas se clasifican por la temperatura de mezclado como se muestra a continuación en la (Figura 2.1). Temperaturas por encima de 145 °C se consideran mezclas en caliente, 100 - 145 °C mezclas en tibio, 40 - 100 °C mezclas semi-tibias y por debajo de 40 °C mezclas en frío. [Heever2014]

Las mezclas asfálticas en tibio tienen una temperatura de mezclado y compactado por debajo de las mezclas tradicionales en caliente, esto se debe al empleo de aditivos orgánicos, químicos o de espumado, que por diferentes mecanismos permiten reducir la viscosidad del asfalto sin comprometer sus propiedades adhesivas y visco-elásticas. Por lo tanto, el objetivo principal de las mezclas tibias es disminuir la temperatura de mezclado, obteniendo el mismo o aún mejor desempeño de la mezcla en campo.

Estas tecnologías en tibio funcionan principalmente por la incorporación de aditivos y por medio del proceso de espumado. La incorporación de aditivos se

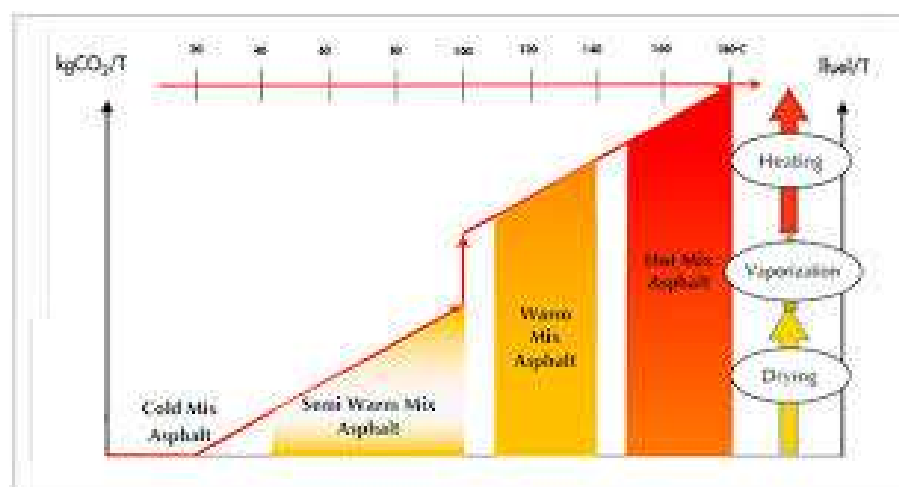


Figura 2.1: Diferentes tecnologías dependiendo de la temperatura de mezclado en mezclas asfálticas

puede dividir en aditivos orgánicos (reológicos) y químicos (surfactantes). En cambio, las tecnologías de espumado se dividen en aditivos espumantes (proceso de espumado del material) y sistemas de agua libre (equipos de espumado en planta). Estas tecnologías de espumado utilizan agua para espumar el asfalto, por lo tanto, mejoran la trabajabilidad y la viscosidad del aglutinante.

El objetivo de este estudio es, en primer lugar, investigar la influencia que tienen los diferentes componentes de la mezcla asfáltica (asfalto, agregado, polímeros, diluyentes y aditivos) en su rendimiento en campo. La atención se centrará en cómo las tecnologías en tibio (TB-1 y TB-3) influyen en las propiedades del aglutinante y de la mezcla, y cómo éstas se comparan con las propiedades de las mezclas en caliente. También se investigarán las consideraciones de rendimiento utilizadas para evaluar las mezclas en tibio frente a las mezclas en caliente.

El Asphalt Institute (2007) afirma que los principales requisitos o criterios para la evaluación del rendimiento de una mezcla de asfáltica (incluyendo en caliente y en tibio) son:

- Resistencia a la deformación permanente
- Resistencia a la fatiga

- Agrietamiento a bajas temperaturas
- Resistencia a la humedad
- Durabilidad
- Resistencia al deslizamiento
- Trabajabilidad

Este enfoque se centrará en la resistencia a la fatiga, la rigidez a la flexión (que es una función de la capacidad de propagación de la carga y la deformación permanente) y el índice de ángulo fase (para analizar el comportamiento viscoelástico de la mezcla). Estos son los criterios de rendimiento seleccionados para evaluar las mezclas en tibio en comparación con las mezclas en caliente (como punto de referencia). Asimismo, se tomarán en cuenta las consideraciones ambientales determinando la reducción de emisiones contaminantes al utilizar mezclas asfálticas en tibio, la reducción de energía y combustible y el mejoramiento de las condiciones de trabajo para el personal en campo.

Es muy importante entender los componentes partícipes en una mezcla asfáltica y cómo cada uno de ellos afecta el desempeño final de la mezcla. Una vez que cada parámetro está bien identificado, se pueden realizar las modificaciones necesarias para cumplir con los criterios y resultados deseados. En seguida, se analizarán los componentes de una mezcla asfáltica y su influencia en el desempeño una vez puesta en servicio.

2.2. Componentes de una mezcla asfáltica

En este apartado del estudio, cada componente se describe individualmente y se estudia su influencia en el desempeño de la mezcla asfáltica.

Esencialmente, una mezcla en tibio consiste de cuatro componentes:

- Agregado pétreo
- Cemento asfáltico (convencional o modificado con polímero)
- Tecnologías en tibio (incorporación de aditivos o proceso de espumado)
- Contenido de vacíos de aire

2.2.1. Agregado pétreo

2.2.1.1. Definición de agregados pétreos

El agregado pétreo se define como material granular de origen mineral que se encuentra en la naturaleza, y en algunos casos se procesa para obtener tamaños deseados. El agregado se puede obtener mediante procesos de voladura o dragado. Asimismo, las partículas de mayor tamaño se trituran para obtener tamaños manejables que varían de 50 a 0.075 mm para ser usados en los pavimentos.

En el área de pavimentos, el agregado pétreo debe proveer suficiente resistencia al corte para resistir la aplicación de cargas repetidas. Cuando una masa de agregado se sobrecarga, se genera un plano de falla, en el cual las partículas de agregado se deslizan unas respecto a otras, dando como resultado la formación de roderas. Por consiguiente, la resistencia al corte del agregado en una mezcla asfáltica es sumamente crítica, ya que proveerá la resistencia de la mezcla a la deformación permanente. La resistencia al corte se obtiene mediante la fricción interna del agregado, por consiguiente se obtendrá una mayor resistencia con partículas cúbicas y de textura rugosa, a diferencia de partículas redondeadas y lisas.

En los métodos de diseño de mezclas asfálticas actuales, se propone evaluar el agregado pétreo mediante dos propiedades principalmente: de consenso y de origen. Las propiedades de consenso son aquellas que tendrán gran influencia en el

desempeño de la mezcla y dependen del proceso de trituración de la roca: equivalente de arena, partículas alargadas y lajeadas y angularidad del agregado grueso y fino. Las propiedades de origen, son aquellas que dependen de la mineralogía y composición de la roca madre, por lo que, aunque son importantes, no se puede especificar un criterio al ser dependientes de la zona de origen del agregado; dichas propiedades son: densidad, resistencia al desgaste e intemperismo.

2.2.1.2. Tipos de agregados pétreos

El tipo de agregado pétreo se puede determinar, de acuerdo a su procedencia y a la técnica de extracción del mismo, principalmente se puede clasificar de la siguiente manera:

a) Agregados Naturales.

Son aquellos que se utilizan solamente después de una modificación de su distribución de tamaño para adaptarse a las exigencias según su disposición final.

b) Agregados Triturados.

Son aquellos que se obtienen de la trituración de diferentes rocas de cantera ó de las granulometrías de rechazo de los agregados naturales.

c) Agregados Artificiales.

Son los subproductos de procesos industriales, como ciertas escorias o materiales procedentes de demoliciones y reciclables.

d) Agregados Marginales.

Los agregados marginales engloban a todos los materiales que no cumplen alguna de las especificaciones vigentes.

2.2.1.3. Propiedades de los agregados pétreos

Las propiedades de los agregados pétreos se pueden examinar tanto individualmente y en conjunto.

2.2.1.3.1. Propiedades individuales

Los agregados como elementos aislados o individuales tienen propiedades físicas macroscópicas: tamaño de la partícula (lajeadas y alargadas), angularidad, densidad, rugosidad, porosidad, permeabilidad, dureza superficial, módulo elástico, conductividad térmica y dilatación [Heever2014]. De la misma manera, se tienen propiedades químicas macroscópicas: solubilidad, alterabilidad y capacidad de expansión.

2.2.1.3.2. Propiedades en conjunto

Se refiere a las propiedades que se obtienen cuando un grupo de agregados están en constante contacto, es decir, las propiedades como un solo cuerpo global. La forma de la partícula y el desgaste de los agregados son propiedades de gran interés, ya que determinarán la influencia de rozamiento y trabazón entre agregado y agregado.

2.2.1.4. Naturaleza litológica de los agregados pétreos

Desde una perspectiva general, los agregados se pueden clasificar en tres grupos: agregados calizos, agregados silíceos y agregados ígneos y metamórficos.

2.2.1.4.1. Agregados Calizos

La roca caliza es un material abundante, económico y fácil de extraer de los bancos de materiales. Se utiliza normalmente en todas las capas de los pavimentos, sin embargo, su uso en la carpeta asfáltica es limitado, debido a su baja dureza y su gran facilidad de pulimentarse una vez en condiciones de servicio. Además,

el agregado calizo presenta menores problemas de adhesividad con los ligantes asfálticos debido a su carácter básico (mayor afinidad con el asfalto). Sin embargo, dicho agregado tiene que ser bien lavado para retirar el material fino que se puede crear alrededor del agregado calizo (debido a la facilidad para ser pulverizado). Si el agregado no es lavado con cuidado, el aglutinante asfáltico se adherirá al material fino, el cual puede desprenderse por diferentes factores, dejando prácticamente el agregado sin cubierta asfáltica.

2.2.1.4.2. Agregados Silíceos

Los agregados silíceos procedentes de trituración de gravas naturales es otro material que se utiliza en las todas capas de los pavimentos. Se extraen de bancos granulares, en los que las partículas de mayor tamaño se separan por cribado y por machaqueos sucesivos, se obtienen fracciones de menor tamaño, con una angularidad mayor, la cual aumenta proporcionalmente con las caras de fractura del agregado. Es importante mencionar que los agregados silíceos no proporcionan la mejor adhesividad con el asfalto, sin embargo, presentan un comportamiento mecánico estable debido al alto contenido de sílice y de caras de fracturas. Por consiguiente, el agregado silíceo proporciona un buen esqueleto mineral, el cual incluso puede utilizarse en la carpeta asfáltica.

2.2.1.4.3. Agregados Ígneos y Metamórficos

Son materiales que por sus características de dureza y adhesividad resultan adecuados para emplearse como agregado grueso en carpetas asfálticas. Algunos agregados pertenecientes a esta categoría son: basaltos, gabros, pórfidos, granitos, cuarcitas, etc. Es importante mencionar, que presentan buenas cualidades para resistir el pulimento, lo cual los hacen idóneos para garantizar la textura superficial necesaria en un lapso de tiempo, incluso con tráficos demandantes. En este grupo tan amplio, los agregados de naturaleza ácida presentan cierta deficiencia en la adhesividad con los aglutinantes asfálticos, sin embargo, este problema se puede

resolver utilizando aditivos promotores de adherencia o también con el empleo de finos de naturaleza básica en la mezcla asfáltica [Padilla-Rodríguez2004].

2.2.1.5. Características de los agregados pétreos deseados en el pavimento

Las características que los agregados pétreos deben de tener para la construcción de un buen pavimento flexible son:

2.2.1.5.1. Forma de la partícula y textura superficial

El Asphalt Institute (2007) define la forma de la partícula como la forma y contorno de partículas de agregado individuales. Según su forma, las partículas pueden clasificarse en redondas, irregulares, angulares, lajeadas, alargadas y alargadas-lajeadas. La textura superficial se define como el grado de rugosidad del agregado pétreo.

La forma de la partícula afecta la compactación que se necesita para obtener la densidad deseada, así como las características de resistencia y la trabajabilidad de la mezcla asfáltica. Se recomienda que los agregados sean partículas cúbicas y no lajeadas y alargadas, ya que pueden romperse con facilidad durante la compactación o después con el tráfico vehicular, modificando la granulometría inicial dejando partículas sin cubierta asfáltica y por lo tanto, reduciendo la resistencia de la mezcla asfáltica. [Brown E.R. and W.K.1996][Padilla-Rodríguez2004].

Los agregados pétreos que se recomienda emplear en la producción de mezclas asfálticas son aquellos con una alta proporción de partículas equidimensionales, es decir, que contenga dimensiones similares en los tres sentidos direccionales (partículas cúbicas). La forma de los agregados durante los procesos de trituración depende de la composición de la roca principalmente.

2.2.1.5.2. Adhesividad y resistencia al desprendimiento

La adhesividad y la resistencia al desprendimiento son dos propiedades que son directamente proporcionales, es decir, cuando se tiene una buena adhesividad (asfalto-agregado), la resistencia al desprendimiento también es buena. La adhesividad depende tanto del agregado como del aglutinante asfáltico. En los agregados se busca un material limpio y afín al material asfáltico en uso.

Cuando el agregado es ácido (alto contenido de sílice) se tiene una gran afinidad por el agua y una polaridad negativa, produciendo una mala adhesividad entre el asfalto y el agregado. En este caso, se debe de emplear un aditivo promotor de adherencia para crear un enlace entre el asfalto y el agregado. Cuando los agregados son básicos son menos hidrófilos que los silíceos y en presencia de agua presentan una carga positiva; por lo que llegan a tener mejor adherencia con los materiales asfálticos. En caso de los cementos asfálticos, la adhesividad se ve ciertamente mejorada al emplear polímeros en el proceso de modificación del asfalto. Por consiguiente, la resistencia al desprendimiento es la capacidad del interfaz asfalto-agregado de mantenerse unido aun cuando existen factores externos (climatológicos, vehiculares, efectos de expansión de capas subyacentes, presencia de agua, etc) comprometiendo su adhesión.

2.2.1.5.3. Resistencia al pulimento

La resistencia al pulimento se refiere a la capacidad del agregado a mantener la aspereza en la superficie del agregado. Esta propiedad se vuelve de suma importancia, ya que es uno de los factores que determinará la resistencia al deslizamiento una vez que el agregado se ha colocado en conjunto con el asfalto como capa de rodadura. En la actualidad, se han desarrollado ensayos de pulimento acelerado para predecir su comportamiento en campo.

2.2.1.5.4. Resistencia al desgaste

La resistencia mecánica del esqueleto mineral es un factor predominante en la evolución del comportamiento de un pavimento después de puesto en servicio. La evaluación de dicha resistencia se realiza mediante diversos ensayos de laboratorio (desgaste de Los Ángeles y Micro deval); sin embargo, ninguno de ellos caracteriza el estado tensional del agregado en el conjunto con el pavimento [Padilla-Rodríguez2004].

2.2.1.5.5. Plasticidad

Para garantizar el buen comportamiento del agregado pétreo en cualquier capa de un pavimento, el agregado, debe estar limpio, libre de partículas de naturaleza orgánica, polvo o arcillas. Para ello se han implementado normativas y pruebas de laboratorio para minimizar y si es posible abatir la plasticidad. En México, la plasticidad se mide mediante pruebas como: límites de Atterberg, equivalente de arena y azul de metileno.

2.2.1.6. Granulometría y tamaño máximo del agregado

La granulometría es la distribución de los tamaños de partículas de un agregado, tal como se determina por análisis de tamices. Es una característica física principal y fundamental de todo conjunto de partículas, ya que influye en la resistencia mecánica del conjunto (esqueleto mineral). La granulometría se refiere a la distribución de tamaños de partículas expresada como un porcentaje del peso total. La gradación de un agregado se puede representar gráficamente mediante una curva granulométrica. Brown et al. (1996) indican que la granulometría puede ser la propiedad más importante de un agregado y que afecta a casi todas las propiedades importantes de una mezcla, incluyendo: rigidez, estabilidad, durabilidad, permeabilidad, manejabilidad, resistencia a la fatiga, resistencia a la fricción y resistencia a la humedad.

2.2.1.7. Clasificación del agregado pétreo de acuerdo a su tamaño**2.2.1.7.1. Definición del agregado grueso**

De acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS, se define como agregado grueso, a la parte correspondiente del agregado que se retiene en el malla #4.

2.2.1.7.2. Definición del agregado fino

De acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS, se define como agregado fino, a la parte correspondiente del agregado que pasa el malla #4 y queda retenido en el tamiz #200.

2.2.1.7.3. Definición del polvo mineral (filler)

De acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS, se define como polvo mineral, a la parte correspondiente del agregado que pasa el tamiz #200.

El filler o polvo mineral de aportación es un producto comercial de naturaleza pulverulenta (cemento normalmente o cenizas volantes de central térmica) o un polvo en general calizo, especialmente preparado para utilizarlo en mástico para mezclas asfálticas. Cuando se trata de un producto comercial, se garantiza perfectamente su control y se conocen sus propiedades tanto físicas como químicas y su futuro comportamiento en la mezcla. Cuando se utiliza el otro tipo de filler, (de recuperación), que es aquel que se obtiene de las plantas asfálticas, no se sabe exactamente cuáles son sus componentes y en ocasiones varía su composición con el tiempo y puede estar o no, dentro de las normativas, debido a que es un residuo [Padilla-Rodríguez2004].

2.2.2. Asfalto

El asfalto es una mezcla compleja de hidrocarburos de alto peso molecular, con una apariencia viscosa, relativamente elástico y de color negro. Está constituido por asfaltenos, maltenos, resinas y aceites, elementos que proporcionan características de consistencia, aglutinación y ductilidad. Es un material líquido viscoso a temperaturas altas y un sólido elástico a temperaturas bajas, por lo que lo hace un excelente cementante a temperaturas ambientales.

2.2.2.1. Composición y estructura de los ligantes asfálticos

El asfalto o betún, desde el punto de vista de su naturaleza, está constituido por una mezcla compleja de hidrocarburos cuyos componentes principales son el carbono y el hidrógeno y en mucha menor proporción oxígeno, azufre, nitrógeno y metales pesados como el níquel y el vanadio, todos de diferente peso molecular, solubles en sulfuro de carbono, que forman una solución coloidal, en la que la fase discontinua la constituye la fracción pesada, denominada asfaltenos cuyo peso molecular oscila de 4000 a 7000 y la fase continua está constituida de un fluido aceitoso formado por la fracción ligera, denominada maltenos cuyo peso molecular oscila entre 700 a 4000. A su vez la parte malténica puede subdividirse en tres fracciones principales, parafinas, con pesos de 600 a 1000, resinas, con pesos de 1000 a 2000 y aceites aromáticos, con pesos de 2000 a 4000 [Padilla-Rodríguez2004].

2.2.2.2. Clasificación de asfaltos por Grado de Desempeño (PG)

La clasificación por grado de penetración y por viscosidad estaban de alguna manera limitadas en su capacidad para caracterizar el comportamiento del asfalto y de su contribución en la mezcla asfáltica. Por lo tanto, como parte del esfuerzo de investigación de *SUPERPAVE* (Superior Performing Asphalt Pavements), se desarrollaron nuevas pruebas y especificaciones que evalúan de manera más concreta el comportamiento en campo. Dichas pruebas son específicamente diseñadas

para evaluar los tres deterioros con mayor afectación en el pavimento, como lo son: deformación permanente, agrietamiento fatiga y agrietamiento por temperatura. Por tal razón, las clasificaciones por penetración y por viscosidad fueron sustituidas por la clasificación PG.

El grado de desempeño (PG por sus siglas en inglés, Performance Grade) es el rango de temperaturas, máxima a mínima, entre las que un cemento asfáltico convencional o modificado se desempeña satisfactoriamente. El grado de desempeño (PG) permite seleccionar el cemento asfáltico más adecuado para una determinada obra, en función del clima dominante, de la intensidad del tránsito esperada y de la velocidad de operación a que estará sujeta la carretera durante su vida útil. Un cemento asfáltico clasificado como PG 64-16 tendrá un desempeño satisfactorio cuando trabaje a temperaturas tan altas como sesenta y cuatro (64) grados Celsius y tan bajas como menos dieciséis (-16) grados Celsius. Las temperaturas máximas y mínimas se extienden tanto como sea necesario con incrementos estandarizados de seis (6) grados [SCT2018].

Para la selección del cemento asfáltico según su grado de desempeño (PG) considerará las temperaturas máxima y mínima de la zona donde se ubicará la obra, realizando un ajuste debido a la intensidad del tránsito y a la velocidad de operación de la carretera.

2.2.2.2.1. Determinación de las temperaturas máximas y mínimas

Para determinar la temperatura máxima ($T_{\text{máx}}$), se fracciona el tramo por construir en proporciones donde las temperaturas máximas sean semejantes, por consiguiente, se calculan las temperaturas máximas de cada intervalo y se selecciona la temperatura que resulte mayor, aproximando al valor superior más próximo.

La temperatura máxima, $T_{\text{máx}}$ ($^{\circ}\text{C}$) se calcula de la siguiente manera:

$$T_{max_i} = 54,32 + 0,78T_{airM} - 0,0025Lat_i^2 - 15,14\log(H + 25) + Z(9 + 0,61\sigma_{T_{airM}}^2)^{0,5} \quad (2.1)$$

Donde:

$T_{Máx_i}$ = Temperatura máxima calculada debajo de la superficie del pavimento en el sitio i=1 donde inicia el tramo o i=2 donde termina el tramo por construir, (°C)

T_{airM} = Temperatura máxima promedio del aire de los 7 días consecutivos más cálidos registrados por lo menos en los últimos de 20 años en la zona, (°C)

Lat_i = Latitud, en el sitio i=1 donde inicia el tramo o i=2 donde termina el tramo por construir, (°, con aproximación de 5 decimales)

H = Profundidad, (mm) (se recomienda usar 20 mm)

Z = Valor para el nivel de confiabilidad (distribución normal, se recomienda usar 2,055 para una confiabilidad de 98 %)

$\sigma_{T_{airM}}^2$ = Desviación estándar de la temperatura de los 7 días consecutivos más cálidos registrados por lo menos en los últimos 20 años en la zona, (°C)

Asimismo, la temperatura mínima, $T_{mín}$ (°C) se calcula de la siguiente manera:

$$T_{min_i} = 1,56 + 0,72T_{airM} - 0,004Lat_i^2 + 6,26\log(H + 25) - Z(4,4 + 0,52\sigma_{T_{airM}}^2)^{0,5} \quad (2.2)$$

Donde:

T_{Min_i} = Temperatura mínima esperada del pavimento asfáltico debajo de la superficie, ($^{\circ}\text{C}$)

T_{airM} = Promedio de las temperaturas mínimas anuales del aire registradas en al menos los últimos 20 años en la zona, ($^{\circ}\text{C}$)

Lat_i = Latitud del tramo de diseño, ($^{\circ}$)

$\mathbf{H}$ = Profundidad, (mm) (se recomienda usar 20 mm)

$\mathbf{Z}$ = Valor para el nivel de confiabilidad (distribución normal, se recomienda usar 2,055 para una confiabilidad de 98 %)

$\sigma_{T_{airM}}^2$ = Desviación estándar de las temperaturas mínimas anuales del aire registradas en al menos en los últimos 20 años en la zona, ($^{\circ}\text{C}$)

2.2.2.3. Tipos de asfalto

Para la elaboración de mezclas asfálticas en caliente o en tibio se utilizan principalmente cementos asfálticos convencionales y modificados. No obstante, existen algunos otros productos derivados del asfalto, como lo son: asfaltos rebajados, asfaltos aditivados y emulsiones asfálticas; sin embargo, estos aglutinantes están fuera del alcance de este estudio, ya que solamente se evaluarán mezclas asfálticas con asfaltos convencionales y modificados.

2.2.2.3.1. Asfaltos convencionales

Los asfaltos convencionales son aquellos que se producen y se extraen directamente del proceso de destilación del petróleo. Es decir, son asfaltos que no contienen aditivos modificadores de sus propiedades físicas, químicas y reológicas. La clasificación de los asfaltos convencionales por grado de desempeño (grado PG), principalmente depende de la zona geográfica donde se ubica la refinería productora. Sin embargo, el grado de desempeño mas común en México y Estados Unidos es el PG 64-22.

2.2.2.3.2. Asfaltos modificados

Es un asfalto al cual se le ha añadido de manera homogénea y estable, en un cierto porcentaje previamente analizado, algún tipo de aditivo, para mejorar sus propiedades físicas, químicas y reológicas [Padilla-Rodríguez2004]. En la actualidad, la modificación por medio de polímeros es el método mas usado, sin embargo, se puede modificar por medio de productos químicos, como lo es el ácido polifosfórico (por sus siglas en ingles PPA) y material reciclado, como lo es el hule de llanta. El empleo de polímeros en el cemento asfáltico principalmente mejora la resistencia a la deformación permanente, el agrietamiento térmico y aumenta la durabilidad de la mezcla asfáltica.

Por lo tanto, es importante definir el concepto de polímero, la cual proviene del latín ("polis" muchos y "meros" partes). De esta forma, los polímeros a partir de su definición química son moléculas de gran tamaño compuestas por pequeñas partes que se les llama monómeros u olefinas. Cuando la unidad monomérica se repite, al polímero se le llama homopolímero, algunos ejemplos que se utilizan en la modificación de asfalto son: polietileno y polipropileno, donde la unidad monomérica que se repite es el etileno y propileno respectivamente. Cuando los polímeros se encuentran formados por unidades monoméricas diferentes reciben el nombre de copolímeros, por ejemplo, estireno-butadieno y etilvinilacetato. De la misma manera, un conjunto de copolímeros también se pueden copolimerizar en bloque, como es el ejemplo del estireno-butadieno-estireno.

Los polímeros pueden presentar un comportamiento plástico o elástico. Los polímeros con comportamiento plástico se les conoce como "plastómeros" y presentan una elevada resistencia a edades tempranas, sin embargo, su capacidad de elongación es limitada debido a su alta rigidez. Los plastómeros son principalmente usados para reducir la deformación permanente o roderas en los pavimentos asfálticos. En cambio, polímeros con comportamiento elástico se les denomina "elastómeros" y proporcionan poca resistencia al aglutinante hasta que

son estirados. Es decir, que su resistencia a la tensión aumenta con el estiramiento [Brown E.R. and W.K.1996]. Los elastómeros son principalmente usados para reducir el agrietamiento térmico a bajas temperaturas y por fatiga.

Generalmente, la mayoría de las poliolefinas u homopolímeros se comportan como plastómeros y los copolímeros de estireno-butadieno se comportan como elastómeros. Cuando un cemento asfáltico es modificado con un polímero tipo elastómero, esto resulta en un pavimento más flexible y elástico. En su contraparte, los plastómeros suelen aumentar los módulos de rigidez del pavimento asfáltico. Sin embargo, es importante tener en cuenta que estos resultados dependen mucho de la concentración, el peso molecular, la estructura molecular y la composición química del polímero específico. Otros factores que son igualmente importantes son la fuente del asfalto, el proceso de refinación y el grado PG del asfalto puro. Los diferentes tipos de elastómeros y plastómeros son mostrados en la Figura 2.2.

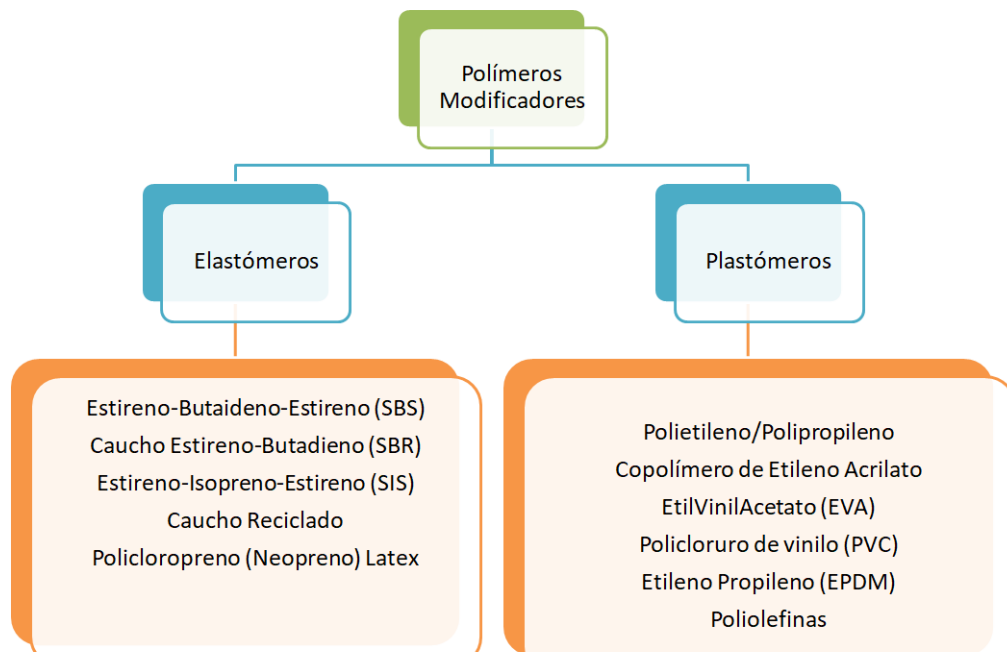


Figura 2.2: Diferentes tipos de polímeros modificadores

2.2.3. Asfalto espumado

Las tecnologías de espumado tienen como objetivo reducir la viscosidad del ligante asfáltico para mejorar el recubrimiento y la trabajabilidad del asfalto a temperaturas de mezclado y compactación por debajo de las convencionales. Existen dos alternativas para espumar asfalto. La primera se logra por sistemas de inyección de agua a presión en el asfalto caliente. El mecanismo de esta tecnología consiste en inyectar una pequeña cantidad de agua fría con aire comprimido sobre asfalto caliente, proceso que se lleva a cabo en una cámara de expansión (Figura 2.3), diseñada específicamente para este propósito. Una vez que el agua está en contacto con el asfalto, se evapora, y dicho vapor es encapsulado por el ligante; esto ocasiona una reducción en la viscosidad y, por ende, un mejoramiento en el recubrimiento y manejabilidad del asfalto espumado [Bonaquist2011] [F. C. Van de Ven et al.2007].

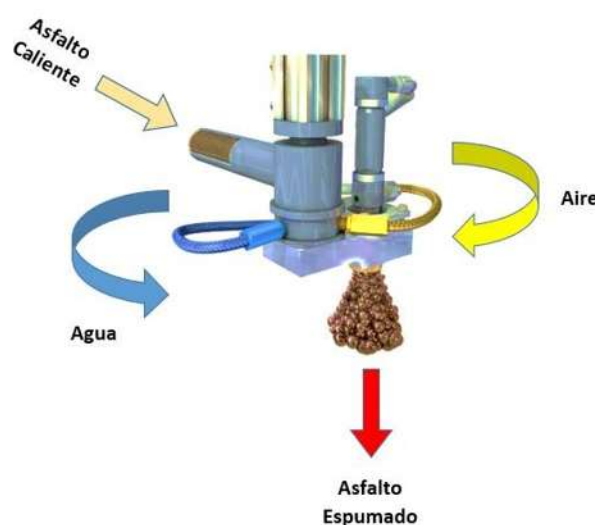


Figura 2.3: Equipo de asfalto espumado

En el segundo caso, se utilizan zeolitas, las cuales contienen agua en su estructura y una vez mezcladas con el betún caliente (por encima de 85°C), el agua se libera para formar espuma en el aglutinante [Bonaquist2011] [Capitão et al.2012]. En Estados Unidos, existe una gran cantidad de proyectos que usan zeolitas comer-

ciales como Aspha-min y Advera para la reducción de temperaturas de mezclado y compactado [Bonaquist2011]. La mayoría de las tecnologías basadas en inyección de agua a presión, pueden reducir la temperatura de producción entre 20 - 30 ° C en comparación a HMA, mientras que el uso de zeolita puede reducirla alrededor de 30 ° C [Kim et al.2012].

2.2.4. Aditivos Orgánicos

Esta técnica consiste en reducir la viscosidad del ligante utilizando ceras como aditivo orgánico. Cabe mencionar que la disminución de la viscosidad en el asfalto ocurre a una temperatura mayor del punto de fusión de la cera, lo que hace posible obtener mezclas asfálticas a temperaturas menores. Después de la cristalización, tienden a aumentar la rigidez del aglutinante y la resistencia del asfalto contra la deformación. El tipo de cera debe seleccionarse cuidadosamente para que el punto de fusión de la cera sea más alto que las temperaturas esperadas de la mezcla asfáltica ya puesta en servicio; asimismo, como para minimizar la fragilidad del asfalto a bajas temperaturas.

En los últimos años, se han introducido varios aditivos orgánicos en la industria, como Sasobit, Asphaltan-B y Thiopave; sin embargo, Sasobit es el producto predominante en el mercado americano [Capitão et al.2012]. El uso de aditivos orgánicos puede reducir las temperaturas de mezclado y compactado entre 20-30 ° C [Zaumanis2010].

2.2.4.1. Sasobit

Sasobit es una cera sintética compuesta de cadenas muy largas de carbono que oscilan entre 40 y 115 átomos. Se produce mediante el proceso Fischer-Tropsch (F-T) y entre mayor sea el tamaño de la cadena, más estable es la cera en solución. Sasobit contiene un aditivo orgánico que altera químicamente la curva temperatura-viscosidad y reacciona una vez que se funde aproximadamente a 100°

C, ocasionando una reducción significativa en la viscosidad. La representación de la curva temperatura-viscosidad del asfalto con y sin Sasobit se muestra en la (Figura 2.4). A temperaturas por debajo de su punto de fusión, Sasobit forma estructuras cristalinas dentro del aglutinante que mejora la estabilidad del pavimento en servicio [Anderson et al.2008]. De acuerdo a los fabricantes, la incorporación de Sasobit en un 3 - 4 % con base al peso del asfalto, reduce la temperatura de mezclado de 20 a 40 ° C [Damm et al.2002]. Asimismo, Sasobit tiene la capacidad de trabajar con asfaltos modificados con polímero tipo SBS (estireno butadieno estireno), utilizando un agente de reticulación específico conocido como Sasoflex.

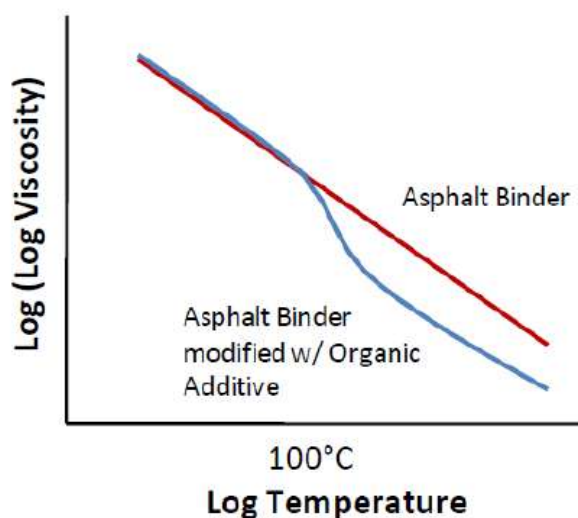


Figura 2.4: Relación Temperatura-Viscosidad con la adición de aditivo orgánico

2.2.4.2. Asphaltan-B

Asphaltan-B es una cera de Montan (lignito) que se extrae de los depósitos de carbón de lignito usando solventes de tolueno. Se caracteriza por sus hidrocarburos de alto peso molecular y se fabricó específicamente para mezclas con gran cantidad de finos y arenas en su granulometría [Corrigan2006]. Se recomienda agregar Asphaltan-B de 2 a 4 % con base al peso del aglutinante y puede incorporarse en la planta de mezclado o al aglutinante en una terminal de asfalto.

Al igual que Sasobit, esta cera se funde a alrededor de 100 ° C y mejora la capacidad de compactación y resistencia al agrietamiento de las mezclas asfálticas [Button et al.2007].

2.2.5. Aditivos Químicos

Los aditivos químicos son la tercera alternativa para la elaboración de una mezcla asfáltica en tibio. En la actualidad existe una gran gama de productos químicos utilizados en el sector de la construcción. Por lo general, los aditivos químicos están constituidos por una combinación de agentes emulsionantes, tensoactivos, polímeros y aditivos mejoradores de adherencia. Sin embargo, las dosificaciones y la reducción de temperatura dependen del producto que se emplea. Los aditivos pueden ser incorporados en forma de emulsión o en el aglutinante asfáltico, para así, ser mezclado con el agregado pétreo a altas temperaturas. Se obtiene una reducción en la temperatura de mezclado y compactado aproximada de 30 °C al emplear un aditivo químico [Silva et al.2010]. Los aditivos químicos más comerciales en el mercado son el Evotherm ET, Evotherm DAT, Evotherm 3G, Rediset WMX y REVIX.

2.2.5.1. Evotherm ET

El Evotherm ET (por sus siglas en inglés “Emulsión Technology”) está compuesto por agentes emulsionantes y aditivos antiadherentes para mejorar el recubrimiento del agregado, la trabajabilidad y compactación de la mezcla. La selección del producto químico depende del agregado pétreo que se utilice, ya que ciertos agentes pueden tener una mejor compatibilidad con el agregado. Es importante mencionar que gran cantidad del agua en la emulsión, se evapora al momento de ser mezclado con los agregados pétreos. El aditivo Evotherm ET tiene la capacidad de disminuir la temperatura de mezclado hasta un 30 % [Jones et al.2011]

2.2.5.2. Evotherm DAT

El Evotherm DAT (por sus siglas en inglés “Dispersed Asphalt Technology”) es el mismo químico que el Evotherm ET, pero con menos cantidad de agua. Se inyecta en la línea del asfalto justo antes del mezclado con el agregado. La viscosidad del asfalto disminuye a temperaturas más bajas, facilitando el recubrimiento del agregado a temperaturas por debajo de las convencionales. De la misma manera, el Evotherm DAT tiene la capacidad de disminuir la temperatura de mezclado aproximadamente de un 30 % [Sargand et al.2009].

2.2.5.3. Evotherm 3G/REVIX

El aditivo Evotherm 3G es la tercera generación de la familia Evotherm y este aditivo elimina completamente la presencia de agua en su estructura. Este aditivo químico funciona de diferente manera, lo que hace es reducir la fricción interna de la mezcla asfáltica; por lo tanto, permitiendo que la carpeta de asfalto se comporte como si se calentara a una temperatura elevada. Se puede incorporar en el proceso de modificación del asfalto o bien, en el tambor mezclador. Sin embargo, no es tan efectivo para reducir la temperatura de mezclado como el Evotherm DAT y Evotherm ET. El Evotherm ET es el más efectivo en la reducción de temperaturas de mezclado y compactado [Wu et al.2017]

2.2.5.4. Rediset WMX

Rediset WMX es una combinación de surfactantes catiónicos con un modificador reológico basado en aditivos orgánicos. Rediset WMX es capaz de modificar químicamente el asfalto, mejorando la adhesión y el recubrimiento con el agregado. Asimismo, reduce la viscosidad del aglutinante hasta llegar a la temperatura óptima de mezclado. La presentación de este aditivo es en forma de pellet y no contiene agua. Con la adición de Rediset WMX entre 1.5-2.0 % en peso del asfalto,

permite una reducción de la temperatura de mezclado de 15-30 °C en comparación con la mezcla en caliente. [Chowdhury and Button2008]

Capítulo 3

Trabajo relacionado

A continuación se muestra la revisión del estado del arte, la cual fue basada en seis artículos que sirvieron como fundamento para el desarrollo de esta investigación. En cada descripción se realiza un ligero resumen del artículo en estudio y se describe la relación / diferencia de cada trabajo con los otros trabajos en consideración.

1. Performance Evaluation of Warm Mix Asphalt Mixtures with Recycled Asphalt Pavement (2017)

Burak Sengoz, Ali Topal, Julide Oner, Mehmet Yilmaz, Peyman Aghazadeh Dokandari, Baha Vural Kok.

El estudio elaborado por B. Sengoz et al. tiene como objetivo presentar una propuesta doblemente ecológica, ya que emplea tecnologías de mezclas en tibio y, asimismo, incorpora cierto porcentaje de pavimento asfáltico reciclado, RAP (por sus siglas en inglés, Recycled Asphalt Pavement) en las muestras de estudio. Esto sin duda alguna representa un beneficio económico, ambiental y ayuda a la preservación de recursos naturales al utilizar RAP.

Se estudian cuatro aditivos de mezclas tibias: orgánico (Sasobit), químico (Resiset WMX), y dos aditivos de espumado, tanto un sintético y un natural. El

nombre comercial de la zeolita sintética es Advera y de la zeolita natural es Clinoptilote. Las dosificaciones de los aditivos fueron determinadas de acuerdo a estudios previamente realizados. El asfalto empleado para realizar la modificación con los aditivos, es un asfalto base, con grado de penetración 50/70. Es importante mencionar, que solamente se utilizó un tipo de asfalto. Para clasificar los asfaltos antes y después de ser modificados, se realizaron las siguientes pruebas: penetración, punto de reblandecimiento, viscosidad Brookfield, RTFO, pérdida de masa, penetración retenida y separación anillo-esfera.

Asimismo, se obtiene el contenido óptimo de RAP para la mezcla en caliente y cada una de las muestras en tibio, utilizando el método Marshall (estabilidad, flujo y porcentaje de vacíos). Posteriormente, para garantizar la durabilidad de las mezclas previamente seleccionadas, se realizan las pruebas de: módulo de rigidez a tensión indirecta y fatiga a tensión indirecta. Estas pruebas son realizadas utilizando la normativa europea y el equipo UTM (por sus siglas en inglés “Universal Testing Machine”). Finalmente, la rueda de Hamburgo se utiliza para evaluar las características de deformación permanente para las seleccionadas.

En contraste con el autor previamente mencionado, esta tesis propone:

- Emplear los tres tipos de asfalto más utilizados en México (PG 64-22, PG 70-22, PG 76-22), a diferencia de solo utilizar un solo tipo de asfalto (Grado de penetración 50/70)..
- Utilizar dos tipos de agregados (basalto y andesita), a diferencia de solo utilizar un material calizo.
- Determinar la susceptibilidad a la humedad, mediante la prueba TSR (Tensile Strength Ratio).
- Determinar el módulo de rigidez (módulo dinámico) de las mezclas asfálticas, utilizando la normativa americana AASHTO T 342. En comparación con el

autor que emplea la normativa europea BS DD 213 y obtiene el módulo de rigidez a tensión indirecta. El principio de ambos ensayos es el mismo, sin embargo, existen variaciones en la forma de aplicación de la carga y el montaje de la prueba.

- Determinar las leyes de fatiga, para cuantificar el número de ciclos de carga al utilizar una tecnología en tibio. Las leyes de fatiga se obtienen mediante la viga a cuatro puntos, simulando el soporte de la carretera (los dos puntos más alejados) y las cargas vehiculares (soportes centrales). De la misma manera, el autor obtiene el número de ciclos de carga mediante el equipo UTM (Universal Testing Machine). Los valores de ciclos de carga obtenidos en la viga a cuatro puntos y en el UTM pueden no ser los mismos, sin embargo, la tendencia de los resultados entre ambos, debe ser similar.

2. Effect of aging conditions on the fatigue behavior of hot and warm mix asphalt (2018)

Amir Izadi, Mana Motamedi, Ramin Alimi, Mahmoodreza Nafar

El estudio elaborado por A. Izadi et al. tiene como objetivo predecir la vida fatiga de las mezclas asfálticas a diferentes edades de envejecimiento. Se analizaron tanto mezclas asfálticas en caliente, como en tibio. Los aditivos utilizados para las mezclas en tibio fueron: Sasobit (orgánico) y RheoFalt (químico). El asfalto base para realizar la modificación fue un asfalto con grado de penetración 60/70. Además, se seleccionaron dos granulometrías utilizando un agregado pétreo tipo calizo. El contenido óptimo de asfalto se determinó mediante el método de diseño Marshall.

En este estudio, se realizaron cuatro pruebas, incluyendo la viga de flexión a cuatro puntos, la resistencia a la tensión indirecta, módulo resiliente y el horno

rotatorio de película delgada (RTFO). La viga de flexión caracteriza y representa el comportamiento a la fatiga causado por las cargas vehiculares en las mezclas asfálticas seleccionadas. La prueba de resistencia a tensión indirecta mide la densidad de energía de fractura de la mezcla bajo una carga máxima. El módulo resiliente se obtiene mediante el equipo de tensión indirecta bajo cargas cíclicas. La prueba de RTFO se realiza de acuerdo con el método de Sharp, para simular el proceso de envejecimiento a largo plazo de las mezclas asfálticas.

Con base en los resultados obtenidos, se demuestra que el efecto de envejecimiento tiene mayor repercusión en las mezclas asfálticas en caliente, en comparación con las mezclas en tibio. Una vez que se conoce la energía de fractura de una mezcla asfáltica se puede predecir su comportamiento a la fatiga, independientemente de los materiales empleados, la severidad de la carga y las condiciones de mezclado. Sin embargo, depende fuertemente de las condiciones de envejecimiento. Es decir, el comportamiento a la fatiga depende directamente de las condiciones de envejecimiento de la mezcla asfáltica.

De acuerdo a los resultados obtenidos, las mezclas tibias con Sasobit presentan una energía de fractura mayor que una mezcla en caliente. En lo opuesto, las mezclas tibias con Rheofalt presentan una energía de fractura menor que una mezcla en caliente. Por consiguiente, la mezcla asfáltica con Sasobit tiene una vida fatiga de mayor duración.

En contraste con el autor previamente mencionado, esta tesis propone:

- Emplear los tres tipos de asfalto más utilizados en México (PG 64-22, PG 70-22, PG 76-22), a diferencia de solo utilizar un solo tipo de asfalto (Grado de penetración 60/70).
- Utilizar dos tipos de agregados (basalto y andesita), a diferencia de solo utilizar un material calizo.

- Determinar la susceptibilidad a la humedad, mediante la prueba TSR (Tensile Strength Ratio).
- Determinar la susceptibilidad a la deformación permanente, mediante la prueba de la rueda de Hamburgo.
- Determinar el módulo de rigidez (módulo dinámico) de las mezclas asfálticas, utilizando la normativa americana AASHTO T 342.
- Determinar las leyes de fatiga, para cuantificar el número de ciclos de carga al utilizar una tecnología en tibio.

3. Fatigue performance of asphalt mixture containing recycled materials and warm-mix technologies under accelerated loading and four-point bending beam test (2018)

Minkyum Kim, Louay N. Mohammad, Trey Jordan, Samuel B. Cooper III

El estudio elaborado por M. Kim et al. tiene como objetivo evaluar la resistencia al agrietamiento por fatiga de mezclas asfálticas con cierto contenido de RAP y de tejas asfálticas recicladas, RAS (por sus siglas en inglés, Recycled Asphalt Shingles).

La evaluación se llevó a cabo en dos etapas, la primera fue realizada en el laboratorio mediante la viga de flexión a cuatro puntos y la segunda, se realizó en los diez tramos de prueba seleccionados por la administración federal de carreteras de los Estados Unidos (FHWA, por sus siglas en inglés Federal Highway Administration). Para ello, se replicaron en el laboratorio las mezclas asfálticas que fueron utilizadas en los diez tramos de prueba. Por consiguiente, se produjeron un total de diez mezclas asfálticas, de las cuales seis fueron de mezcla en caliente (HMA) y cuatro de mezcla en tibio (WMA). Es importante resaltar que

la distribución es representativa de los tipos de mezcla que se tiene en los tramos de prueba. De la misma manera, los contenidos de RAP y RAS en cada mezcla son variables, al igual que el tipo de aglutinante asfáltico (PG 64-22 y PG 58-28). Las dos tecnologías en tibio que se emplearon fue un asfalto espumado y el aditivo Evotherm, este último de naturaleza química.

La vida fatiga en los tramos de prueba se determina con los primeros indicios de agrietamiento y se monitorea constantemente hasta llegar al número de repeticiones vehiculares máximo establecido para dicho pavimento. De esta manera, se construye un mapa de agrietamiento, donde muestra la evolución de la grieta acorde al aumento de repeticiones vehiculares. Posteriormente, la respuesta de la deformación a tensión, creada en la parte inferior de la capa de la mezcla asfáltica, se calcula como una función de la rigidez de la mezcla asfáltica, la carga y las condiciones ambientales utilizando un análisis de elementos finitos. De acuerdo a las respuestas de deformación a tensión calculadas, se obtuvieron parámetros que oscilan entre 289 y 383 micro-deformaciones para los tramos de prueba. En contraste, se determinó que el rango de micro-deformaciones requerido en el laboratorio (viga a cuatro puntos) es de 300 a 550 micro-deformaciones.

Es importante mencionar que la prueba de flexión a cuatro puntos se realizó en modo de deformación controlada, aplicando una onda de deflexión sinusoidal repetida de 10 Hz. Con base a los resultados obtenidos, se puede concluir que al incorporar RAP y RAS disminuye la vida fatiga del pavimento en servicio. El uso de asfaltos suaves puede compensar la alta rigidez que se obtiene al emplear altos porcentajes de RAP y RAS. Sin embargo, cuando se utiliza un 20 % de RAS, la ventaja de emplear un asfalto suave se vuelve casi nula, debido al alto porcentaje de material rígido en la mezcla.

De acuerdo a los resultados presentados en este estudio, el empleo de una mezcla en tibio espumada, puede aumentar la vida fatiga de los pavimentos asfálticos. Comparando ambas tecnologías en tibio, la tecnología de espumado presenta resultados más favorables en la vida fatiga que el aditivo químico Evotherm.

En contraste con el autor previamente mencionado, esta tesis propone:

- Determinar la susceptibilidad a la humedad, mediante la prueba TSR (Tensile Strength Ratio).
- Determinar la susceptibilidad a la deformación permanente, mediante la prueba de la rueda de Hamburgo.
- Determinar el módulo de rigidez (módulo dinámico) de las mezclas asfálticas, utilizando la normativa americana AASHTO T 342.

4. Analysis of Fatigue cracking of warm mix asphalt. Influence of the manufacturing technology (2018)

M. Sol-Sánchez, A. Fiume, F. Moreno-Navarro, M.C. Rubio-Gámez

El estudio elaborado por M. Sol-Sánchez et al. tiene como objetivo realizar un análisis comparativo entre una mezcla de referencia, en caliente, y tres diferentes tecnologías en tibio, con respecto a la evolución del agrietamiento por fatiga a largo plazo. Para la elaboración de mezclas en tibio, se empleó un aditivo químico (WMA-S con surfactante), orgánico (WMA-W con cera) y de espumado (WMA-Z con una zeolita sintética). Además, se utilizó un asfalto con grado de penetración 35/50, una sola granulometría y un agregado calizo, por lo tanto, un mismo contenido óptimo de asfalto de 4.03 %.

Es importante mencionar que los investigadores ya mencionados, no emplearon los equipos que tradicionalmente se utilizan para medir fatiga, como lo son: la viga de flexión a cuatro puntos y la prueba de resistencia a tensión indirecta. En conjunto con la Universidad de Granada, desarrollaron un equipo llamado “UGR-FACT”, para determinar la vida fatiga de cada mezcla, analizando la susceptibili-

dad para la iniciación y propagación de grietas. Esta prueba, permite adquirir un conocimiento global del fenómeno de agrietamiento por fatiga, ya que se basa en los cambios geométricos y la energía disipada del material en cada ciclo de carga. Este método reproduce las condiciones (cargas de tráfico y gradientes térmicos) que conducen a la aparición de grietas por fatiga en los pavimentos. Usando una geometría simple (Fig. 2) compuesta por dos soportes deslizantes, donde se coloca la muestra (uno de ellos con un resorte de recuperación que simula el efecto de las capas de cimentación), y dos elementos elásticos debajo de estas placas de soporte (que permiten la flexión de la muestra), el dispositivo de prueba es capaz de generar y registrar deformaciones horizontales, así como deformaciones verticales, gracias a cuatro transformadores diferenciales lineales variables (LVDT). Estas deformaciones se producen en el área cerca de la zona estresada donde la grieta se desarrollará y se extenderá.

Los resultados se expresan en términos de energía disipada, número de ciclos a la falla, cambios geométricos, y el parámetro promedio de daño. El resultado de la prueba, es una curva que está compuesta principalmente por tres etapas. La primera, donde no se observan cambios significativos en la energía disipada, sin embargo, ocurren grandes variaciones geométricas. En la segunda etapa los cambios geométricos disminuyen (debido a la densificación del espécimen) y la energía disipada aumenta (a causa de la iniciación de daño a la muestra, como resultado de fallas a nivel molecular). Finalmente, la tercera etapa contiene un aumento notable en la energía disipada, como consecuencia del desarrollo de macro grietas.

Se demostró que la temperatura de prueba era un factor clave en el análisis de la resistencia al agrietamiento por fatiga, ya que el aumento de temperatura causa una reducción significativa en el número de ciclos de carga necesarios para causar daños a las mezclas asfálticas. Sin embargo, se determinó que la susceptibilidad a cambios de temperatura de una mezcla en tibio es prácticamente equivalente a una en caliente.

A partir de los resultados, se encontró que las mezclas en tibio pueden retardar la iniciación de micro-grietas a bajas temperaturas, en comparación con las mezclas en caliente, debido a una mayor capacidad de deformarse antes del agrietamiento (causada por su menor rigidez). Sin embargo, no se observaron diferencias en la propagación de dicho daño y en la generación de macro-grietas, lo que hace que las diversas mezclas requieran un número similar de ciclos hasta el fallo final del material. Los resultados obtenidos en este estudio sugieren que no hay diferencias apreciables en la resistencia al agrietamiento por fatiga de las mezclas tibias, aun cuando son fabricadas con diversas técnicas de reducción la temperatura de producción. Por lo tanto, estos tipos de mezclas pueden aplicarse potencialmente en pavimentos de caminos sin ninguna reducción notable en la vida de fatiga.

En contraste con el autor previamente mencionado, esta tesis propone:

- Emplear los tres tipos de asfalto más utilizados en México (PG 64-22, PG 70-22, PG 76-22), a diferencia de solo utilizar un solo tipo de asfalto (Grado de penetración 35/50).
- Utilizar dos tipos de agregados (basalto y andesita), a diferencia de solo utilizar un material calizo.
- Determinar la susceptibilidad a la humedad, mediante la prueba TSR (Tensile Strength Ratio).
- Determinar el módulo de rigidez (módulo dinámico) de las mezclas asfálticas, utilizando la normativa americana AASHTO T 342.

5. Approach to fatigue performance using Fénix test for asphalt mixtures (2011)

Félix Pérez-Jiménez, Gonzalo A. Valdés, Ramón Botella, Rodrigo Miró, Adriana Martínez

El estudio elaborado por F. Pérez-Jiménez et al. tiene como finalidad introducir una nueva metodología para evaluar el comportamiento a la fatiga de las mezclas asfálticas mediante un procedimiento más simple basado en una nueva prueba de fractura llamada Fénix. El ensayo Fénix permite obtener la energía disipada en el proceso de fisuración del material, la cual es una combinación de energías liberadas durante el proceso de deformación y fractura del material.

La evaluación de la energía disipada en ensayo se presenta como una forma efectiva de medir la resistencia a la fisuración en las mezclas asfálticas. Para determinar la efectividad del ensayo Fénix se correlacionan los resultados obtenidos con los de la viga de flexión a tres puntos. Asimismo, se desarrolla una correlación entre energía disipada y el comportamiento a la fatiga. Además, es importante mencionar que las leyes de fatiga obtenidas con el equipo de flexión a tres puntos fueron determinadas bajo condiciones de desplazamiento controlado.

De acuerdo a los resultados el ensayo Fénix ha probado ser un procedimiento efectivo para caracterizar el comportamiento a la fisuración en mezclas asfálticas a variables como:

- Velocidad de aplicación de carga,
- Envejecimiento (protocolo SHRP),
- Tipo de ligante,
- Contenido de ligante,
- Temperatura de ensayo y
- Temperatura de compactación.

Es importante mencionar que el ensayo Fénix se usará en esta tesis para obtener la vida fatiga de las mezclas asfálticas, sin tener la necesidad de realizar pruebas cíclicas, costosas y tardadas. Adicionalmente, el ensayo Fénix posee la ventaja de poder ser aplicado en un amplio rango de temperaturas en un corto periodo de tiempo.

En contraste con el autor previamente mencionado, esta tesis propone:

- Emplear los tres tipos de asfalto más utilizados en México (PG 64-22, PG 70-22, PG 76-22), a diferencia de solo utilizar un solo tipo de asfalto (Grado de penetración 35/50).
- Utilizar dos tipos de agregados (basalto y andesita), a diferencia de solo utilizar un material calizo.
- Determinar la susceptibilidad a la humedad, mediante la prueba TSR (Tensile Strength Ratio).
- Determinar el módulo de rigidez (módulo dinámico) de las mezclas asfálticas, utilizando la normativa americana AASHTO T 342.

6. Laboratory evaluation of fatigue characteristics of recycled asphalt mixture (2007)

Xiang Shu, Baoshan Huang, Dragon Vukosavljevic

El estudio elaborado por X. Shu et al. tiene como objetivo evaluar y comparar el desempeño a la fatiga de las mezclas en caliente basado en los resultados de diferentes pruebas de laboratorio. En este estudio, las mezclas asfálticas en caliente se prepararon en una planta con una fuente de agregado grueso (tipo calizo), cuatro porcentajes de pavimento asfáltico reciclado (RAP) (0 %, 10 %, 20 % y 30 %), y

un aglutinante asfáltico (PG 64 -22). Las propiedades de fatiga de las mezclas asfálticas se evaluaron utilizando las pruebas IDT de Superpave y la viga de flexión a cuatro puntos. El contenido óptimo de asfalto fue de 5.0 % total con respecto al peso de la mezcla. Es importante mencionar que cada mezcla de RAP utilizada contiene diferentes porcentajes de asfalto óptimo, por lo tanto, la incorporación de asfalto virgen corresponde al porcentaje restante para completar el 5 %. De la misma manera, el porcentaje de vacíos de aire fue de 4 ± 0.5 %.

El ensayo de resistencia a la tensión indirecta se usó para determinar la resistencia a la tensión y a la deformación de las muestras de la mezcla compactadas a 4 ± 1 % de vacíos de aire. Las muestras cilíndricas con 152.4 mm de diámetro y 50.8 mm de grosor se cargaron monótonamente hasta su falla a lo largo del eje diametral vertical a una velocidad constante de 76.2 mm/min.

Además, en este estudio se obtuvo la relación de cambio de energía disipada (RDEC), la cual se define como una relación del cambio de energía disipada entre dos ciclos vecinos dividida por la energía disipada del primer ciclo. Se puede determinar un valor de Plateau (PV), o el valor casi constante de la curva RDEC, y representa un período en el que hay un porcentaje constante de energía de entrada que se está activando. Este valor PV se puede utilizar para caracterizar la vida de fatiga de las mezclas asfálticas. Para una prueba de tensión controlada, cuanto menor sea el valor PV, mayor será la vida de fatiga de una mezcla específica.

La prueba de viga de flexión a la fatiga se realizó a deformación controlada con la finalidad de obtener la vida de fatiga de una viga de 38.1 cm de largo, 5.08 cm de grosor y 6.35 cm de ancho. Cabe mencionar que la viga se somete a repeticiones de flexión hasta su falla. Los especímenes se compactaron utilizando el compactador vibratorio a 7 ± 1 % de vacíos de aire y se analizaron a 25 °C de acuerdo con AASHTO T321-03. Las muestras se colocaron en el equipo de fatiga, el cual permite la flexión a cuatro puntos con rotación libre y traslación horizontal en todos los puntos de carga utilizando un sistema de adquisición de datos MTS en circuito cerrado controlado por una computadora. Para la prueba de la viga a

flexión, la vida de fatiga se define tradicionalmente como el número de ciclos que corresponde a una reducción del 50 % en la rigidez inicial y esta rigidez se mide en el ciclo de carga número 50 (AASHTO T321-03).

Con base en los resultados del estudio, se pueden resumir las siguientes conclusiones:

- Las inclusiones de RAP en las mezclas en caliente generalmente aumentan la resistencia a la tensión y redujeron la tenacidad posterior a la falla en la prueba de resistencia a la tensión indirecta.

- Basado en el criterio de falla de una reducción del 50 % en la rigidez, la incorporación de RAP aumentó la vida de fatiga de las mezclas en caliente. Mientras que al utilizar los valores de Plateau, la inclusión de RAP haría que más energía entrante se convirtiera en daño, lo que podría resultar en una vida de fatiga más corta.
- El criterio de falla de un valor Plateau se presenta como una argumento más razonable al evaluar el desempeño de la fatiga en las mezclas en caliente.

En contraste con el autor previamente mencionado, esta tesis propone:

- Emplear los tres tipos de asfalto más utilizados en México (PG 64-22, PG 70-22, PG 76-22), a diferencia de solo utilizar un solo tipo de asfalto (Grado de penetración 35/50).
- Utilizar dos tipos de agregados (basalto y andesita), a diferencia de solo utilizar un material calizo.
- Determinar la susceptibilidad a la humedad, mediante la prueba TSR (Tensile Strength Ratio).

Capítulo 4

Cuerpo del trabajo o solución propuesta

4.0.1. Caracterización del agregado pétreo

Para la elaboración de mezclas asfálticas tibias en esta tesis, se utiliza un agregado pétreo triturado de origen basáltico proveniente del banco “Tonalá” en Guadalajara, Jalisco. El banco de material se localiza en la Prolongación Independencia 901, El Recodo, CP 45414, Tonalá, Jalisco. El material fue retirado del banco el día 16 de Octubre del 2019 por la cantidad total de 20 cubetas de grava y 20 cubetas de arena. Posteriormente, el agregado se lleva al laboratorio para su caracterización.

De acuerdo a los nuevos métodos de diseño de mezclas asfálticas, se propone evaluar el agregado pétreo mediante dos propiedades principalmente: de consenso y de origen. Las propiedades de consenso son aquellas que tendrán gran influencia en el desempeño de la mezcla y dependen del proceso de trituración de la roca: equivalente de arena, partículas alargadas y lajeadas y angularidad del agregado grueso y fino. Las propiedades de origen, son aquellas que dependen de la mineralogía y composición de la roca madre, por lo que, aunque son importantes, no se puede especificar un criterio al ser dependientes de la zona de origen del agregado; dichas propiedades son: densidad, resistencia al desgaste e intemperismo.

Los ensayos a evaluar son los estipulados en el Protocolo AMAAC y principalmente se encuentran divididos en ensayos para agregado fino y ensayos de

agregado grueso.

Ensayos para agregado fino:

- Gravedad específica y absorción del agregado fino
- Equivalente de arena
- Azul de metileno
- Contenido de vacíos no compactados

Ensayos para agregado grueso:

- Gravedad específica y absorción del agregado fino
- Degradación por abrasión e impacto en la máquina de Los Ángeles
- Degradación por abrasión e impacto en la máquina Micro-Deval
- Intemperismo acelerado
- Partículas fracturadas
- Partículas planas y alargadas
- Desprendimiento por fricción

Es importante mencionar que antes de evaluar dichos ensayos, se debe realizar una reducción de muestra al tamaño de prueba, para obtener una muestra representativa de la cubeta y del banco de material.

4.0.1.1. Ensayos para agregado fino y grueso

4.0.1.1.1. Reducción de muestra de agregado al tamaño de prueba

En la actualidad existen tres métodos para llevar a cabo la reducción de muestras al tamaño deseado. La reducción se puede realizar mediante el separador

mecánico (método A), por cuarteo (método B) y mediante la pila cónica (método C). Las muestras obtenidas para esta tesis se realizaron con la ayuda del separador mecánico (Figura 4.1). El separador consta de un número par de canaletas de anchura igual donde la muestra fluye suavemente sin restricciones ni pérdida de material. En principio, la muestra se distribuye uniformemente de un borde a otro, de manera que cuando pase por las canaletas, fluyan cantidades aproximadamente iguales por las mismas. El material es capturado en los receptáculos posicionados debajo de las canaletas. El material de una de los receptáculos se reintroduce en la tolva de alimentación para volver a obtener muestras reducidas. Se repite el procedimiento cuantas veces sea necesario hasta obtener el tamaño de muestra requerido por el ensayo en uno de los receptáculos.



Figura 4.1: Separador mecánico

Las canaletas del separador mecánico para material grueso o mixto, deberá ser un 50 % mayor al tamaño de la partícula mas grande. Para el agregado fino seco, la anchura de las canaletas deberá ser de 12.5 - 20 mm.

4.0.1.2. Ensayos para agregado fino

4.0.1.2.1. Gravedad específica y absorción del agregado fino (ASTM C128-15)

El objetivo es determinar la gravedad específica y la absorción de los agregados finos. La gravedad específica es la relación de la masa del agregado respecto a la masa de un volumen de agua igual al volumen del agregado. La gravedad específica (adimensional) se puede expresar como gravedad específica bruta (G_{sb}) y gravedad específica aparente (G_{sa}).

Para la ejecución de la prueba, se criba material fino por la malla No. 4 y se pesa 1 kg del agregado que pasa dicha malla. Consecutivamente, se seca el material a una temperatura de 110 ± 5 °C hasta alcanzar una masa constante. Posteriormente, se satura la muestra con al menos 6 % de agua y se permite reposar en un recipiente hermético por 24 ± 4 horas para evitar la pérdida de humedad. Después del tiempo transcurrido, se extiende la muestra en una superficie plana y se deja secar hasta que la muestra se aproxime a la condición saturada superficialmente seca (SSS). Esta condición se mide con la ayuda de un molde en forma de cono truncado y un pisón con dimensiones y pesos normados. Se sostiene el molde firmemente sobre la superficie lisa con el diámetro mayor hacia abajo y se vacía la muestra del agregado fino en el cono, hasta que sobresalga el nivel del molde. Con la ayuda del pisón se compacta el material fino dejándolo caer desde una altura de 5 mm con un total de 25 golpes, los cuales son equitativamente distribuidos en toda la superficie (Figura 4.2).

Posteriormente, se limpia el material suelto de la base del cono y se levanta el molde verticalmente. La condición saturada superficialmente seca (SSS) ocurre cuando existe una ligera caída de agregado de uno de los lados, conservando la altura inicial del molde (como se muestra en la Figura 4.3). Si no se obtiene una caída de material, se tiene exceso de humedad y se debe continuar secando. En cambio, si se obtiene una caída excesiva se debe agregar unos pocos mililitros de

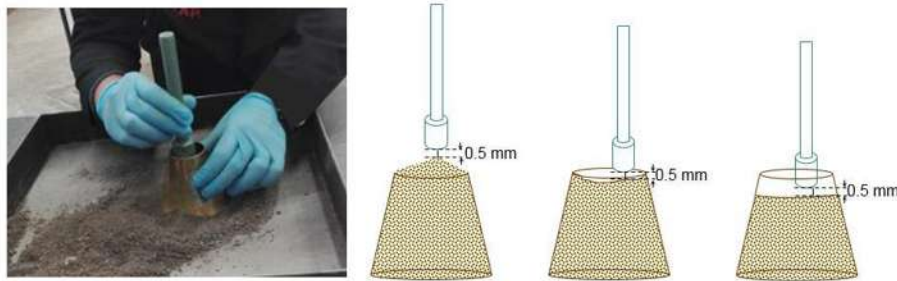


Figura 4.2: Compactación del agregado fino. IMT, Publicación Técnica No. 551, 2019

agua. Una vez obtenida la condición SSS, se toma una muestra de 500 ± 10 g y se coloca en el picnómetro. Se tapa el picnómetro y se agita por 20 minutos para eliminar burbujas de aire. Una vez eliminadas las burbujas, se llena el picnómetro con agua destilada hasta la marca de calibración y se registra el peso. Adicionalmente, se retira la muestra del picnómetro en una charola y se coloca en el horno para ser secada a una temperatura de 110 ± 5 °C hasta alcanzar una masa constante. De la misma manera, se determina la masa del picnómetro lleno hasta la marca de calibración con agua destilada a una temperatura de 23 ± 2 °C.



Figura 4.3: Condición SSS para agregado fino

Consecutivamente se realizan los cálculos para determinar la gravedad específica bruta, aparente y el porcentaje de absorción del agregado:

$$G_{sb} = \frac{A}{B + S - C} \quad (4.1)$$

Donde:

G_{sb} [adimensional] = Gravedad específica bruta. Reportar este valor con aproximación de 0.001 (3 decimales).

S [g] = Masa de la muestra saturada y superficialmente seca, con aproximación de 0.1 g (1 decimal)

A [g] = Masa de la muestra seca al horno, con aproximación de 0.1 g (1 decimal)

B [g] = Masa del picnómetro con agua, con aproximación de 0.1 g (1 decimal)

C [g] = Masa del picnómetro con agua y muestra, con aproximación de 0.1 g (1 decimal)

$$G_{sa} = \frac{A}{B + A - C} \quad (4.2)$$

Donde:

G_{sa} [adimensional] = Gravedad específica aparente. Reportar este valor con aproximación de 0.001 (3 decimales).

$$Absorción[\%] = \frac{S - A}{A} * 100 \quad (4.3)$$

4.0.1.2.2. Equivalente de arena en el agregado fino (ASTM D2419)

El propósito de esta prueba es indicar las proporciones relativas de arcilla o finos plásticos respecto a polvos de suelos granulares en agregados finos que pasan la malla 4.75 mm [No. 4].

Para la preparación de la muestra, se obtienen 1500 g de material que pasa la malla 4.75 mm [No. 4], se humedece el material lo suficiente hasta obtener la

condición de humedad óptima, la cual se verifica haciendo un rollito en la mano, de tal manera que se permita su manejo sin romperse. Una vez obtenida la condición óptima, el material se cuarteo y con la ayuda de un medidor cilíndrico se recoge el material de lados opuestos y cruzados del cuarteo (Figura 4.4).



Figura 4.4: Cuarteo para obtención de muestra

Para la ejecución de la prueba se vacían $4 \pm 0,1$ pulgadas de solución de trabajo por medio de un sifón a una probeta graduada. Consecutivamente, se agrega la muestra en la probeta con la ayuda de un embudo (Figura 4.5) y se golpea la base de la probeta con movimientos energéticos para retirar las burbujas de aire atrapadas en la parte de abajo. La muestra se deja reposar durante 10 ± 1 minuto y posteriormente se coloca en el agitador mecánico y se inicializa por 45 ± 1 segundo. Después, se inserta el tubo irrigador lentamente lavando el material de las paredes mientras el irrigador desciende, una vez que entra en contacto con el material se realizan ligeras punzadas girando el irrigador hasta tocar el fondo de la probeta. Lo anterior, se realiza para que el material arcilloso entre en suspensión con las partículas gruesas de arena. Se continua lavando hasta que la probeta se llene a 15 pulgadas (38 cm) de la graduación. Una vez llenada, se toma el tiempo y se deja reposar por 20 minutos, consecutivamente, se registra la lectura del nivel de

arcilla (nivel superior) y de arena (nivel inferior) como se muestra en la Figura 4.6.

Para obtener el porcentaje del equivalente de arena se realiza de la siguiente manera:

$$E.A.[\%] = \frac{A}{B} * 100 \quad (4.4)$$

Donde:

E.A [%] = Equivalente de arena. Reportar este valor como un número entero, redondeado al siguiente valor superior.

A [pulg] = Lectura de arena, con aproximación de 0.1 pulg (1 decimal).

B [pulg] = Lectura de arcilla, con aproximación de 0.1 pulg (1 decimal).

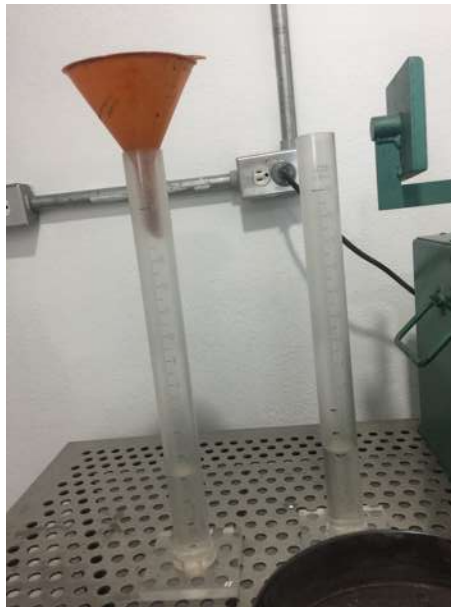


Figura 4.5: Vaciado de material a la probeta graduada

4.0.1.2.3. Azul de Metileno en una arcilla (RA-05/2010)

Este método determina la capacidad de absorción de azul de metileno que tiene una arcilla. El índice de azul de metileno (MBV, por sus siglas en ingles methylene



Figura 4.6: Toma de lectura de arcilla y arena

blue value) determina el grado de reactividad del material filler (Pasa malla No. 200) que es utilizado en la fabricación de mezclas asfálticas, el cual puede tener una repercusión en su desempeño. La prueba consiste en agregar $1 \pm 0,05$ g de material que pasa la malla 200 y $30 \pm 0,1$ g de agua en un vaso de precipitado de 100 ml el cual se coloca sobre un agitador magnético y debajo de una bureta con solución de azul de metileno (Figura 4.7).

Para llevar a cabo la ejecución de la prueba, se agrega 1.0 ml de solución de azul de metileno y se permite agitar por 1 minuto. Este procedimiento se repite hasta observar un halo de color azul claro sobre el papel filtro, como se observa en la Figura 4.8. Para finalizar la prueba se deja agitar por 5 minutos adicionales, se extrae una gota nuevamente y si el color del halo permanece, en ese punto se culmina la prueba. En caso de que el halo de color azul desaparece, se continua agregando solución hasta observar el halo nuevamente y se repite el mismo procedimiento hasta que la gota permanezca después de los 5 minutos de agitación.

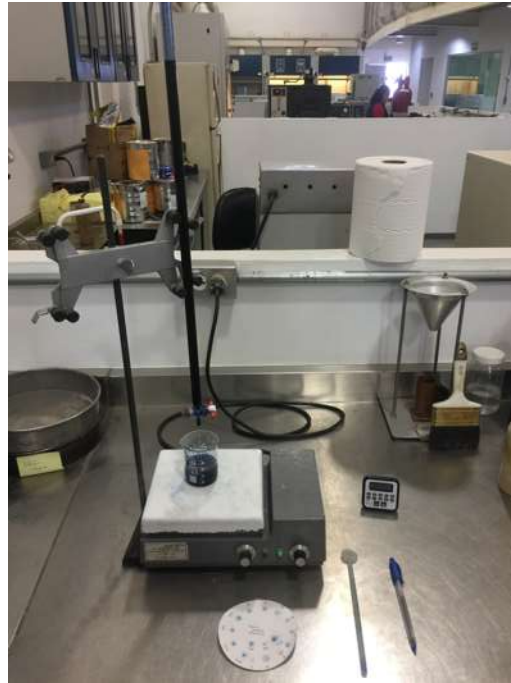


Figura 4.7: Equipo para prueba de azul de metileno

El valor de azul de metileno (MBV) es equivalente a la cantidad de mililitros de solución de azul de metileno utilizados hasta su saturación (aparición del halo), y se reporta en miligramos de azul de metileno por gramo del material evaluado.

$$MBV = \frac{C_{sol}}{C_{filler}} \quad (4.5)$$

Donde:

MBV [mg/g] = Valor de azul de metileno, con aproximación de 0.1 mg/g.

C_{sol} [mg] = Cantidad de azul de metileno necesario para alcanzar el punto final del ensayo.

C_{filler} [g] = Cantidad de material contenido en la suspensión.

Nota: El valor de azul de metileno se reporta en mg/g debido a que la solución se prepara con 1 g de azul de metileno por 1000 ml de agua, lo que equivale a 1

mg de azul de metileno por cada ml de agua. Por lo anterior, cada ml de solución contiene 1 mg de azul de metileno.

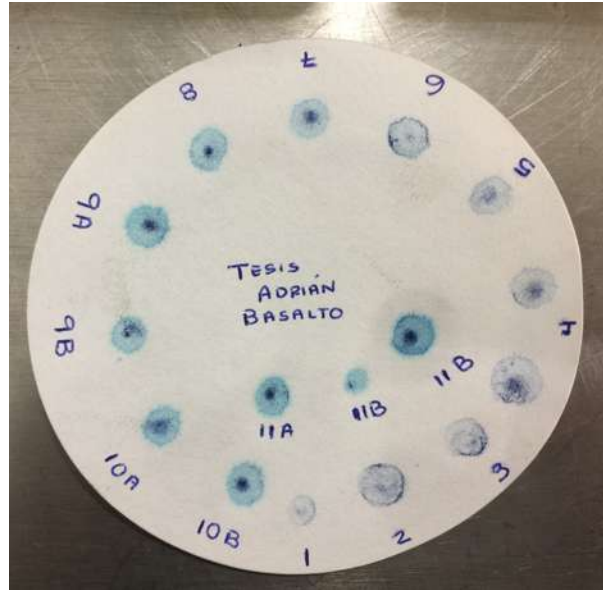


Figura 4.8: Representación del halo azul

4.0.1.2.4. Contenido de vacíos no compactados en agregado fino (ASTM C1252-17)

Este método de ensayo cubre la determinación del contenido de vacíos no compactados en una muestra de agregado fino. El contenido de vacíos provee un indicio de la angularidad, esfericidad y textura del agregado fino, comparado con otros a los mismos tamaños. Para la selección del material, existen tres métodos con tamaños y cantidades de masa diferentes. Cualquier método puede ser empleado, sin embargo, para la elaboración de esta tesis se empleó el método A, por consiguiente se utilizó la siguiente distribución (Tabla 4.20):

Es importante mencionar que el material debe ser lavado y secado en el horno por $4 \pm 0,5$ horas. Para eliminar la posibilidad de perder material en el lavado y secado, se recomienda pesar aproximadamente 500 g de material que pasa la

Tabla 4.1: Muestra de ensayo, método A

Tamaño de la fracción individual	Masa [g]
2.36 mm [No. 8] a 1.18 mm [No. 16]	44 ± 0.2
1.18 mm [No. 16] a 600 μm [No. 30]	57 ± 0.2
600 μm [No. 30] a 300 μm [No. 50]	72 ± 0.2
300 μm [No. 50] a 150 μm [No. 100]	17 ± 0.2
Total	190 ± 0.2

mallas No. 8 y realizar el lavado y secado con dicho material. Consecutivamente se separa por la mallas requeridas y se procede a realizar la prueba.

Para llevar a cabo la ejecución de la prueba se utiliza un medidor cilíndrico de cobre de aproximadamente 100 ml de capacidad con diámetro interior y altura de 39 mm y 86 mm, respectivamente. Asimismo, el dispositivo de medición cuenta con un embudo fijado a la placa base del equipo, como se muestra en la Figura 4.9 imagen (a). Posteriormente, se coloca el agregado en el embudo cubriendo la abertura de la parte inferior del mismo y el medidor cilíndrico se posiciona debajo del embudo para la libre caída del material (Figura 4.9 imagen (b)). Después, se enrasa el exceso de agregado en un solo movimiento con la ayuda de una espátula (Figura 4.9 imagen (c)). Se registra el peso del medidor con el material pétreo y el peso del medidor sin material. De la misma manera, se llena el medidor cilíndrico completamente con agua y se registra el peso de agua en el medidor.

Para obtener el volumen del medidor cilíndrico se utiliza la siguiente ecuación:

$$V = \frac{1000 * M}{D} \quad (4.6)$$

Donde:

V [mL] = Volumen del medidor cilíndrico, con aproximación de 0.1 mL (1 decimal).

M [g] = Masa de agua neta, con aproximación de 0.1 g (1 decimal).

$D \text{ [kg/m}^3\text{]} = \text{Densidad del agua a la temperatura de prueba con aproximación de } 0.1 \text{ kg/m}^3.$



(a) Equipo



(b) Caída libre



(c) Enrasado

Figura 4.9: Dispositivo de medición para determinar angularidad del agregado fino

A continuación se muestra la ecuación para realizar el cálculo del contenido de vacíos no compactados en el material (U):

$$U = \frac{V - (F/G)}{V} * 100 \quad (4.7)$$

Donde:

U [%] = Vacíos no compactados en el material, con aproximación de 0.1 % (1 decimal).

V [mL] = Volumen del medidor cilíndrico, con aproximación de 0.1 mL (1 decimal).

F [g] = Masa del agregado fino, con aproximación de 0.1 g (1 decimal).

G = Gravedad específica del agregado fino, con aproximación de 0.1 (1 decimal).

Es importante mencionar que el método A requiere que la prueba se haga por duplicado y se realice un promedio de los vacíos no compactados en el material como se muestra a continuación:

$$U = \frac{U_1 + U_2}{2} \quad (4.8)$$

Donde:

U_s [%] = Vacíos no compactados en el material, con aproximación de 0.1

U_1 [%] = Medición 1 de los vacíos no compactados.

U_2 [%] = Medición 2 de los vacíos no compactados.

4.0.1.3. Ensayos para agregado grueso

4.0.1.3.1. Gravedad específica y absorción del agregado grueso (ASTM C127-15)

El objetivo de la prueba es determinar la gravedad específica y la absorción de los agregados gruesos. La gravedad específica (adimensional), se puede expresar como gravedad específica bruta (G_{sb}) y gravedad específica aparente (G_{sa}). La gravedad específica de agregado es la relación de la masa del agregado respecto a la masa de un volumen de agua igual al volumen del agregado.

Para la preparación de la muestra, se determina la masa mínima de acuerdo al tamaño nominal (mm) como se observa en la Tabla 4.21 y se desecha el material que pasa la malla No. 4 mediante un proceso de tamizado en seco.

Tabla 4.2: Masa de la muestra

Tamaño nominal, mm [pulg]	Masa mínima de la muestra, g
12.5 [1/2]	2,000
19 [3/4]	3,000
25 [1]	4,000
37.5 [1 1/2]	5,000

Posteriormente, se lava la muestra para eliminar el material fino adherido y se seca en un horno a una temperatura de 110 ± 5 °C hasta alcanzar una masa constante. Una vez seca, se deja enfriar por una hora a temperatura ambiente

Tamaño nominal, mm [pulg]	Masa mínima de la muestra, g
12.5 [1/2]	2,000
19 [3/4]	3,000
25 [1]	4,000
37.5 [1 1/2]	5,000

y se rectifica que la masa de la muestra siga cumpliendo con la masa mínima especificada en la tabla anterior.

Para la ejecución de la prueba se sumerge la muestra en agua por un periodo de 24 ± 4 horas con la finalidad de saturar los poros del agregado. Consecutivamente, se retira la muestra y se seca hasta lograr la condición saturada superficialmente seca (SSS). Para lograr dicha condición, se utiliza una franela grande para envolver el agregado y solamente secar la película externa de agua. Es importante mencionar que se debe evitar la evaporación de agua de los poros del agregado durante el proceso de secado superficial. Adicionalmente, se coloca el agregado sobre la balanza y se registra la masa de la muestra en condición saturada superficialmente seca. Para determinar la masa aparente del agregado, se coloca la muestra en una canastilla y se sumerge en un baño de agua a una temperatura de 23 ± 2 °C como se muestra en la Figura 4.10.



Figura 4.10: Determinación de masa aparente del agregado

Por último, se ingresa la muestra al horno a masa constante a una temperatura de 110 ± 5 °C y se obtiene la masa del agregado seco.

A continuación se muestran las formulas para determinar la gravedad específica bruta, aparente y absorción del agregado:

$$G_{sb} = \frac{A}{B - C} \quad (4.9)$$

Donde:

G_{sb} [adimensional] = Gravedad específica bruta. Reportar este valor con aproximación de 0.001 (3 decimales).

A [g] = Masa de la muestra seca al horno, con aproximación de 0.1 g (1 decimal)

B [g] = Masa de la muestra saturada y superficialmente seca, con aproximación de 0.1 g (1 decimal)

C [g] = Masa de la muestra sumergida en agua, con aproximación de 0.1 g (1 decimal)

$$G_{sa} = \frac{A}{A - C} \quad (4.10)$$

Donde:

G_{sa} [adimensional] = Gravedad específica aparente. Reportar este valor con aproximación de 0.001 (3 decimales).

$$Absorción[\%] = \frac{B - A}{A} * 100 \quad (4.11)$$

4.0.1.3.2. Resistencia a la degradación del agregado grueso por abrasión e impacto en la máquina de Los Ángeles (ASTM C131-14)

El objetivo de esta prueba es determinar la tenacidad del agregado pétreo a resistir el impacto de las cargas durante la fabricación, mezclado, tendido y compactación de la mezcla asfáltica. Este método de prueba cubre un procedimiento para ensayar partículas de agregado grueso con un tamaño máximo menor a 37.5 mm [1 1/2"], para evaluar su resistencia a la degradación utilizando la Máquina de Los Ángeles.

La máquina de Los Ángeles consta de un tambor montado sobre una estructura metálica que le permite girar sobre su propio eje. El equipo debe contar con una tapa hermética para evitar la pérdida de materiales finos durante su ejecución (Figura 4.11 (a)). Todas las dimensiones para el diseño de la máquina vienen estipuladas en la norma ASTM C131-14.

Asimismo, la degradación del agregado grueso se realiza mediante una carga abrasiva, causada por esferas de acero con un diámetro de 46 a 48 mm y una masa de 390 a 445 g como se muestra en la Figura 4.11 (b). Dichas esferas se introducen junto con el agregado dentro del tambor, una vez operando, las esferas giran con el movimiento del tambor y causan cierta degradación al agregado (Figura 4.11 (c)).

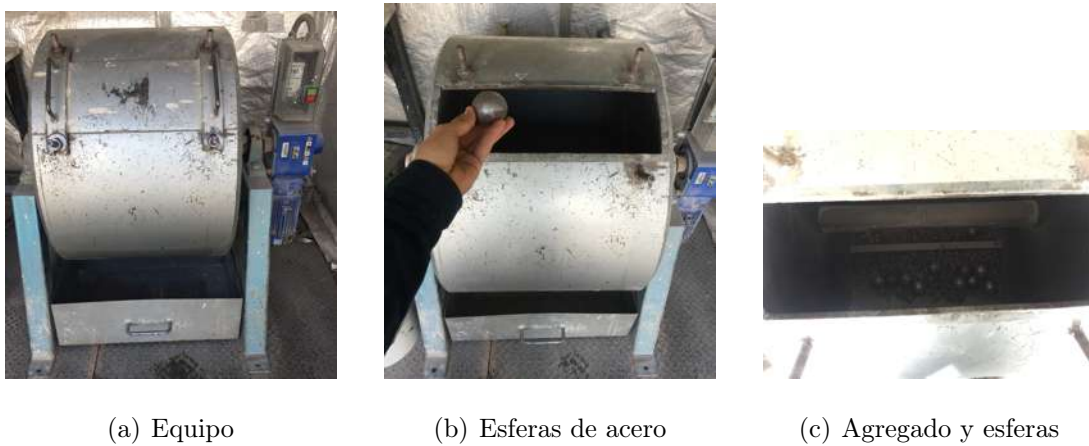


Figura 4.11: Máquina de Los Ángeles

Es importante mencionar que el número de esferas depende de la granulometría seleccionada, como se muestran en las siguientes dos tablas:

Tabla 4.3: Masa de la carga abrasiva

Granulometría	Número de esferas	Masa de la carga abrasiva [g]
A	12	$5\,000 \pm 25$
B	11	$4\,584 \pm 25$
C	8	$3\,330 \pm 20$
D	6	$2\,500 \pm 15$

Cabe mencionar que la granulometría se selecciona de acuerdo al rango de tamaños que se tienen en el banco de material. Se recomienda utilizar las granulometrías “A” y “B” para mezclas asfálticas estructurales; y las granulometrías “C” y “D” para tratamientos superficiales.

Para la ejecución de la prueba, se lava y se seca el agregado a masa constante a una temperatura de 110 ± 5 °C. Posteriormente, se separa la muestra en fracciones individuales por tamaños y se recombina de acuerdo a la granulometría seleccionada en la Tabla 4.23. Después, se coloca la muestra de ensayo y la carga abrasiva en la máquina de Los Ángeles y se hace girar el tambor a una velocidad de 30 a 33 rpm durante 500 revoluciones. Una vez que la prueba es concluida, se retira el material del tambor y se criba por la malla No. 12. Todo el material

Tabla 4.4: Granulometría de la muestra de ensayo

Abertura de la malla		Masa de cada fracción [g] - Granulometría			
Pasa	Retenido	A	B	C	D
37.5 mm [1 1/2"]	25.0 mm [1"]	1 250 ± 25			
25.0 mm [1"]	19.0 mm [3/4"]	1 250 ± 25			
19.0 mm [3/4"]	12.5 mm [1/2"]	1 250 ± 25	2 500 ± 10		
12.5 mm [1/2"]	9.5 mm [3/8"]	1 250 ± 25	2 500 ± 10		
9.5 mm [3/8"]	6.3 mm [1/4"]			2 500 ± 10	
6.3 mm [1/4"]	4.75 mm [No. 4]			2 500 ± 10	
4.75 mm [No. 4]	2.36 mm [No. 8]				5 000 ± 10
TOTAL		5 000 ± 10	5 000 ± 10	5 000 ± 10	5 000 ± 10

que pasa por la malla No. 12 se desecha, en cambio, el que se retiene se lava y se seca a masa constante en el horno a una temperatura de 110 ± 5 °C (Figura 4.12).



Figura 4.12: Material que retiene y pasa la malla No. 12, respectivamente

Para determinar el desgaste por abrasión en la Máquina de Los Ángeles se realiza de la siguiente manera:

$$\text{Desgaste de Los Angeles } [\%] = \frac{C - Y}{C} \quad (4.12)$$

Donde:

Desgaste de Los Ángeles [%] = Desgaste por abrasión en Máquina de Los Ángeles, con aproximación de 1 % (sin decimales).

C [g] = Masa de la muestra inicial, con aproximación de 1.0 g (sin decimal).

Y [g] = Masa de la muestra final, con aproximación de 1.0 g (sin decimal).

4.0.1.3.3. Resistencia a la degradación del agregado grueso por abrasión en la máquina Micro-Deval (ASTM D6928-17)

Este método tiene como objetivo determinar la resistencia por abrasión y durabilidad del agregado pétreo en presencia de agua utilizando la máquina Micro-Deval. Adicionalmente, el ensayo se utiliza para detectar cambios en las propiedades del agregado y así, verificar la calidad del mismo.

Para la ejecución de la prueba, se lava el material y se seca a masa constante a una temperatura de 110 ± 5 °C. Consecutivamente, se construye la muestra de acuerdo a su tamaño nominal, como se observa a continuación:

Tabla 4.5: Tamaño Nominal menor o igual a 19.0 mm, pero mayor a 12.5 mm

Pasa	Retiene	Masa [g]
19.0 mm [3/4"]	16.0 mm [5/8"]	375.0
16.0 mm [5/8"]	12.5 mm [1/2"]	375.0
12.5 mm [1/2"]	9.5 mm [3/8"]	750.0

Tabla 4.6: Tamaño Nominal menor o igual a 12.5 mm, pero mayor a 9.5 mm

Pasa	Retiene	Masa [g]
12.5 mm [1/2"]	9.5 mm [3/8"]	750.0
9.5 mm [3/8"]	6.3 mm [1/4"]	375.0
6.3 mm [1/4"]	4.75 mm [No. 4]	375.0

Una vez que la muestra ha sido reconstruida se registra la masa (A) y se sumerge en el contenedor con $2,0 \pm 0,05$ L de agua a una temperatura de 20 ± 5 °C

Tabla 4.7: Tamaño Nominal menor a 9.5 mm

Pasa	Retiene	Masa [g]
9.5 mm [3/8"]	6.3 mm [1/4"]	375.0
6.3 mm [1/4"]	4.75 mm [No. 4]	375.0

por un mínimo de 1 hora. Después, se agrega 5000 ± 5 g de carga abrasiva (balines magnéticos de acero inoxidable) dentro del contenedor, se cierra y se pone a funcionar la máquina Micro-Deval a 100 ± 5 rpm (Figura 4.13 y 4.14). La prueba se controla ya sea por tiempo o por revoluciones como se muestra en la Tabla 4.27.

Tabla 4.8: Control de la prueba por tiempo o por revoluciones

Tamaño Nominal [mm]	Tiempo	Revoluciones
$19.0 \leq \text{T.N.} > 12.5$	120 ± 1 min	$12\ 000 \pm 100$
$12.5 \leq \text{T.N.} > 9.5$	105 ± 1 min	$10\ 500 \pm 100$
$\text{T.N.} \leq 9.5$	95 ± 1 min	$9\ 500 \pm 100$

Una vez que la prueba ha finalizado, se vierte el agregado y carga abrasiva sobre las mallas No. 4 y debajo de ella la malla No. 16. Se lavan ambas mallas con una manguera hasta que se observe el agua totalmente clara. El material retenido en ambas mallas se combina y se pone a secar a masa constante a una temperatura de 110 ± 5 °C y se registra la masa final (B).



(a) Agregado



(b) Contenedor



(c) Carga abrasiva



(d) Contenedor preparado

Figura 4.13: Preparación de la muestra para someterlo en equipo Micro-Deval

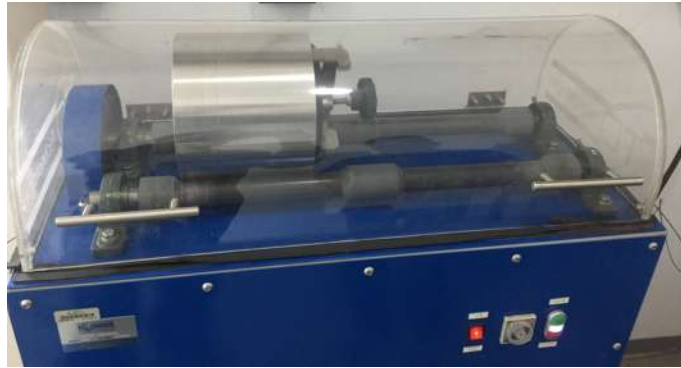


Figura 4.14: Máquina Micro-Deval

Para determinar el desgaste por abrasión en la Máquina Micro-Deval se realizan los siguientes cálculos:

$$\text{Desgaste Micro - Deval } [\%] = \frac{A - B}{A} \quad (4.13)$$

Donde:

Desgaste Micro-Deval [%] = Desgaste por abrasión en Máquina Micro-Deval, con aproximación de 0.1 % (1 decimal).

A [g] = Masa de la muestra inicial, con aproximación de 1.0 g (sin decimales).

B [g] = Masa de la muestra final, con aproximación de 1.0 g (sin decimales).



Figura 4.15: Desgaste del agregado pétreo en máquina Micro-Deval

4.0.1.3.4. Resistencia al intemperismo acelerado de los agregados (ASTM D6928-17)

El objetivo principal es determinar la degradación esperada por intemperismo en materiales pétreos por medio de sulfato de sodio o sulfato de magnesio. Es importante mencionar que para la evaluación de esta tesis se utilizó sulfato de sodio. Para ello, se prepara la solución con 48 horas de anticipación agregando 350 g de sal anhidra (Na_2SO_4) y 1 litro de agua.

La prueba se puede llevar acabo con agregado fino o agregado grueso como se muestra en la siguientes tablas:

Tabla 4.9: Fracciones para la muestra de agregado fino

Pasa	Retiene
9.5 mm [3/8"]	4.75 mm [No. 4]
4.75 mm [No. 4]	2.36 mm [No. 8]
2.36 mm [No. 8]	1.18 mm [No. 16]
1.18 mm [No. 16]	600 μm [No. 30]
600 μm [No. 30]	300 μm [No. 50]

La fracción seleccionada debe ser representativa del banco de material en uso. Una vez seleccionado el agregado y las fracciones del mismo, se lava y se seca a masa constante a una temperatura de 110 ± 5 °C. Consecutivamente, se sumergen

Tabla 4.10: Fracciones para la muestra de agregado grueso

Fracción	Pasa	Retiene	Masa [g]
A	63.0 mm [2 1/2"]	50.0 mm [2"]	3 000 ± 300
	50.0 mm [2"]	37.5 mm [1 1/2"]	2 000 ± 200
		Total	5 000 ± 300
B	37.5 mm [1 1/2"]	25.0 mm [1"]	1 000 ± 50
	25.0 mm [1"]	19.0 mm [3/4"]	500 ± 30
		Total	1 500 ± 50
C	19.0 mm [3/4"]	12.5 mm [1/2"]	670 ± 10
	12.5 mm [1/2"]	9.5 mm [3/8"]	330 ± 5
		Total	1 000 ± 10
D	9.5 mm [3/8"]	4.75 mm [No. 4]	330 ± 5
		Total	330 ± 5

las muestras en la solución preparada de sulfato de sodio o magnesio por un mínimo de 16 horas y no más de 18 horas, de tal manera que la solución cubra el agregado al menos 13 mm a una temperatura de 21 ± 1 °C.

Después del periodo de inmersión, se retiran las muestras de agregado de la solución y se escurren por 15 ± 5 min. Se secan a masa constante en el horno a una temperatura de 110 ± 5 °C y posteriormente se dejan enfriar las muestras a temperatura ambiente. Se repite el proceso de inmersión y secado hasta completar 5 ciclos. Un ciclo se considera como la inmersión del agregado en la solución de saturación y su posterior secado a masa constante.

Una vez que se ha completado el ciclo final (Figura 4.16) y que las muestras se han enfriado, se lava el material dentro de los contenedores con agua circulando a una temperatura de 43 ± 6 °C, para eliminar la solución de saturación (sulfato de sodio o de magnesio). Después, se secan las muestras en el horno a una temperatura de 110 ± 5 °C hasta obtener una masa constante.



(a) Día 1



(b) Día 2



(c) Día 3



(d) Día 4



(e) Día 5

Figura 4.16: Evolución del Intemperismo Acelerado

Para finalizar se tamiza el material por las mallas designadas en la Tabla 6.3 en función del tamaño del agregado.

Tabla 4.11: Tamizado del material para determinar pérdida del mismo

Tamaño del agregado	Tamiz utilizado
63.0mm a 37.5mm	31.5mm [1 1/4"]
37.5mm a 19.0mm	16.0mm [5/8"]
19.0mm a 9.5mm	8.0mm [5/16"]
9.5mm a 4.75mm	4.0mm [No. 5]

Para obtener el valor de intemperismo acelerado se realiza el siguiente cálculo:

$$I = \frac{A - B}{A} \quad (4.14)$$

Donde:

I [%] = Porcentaje de intemperismo acelerado. Reportar con una precisión de 1.0 % (sin decimales).

A [g] = Masa de la muestra inicial, con aproximación de 1.0 g (1 decimal).

B [g] = Masa de la muestra final, con aproximación de 1.0 g (1 decimal).

4.0.1.3.5. Porcentaje de partículas fracturadas en el agregado grueso (ASTM D5821-13)

El objetivo principal es determinar el porcentaje de partículas fracturas en el agregado grueso, ya que un alto porcentaje, maximiza la resistencia al corte incrementando la fricción interna en la mezcla asfáltica.

Para la preparación de la muestra, se criba todo el material grueso por la malla 4.75mm [No. 4] y el retenido es el material que se usa para efectuar la evaluación de caras fracturadas. El tamaño de la muestra depende del tamaño nominal como se muestra en la Tabla 6.4. Es decir, si el tamaño nominal es de 19.0 mm [3/4"],

la masa mínima requerida es de 1 500 g que comprenden tamaños de 4.75 mm a 19.0 mm, inclusive algunos de 25.0 mm [1"].

Tabla 4.12: Masa de la muestra de acuerdo al tamaño nominal

Tamaño Nominal	Masa mínima [g]
9.5 mm [3/8"]	200
12.5 mm [1/2"]	500
19.0 mm [3/4"]	1 500
25.0 mm [1"]	3 000
37.5 mm [1 1/2"]	7 500

Para la ejecución de la prueba, se lava la muestra para retirar el material fino y se seca a masa constante en un horno a una temperatura de 110 ± 5 °C. De la misma manera, se registra la masa de la muestra seca (A) y se extiende sobre una superficie plana, limpia y suficientemente grande para permitir una inspección cuidadosa de cada una de las partículas. Para verificar que la partícula cumple con los criterios de fractura, sostener la partícula de manera que la cara sea vista directamente. Si la cara constituye al menos un cuarto (25 %) del área de la sección transversal máxima de la partícula del agregado, considerarla una cara fracturada.

Es importante mencionar que se inspecciona cada cara de cada partícula para poder determinar si cada cara cumple con el criterio de cara fracturada. Posteriormente, se separan las partículas en tres categorías: partículas con dos o más caras fracturadas, partículas con una cara fracturada y partículas sin caras fracturadas.

$$P_2 = \frac{F}{F + U + N} * 100 \quad (4.15)$$

$$P_1 = \frac{U}{F + U + N} * 100 \quad (4.16)$$

Donde:

P_2 [%] = Porcentaje de partículas con dos o más caras fracturadas. Reportar este valor con aproximación de 1 % (entero).

P_1 [%] = Porcentaje de partículas con una cara fracturada. Reportar este valor con aproximación de 1 % (entero).

F [g] = Masa de las partículas con dos o más caras fracturadas, con aproximación de 0.1 g (1 decimal).

U [g] = Masa de las partículas con una cara fracturada, con aproximación de 0.1 g (1 decimal).

N [g] = Masa de las partículas sin caras fracturadas, con aproximación de 0.1 g (1 decimal).

4.0.1.3.6. Porcentaje de partículas planas y alargadas del agregado grueso (ASTM D4791-10)

El objetivo de la prueba es determinar el porcentaje de partículas planas y alargadas del agregado grueso, ya que es un parámetro que influye en las propiedades de desempeño de la mezcla asfáltica. Para un buen comportamiento, se busca contar con partículas esféricas y evitar las partículas planas y alargadas debido a que pueden fracturarse durante el proceso constructivo y posteriormente bajo la acción vehicular.

La prueba se lleva a cabo con un dispositivo calibrador que tiene dos postes fijos montados en una placa base y tiene un brazo con dos postes adicionales en sus extremos más alejados. La finalidad del dispositivo es que las aberturas entre los brazos y los postes mantengan una relación constante. El calibrador se puede ajustar a la relación deseada como se muestra en la Figura 4.17.

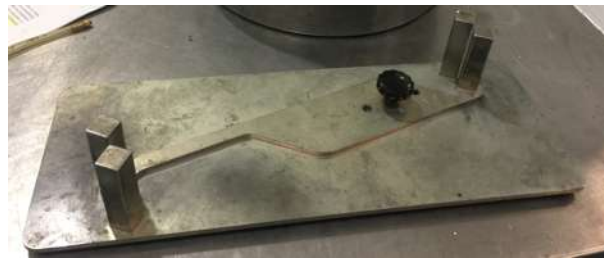


Figura 4.17: Dispositivo calibrador

A continuación se mostrará el procedimiento para la ejecución del método B de la norma ASTM D4791, ya que este es el especificado para los procedimientos de diseño Superpave. Para la ejecución del método A, favor de referirse a la norma ASTM D4791.

La selección del tamaño de la muestra se selecciona respecto al tamaño nominal del mismo, como se observa en la Figura 6.5. Una vez seleccionado el tamaño de la muestra, se lava y se seca a masa constante a una temperatura de 110 ± 5 °C; una vez seca, se registra la masa total (A) de la muestra. Después, la muestra se criba por las mallas: 37.5 mm [1 1/2"], 25.0 mm [1"], 19.0 mm [3/4"], 12.5 mm [1/2"], 9.5 mm [3/8"] y malla No. 4 y se registra la masa retenida en cada tamiz (B). Posteriormente, se calcula el porcentaje retenido parcial de cada fracción (C) con aproximación de 0.1 %. Si el porcentaje retenido parcial de alguna fracción es menor al 10 %, ésta se puede descartar.

Tabla 4.13: Masa de la muestra de acuerdo al tamaño nominal

Tamaño Nominal	Masa mínima [g]
9.5 mm [3/8"]	1 000
12.5 mm [1/2"]	2 000
19.0 mm [3/4"]	5 000
25.0 mm [1"]	10 000
37.5 mm [1 1/2"]	15 000

Para la ejecución de la prueba se evalúa cada una de las partículas y se identifican sus dimensiones: largo (la mayor dimensión de la partícula), ancho (la

dimensión intermedia de la partícula) y espesor (la menor dimensión de la partícula).

Se selecciona la relación que se desea utilizar (1:2, 1:3 o 1:5), una vez seleccionada, se coloca el largo de la partícula en la abertura más grande del calibrador (Figura 4.18 (a)) y después se pasa el espesor de la misma partícula por la abertura más pequeña (Figura 4.18 (b)). La partícula se considera plana y alargada si el espesor pasa completamente a través de la abertura más pequeña del calibrador.

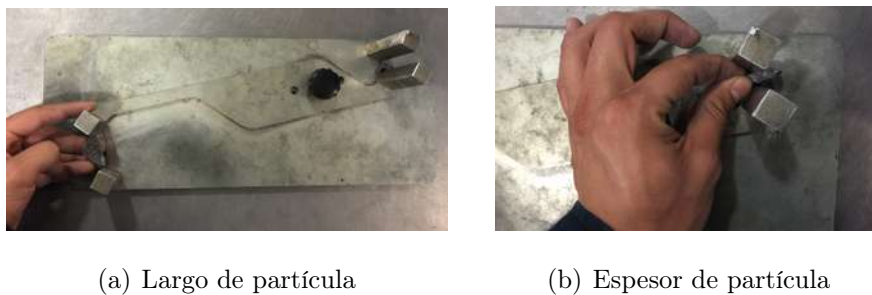


Figura 4.18: Evaluación de partículas planas y alargadas

Posteriormente, se separan las partículas por fracción en dos grupos: (1) planas y alargadas o (2) ni planas ni alargadas y se determina la masa de cada grupo.

4.0.1.3.7. Desprendimiento por fricción (Recomendación AMAAC RA 08/2010)

El objetivo es determinar la pérdida de la película asfáltica en los materiales pétreos. La prueba consiste en someter a la acción del agua y a varios ciclos de agitado dentro de un frasco de vidrio, una muestra de mezcla asfáltica, elaborada agregado grueso para evaluar visualmente su estado físico una vez concluido este tratamiento. Además, esta prueba permite evaluar la efectividad y beneficio de los aditivos promotores de adherencia.

Para la preparación de la muestra, se separa el material que pasa la malla 9.5 mm [3/8"] y retiene la malla 6.3 mm [1/4"], se lava y se pesa a masa constante

a una temperatura de 110 ± 5 °C y se separan dos porciones de 50 g cada una; debido a que el ensayo se hace por duplicado.

Para la preparación de la muestra asfáltica, se calienta el asfalto en un vaso de aluminio a una temperatura de 135 ± 5 °C. Cada porción de 50 g de material pétreo será mezclada con 2.5 g de asfalto.

Con los materiales calentados a la temperatura indicada, se agrega cuidadosamente el material asfáltico a cada una de las porciones de agregado pétreo y se manipula la mezcla para maximizar el recubrimiento de asfalto al agregado. Para facilitar el recubrimiento, se ingresa la muestra al horno, se mezcla hasta que la temperatura del asfalto lo permita y posteriormente se ingresa nuevamente la muestra al horno y se repite el ciclo, hasta obtener un buen recubrimiento (Figura 4.19).



Figura 4.19: Recubrimiento de agregado

Después, se deja enfriar a temperatura ambiente cada una de las dos porciones. Se ingresa cada una de la porciones a un frasco de vidrio junto con 200 ml de agua pura o destilada a 25 ± 3 °C por un periodo de 15 horas, como se muestra en la Figura 4.20.



(a) 200 ml de agua destilada (b) 50 g de mezcla asfáltica (c) 15 horas de preparación de la muestra

Figura 4.20: Preparación para prueba de desprendimiento por fricción

Una vez terminado las 15 horas, se extrae el agua, se separan cuidadosamente las partículas, se agregan otros 200 ml de agua a 25 ± 3 °C, se instalan en el agitador mecánico y se someten a un periodo de agitación de 3 horas (Figura 4.21).



(a) Equipo de agitación mecánico (b) Frascos de vidrio después de 3 horas de agitación

Figura 4.21: Equipo de agitación mecánico

Una vez terminado el periodo de agitación se extraen las partículas, se dejan secar y se evalúa visualmente el desprendimiento de la película de asfalto de cada una de las partículas. Se clasifica cada una de las partículas con un desprendimiento por fricción de 0,10,20,30 % y así sucesivamente hasta el 100 %, representando 0 como no desprendimiento y 100 % como desprendimiento total. El resultado

final se reporta como un promedio de desprendimiento de todas las partículas examinadas, como se muestra a continuación:

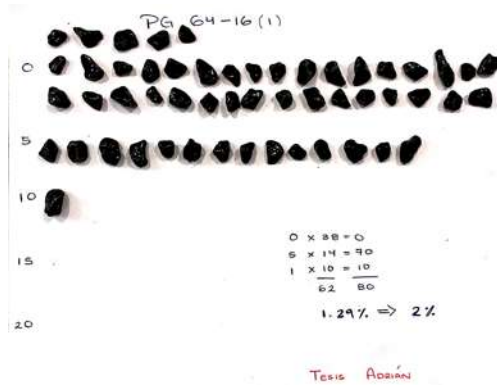
$$P_{FR} = \frac{(0 * n_0) + (10 * n_{10}) + (20 * n_{20}) + \dots + (100 * n_{100})}{N} \quad (4.17)$$

Donde:

$P_{FR} [\%]$ = Pérdida por fricción promedio redondeado al número entero superior, expresado en por ciento (%).

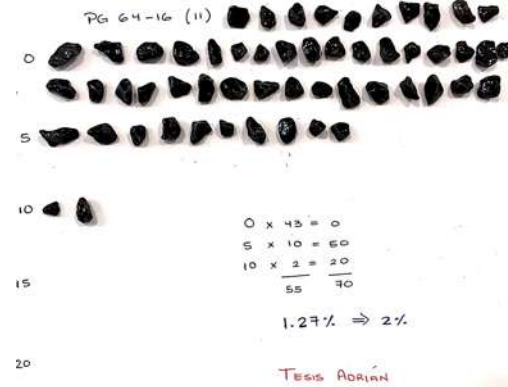
$n_{0,10,20,\dots,100}$ = Es el número de partículas con 0,10,20,...,100 % de desprendimiento por fricción.

N = Número de partículas total examinadas.



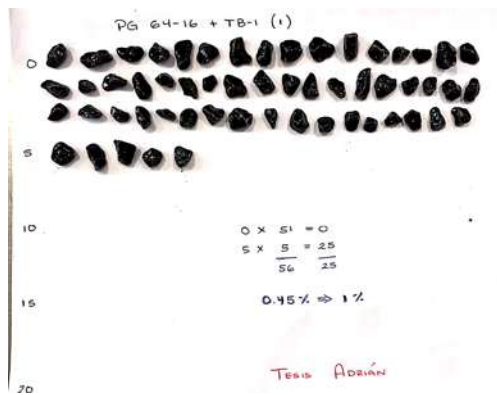
Scanned with CamScanner

(a) PG 64-16



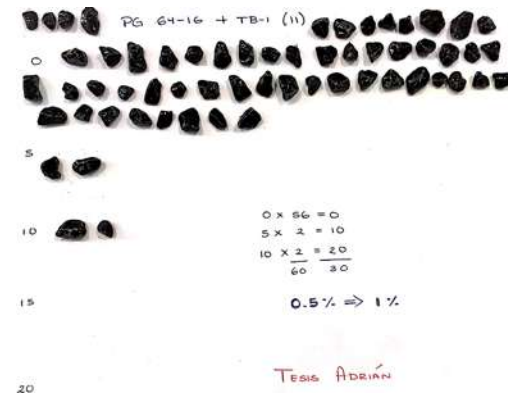
Scanned with CamScanner

(b) PG 64-16 Duplicado



Scanned with CamScanner

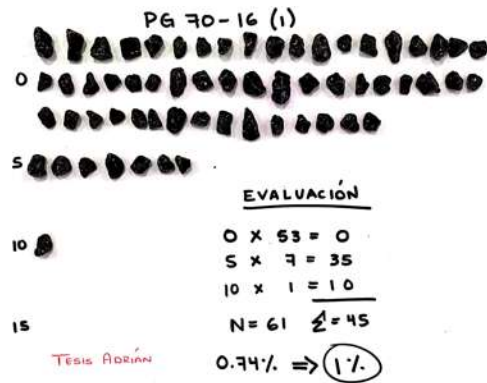
(c) PG 64-16 + TB-1



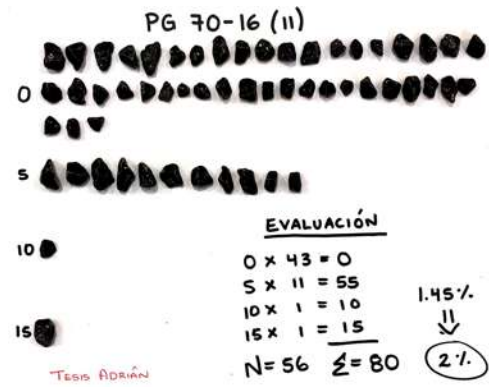
Scanned with CamScanner

(d) PG 64-16 + TB-1 Duplicado

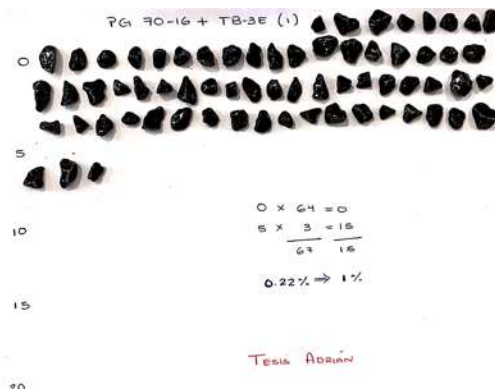
Figura 4.22: Evaluación del desprendimiento por fricción del asfalto PG 64-16 y sus variantes



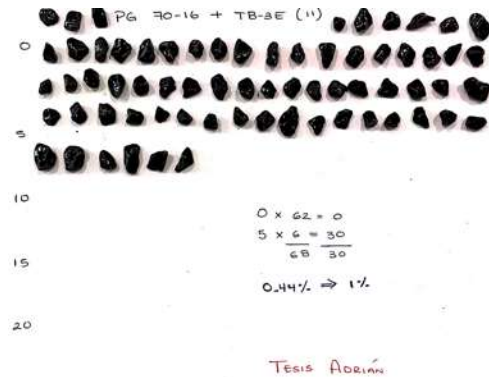
(a) PG 70-16



(b) PG 70-16 Duplicado

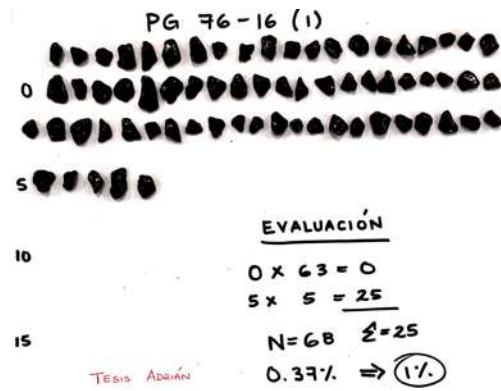


(c) PG 70-16 + TB-3E



(d) PG 70-16 + TB-3E Duplicado

Figura 4.23: Evaluación del desprendimiento por fricción del asfalto PG 70-16 y sus variantes



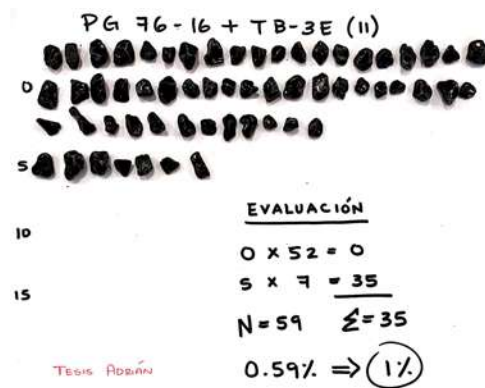
Scanned with CamScanner

(a) PG 76-16



Scanned with CamScanner

(b) PG 76-16 Duplicado



Scanned with CamScanner

(c) PG 76-16 + TB-3E



Scanned with CamScanner

(d) PG 76-16 + TB-3E Duplicado

Figura 4.24: Evaluación del desprendimiento por fricción del asfalto PG 76-16 y sus variantes

4.0.1.3.8. Caracterización completa del material basáltico proveniente del banco Tonalá

A continuación se muestra la caracterización de la arena y grava del material basáltico proveniente del banco Tonalá:

Tabla 4.14: Caracterización del agregado fino

Característica	Valor	Especificación	Norma
Gravedad específica y absorción	2.674	2.4 Mín.	ASTM C128-15
Azul de metileno (ml/g)	10.0	12 Máx.	Recomendación AMAAC RA-05
Equivalente de arena (%)	63	55 Mín.	ASTM D2419
Angularidad (%)	49.0	40 Mín.	AASHTO T304

Tabla 4.15: Caracterización del agregado grueso

Característica	Valor	Especificación	Norma
Gravedad específica	2.762	2.4 Mín	ASTM C127-15
Absorción	2.762	2.4 Mín	ASTM C127-15
Desgaste de los Ángeles (%)	12	25 Máx.	ASTM C131
Desgaste Microdeval (%)	9	15 Máx.	ASTM D6928
Intemperismo acelerado (%)	1	15 Máx.	ASTM C88
Caras fracturadas - 2 caras (%)	98	90 Mín.	ASTM D5821
Partículas planas y alargadas (%)	8	10 Máx. (3:1)	ASTM D4791
Desprendimiento por fricción (%)	1	10 Máx	Recomendación AMAAC RA-08

Como se observa en los resultados, el material es de muy buena calidad, cumple con todos los valores mínimos estipulados en el protocolo AMAAC y en su respectiva norma ASTM y/o AASHTO. Por consiguiente, el agregado pétreo contribuirá de manera favorable al desempeño de las mezclas asfálticas en tibio.

4.0.2. Caracterización del material asfáltico

La caracterización del material asfáltico se llevo a cabo empleando la norma mexicana N·CMT·4-05·004/18 titulada “Calidad de cementos asfálticos según su grado de desempeño (PG)”, la cual fue emitida en el año 2018 y sigue vigente hasta el presente año (2020). La norma emplea el método Superpave con la inclusión de ciertas pruebas empíricas.

Superpave evalúa el asfalto en un rango de temperaturas y condiciones que son representativas al pavimento en servicio. Además, considera el envejecimiento que sufre el material asfáltico durante su vida útil y evalúa el cemento asfáltico para evitar las fallas en el pavimento: deformación permanente, agrietamiento por fatiga y agrietamiento térmico.

La norma mexicana N·CMT·4·05·004/18 se divide por etapas de envejecimiento del asfalto:

1. Sin envejecimiento; representativo de la fase original en laboratorio
2. Envejecimiento a corto plazo; representativo del envejecimiento después de RTFO en laboratorio
3. Envejecimiento a largo plazo; representativo del envejecimiento después de PAV en laboratorio

4.0.2.0.1. Evaluación del cemento asfáltico en fase original

Se refiere al material asfáltico sin ningún tipo de envejecimiento forzado, es decir, la evaluación del asfalto recién obtenido de refinería. En esta fase, se evalúan pruebas físicas/empíricas como: punto de inflamación, viscosidad rotacional, punto de reblandecimiento, separación anillo y esfera, recuperación elástica por torsión y algunas veces también se reporta el valor de penetración. De la misma manera, se evalúan propiedades reológicas como son: módulo reológico de corte dinámico y su respectivo ángulo fase, ambos a la temperatura evaluada.

Punto de inflamación Cleveland (ASTM D 92-18 & M·MMP·4·05·007/00).

La prueba de inflamación Cleveland permite determinar la temperatura mínima a la que el asfalto produce su primera ignición al aplicar la flama de prueba. La prueba consiste en colocar una muestra de asfalto en una copa abierta de Cleveland (Figura 4.25), en donde se incrementa paulatinamente su temperatura hasta lograr que al pasar una flama por la superficie de la muestra se produzcan en ella flamas

instantáneas, la temperatura correspondiente se denomina punto de inflamación y se registra en °C.

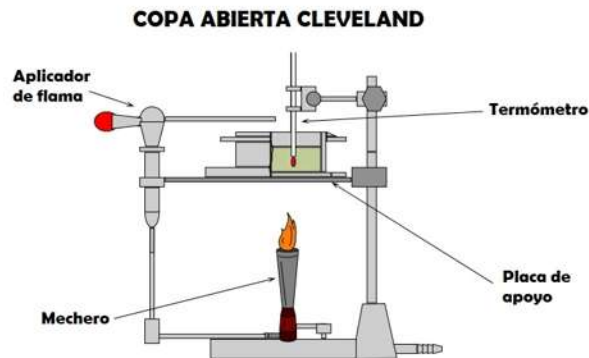
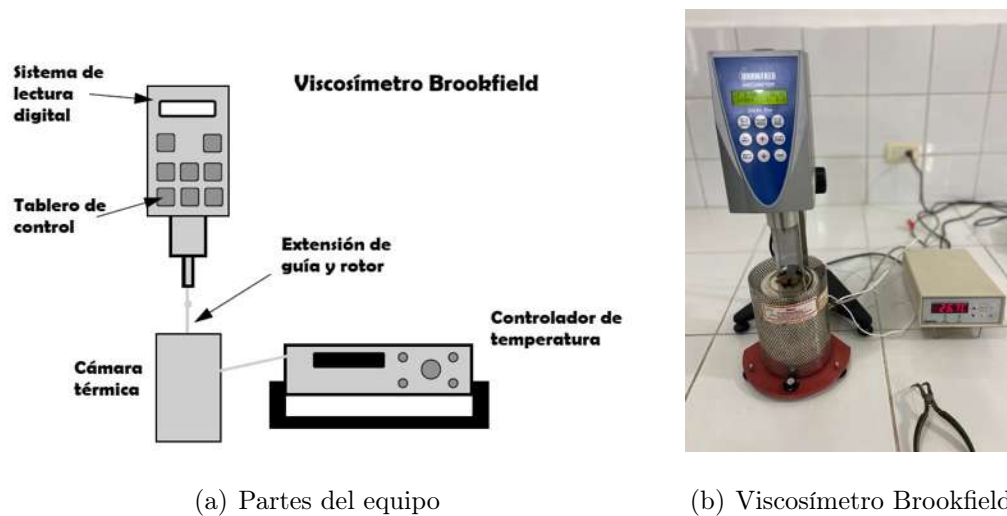


Figura 4.25: Punto de Inflamación Cleveland

Se busca que aplicación de calor sea de 14 - 17 °C/min cuando la temperatura esté 60 °C abajo del punto de inflamación probable, una vez pasando este punto se disminuye la aplicación de calor de 5 - 6 °C/min. Es decir, si se estima que el punto de inflamación es de 260 °C, se aplicaría la razón de 14 - 17 °C/min desde el comienzo de la prueba hasta aproximadamente 200 °C, después de este punto se disminuye la razón a 5 - 6 °C/min).

Viscosidad Rotacional Brookfield (ASTM D 4402-15 & M-MMP-4-05-005/02).

Esta prueba se utiliza para evaluar la trabajabilidad del cemento asfáltico a temperaturas altas. Para garantizar que el asfalto sea lo suficientemente fluido para el correcto bombeo y mezclado, superpave recomienda que la viscosidad rotacional a 135 °C sea menor de 3 Pa-s.



(a) Partes del equipo

(b) Viscosímetro Brookfield

Figura 4.26: Viscosidad Rotacional Brookfield

La viscosidad rotacional se determina al medir el torque que se requiere para mantener una velocidad rotacional constante, mientras el rotor se encuentra sumergido en la muestra a una temperatura constante. El torque requerido para girar el rotor a una velocidad constante esta directamente relacionado con la viscosidad de la muestra, la cual es determinada automáticamente por el viscosímetro.

Punto de reblandecimiento (ASTM D 36-14 & M·MMP·4·05·009/00). Esta prueba permite estimar la consistencia de los cementos asfálticos y se basa en la determinación de la temperatura promedio a la cual dos discos llenos de asfalto se ablandan lo suficiente para permitir que cada bola caiga una distancia de 25 mm (1 pulgada).

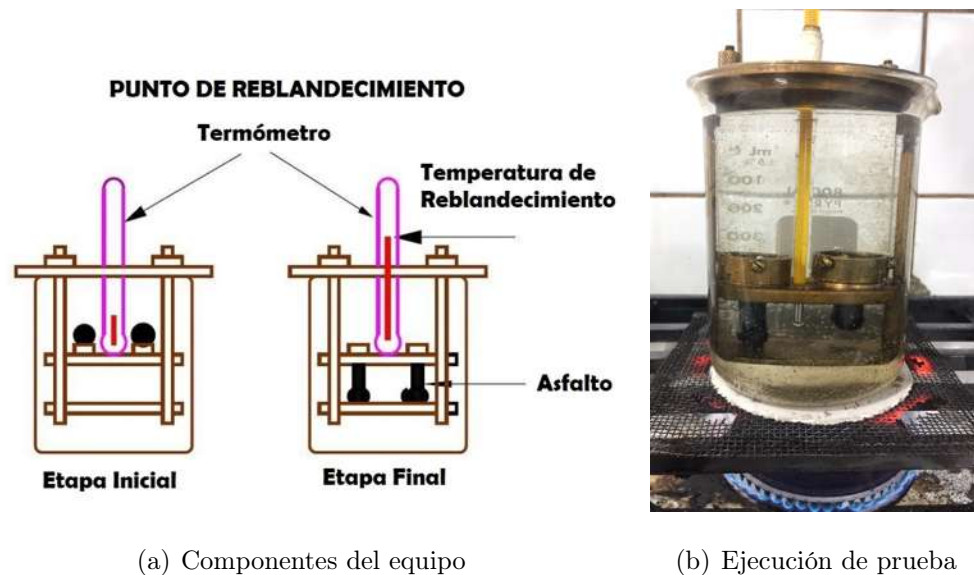


Figura 4.27: Punto de Reblandecimiento

El punto de reblandecimiento es útil en la clasificación de los asfaltos, como un elemento para establecer la uniformidad de los envíos o fuentes de suministro, y es indicativo de la tendencia del material a fluir a temperaturas elevadas una vez puesto en servicio.

Separación por anillo y esfera (ASTM D 7173-20 & M·MMP·4·05·022/02).

Esta prueba se realiza en asfaltos modificados y tiene como objetivo determinar la separación del polímero en el asfalto a temperaturas altas.

Para la ejecución de la prueba, se fija en un soporte vertical un tubo de aluminio (Figura 4.28 a), donde posteriormente se llena de cemento asfáltico hasta un 75 % de lleno. El tubo y el soporte se ingresan al horno a una temperatura de 163 ± 6 °C por un periodo de 48 ± 1 h. Transcurrido el período, se retira del horno el soporte con el tubo e inmediatamente se colocan en la cámara refrigerante a una temperatura de -7 ± 1 °C durante 4 h como mínimo, para solidificar la muestra.

Una vez cumplido el periodo de refrigeración, el tubo se coloca en una superficie firme y plana; con la ayuda de la espátula y el martillo, se corta la muestra en el sentido transversal en tres partes iguales y se colocan los extremos en el

horno a $163 \pm 6^{\circ}\text{C}$, hasta que el material asfáltico esté lo suficientemente fluido. Posteriormente, se retiran las muestras del horno y se vierten ambas muestras en cada anillo y se obtienen, simultáneamente, sus puntos de reblandecimiento. Es importante mencionar que la prueba se hace por duplicado para rectificar los resultados.

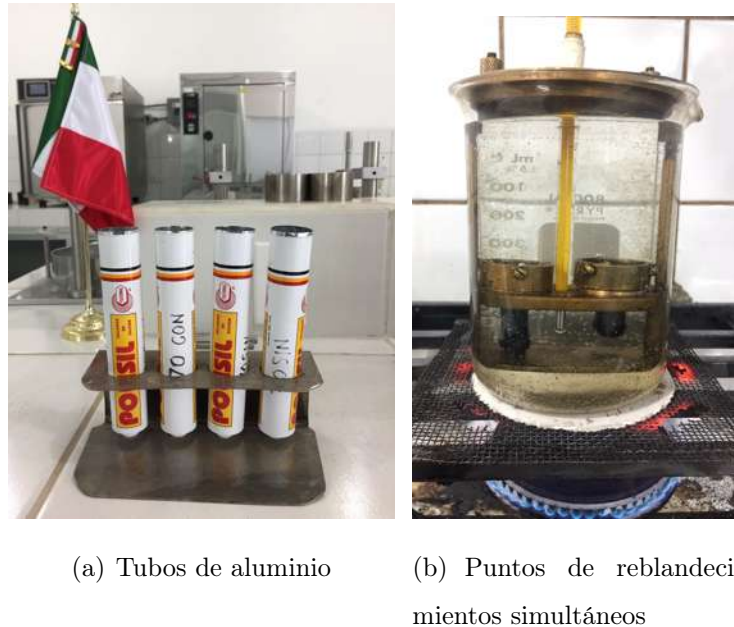


Figura 4.28: Separación anillo y esfera

Si ambas esferas caen al mismo tiempo, significa que el polímero continua disperso equitativamente en el asfalto, es decir, no hay separación alguna. Si uno cae más rápido, significa que existe cierta separación entre el polímero y el asfalto. Normalmente, la parte superior del tubo tiende a tener un mayor punto de reblandecimiento, ya que el polímero se separa y flota por diferencia de densidades (densidad menor). Por consiguiente, el polímero se concentra en el anillo de la parte superior del tubo y le es más difícil a la esfera vencer un película de asfalto con mayor concentración de polímero. Sin embargo, existen polímeros con densidades mayores al asfalto y en este caso el polímero se asienta. Por lo tanto, el punto de reblandecimiento será mayor en el anillo correspondiente a la parte inferior del tubo de aluminio.

Recuperación elástica por torsión (M·MMP·4·05·022/02). Esta prueba determina la capacidad de recuperación elástica de los materiales asfálticos modificados. La prueba consiste en inducir una deformación angular mediante un cilindro de acero de dimensiones específicas, embebido en una muestra de cemento asfáltico modificado, con el objeto de observar su capacidad de recuperación a dicho esfuerzo.



(a) Equipo de Torsión



(b) Acondicionamiento y ejecución

Figura 4.29: Recuperación Elástica por Torsión

La prueba de recuperación elástica por torsión tiene una relación directa con la cantidad de polímero en el asfalto. Es decir, si la cantidad de polímero aumenta, también la recuperación elástica del mismo.

Penetración (ASTM D 5M-19 & M·MMP·4·05·006/00). El ensayo de penetración permite determinar la dureza o consistencia relativa de los cementos asfálticos, midiendo la distancia en décimas de milímetros que una aguja normalizada penetra verticalmente una muestra de asfalto, en condiciones específicas de tiempo, temperatura y carga.



(a) Equipo

(b) Ejecución de la prueba

Figura 4.30: Penetración en cementos y residuos asfálticos

La prueba de penetración en la norma mexicana N·CMT·4·05·004/18 no se encuentra como un requisito a cumplir, sin embargo, permite de manera rápida clasificar el asfalto por consistencia y correlacionar los resultados con las otras pruebas empíricas anteriormente mencionadas, incluyendo el módulo reológico de corte dinámico.

Módulo reológico de corte dinámico y ángulo fase (ASTM D 7175-15). El reómetro de corte dinámico (DSR) se emplea para caracterizar las propiedades visco-elásticas del ligante. Mide el módulo complejo en corte (G^*) y el ángulo de fase (δ), sometiendo una muestra pequeña de asfalto a esfuerzos de corte oscilante. La muestra se coloca entre 2 platos paralelos como en un sandwich (Figura 4.31). El plato inferior está empotrado al reómetro, mientras que el superior oscila realizando los esfuerzos de corte.



Figura 4.31: Aplicación del ligante entre platos paralelos del reómetro de corte dinámico

El funcionamiento del reómetro es bastante sencillo. Se coloca una muestra entre la base fija y el plato oscilante, consecutivamente el plato oscilante baja a un nivel de enrasamiento (a una distancia entre ambas placas de 1.025 ó 1.050 mm, dependiendo la marca del reómetro) y se enrasa la muestra. El enrasamiento es el factor que más peso tiene en el cálculo del módulo complejo y ángulo de fase. Posteriormente, el plato superior vuelve a bajar a 1.000 mm de distancia entre ambos platos y comienza la prueba. La placa oscilante comienza en el punto A y se mueve hacia el punto B. Desde el punto B, la placa oscilante retrocede, pasando el punto A en el camino hacia el punto C. Desde el punto C, la placa vuelve al punto A. Este movimiento, de A a B a C y de regreso a A comprende un ciclo (Figura 4.32).

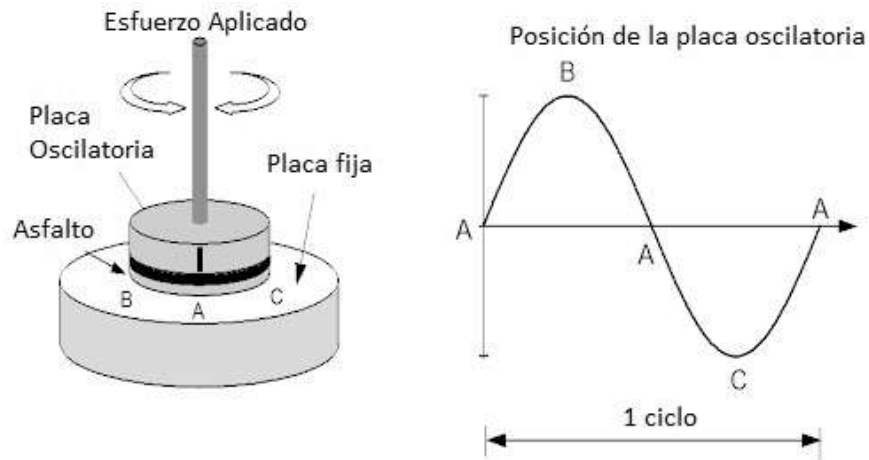


Figura 4.32: Movimiento de la placa oscilatoria en DSR

El movimiento de la placa oscilatoria produce un esfuerzo cortante en la muestra de asfalto y a su vez, causa cierta deformación en la muestra con un retraso de tiempo característico de cada asfalto. Si el retraso de tiempo Δt se multiplica por la frecuencia angular (ω), se obtiene el ángulo de fase (δ). Por lo tanto, el retraso de tiempo es representativo del ángulo fase (δ) de cada asfalto.

Para un material completamente elástico (asfalto frío), el retraso es nulo y el esfuerzo aplicado se refleja en una deformación inmediata y temporal ($\delta=0$). En cambio, un material completamente viscoso (asfalto caliente) el retraso es amplio por lo que el ángulo fase es igual a 90° y la deformación presentada es permanente. Por consiguiente, un asfalto a temperaturas normales de servicio, tendrá un comportamiento visco-elástico con ángulos fase de $0 < \delta < 90^\circ$ como se muestra en la Figura 4.33.

Comportamiento Visco-elástico

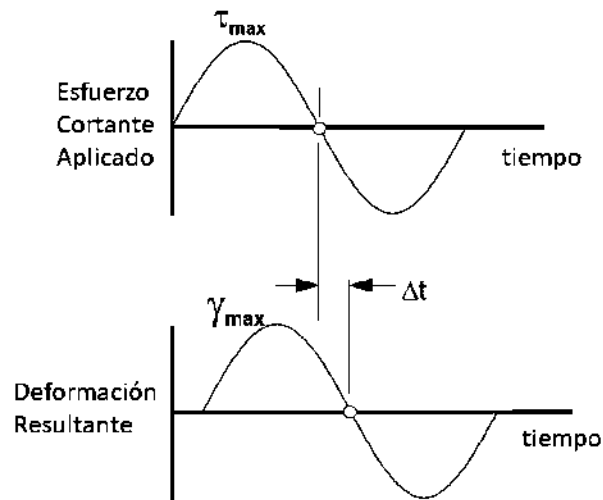


Figura 4.33: Ángulo fase (δ) para materiales visco-elásticos

El módulo complejo de corte G^* mide la resistencia de un material a deformarse cuando es sometido a esfuerzos de corte repetitivos. Consiste de una parte elástica (deformación temporal), mostrada con una flecha horizontal y una parte viscosa (deformación permanente), indicada con una flecha vertical. El ángulo fase (δ) que se logra hacer con el eje horizontal, indica las proporciones relativas de deformación temporal y permanente. En este ejemplo, aunque ambos asfaltos tienen un comportamiento visco-elástico, el asfalto 2 es más elástico que el asfalto 1 debido a que δ es más pequeño (Figura 4.34). Al determinar tanto G^* como δ , el DSR proporciona una imagen más completa del comportamiento del asfalto a las temperaturas de servicio del pavimento.

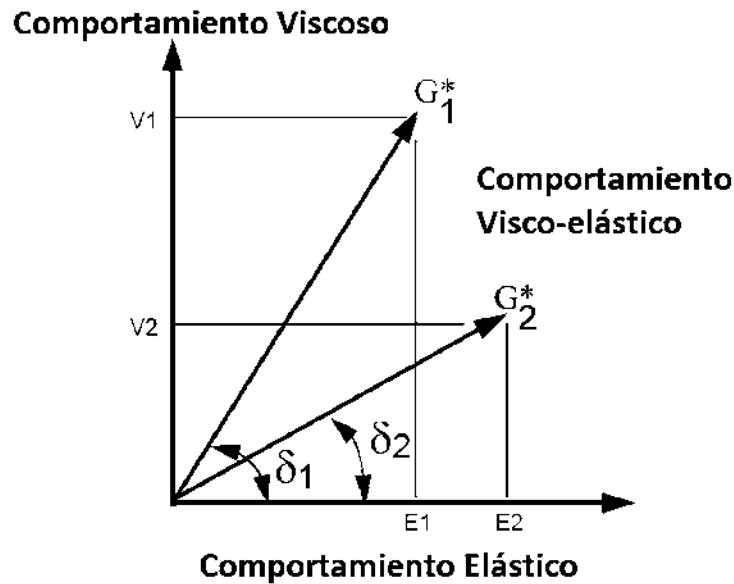


Figura 4.34: Comportamiento visco-elástico

Por lo tanto, $G^*/\sin(\delta)$ es un parámetro que determina la resistencia a deformarse (rigidez), considerando una relación relativa entre sus componentes elásticos y viscosos del asfalto.

4.0.2.0.2. Evaluación del cemento asfáltico después de RTFO

La prueba de RTFO por sus siglas en ingles “Rolling Thin Film Oven”, determina el envejecimiento a corto plazo que sufre el asfalto debido al mezclado, transporte, tendido y compactación de la mezcla asfáltica en campo. La prueba de RTFO se realiza en un horno de convección, el cual contiene un carrusel que gira sobre su propio centro con ocho orificios donde se posicionan los vasos de RTFO. Además, el horno cuenta con inyección de aire que dispara aire dentro de cada vaso en la posición más baja del carrusel, como se muestra en la Figura 4.35.

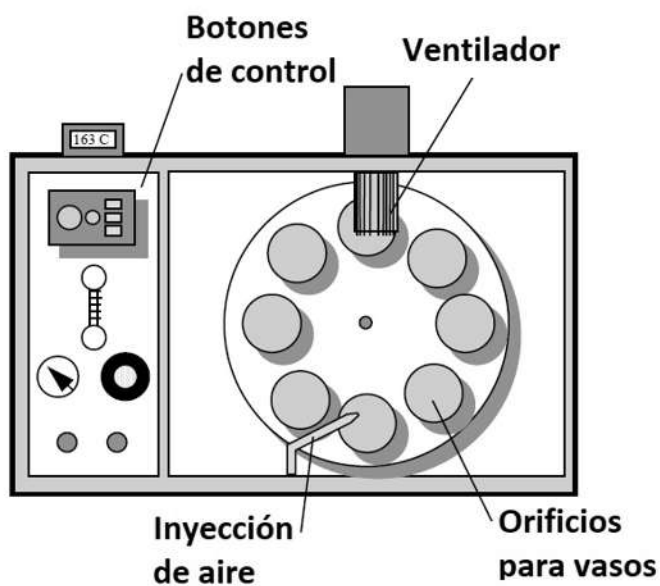


Figura 4.35: Equipo de RTFO

Para el llenado de los vasos, se calienta la muestra de asfalto al punto de obtener una consistencia fluida, sin sobrepasar una temperatura de 150 °C. Cada vaso se llena con $35 \pm 0,5$ g de asfalto, como se muestra en la Figura 4.37. La prueba se realiza a una temperatura de $163 \pm 0,5$ °C por 85 minutos, con una rotación del carrusel de $15 \pm 0,2$ rev/min y con un soplado de aire de 4000 ± 200 ml/min.

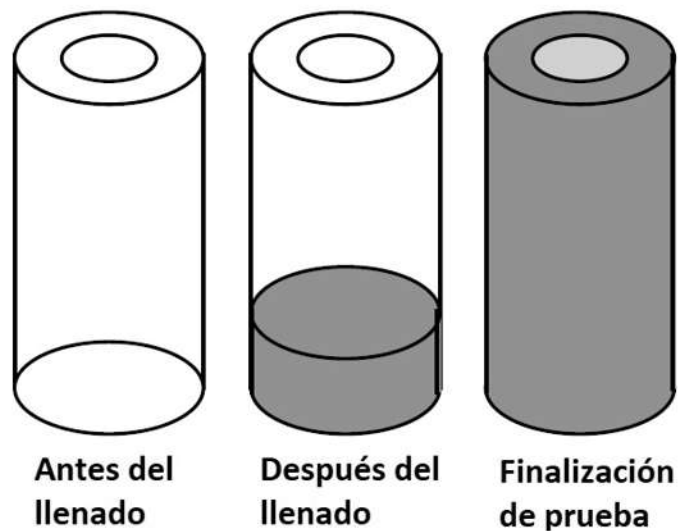


Figura 4.36: Vasos de RTFO

En la fase de envejecimiento a corto plazo o RTFO se evalúan pruebas de módulo de corte dinámico y ángulo fase, pérdida de masa, recuperación elástica por ductilómetro y creep repetido multi-esfuerzo.

Módulo reológico de corte dinámico $G^*/\sin(\delta)$ y ángulo fase (δ) después de RTFO (ASTM D 7175-15). El procedimiento se realiza de la misma manera como se hace en fase original. El asfalto se evalúa a la temperatura máxima del grado PG. Es decir, si el asfalto es un PG 70 - 22, el módulo de corte se evaluará en original y después de RTFO a la temperatura de 70 °C. Sin embargo, los parámetros de cumplimiento son distintos. En la fase original se busca que $G^*/\sin(\delta)$ sea mayor a 1.0 kPa y después de RTFO $G^*/\sin(\delta)$ sea mayor a 2.2 kPa para el correcto cumplimiento de la prueba.

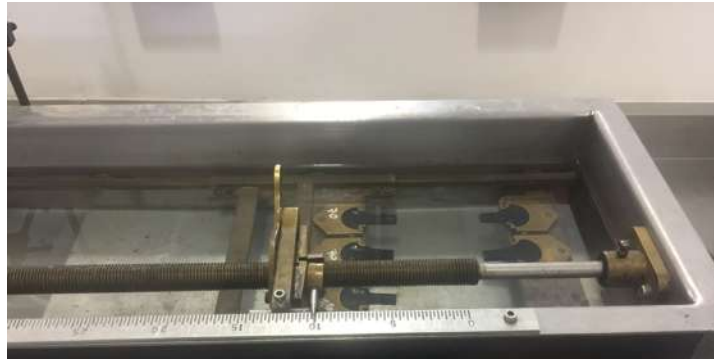
El ángulo fase (δ) no tiene un valor de cumplimiento mínimo en la norma mexicana, sin embargo existen ciertas especificaciones particulares (proyectos es-

pecíficos en el país), donde efectúan valores mínimos para verificar la presencia de polímero en los asfaltos modificados.

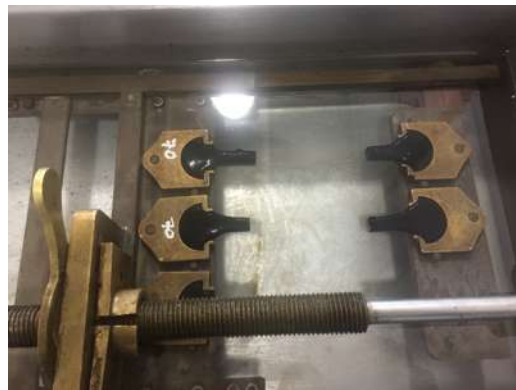
Perdida de masa por calentamiento (ASTM D 2872-12). El propósito principal de la prueba de RTFO, es la preparación de materiales asfálticos envejecidos para pruebas y evaluaciones subsecuentes del método Superpave. El procedimiento RTFO también se utiliza para determinar la pérdida de masa, una medida para calcular el material vaporizado por el procedimiento RTFO. Un alto valor de pérdida de masa identificaría un material con volátiles excesivos y uno que podría envejecer bastante rápido. La pérdida de masa se obtiene con el promedio de las dos muestras después del envejecimiento de RTFO, y se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$Perdida\ de\ Masa = \frac{Masa\ Original - Masa\ Envejecida}{Masa\ Original} * 100 \quad (4.18)$$

Recuperación elástica por ductilómetro (ASTM D 2872-18). Esta prueba permite determinar la recuperación elástica del residuo de la prueba de película delgada (RTFO) y de los residuos asfálticos obtenidos por destilación de emulsiones asfálticas. La prueba consiste en mantener una muestra de prueba estirada a 10 cm en el ductilómetro durante cinco minutos, después se corta por la mitad, se deja reposar por una hora y finalmente se observa cuánto se recupera de ambos al juntarlos.



(a) Extensión a 10 cm de acuerdo al ensayo A



(b) Periodo de recuperación

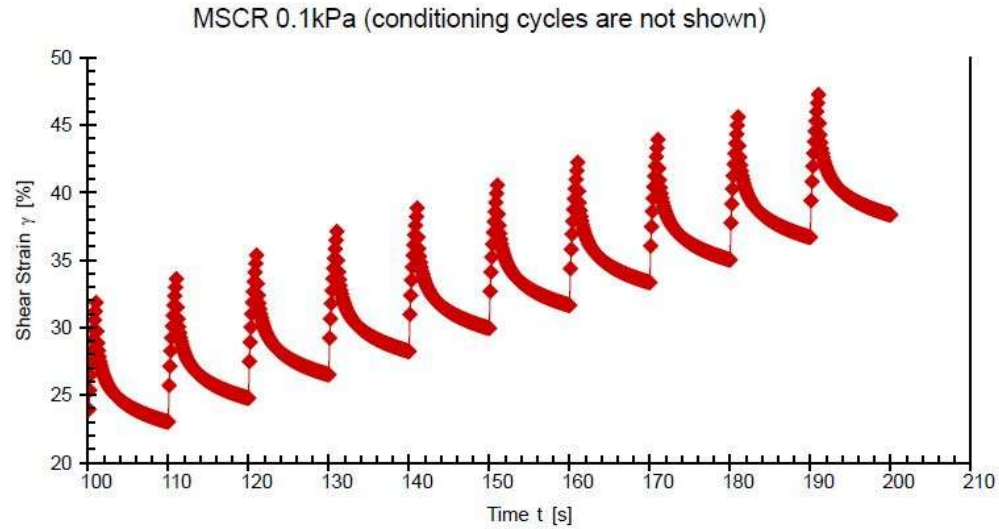


(c) Medición de la recuperación

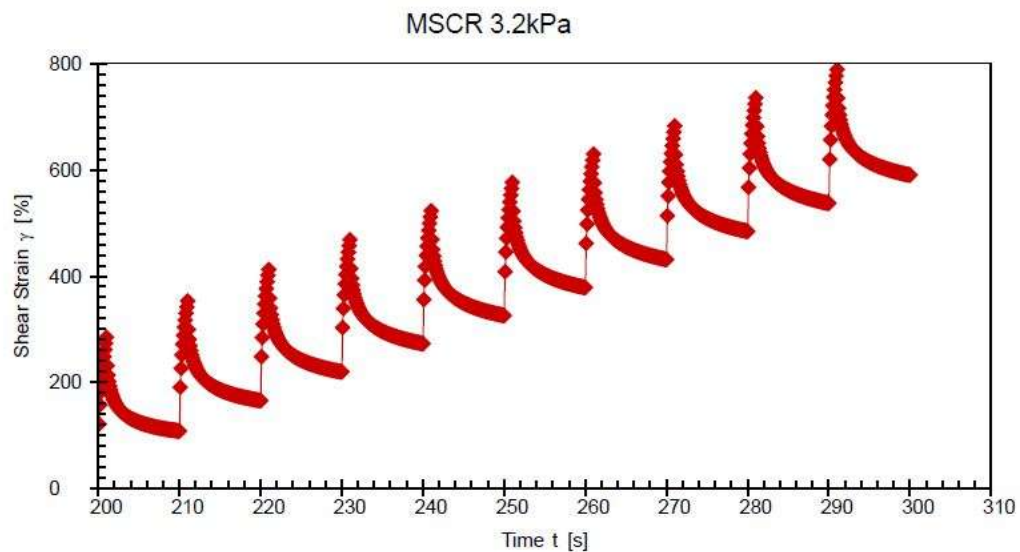
Figura 4.37: Recuperación Elástica por Ductilómetro

Multiple Stress Creep Recovery Test - MSCR (AASHTO T-350).

La prueba de Creep Repetido Multi-esfuerzo es una prueba que evalúa la susceptibilidad del cemento asfáltico a deformación permanente. La prueba se realiza en el reómetro de corte dinámico (DSR), donde se aplica un esfuerzo de carga por 1 segundo y se deja recuperar la muestra por 9 segundos adicionales (sin aplicar algún esfuerzo). La prueba se inicia con la aplicación de un esfuerzo bajo de 0.1 kPa durante 10 ciclos de carga / descarga, luego el esfuerzo aumenta a 3.2 kPa y se repite durante 10 ciclos adicionales (Figura 4.38).



(a) 10 ciclos de carga / descarga para un esfuerzo de 0.1 kPa



(b) 10 ciclos de carga / descarga para un esfuerzo de 3.2 kPa

Figura 4.38: Prueba de Creep Repetido Multi-esfuerzo (MSCR)

La respuesta del cemento asfáltico en la prueba MSCR es significativamente diferente a la respuesta en las pruebas PG existentes. En el sistema PG, el parámetro de temperatura alta, $G^*/\sin(\delta)$, se mide aplicando una carga oscilatoria al cemento asfáltico con un esfuerzo de corte muy bajo. Debido al bajo nivel de de-

formación, el parámetro $G^*/\sin(\delta)$ no representa con precisión la capacidad de los cementos modificados con polímero a resistir fallas por deformación permanente.

Cuando se evalúa el módulo dinámico de corte, $G^*/\sin(\delta)$, a bajos niveles de esfuerzo y por consiguiente de deformación, la red polimérica nunca es activada por completo. Es decir, en la clasificación actual de grado PG, el polímero se toma como un complemento que endurece el asfalto únicamente. Nunca se consideran las propiedades elásticas que brinda el polímero en dicha evaluación. En cambio, en la prueba MSCR, donde se utilizan esfuerzos y deformaciones más representativas de campo, la prueba no solamente considera el efecto del endurecimiento a causa del polímero, sino que también evalúa su respuesta elástica en el proceso de recuperación.

La normativa mexicana evalúa la respuesta elástica a 3.2 kPa “%RE” y el parámetro de deformación no recuperable “Jnr” a 3.2 kPa para asfaltos modificados (PG 70, PG 76 y PG 82). En el caso de asfaltos convencionales (PG 64), solamente requiere cumplir con el valor de Jnr como se muestra en la Figura 4.39.

Tráfico Normal "S", Nivel de Ajuste (MSCR) ^[3]					
· Jnr a 3,2 kPa en MSCR ^{[2] [4]} ; kPa-1, máx.		4,0			
· Temperatura de prueba, °C	64	70	76	82	
· Respuesta elástica, RE a 3,2 kPa en MSCR ^{[2] [6]} ; %, mín.	-	25			
Tráfico Alto "H", Nivel de Ajuste (MSCR) ^[3]					
· Jnr a 3,2 kPa en MSCR ^{[2] [4]} ; kPa-1, máx.		2,0			
· Temperatura de prueba, °C	64	70	76	82	
· Respuesta elástica, RE a 3,2 kPa en MSCR ^{[2] [6]} ; %, mín.	-	25			
Tráfico Muy Alto "V", Nivel de Ajuste (MSCR) ^[3]					
· Jnr a 3,2 kPa en MSCR ^{[2] [4]} ; kPa-1, máx.		1,0			
· Temperatura de prueba, °C	64	70	76	82	
· Respuesta elástica, RE a 3,2 kPa en MSCR ^{[2] [6]} ; %, mín.	-	30			
Tráfico Extremadamente Alto "E", Nivel de Ajuste (MSCR) ^[3]					
· Jnr a 3,2 kPa en MSCR ^{[2] [4]} ; kPa-1, máx.		0,5			
· Temperatura de prueba, °C	64	70	76	82	
· Respuesta elástica, RE a 3,2 kPa en MSCR ^{[2] [6]} ; %, mín.	-	40			

Figura 4.39: Valores límite para la prueba de Creep Repetido Multi-Esfuerzo en la normativa mexicana N-CMT-4-05-004/18

4.0.2.0.3. Evaluación del cemento asfáltico después de PAV

Una vez caracterizado el envejecimiento del asfalto a corto plazo en el horno de RTFO, el asfalto envejecido se somete a un envejecimiento adicional en el equipo PAV. Por sus siglas en ingles "Pressure Aging Vessel", es una vasija de envejecimiento a presión que simula el envejecimiento a largo plazo, representativo del envejecimiento del asfalto después de 7-8 años puesto en servicio.

Las muestras de asfalto se someten a temperaturas y presiones establecidas para simular en cuestión de horas, años de envejecimiento en el pavimento. La normativa utilizada para la ejecución de esta tesis es la AASHTO M320 representativa de la norma mexicana N·CMT·4·05·004/18. Las temperaturas recomendadas en la norma son 90, 100 y 110 °C, dependiendo de varios factores como la ubicación y el clima del proyecto. De la misma manera, se emplea una presión alta de 2.1 MPa para facilitar la incorporación de moléculas de aire en el asfalto, aumentando la cantidad de oxígeno capaz de reaccionar y envejecer el ligante. Por otro lado, el empleo de altas temperaturas aumenta la velocidad a la que ocurre la reacción de oxidación. Es decir, ambos parámetros contribuyen al envejecimiento por oxidación de manera acelerada.

Para la ejecución de la prueba, se utilizan $50 \pm 0,5$ gr de asfalto envejecido en una charola normada de acero inoxidable. La muestra de asfalto se acondiciona a $2,1 \pm 0,1$ MPa y a la temperatura seleccionada (90°, 100° o 110°C) por una duración de 20 horas.

Una vez preparada la charola, se coloca en un estante con capacidad máxima de 10 charolas y se comienza el ciclo de prueba, como se muestra en la Figura 4.40. Terminado el proceso de envejecimiento, se retira la muestra del PAV y se coloca en un horno degasificador a una temperatura de $170 \pm 0,5$ °C por 30 minutos; con la finalidad de extraer las burbujas de aire atrapadas en el asfalto y obtener resultados precisos en pruebas subsecuentes.

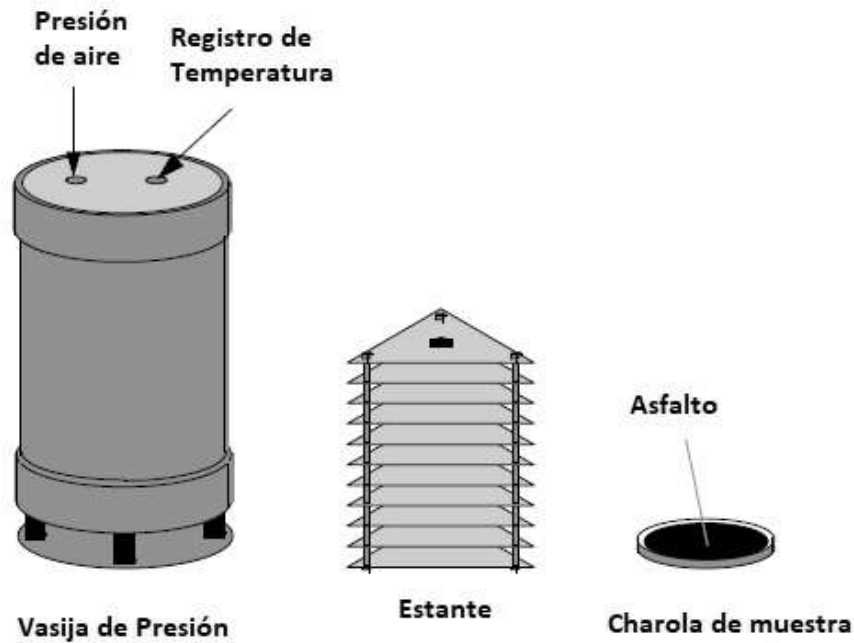
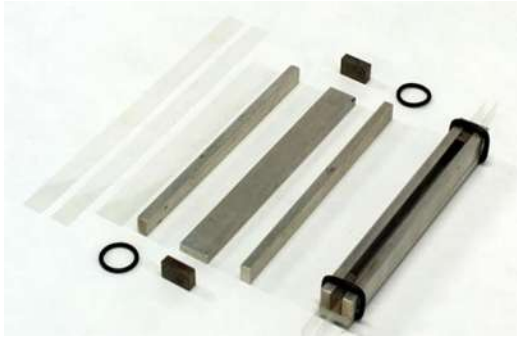


Figura 4.40: Componentes del PAV

De acuerdo a la normativa mexicana, después del proceso de envejecimiento y degasificación, la muestra se evalúa en el reómetro de corte dinámico (DSR) evaluando el parámetro de rigidez $G^*\sin(\delta)$. Asimismo, se coloca el asfalto en moldes con medidas estandarizadas para su evaluación en el reómetro a flexión (BBR), como se muestra en la Figura 4.41. Por sus siglas en ingles "Bending Beam Rheometer." reómetro de flexión proporciona una medida de la rigidez y capacidad de relajación de los ligantes asfálticos a bajas temperaturas. Dichos parámetros nos dan una indicación de la habilidad de los ligantes a resistir agrietamientos térmicos a causa de temperaturas bajas. Asimismo, el BBR se utiliza para determinar el grado PG a bajas temperaturas.

La prueba consiste en someter una probeta en forma de viga a una carga constante en un ensayo de flexión de tres puntos y medir la deflexión en función del tiempo. La rigidez se calcula en función de la deflexión medida y las dimensiones

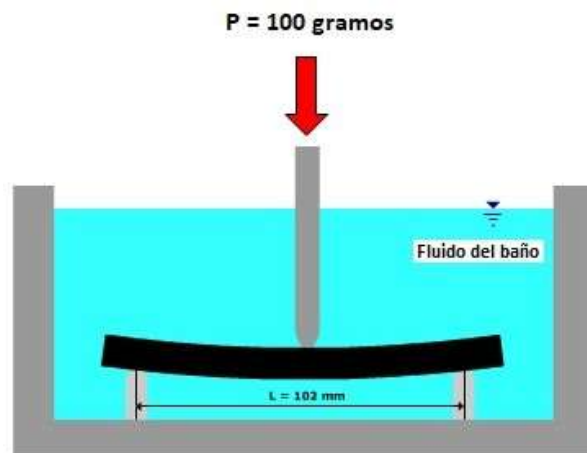
de la viga de asfalto; asimismo, se mide la capacidad de relajación del aglutinante al aplicar una carga externa.



(a) Molde para fabricación de viga de asfalto



(b) Soporte de carga en equipo BBR



(c) Representación de BBR

Figura 4.41: Prueba de reómetro a flexión (BBR)

4.0.2.0.4. Caracterización completa del material asfáltico

A continuación se muestra la caracterización de los asfaltos utilizados en la evaluación de esta tesis, de acuerdo a la norma mexicana N·CMT·4·05·004/18:

CARACTERIZACIÓN DEL ASFALTO				
Material	Asfalto Convencional	Número de ensaye	1	Analista: Ing. Juan Adrián Ramírez E.
Procedencia	Salamanca, Gto	Fecha de Modificación	23/05/2019	Autoriza: Dr. Jorge Alarcón Ibarra
Tipo de Modificador	N/A	Fecha de Recibido	25/05/2019	Enviada por: Mega Asfaltos S.A. de C.V.
Tipo de Catalizador	N/A	Tipo de asfalto en estudio: C.A. MOD. PG 64-16		
ANÁLISIS DEL ASFALTO ORIGINAL				
TIPO DE PRUEBA		RESULTADO	N-CMT-4-05-004/18	MÉTODO DE PRUEBA
RECUPERACIÓN ELÁSTICA POR TORSIÓN A 25 ° C, (%)		N/A	35 min	M-MMP-4-05-024/02
PRUEBA DE PENETRACIÓN (10 ⁻¹ mm)		90	—	M-MMP-4-05-006/00
PUNTO DE INFLAMACIÓN CLEVELAND (° C)		>230	230 min	ASTM D 92
VISCOSIDAD ROTACIONAL 135 (Pa-s)		0.3689	3 max	ASTM D 4402
PUNTO DE REBLANDECIMIENTO (° C)		51	48 min	M-MMP-4-05-009/00
SEPARACIÓN, DIFERENCIA ANILLO Y ESFERA (° C)		N/A	2 max	M-MMP-4-05-022/02
MÓDULO REOLÓGICO DE CORTE DINÁMICO A 64 ° C [G*/sinδ] (kPa)		1.381	1.0 min	ASTM D 7175
ÁNGULO DE FASE [δ] A 64 ° C		83.29	—	ASTM D 7175
TEMPERATURA DE FALLA (° C)		66.67	—	ASTM D 7175
ANÁLISIS DEL RESIDUO DE LA PRUEBA DE LA PELÍCULA DELGADA - RTFO (ASTM D 2872)				
TIPO DE PRUEBA		RESULTADO	N-CMT-4-05-004/18	MÉTODO DE PRUEBA
PÉRDIDA DE MASA POR CALENTAMIENTO A 163 ° C, (%)		0.4325	1 max	ASTM D 2872
RECUPERACIÓN ELÁSTICA POR DUCTILOMETRO A 25 ° C, (%) - ENSAYO A		N/A	75 min	ASTM D 6084
MÓDULO REOLÓGICO DE CORTE DINÁMICO A 64 ° C [G*/sinδ] (kPa)		5.593	2.2 min	ASTM D 7175
ÁNGULO DE FASE [δ] A 64 ° C		73.78	—	ASTM D 7175
DETERMINACIÓN DE INDICE DE TRÁFICO Jnr (RTFO)				
RESPUESTA ELÁSTICA 100 Pa A 64 ° C, (%)		21.37		AASHTO T-350
RESPUESTA ELÁSTICA 3200 Pa A 64 ° C, (%)		7.186		AASHTO T-350
DIFERENCIA EN RESPUESTA ELÁSTICA A 64 ° C, (%)		66.37		AASHTO T-350
CREEP COMPLIANCE Jnr 100 Pa A 64 ° C, (kPa-1)		1.124		AASHTO T-350
CREEP COMPLIANCE Jnr 3200 Pa A 64 ° C, (kPa-1)		1.1458		AASHTO T-350
DIFERENCIA EN CREEP COMPLIANCE Jnr A 64 ° C, (%)		29.67		AASHTO T-350
ANÁLISIS DEL RESIDUO DE LA PRUEBA DE ENVEJECIMIENTO A PRESIÓN - PAV (ASTM D 6521)				
TIPO DE PRUEBA		RESULTADO	N-CMT-4-05-004/18	MÉTODO DE PRUEBA
RIGIDIZACIÓN A 34 ° C [G*sinδ] (kPa)		1273	5,000 max	ASTM D 7175
ÁNGULO DE FASE [δ] A 34 ° C		40.41	—	ASTM D 7175
RIGIDEZ DE FLEXIÓN A - 6 ° C & 60 s, S(t) (Mpa)		49.1072	300 max	ASTM D 6648
VALOR m(t) A - 6 ° C & 60 s (adimensional)		0.3260	0.3 min	ASTM D 6648
De acuerdo a la norma mexicana N-CMT-4-05-004/18 el asfalto se clasifica como PG 64 H - 16				

CARACTERIZACIÓN DEL ASFALTO				
Material	Asfalto Convencional	Número de ensaye	2	Analista: Ing. Juan Adrián Ramírez E.
Procedencia	Salamanca, Gto	Fecha de Modificación	23/05/2019	Autoriza: Dr. Jorge Alarcón Ibarra
Tipo de Modificador	N/A	Fecha de Recibido	25/05/2019	Enviada por: Mega Asfaltos S.A. de C.V.
Tipo de Catalizador	N/A	Tipo de asfalto en estudio: C.A. MOD. PG 64-16 + TB-1		
ANÁLISIS DEL ASFALTO ORIGINAL				
TIPO DE PRUEBA		RESULTADO	N-CMT-4-05-004/18	MÉTODO DE PRUEBA
RECUPERACIÓN ELÁSTICA POR TORSIÓN A 25 ° C, (%)		N/A	35 min	M-MMP-4-05-024/02
PRUEBA DE PENETRACIÓN (10 ⁻¹ mm)		79	—	M-MMP-4-05-006/00
PUNTO DE INFLAMACIÓN CLEVELAND (° C)		>230	230 min	ASTM D 92
VISCOSIDAD ROTACIONAL 135 (Pa-s)		0.2987	3 max	ASTM D 4402
PUNTO DE REBLANDECIMIENTO (° C)		50	48 min	M-MMP-4-05-009/00
SEPARACIÓN, DIFERENCIA ANILLO Y ESFERA (° C)		N/A	2 max	M-MMP-4-05-022/02
MÓDULO REOLÓGICO DE CORTE DINÁMICO A 64 ° C [G*/sinδ] (kPa)		1.357	1.0 min	ASTM D 7175
ÁNGULO DE FASE [δ] A 64 ° C		83.09	—	ASTM D 7175
TEMPERATURA DE FALLA (° C)		66.30	—	ASTM D 7175
ANÁLISIS DEL RESIDUO DE LA PRUEBA DE LA PELÍCULA DELGADA - RTFO (ASTM D 2872)				
TIPO DE PRUEBA		RESULTADO	N-CMT-4-05-004/18	MÉTODO DE PRUEBA
PÉRDIDA DE MASA POR CALENTAMIENTO A 163 ° C, (%)		0.4923	1 max	ASTM D 2872
RECUPERACIÓN ELÁSTICA POR DUCTILOMETRO A 25 ° C, (%) - ENSAYO A		N/A	75 min	ASTM D 6084
MÓDULO REOLÓGICO DE CORTE DINÁMICO A 64 ° C [G*/sinδ] (kPa)		2.804	2.2 min	ASTM D 7175
ÁNGULO DE FASE [δ] A 64 ° C		79.62	—	ASTM D 7175
DETERMINACIÓN DE INDICE DE TRÁFICO Jnr (RTFO)				
RESPUESTA ELÁSTICA 100 Pa A 64 ° C, (%)		11.70		AASHTO T-350
RESPUESTA ELÁSTICA 3200 Pa A 64 ° C, (%)		1.74		AASHTO T-350
DIFERENCIA EN RESPUESTA ELÁSTICA A 64 ° C, (%)		85.13		AASHTO T-350
CREEP COMPLIANCE Jnr 100 Pa A 64 ° C, (kPa-1)		2.829		AASHTO T-350
CREEP COMPLIANCE Jnr 3200 Pa A 64 ° C, (kPa-1)		3.772		AASHTO T-350
DIFERENCIA EN CREEP COMPLIANCE Jnr A 64 ° C, (%)		33.35		AASHTO T-350
ANÁLISIS DEL RESIDUO DE LA PRUEBA DE ENVEJECIMIENTO A PRESIÓN - PAV (ASTM D 6521)				
TIPO DE PRUEBA		RESULTADO	N-CMT-4-05-004/18	MÉTODO DE PRUEBA
RIGIDIZACIÓN A 34 ° C [G*sinδ] (kPa)		1226	5,000 max	ASTM D 7175
ÁNGULO DE FASE [δ] A 34 ° C		43.82	—	ASTM D 7175
RIGIDEZ DE FLEXIÓN A - 6 ° C & 60 s, S(t) (Mpa)		42.4274	300 max	ASTM D 6648
VALOR m(t) A - 6 ° C & 60 s (adimensional)		0.3637	0.3 min	ASTM D 6648
De acuerdo a la norma mexicana N-CMT-4-05-004/18 el asfalto se clasifica como PG 64 S - 16				

CARACTERIZACIÓN DEL ASFALTO				
Material	Asfalto Modificado	Número de ensaye	3	Analista: Ing. Juan Adrián Ramírez E.
Procedencia	Salamanca, Gto	Fecha de Modificación	23/05/2019	Autoriza: Dr. Jorge Alarcón Ibarra
Tipo de Modificador	Elvaloy 4170	Fecha de Recibido	25/05/2019	Enviada por: Mega Asfaltos S.A. de C.V.
Tipo de Catalizador	Ácido Polifosfórico	Tipo de asfalto en estudio: C.A. MOD. PG 70-16		
ANÁLISIS DEL ASFALTO ORIGINAL				
TIPO DE PRUEBA		RESULTADO	N-CMT-4-05-004/18	MÉTODO DE PRUEBA
RECUPERACIÓN ELÁSTICA POR TORSIÓN A 25 ° C, (%)		48	35 min	M-MMP-4-05-024/02
PRUEBA DE PENETRACIÓN (10 ⁻¹ mm)		80	—	M-MMP-4-05-006/00
PUNTO DE INFLAMACIÓN CLEVELAND (° C)		>230	230 min	ASTM D 92
VISCOSIDAD ROTACIONAL 135 (Pa-s)		1.375	3 max	ASTM D 4402
PUNTO DE REBLANDECIMIENTO (° C)		63	48 min	M-MMP-4-05-009/00
SEPARACIÓN, DIFERENCIA ANILLO Y ESFERA (° C)		1	2 max	M-MMP-4-05-022/02
MÓDULO REOLÓGICO DE CORTE DINÁMICO A 70 ° C [G*/sinδ] (kPa)		2.228	1.0 min	ASTM D 7175
ÁNGULO DE FASE [δ] A 70 ° C		62.86	—	ASTM D 7175
TEMPERATURA DE FALLA (° C)		79.54	—	ASTM D 7175
ANÁLISIS DEL RESIDUO DE LA PRUEBA DE LA PELÍCULA DELGADA - RTFO (ASTM D 2872)				
TIPO DE PRUEBA		RESULTADO	N-CMT-4-05-004/18	MÉTODO DE PRUEBA
PÉRDIDA DE MASA POR CALENTAMIENTO A 163 ° C, (%)		0.566	1 max	ASTM D 2872
RECUPERACIÓN ELÁSTICA POR DUCTILOMETRO A 25 ° C, (%) - ENSAYO A		80	75 min	ASTM D 6084
MÓDULO REOLÓGICO DE CORTE DINÁMICO A 70 ° C [G*/sinδ] (kPa)		5.226	2.2 min	ASTM D 7175
ÁNGULO DE FASE [δ] A 70 ° C		59.91	—	ASTM D 7175
DETERMINACIÓN DE INDICE DE TRÁFICO Jnr (RTFO)				
RESPUESTA ELÁSTICA 100 Pa A 70 ° C, (%)		82.51		AASHTO T-350
RESPUESTA ELÁSTICA 3200 Pa A 70 ° C, (%)		76.29		AASHTO T-350
DIFERENCIA EN RESPUESTA ELÁSTICA A 70 ° C, (%)		7.55		AASHTO T-350
CREEP COMPLIANCE Jnr 100 Pa A 70 ° C, (kPa-1)		0.1242		AASHTO T-350
CREEP COMPLIANCE Jnr 3200 Pa A 70 ° C, (kPa-1)		0.1390		AASHTO T-350
DIFERENCIA EN CREEP COMPLIANCE Jnr A 70 ° C, (%)		11.94		AASHTO T-350
ANÁLISIS DEL RESIDUO DE LA PRUEBA DE ENVEJECIMIENTO A PRESIÓN - PAV (ASTM D 6521)				
TIPO DE PRUEBA		RESULTADO	N-CMT-4-05-004/18	MÉTODO DE PRUEBA
RIGIDIZACIÓN A 34 ° C [G*sinδ] (kPa)		1327	5,000 max	ASTM D 7175
ÁNGULO DE FASE [δ] A 34 ° C		39.36	—	ASTM D 7175
RIGIDEZ DE FLEXIÓN A - 6 ° C & 60 s, S(t) (Mpa)		55.984	300 max	ASTM D 6648
VALOR m(t) A - 6 ° C & 60 s (adimensional)		0.3154	0.3 min	ASTM D 6648
De acuerdo a la norma mexicana N-CMT-4-05-004/18 el asfalto se clasifica como PG 70 E - 16				

CARACTERIZACIÓN DEL ASFALTO				
Material	Asfalto Modificado	Número de ensaye	4	Analista: Ing. Juan Adrián Ramírez E.
Procedencia	Salamanca, Gto	Fecha de Modificación	23/05/2019	Autoriza: Dr. Jorge Alarcón Ibarra
Tipo de Modificador	Elvaloy 4170	Fecha de Recibido	25/05/2019	Enviada por: Mega Asfaltos S.A. de C.V.
Tipo de Catalizador	Ácido Polifosfórico	Tipo de asfalto en estudio: C.A. MOD. PG 70-16 + TB-3		
ANÁLISIS DEL ASFALTO ORIGINAL				
TIPO DE PRUEBA		RESULTADO	N-CMT-4-05-004/18	MÉTODO DE PRUEBA
RECUPERACIÓN ELÁSTICA POR TORSIÓN A 25 ° C, (%)		39	35 min	M-MMP-4-05-024/02
PRUEBA DE PENETRACIÓN (10 ⁻¹ mm)		45	—	M-MMP-4-05-006/00
PUNTO DE INFLAMACIÓN CLEVELAND (° C)		>230	230 min	ASTM D 92
VISCOSIDAD ROTACIONAL 135 (Pa-s)		0.9625	3 max	ASTM D 4402
PUNTO DE REBLANDECIMIENTO (° C)		70	48 min	M-MMP-4-05-009/00
SEPARACIÓN, DIFERENCIA ANILLO Y ESFERA (° C)		1	2 max	M-MMP-4-05-022/02
MÓDULO REOLÓGICO DE CORTE DINÁMICO A 70 ° C [G*/sinδ] (kPa)		3.103	1.0 min	ASTM D 7175
ÁNGULO DE FASE [δ] A 70 ° C		59.72	—	ASTM D 7175
TEMPERATURA DE FALLA (° C)		81.14	—	ASTM D 7175
ANÁLISIS DEL RESIDUO DE LA PRUEBA DE LA PELÍCULA DELGADA - RTFO (ASTM D 2872)				
TIPO DE PRUEBA		RESULTADO	N-CMT-4-05-004/18	MÉTODO DE PRUEBA
PÉRDIDA DE MASA POR CALENTAMIENTO A 163 ° C, (%)		0.569	1 max	ASTM D 2872
RECUPERACIÓN ELÁSTICA POR DUCTILOMETRO A 25 ° C, (%) - ENSAYO A		60	75 min	ASTM D 6084
MÓDULO REOLÓGICO DE CORTE DINÁMICO A 70 ° C [G*/sinδ] (kPa)		10.61	2.2 min	ASTM D 7175
ÁNGULO DE FASE [δ] A 70 ° C		55.00	—	ASTM D 7175
DETERMINACIÓN DE INDICE DE TRÁFICO Jnr (RTFO)				
RESPUESTA ELÁSTICA 100 Pa A 70 ° C, (%)		85.36		AASHTO T-350
RESPUESTA ELÁSTICA 3200 Pa A 70 ° C, (%)		58.79		AASHTO T-350
DIFERENCIA EN RESPUESTA ELÁSTICA A 70 ° C, (%)		31.13		AASHTO T-350
CREEP COMPLIANCE Jnr 100 Pa A 70 ° C, (kPa-1)		0.0571		AASHTO T-350
CREEP COMPLIANCE Jnr 3200 Pa A 70 ° C, (kPa-1)		0.2546		AASHTO T-350
DIFERENCIA EN CREEP COMPLIANCE Jnr A 70 ° C, (%)		346.2		AASHTO T-350
ANÁLISIS DEL RESIDUO DE LA PRUEBA DE ENVEJECIMIENTO A PRESIÓN - PAV (ASTM D 6521)				
TIPO DE PRUEBA		RESULTADO	N-CMT-4-05-004/18	MÉTODO DE PRUEBA
RIGIDIZACIÓN A 34 ° C [G*sinδ] (kPa)		1320	5,000 max	ASTM D 7175
ÁNGULO DE FASE [δ] A 34 ° C		39.41	—	ASTM D 7175
RIGIDEZ DE FLEXIÓN A - 6 ° C & 60 s, S(t) (Mpa)		61.0128	300 max	ASTM D 6648
VALOR m(t) A - 6 ° C & 60 s (adimensional)		0.3019	0.3 min	ASTM D 6648
De acuerdo a la norma mexicana N-CMT-4-05-004/18 el asfalto se clasifica como PG 70 E - 16				

CARACTERIZACIÓN DEL ASFALTO				
Material	Asfalto Modificado	Número de ensaye	5	Analista: Ing. Juan Adrián Ramírez E.
Procedencia	Salamanca, Gto	Fecha de Modificación	23/05/2019	Autoriza: Dr. Jorge Alarcón Ibarra
Tipo de Modificador	Elvaloy 4170	Fecha de Recibido	25/05/2019	Enviada por: Mega Asfaltos S.A. de C.V.
Tipo de Catalizador	Ácido Polifosfórico	Tipo de asfalto en estudio: C.A. MOD. PG 76-16		
ANÁLISIS DEL ASFALTO ORIGINAL				
TIPO DE PRUEBA		RESULTADO	N-CMT-4-05-004/18	MÉTODO DE PRUEBA
RECUPERACIÓN ELÁSTICA POR TORSIÓN A 25 ° C, (%)		55	35 min	M-MMP-4-05-024/02
PRUEBA DE PENETRACIÓN (10 ⁻¹ mm)		76	—	M-MMP-4-05-006/00
PUNTO DE INFLAMACIÓN CLEVELAND (° C)		318	230 min	ASTM D 92
VISCOSIDAD ROTACIONAL 135 (Pa-s)		2.425	3 max	ASTM D 4402
PUNTO DE REBLANDECIMIENTO (° C)		72	48 min	M-MMP-4-05-009/00
SEPARACIÓN, DIFERENCIA ANILLO Y ESFERA (° C)		1	2 max	M-MMP-4-05-022/02
MÓDULO REOLÓGICO DE CORTE DINÁMICO A 76 ° C [G*/sinδ] (kPa)		1.797	1.0 min	ASTM D 7175
ÁNGULO DE FASE [δ] A 76 ° C		57.86	—	ASTM D 7175
TEMPERATURA DE FALLA (° C)		83.80	—	ASTM D 7175
ANÁLISIS DEL RESIDUO DE LA PRUEBA DE LA PELÍCULA DELGADA - RTFO (ASTM D 2872)				
TIPO DE PRUEBA		RESULTADO	N-CMT-4-05-004/18	MÉTODO DE PRUEBA
PÉRDIDA DE MASA POR CALENTAMIENTO A 163 ° C, (%)		0.427	1 max	ASTM D 2872
RECUPERACIÓN ELÁSTICA POR DUCTILOMETRO A 25 ° C, (%) - ENSAYO A		85	75 min	ASTM D 6084
MÓDULO REOLÓGICO DE CORTE DINÁMICO A 76 ° C [G*/sinδ] (kPa)		3.59	2.2 min	ASTM D 7175
ÁNGULO DE FASE [δ] A 76 ° C		55.0	—	ASTM D 7175
DETERMINACIÓN DE ÍNDICE DE TRÁFICO Jnr (RTFO)				
RESPUESTA ELÁSTICA 100 Pa A 76 ° C, (%)		79.58		AASHTO T-350
RESPUESTA ELÁSTICA 3200 Pa A 76 ° C, (%)		78.92		AASHTO T-350
DIFERENCIA EN RESPUESTA ELÁSTICA A 76 ° C, (%)		0.838		AASHTO T-350
CREEP COMPLIANCE Jnr 100 Pa A 76 ° C, (kPa-1)		0.1871		AASHTO T-350
CREEP COMPLIANCE Jnr 3200 Pa A 76 ° C, (kPa-1)		0.1635		AASHTO T-350
DIFERENCIA EN CREEP COMPLIANCE Jnr A 76 ° C, (%)		12.62		AASHTO T-350
ANÁLISIS DEL RESIDUO DE LA PRUEBA DE ENVEJECIMIENTO A PRESIÓN - PAV (ASTM D 6521)				
TIPO DE PRUEBA		RESULTADO	N-CMT-4-05-004/18	MÉTODO DE PRUEBA
RIGIDIZACIÓN A 34 ° C [G*sinδ] (kPa)		938.1	5,000 max	ASTM D 7175
ÁNGULO DE FASE [δ] A 34 ° C		39.84	—	ASTM D 7175
RIGIDEZ DE FLEXIÓN A - 6 ° C & 60 s, S(t) (Mpa)		57.3674	300 max	ASTM D 6648
VALOR m(t) A - 6 ° C & 60 s (adimensional)		0.3131	0.3 min	ASTM D 6648
De acuerdo a la norma mexicana N-CMT-4-05-004/18 el asfalto se clasifica como PG 76 E - 16				

CARACTERIZACIÓN DEL ASFALTO				
Material	Asfalto Modificado	Número de ensaye	6	Analista: Ing. Juan Adrián Ramírez E.
Procedencia	Salamanca, Gto	Fecha de Modificación	23/05/2019	Autoriza: Dr. Jorge Alarcón Ibarra
Tipo de Modificador	Elvaloy 4170	Fecha de Recibido	25/05/2019	Enviada por: Mega Asfaltos S.A. de C.V.
Tipo de Catalizador	Ácido Polifosfórico	Tipo de asfalto en estudio: C.A. MOD. PG 76-16 + TB-3		
ANÁLISIS DEL ASFALTO ORIGINAL				
TIPO DE PRUEBA		RESULTADO	N-CMT-4-05-004/18	MÉTODO DE PRUEBA
RECUPERACIÓN ELÁSTICA POR TORSIÓN A 25 ° C, (%)		45	35 min	M-MMP-4-05-024/02
PRUEBA DE PENETRACIÓN (10 ⁻¹ mm)		59	—	M-MMP-4-05-006/00
PUNTO DE INFLAMACIÓN CLEVELAND (° C)		295	230 min	ASTM D 92
VISCOSIDAD ROTACIONAL 135 (Pa-s)		1.462	3 max	ASTM D 4402
PUNTO DE REBLANDECIMIENTO (° C)		77	48 min	M-MMP-4-05-009/00
SEPARACIÓN, DIFERENCIA ANILLO Y ESFERA (° C)		1	2 max	M-MMP-4-05-022/02
MÓDULO REOLÓGICO DE CORTE DINÁMICO A 76 ° C [G*/sinδ] (kPa)		2.192	1.0 min	ASTM D 7175
ÁNGULO DE FASE [δ] A 76 ° C		56.96	—	ASTM D 7175
TEMPERATURA DE FALLA (° C)		84.26	—	ASTM D 7175
ANÁLISIS DEL RESIDUO DE LA PRUEBA DE LA PELÍCULA DELGADA - RTFO (ASTM D 2872)				
TIPO DE PRUEBA		RESULTADO	N-CMT-4-05-004/18	MÉTODO DE PRUEBA
PÉRDIDA DE MASA POR CALENTAMIENTO A 163 ° C, (%)		0.552	1 max	ASTM D 2872
RECUPERACIÓN ELÁSTICA POR DUCTILOMETRO A 25 ° C, (%) - ENSAYO A		65	75 min	ASTM D 6084
MÓDULO REOLÓGICO DE CORTE DINÁMICO A 76 ° C [G*/sinδ] (kPa)		7.65	2.2 min	ASTM D 7175
ÁNGULO DE FASE [δ] A 76 ° C		50.2	—	ASTM D 7175
DETERMINACIÓN DE ÍNDICE DE TRÁFICO J _{nr} (RTFO)				
RESPUESTA ELÁSTICA 100 Pa A 76 ° C, (%)		89.2		AASHTO T-350
RESPUESTA ELÁSTICA 3200 Pa A 76 ° C, (%)		63.87		AASHTO T-350
DIFERENCIA EN RESPUESTA ELÁSTICA A 76 ° C, (%)		28.39		AASHTO T-350
CREEP COMPLIANCE J _{nr} 100 Pa A 76 ° C, (kPa-1)		0.0566		AASHTO T-350
CREEP COMPLIANCE J _{nr} 3200 Pa A 76 ° C, (kPa-1)		0.3239		AASHTO T-350
DIFERENCIA EN CREEP COMPLIANCE J _{nr} A 76 ° C, (%)		472.31		AASHTO T-350
ANÁLISIS DEL RESIDUO DE LA PRUEBA DE ENVEJECIMIENTO A PRESIÓN - PAV (ASTM D 6521)				
TIPO DE PRUEBA		RESULTADO	N-CMT-4-05-004/18	MÉTODO DE PRUEBA
RIGIDIZACIÓN A 34 ° C [G*sinδ] (kPa)		943.4	5,000 max	ASTM D 7175
ÁNGULO DE FASE [δ] A 34 ° C		38.4	—	ASTM D 7175
RIGIDEZ DE FLEXIÓN A - 6 ° C & 60 s, S(t) (Mpa)		58.955	300 max	ASTM D 6648
VALOR m(t) A - 6 ° C & 60 s (adimensional)		0.3055	0.3 min	ASTM D 6648
De acuerdo a la norma mexicana N-CMT-4-05-004/18 el asfalto se clasifica como PG 76 E - 16				

De acuerdo a las tablas mostradas, se puede concluir que el asfalto sufre ciertas variaciones al agregar los aditivos TB-1 y TB-3, sin embargo, la variación es realmente mínima. En el caso del aditivo TB-1 para asfaltos convencionales, el aditivo disminuye la viscosidad, su capacidad de envejecer, su capacidad a no deformarse (aumenta J_{nr}), pero aumenta su capacidad de relajación (flexibilidad) en el equipo de BBR (como se observa en el valor m). Es decir, se vuelve un asfalto más suave, el cual es más deformable, pero con mayor capacidad de flexión a bajas temperaturas. En cambio, el TB-3 en asfaltos modificados muestra un comportamiento más completo. La viscosidad y la capacidad de relajación a bajas temperaturas (valor m) disminuyen, sin embargo, su capacidad a no deformarse ($G^* / \sin \delta$) aumenta en fase original y después de RTFO. Lo que nos dice que el asfalto aumenta su capacidad a no deformarse, por consiguiente disminuye su capacidad de relajación a bajas temperaturas, pero con una viscosidad menor. Es importante mencionar, que ambos aditivos cumplen con el objetivo de reducir la viscosidad del asfalto, facilitando así, el recubrimiento del agregado pétreo.

4.0.3. Pruebas de desempeño de acuerdo al Protocolo AMAAC

Posterior a la caracterización del agregado y asfalto, el protocolo AMAAC sugiere determinar la granulometría de acuerdo al tamaño del material pétreo y a la funcionalidad de la mezcla asfáltica. Una mezcla asfáltica de granulometría densa puede utilizarse para satisfacer una necesidad estructural, fricción, nivelación y bacheo. Asimismo, el protocolo sugiere determinar las propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica (incluyendo el análisis granulométrico) y por último, evaluar el desempeño de la mezcla asfáltica mediante pruebas de TSR, Rueda de Hamburgo, Módulo Dinámico y Fatiga.

4.0.3.1. Nivel I: Diseño Volumétrico y TSR

4.0.3.1.1. Análisis granulométrico de agregados finos y gruesos

El objetivo es determinar la distribución de tamaños tanto finos como gruesos por medio de tamices. Para ello, se emplea la metodología mostrada en el protocolo AMAAC y por consiguiente, los tamices utilizados son: 2", 1 1/2", 1", 3/4", 1/2", 3/8", No. 4, No. 8, No. 16, No. 30, No. 50, No. 100 y No. 200.

Ambos, el material fino y grueso deben ser secados hasta alcanzar una masa constante a una temperatura de 110 ± 5 °C. Posteriormente, se pesan 300 gramos de material fino después del secado para ser cribados por las mallas correspondientes. En el caso del agregado grueso, el peso de la muestra depende de su tamaño nominal como se muestra en la Tabla 4.16. En nuestro caso, el tamaño nominal es 3/4", por consiguiente el tamaño mínimo de la muestra debe ser de 5,000 g.

Tabla 4.16: Tamaño de muestra del agregado grueso

Tamaño nominal, mm [pulg]	Tamaño mínimo de la muestra (g)
9.5 [3/8]	1,000
12.5 [1/2]	2,000
19.0 [3/4]	5,000
25.0 [1]	10,000
37.5 [1 1/2]	15,000

Asimismo, en la Tabla 4.17 se muestran los tamices establecidos por la Asociación Mexicana del Asfalto con sus respectivos puntos de control para agregados con diferente tamaño nominal.

Debido a que el material ya viene fraccionado en agregado grueso y fino, se criban cada uno por separado para facilitar el procedimiento. Para llevar acabo el cribado del agregado grueso, se requiere utilizar de la malla 2" a la malla No. 16; una vez terminado el proceso de cribado se obtiene la distribución de tamaños la cual es mostrada en la Tabla 4.18. En el caso del material fino, se comienza a

Tabla 4.17: Requisitos de granulometría del material pétreo para carpetas asfálticas de granulometría densa con puntos de control

Designación	Abertura (mm)	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"
2"	50	100-100	-	-	-	-
1 1/2"	37.5	90-100	100-100	-	-	-
1"	25	-90	90-100	100-100	-	-
3/4"	19	-	-90	90-100	100-100	-
1/2"	12.5	-	-	-90	90-100	100-100
3/8"	9.5	-	-		-90	90-100
No. 4	4.75	-	-		-	-90
No. 8	2.36	15-41	19-45	23-49	28-58	32-67
No. 16	1.18	-	-	-	-	-
No. 30	0.6	-	-	-	-	-
No. 50	0.3	-	-	-	-	-
No. 100	0.15	-	-	-	-	-
No. 200	0.075	0-6	1-7	2-8	2-10	2-10

cribar de la malla No. 4 hasta obtener material Pasa 200 como se observa en la Tabla 4.19.

De acuerdo a la distribución de grava y arena obtenidos, se seleccionan tres posibles diseños granulométricos. Una proporción fina (55 % grava y 45 % finos), una intermedia (60 % grava y 40 % finos) y una gruesa (65 % grava y 35 % finos) para así evaluar y seleccionar la proporción que cumpla con los parámetros volumétricos, requeridos en el diseño de una mezcla asfáltica con granulometría densa. De la misma manera, debe de cumplir con los puntos de control recomendados por el protocolo AMAAC y bien, posicionarse por fuera de la zona restringida para evitar mezclas con esqueletos granulares débiles y susceptibles a roderas prematuras. La Figura 4.42 muestra las tres curvas propuestas, las cuales se encuentran dentro de los puntos de control y fuera de la zona restringida.

Tabla 4.18: Distribución de tamaños del agregado grueso

Agregado Grueso				
Malla	Peso Ret. (gr)	% Ret.	% Ret. Acum.	% Pasa
3/4"(19 mm)	21.1	0.42	0.42	99.6
1/2"(12.5 mm)	1679.7	33.57	33.99	66.0
3/8"(9.5 mm)	1154.0	23.06	57.06	42.9
No. 4 (4.75 mm)	1642.6	32.83	89.89	10.1
No. 8 (2.36 mm)	502.1	10.03	99.92	0.1
No. 16 (1.18 mm)	4.0	0.08	100.00	0
No. 30 (0.6 mm)		0.00	100.00	0
No. 50 (0.3 mm)		0.00	100.00	0
No. 100 (0.15 mm)		0.00	100.00	0
No. 200 (0.075 mm)		0.00	100.00	0
Pasa 200		0.00	100.00	
Suma	5003.5	100		

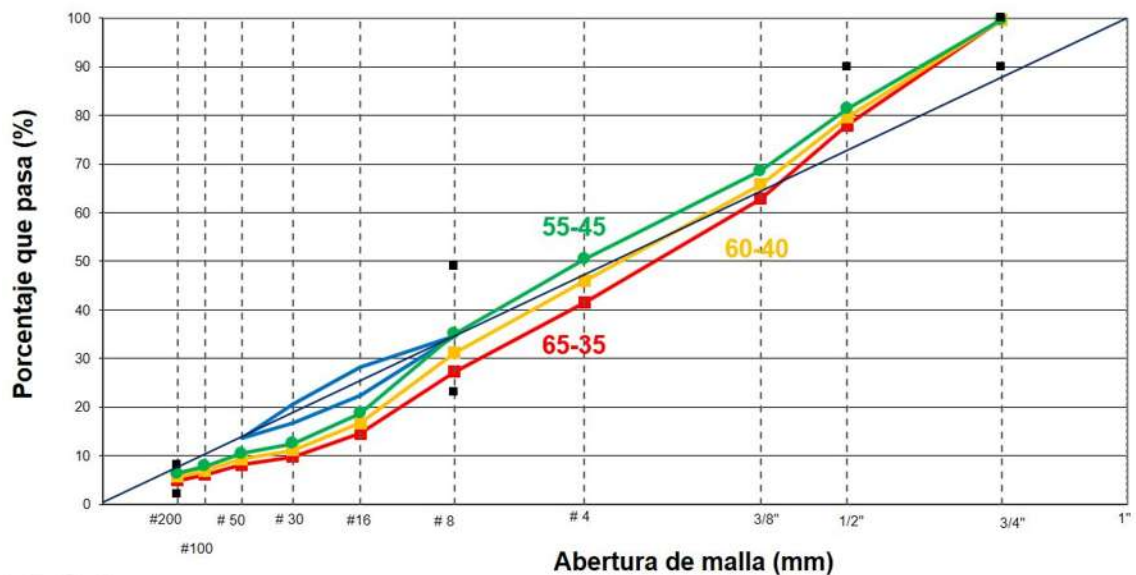


Figura 4.42: Curvas granulométricas propuestas

Tabla 4.19: Distribución de tamaños del agregado fino

Agregado Fino				
Malla	Peso Ret. (gr)	% Ret.	% Ret. Acum.	% Pasa
3/4"(19 mm)		0.00	0.00	100.0
1/2"(12.5 mm)		0.00	0.00	100.0
3/8"(9.5 mm)		0.00	0.00	100.0
No. 4 (4.75 mm)	1.2	0.27	0.27	99.7
No. 8 (2.36 mm)	96.5	21.97	22.24	77.8
No. 16 (1.18 mm)	158.8	36.15	58.39	41.6
No. 30 (0.6 mm)	60.4	13.75	72.14	27.9
No. 50 (0.3 mm)	20.6	4.69	76.83	23.2
No. 100 (0.15 mm)	25.7	5.85	82.68	17.3
No. 200 (0.075 mm)	13.9	3.16	85.84	14.2
Pasa 200	62.2	14.16	100.00	
Suma	439.3	100		

4.0.3.1.2. Diseño Volumétrico

Es de suma importancia lograr propiedades volumétricas adecuadas en la carpeta asfáltica terminada, ya que de esto depende en gran medida el desempeño de la superficie de rodamiento en su vida de servicio. De ahí, la trascendencia de simular de manera adecuada en el laboratorio la densificación que ocurre en campo bajo la acción vehicular, y de esta forma llegar a fórmulas de trabajo que permitan dosificar mezclas que exhiban un mejor comportamiento en condiciones específicas de tránsito y clima.

Por consiguiente las propiedades volumétricas de una mezcla de pavimento compactado (vacíos de aire (V_a); vacíos en el agregado mineral (V_{AM}); vacíos llenados con asfalto (V_{FA}); y contenido de asfalto efectivo (P_{be}) proporcionan una indicación del probable funcionamiento de la mezcla asfáltica.

El protocolo AMAAC recomienda controlar los parámetros de vacíos de aire en la mezcla compacta (V_a), vacíos en el agregado mineral (VAM), vacíos llenos con asfalto (VFA) y la relación filler-asfalto (D_p). Los parámetros se definen con respecto al nivel de tránsito que será sometida la mezcla asfáltica en millones de ejes equivalentes y al tamaño nominal de la misma.

En nuestro caso, estamos diseñando para un tránsito alto (≥ 30 millones de ejes equivalentes), con un tamaño nominal de 19.0 mm; por consiguiente, se requiere que los parámetros de diseño se encuentren dentro de los siguientes valores: $V_a = 4.0\%$, $VAM = 13.0\%$, $VFA = 65 - 75\%$ y $D_p = 0.6 - 1.2\%$, como se muestra en la Tabla 4.20.

Tabla 4.20: Parámetros para el cumplimiento del diseño volumétrico

Requerimientos para el diseño volumétrico de la mezcla asfáltica								
Nivel de tránsito (millones de ejes equivalentes)	Vacíos de aire en la mezcla compacta en %, Va	Vacíos en el agregado mineral mínimo en %, VAM					Vacíos llenos de asfalto en %	Relación filler- asfalto, Dp
		Tamaño Nominal (mm)						
		37.5	25	19	12.5	9.5		
<0.3	4.0	11.0	12.0	13.0	14.0	15.0	70 - 80	0.6 - 1.2
0.3 a <3	4.0						65 - 78	
3 a <30	4.0						65 - 75	
≥ 30	4.0							

Para poder así verificar el diseño volumétrico, se selecciona un contenido asfáltico, el cual se cree que es el óptimo, y se varían las proporciones grava y arena, como se mencionó anteriormente. Para ello, se realizan tres pastillas por variante para obtener resultados con mayor confiabilidad. Es decir, se fabrican tres pastillas con la granulometría fina (55 % grava y 45 % finos), con el 5.5 % de contenido asfáltico. Sucesivamente, se fabrican tres pastillas con la granulometría intermedia (60 % grava y 40 % finos), con el mismo contenido asfáltico. Por último, tres pastillas con la granulometría gruesa (65 % grava y 35 % finos), con el 5.5 % de

contenido asfáltico. Una vez fabricadas las pastillas, se determinan los parámetros de diseño V_a , VAM, VFA y D_p . El objetivo es obtener valores que se encuentren dentro de los rangos requeridos; para así seleccionar la proporción más favorable a ese contenido asfáltico. En este caso la proporción 60/40 con el 5.5 % C.A. resulta ser la opción más favorable como se observa en la Tabla 4.21, ya que se encuentra centrada dentro de los rangos requeridos.

Tabla 4.21: Selección de proporción al 5.5 % de contenido asfáltico (PG 64-16)

Prop.	% CA	Giros	Gmm	Gmb	% V_a	Ps	VAM	VFA
65/35	5.5	125	2.550	2.407	5.6	0.9479	16.46	65.97
65/35	5.5	125	2.550	2.404	5.7	0.9479	16.56	65.50
60/40	5.5	125	2.547	2.440	4.2	0.9479	15.18	72.36
60/40	5.5	125	2.547	2.442	4.1	0.9479	15.10	72.81
55/45	5.5	125	2.538	2.442	3.8	0.9479	14.98	74.80
55/45	5.5	125	2.538	2.445	3.7	0.9479	14.88	75.40

Una vez que se selecciona la proporción grava/arena, se tiene que verificar si el contenido asfáltico seleccionado es el óptimo. Para ello, Superpave te recomienda seleccionar dos contenidos de asfalto por encima y dos por debajo del contenido previamente utilizado. Es decir, 6.5 %, 6.0 %, 5.5 %, 5.0 % y 4.5 %; donde 5.5 % es el contenido asfáltico base. Sin embargo, cómo la interacción asfalto/agregado ya era conocida, y de alguna manera ya se tenía experiencia con el agregado, solamente se seleccionaron dos contenidos adicionales, uno arriba y uno abajo. Los parámetros calculados son mostrados en la Tabla 4.22 y de la cual se concluye que la proporción a utilizar es la 60/40 con el 5.5 % de contenido asfáltico con un asfalto convencional PG 64-16.

En el caso de los asfaltos modificados, PG 70-16 y PG 76-16 se identifica que el porcentaje de vacíos en la mezcla asfáltica aumenta ligeramente aun cuando se utiliza la misma proporción 60/40 y el mismo contenido asfáltico 5.5 %. Para

Tabla 4.22: Selección del contenido asfáltico (PG 64-16) con la proporción 60/40

Prop.	% CA	Giros	Gmm	Gmb	% Va	VAM	VFA	Dp
60/40	5.0	125	2.569	2.428	5.5	15.21	63.92	1.3402
60/40	5.0	125	2.569	2.431	5.4	15.10	64.50	1.3402
60/40	5.5	125	2.547	2.440	4.2	15.18	72.37	1.2102
60/40	5.5	125	2.547	2.442	4.1	15.10	72.82	1.2102
60/40	6.0	125	2.524	2.436	3.5	15.72	77.85	1.1040
60/40	6.0	125	2.524	2.432	3.6	15.85	77.07	1.1040

compensar dicho aumento en el porcentaje de vacíos (%Va), se procede a aumentar el contenido asfáltico de 5.5 % a 5.8 %. Esto con la finalidad de mantener el porcentaje de vacíos cerca del 4.0 %, como se observa en la Tabla 4.23. En dicha tabla se muestran dos tipos de asfaltos, PG 70-16 y PG 70-16 + TB-3; ambos compactados a temperaturas de 158, 148, 138 y 128 °C; con la única variación del contenido asfáltico.

Tabla 4.23: Respuesta del porcentaje de vacíos (%Va) al aumentar el contenido asfáltico de 5.5% a 5.8% en el asfalto PG 70-16 y PG 70-16 + TB-3

Asfalto	% CA	Tcomp. (°C)	Gmb	% Densif.	Gmm	% Va
PG 70-16	5.5	158	2.395	100.0	2.523	5.1
PG 70-16	5.5	148	2.388	99.7		5.4
PG 70-16	5.5	138	2.382	99.5		5.6
PG 70-16	5.5	128	2.372	99.0		6.0
PG 70-16	5.8	158	2.405	100.0	2.513	4.3
PG 70-16	5.8	148	2.401	99.8		4.5
PG 70-16	5.8	138	2.395	99.6		4.7
PG 70-16	5.8	128	2.390	99.4		4.9
PG 70-16 + TB-3	5.5	158	2.400	100.0	2.512	4.5
PG 70-16 + TB-3	5.5	148	2.389	99.7		4.9
PG 70-16 + TB-3	5.5	138	2.384	99.5		5.1
PG 70-16 + TB-3	5.5	128	2.375	99.2		5.5
PG 70-16 + TB-3	5.8	158	2.406	100.0	2.502	3.8
PG 70-16 + TB-3	5.8	148	2.403	99.9		4.0
PG 70-16 + TB-3	5.8	138	2.396	99.6		4.2
PG 70-16 + TB-3	5.8	128	2.394	99.5		4.3

En la Tabla 4.24 se muestra directamente los vacíos de aire en las probetas al utilizar el 5.8% de contenido asfáltico. Como se observa en ambas tablas 4.23 y 4.24, el aditivo TB-3 disminuye la viscosidad del asfalto, lo que facilita la compac-

tación y densificación de la mezcla asfáltica y así, alcanzando menores porcentajes de vacíos en la mezcla asfáltica.

Tabla 4.24: Relación del porcentaje de vacíos (%Va) y el contenido asfáltico en el asfalto PG 76-16 y PG 76-16 + TB-3

Asfalto	% C.A	Tcomp (°C)	Gmb	% Densif.	Gmm	% Va
PG 76-16	5.8	158	2.406	100	2.522	4.6
PG 76-16	5.8	148	2.403	99.9		4.7
PG 76-16	5.8	138	2.398	99.7		4.9
PG 76-16	5.8	128	2.392	99.4		5.2
PG 76-16 + TB-3	5.8	158	2.408	100	2.512	4.1
PG 76-16 + TB-3	5.8	148	2.405	99.9		4.3
PG 76-16 + TB-3	5.8	138	2.401	99.7		4.4
PG 76-16 + TB-3	5.8	128	2.395	99.5		4.7

4.0.3.1.3. Resistencia a la Tensión Indirecta (TSR)

Existe una gran variedad de métodos para determinar el daño inducido por humedad que van desde pruebas simples como la prueba de ebullición, hasta pruebas más sofisticadas como la prueba Lottman, Root-Tunnicliff, Lottman modificada y la rueda cargada de Hamburgo. El protocolo AMAAC recomienda para el Nivel I, la prueba de resistencia a la tensión indirecta mediante la metodología AASH-TO T283 y ASTM D4867, empleando la mordaza Lottman (Figura 4.43) y el procedimiento Lottman modificado.

La prueba TSR, por sus siglas en inglés "Tensile Stregth Ratio", determina la resistencia al daño inducido por humedad en una mezcla asfáltica compactada me-

dianter la relación en la resistencia a tensión indirecta de una serie de especímenes acondicionados contra especímenes no acondicionados.

Este método se utiliza generalmente para determinar la susceptibilidad a la humedad en mezclas densas. El ensayo consiste en fabricar 6 probetas de mezcla de $100 \pm 2,5$ mm de diámetro y $63 \pm 2,5$ mm de altura, con un contenido de vacíos al $7,0 \pm 0,5$ %, que se dividen en dos grupos (3+3). Las probetas pueden ser compactadas utilizando un compactador Marshall o un compactador giratorio (en nuestro caso se utilizó un compactador giratorio). Un grupo será el de control, es decir, el grupo de probetas no acondicionadas; las probetas de este grupo se mantienen a temperatura ambiente e inmediatamente antes de comenzar el ensayo se sumergen en agua en bolsas de plástico a 25°C. El otro grupo es saturado sumergiendo las probetas en agua y aplicando vacío a una presión absoluta de 13 - 70 kPa (97.5 - 525 mmHg), durante un periodo aproximadamente de 5 - 10 min, hasta alcanzar un nivel de saturación que se encuentre entre el 70 - 80 %. Este grupo se somete a un ciclo de hielo-deshielo, introduciendo las probetas en bolsas con agua en un congelador a -18°C durante 15 horas como mínimo. Pasado este tiempo se introducen en un baño de agua durante 24 horas a 60°C, y finalmente, 2 horas antes de la evaluación de las probetas, se mantienen a 25°C.

La susceptibilidad a la humedad se determina mediante el cálculo de la relación de resistencia a tensión indirecta (TSR) de las probetas no acondicionadas y las acondicionadas. Las probetas fracturadas a tensión indirecta son inspeccionadas de manera visual para estimar la pérdida de recubrimiento que se ha producido tras el acondicionamiento. El valor recomendado aceptable de acuerdo a Superpave es un valor de TSR de 80 %.

$$TSR[\%] = \frac{\text{Probetas acondicionadas}}{\text{Probetas sin acondicionar}} * 100 \quad (4.19)$$

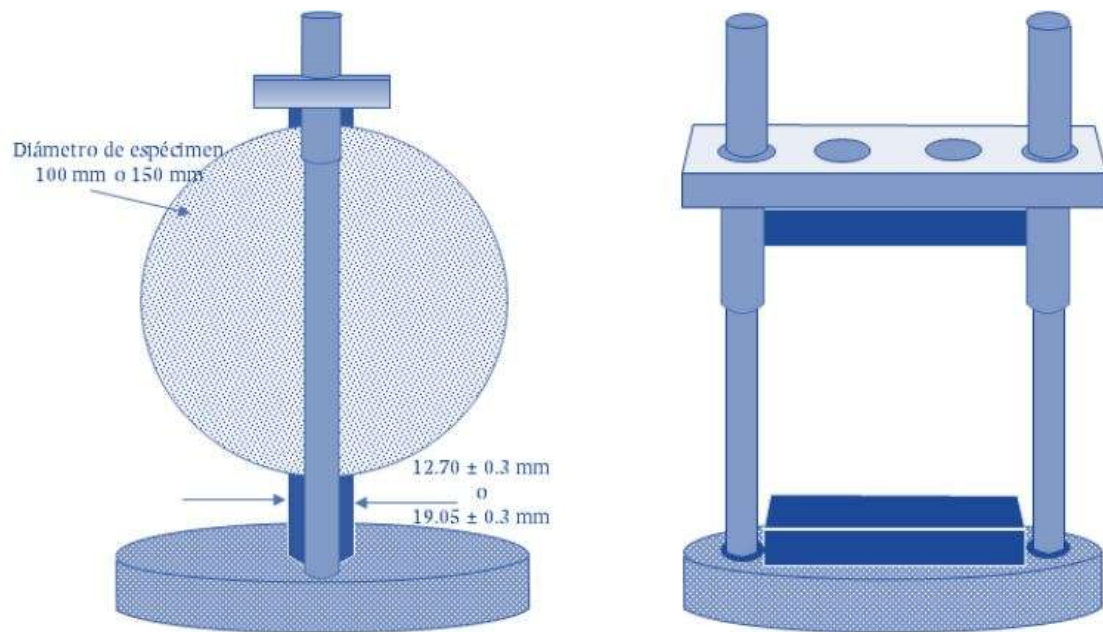


Figura 4.43: Diagrama de la mordaza para tensión indirecta, IMT 2020



Figura 4.44: Prueba para determinar la resistencia a la tensión indirecta

4.0.3.2. Nivel II: Nivel I + Rueda Cargada de Hamburgo

El ensayo de la Rueda de Hamburgo fue desarrollado en Alemania en 1970 por la empresa Esso A.G de Helmit-Wind Inc., tomando como idea principal un modelo de origen Británico, el cual empleaba ruedas de caucho en vez de acero. Se introdujo en Estados Unidos en los noventa con el objetivo de detectar mezclas propensas a la deformación permanente.

La rueda cargada de Hamburgo es un equipo de laboratorio usado para medir la susceptibilidad a la deformación permanente y el daño por humedad de mezclas asfálticas. La prueba es un indicador de la susceptibilidad a la falla prematura debido a una estructura granular débil, a un asfalto con rigidez inadecuada, daño por humedad y falta de adherencia entre el agregado y el asfalto [Yildirim et al.2007].

La deformación permanente en la capa de rodamiento se debe a la baja resistencia al corte de la mezcla asfáltica para soportar cargas repetidas aplicadas por vehículos, y se manifiesta como una depresión longitudinal con un ligero levantamiento lateral de la mezcla asfáltica. La deformación permanente en mezclas asfálticas se puede evaluar a través de pruebas que simulan el paso de los vehículos esperados en campo, como lo es la rueda cargada de Hamburgo.

El equipo de rueda cargada de Hamburgo consiste en dos ruedas de acero de 47 mm de ancho y 203.2 mm de diámetro, que se mueven axialmente sobre un espécimen fabricado en laboratorio o extraído en campo. La carga en cada rueda es de 71.6 ± 0.45 kg (705 ± 4.5 N) y su velocidad es de 30.5 cm/s aproximadamente, medida en el punto central, para generar 52 ± 2 pasadas por minuto. Tiene un baño de agua que controla la temperatura con una variación de $\pm 1^\circ\text{C}$, en un rango de 25 a 70°C . La deformación se mide con transductores (LVDT), con un rango de medición de 0 a 20 mm y una precisión de 0.01 mm. Los especímenes pueden

ser cilíndricos de 150 mm de diámetro y 60 mm de espesor o prismáticos de 260 mm de ancho, 320 mm de largo y 40 mm de espesor. Los especímenes fabricados en laboratorio se compactan típicamente a un porcentaje de vacíos de aire de $7 \pm 1 \%$, además de evaluarse en un baño con agua a la temperatura indicada en la norma o procedimiento utilizado [Flores-Flores et al.2018].

En México como en algunos departamentos de transporte en Estados Unidos, realizan la prueba a una temperatura de 50 °C, con una deformación máxima permitida de 10 mm y a 20,000 repeticiones de carga sobre los especímenes. Por consiguiente, la prueba se detiene si la deformación es mayor a 10 mm o bien, una vez terminada las 20,000 pasadas.



Figura 4.45: Equipo de Rueda Cargada de Hamburgo



Figura 4.46: Especímenes después de su evaluación

4.0.3.3. Nivel III: Nivel II + Módulo Dinámico

El módulo dinámico es una propiedad mecánica fundamental para el diseño de un pavimento asfáltico; esta propiedad define las propiedades visco-elásticas lineales de la mezcla asfáltica, en función de la temperatura y velocidad de aplicación de carga y es un parámetro de entrada en la Guía de Diseño Empírico-Mecanicista de pavimentos (MEPDG) 2002. El objetivo del ensayo es determinar las propiedades visco-elásticas lineales de la mezcla asfáltica; y por esta razón la evaluación es realizada en un rango de deformaciones pequeñas (<100 micras) [Gómez-López et al.2017].

El módulo dinámico se determina en laboratorio, por medio de ensayos de compresión axial en carga cíclica realizado a diferentes temperaturas y frecuencias. Las frecuencias representan la velocidad de operación de los vehículos y las temperaturas, a las que puede estar sujeto el pavimento. La variación de las propiedades dinámicas se da principalmente por el cambio de temperatura, un aumento de esta genera una disminución del módulo dinámico mientras que un aumento de la frecuencia de carga (menor tiempo de contacto) genera valores más altos de módulo dinámico.

En Estados Unidos, la norma utilizada para ejecutar el ensayo es la AASHTO T 342, que señala realizar la prueba a las temperaturas de -10, 4, 21,37 y 54°C y frecuencias de carga de 0.1, 0.5, 1.0, 5, 10 y 25 Hz; comenzando de las temperaturas bajas a altas y de frecuencias altas a bajas, y aplicando un determinado número de ciclos dependiendo de la frecuencia de ensayo; esto con la finalidad de que se acumule la menor cantidad de deformación permanente en el espécimen. Sin embargo, de acuerdo al estudio elaborado por el IMT “Propuesta de método de prueba de módulo dinámico en mezclas asfálticas para México”, se detecta cierta dispersión en los resultados de frecuencias y temperaturas altas; por lo que se proponen ciertas modificaciones al procedimiento de prueba, con la intención de disminuir la dispersión [Gómez-López et al.2017]:

- Eliminar la frecuencia de 25Hz. En esta frecuencia es difícil determinar el ángulo de fase de la mezcla asfáltica, debido a que requiere que los LVDT tengan la capacidad de medir un desfase de la señal con una precisión de 0.00011 s para obtener una precisión de 1° en las mediciones. La mayoría de los equipos no pueden realizar de manera adecuada mediciones con esa precisión.
- Reducir el rango de temperaturas de ensayo. Debido al carácter viscoelástico de la mezcla asfáltica, su rigidez varía con la temperatura; por ejemplo, para la temperatura más baja, el valor del módulo es del orden de 30 000 MPa; y para la temperatura más alta, de 100 MPa. El rango de medición es muy amplio para el equipo de medición, puede equivaler a evaluar materiales diferentes, y es probable que en algunos equipos se requiera ajustar los valores de las ganancias (PID) dependiendo de la temperatura a la que se ejecute el ensayo. Lo anterior es poco práctico y además a temperaturas muy altas (54°C) no se logran cumplir fácilmente los requerimientos de coeficiente de uniformidad ($U\delta$) del ángulo de fase indicados en la norma AASHTO T 342-11.

- Cambiar el orden de las frecuencias de ensayo. Independientemente de que las solicitaciones se realicen dentro del rango viscoelástico (en teoría no hay deformaciones permanentes); durante el ensayo se genera una historia de carga en las probetas evaluadas asociada a un acomodo del material y un aumento de temperatura de la probeta, por la disipación de energía. El hecho de iniciar con la frecuencia más baja hace que estos efectos se presenten de manera gradual, y la mezcla tenga una mejor respuesta (menos dispersión de resultados).
- Reducir los intervalos de temperaturas de ensayo. Mientras exista mayor diferencia de temperatura entre los puntos muestrales, aumenta la variación en la determinación de los valores de sensibilidad térmica de la mezcla asfáltica (valores aT); y como consecuencia se pueden tener errores en la construcción de la curva maestra.

Por las razones anteriores, se decide ejecutar los ensayos de módulo dinámico de esta tesis a temperaturas de -10, 0, 20, 30 y 40 °C y frecuencias de 10, 5, 1, 0.5, 0.1 Hz, empezando de las temperaturas y frecuencias bajas a las altas.

Para la evaluación del módulo dinámico se requieren especímenes de campo o bien de laboratorio. El espécimen deberá contar con una altura nominal de 170.2 mm y un diámetro de 150 mm (Figura 4.47, para luego extraer un núcleo de 150 $\pm$ 2.5 mm de altura por 100 mm de diámetro (El diámetro promedio deberá ser de 100-104 mm).



Figura 4.47: Especímenes para Módulo Dinámico de 170.2 mm de altura y 150 mm de diámetro.



Figura 4.48: Proceso de extracción de núcleo.



Figura 4.49: Núcleo después de extracción de 150 mm de altura y 100 mm de diámetro.



Figura 4.50: Calibración de prensa dinámica previo a evaluación.

Es importante mencionar que el análisis de resultados del ensayo de módulo dinámico es realizado principalmente a través de la curva maestra construida a partir de los valores del módulo dinámico y las frecuencias de ensayo; sin embargo, existen otras representaciones como el plano Cole-Cole y el diagrama de Black que permiten evaluar temperaturas bajas e intermedias y temperaturas altas, respectivamente. Si ambos diagramas muestran una relación cuadrática, esto indica la posibilidad de aplicar el principio de superposición tiempo-temperatura.

Para construir la curva maestra se hace uso del principio de superposición tiempo-temperatura. Este principio es empleado para determinar las propiedades mecánicas dependientes de la temperatura de materiales visco-elásticos lineales de propiedades conocidas a una temperatura de referencia. Considera que el material tiene un comportamiento termo-sensible; es decir, que todas las curvas isotérmicas tienen la misma ley de variación tiempo-temperatura [Gómez-López et al.2017].

Para construirla, es necesario realizar ensayos de laboratorio a diferentes temperaturas y frecuencias; luego, cada isoterma es trasladada paralelamente al eje de las abscisas, con respecto a la isoterma de referencia (T_R), para una temperatura seleccionada, hasta tener una superposición de los puntos de todas las isotermas. La magnitud de la traslación de cada isoterma con respecto a T_R , se denomina factor de traslación (a_T) y es calculado usando la relación empírica de Williams-Landel-Ferry (WLF) o bien la ecuación de Arrhenius. En nuestro caso el factor de traslación (a_T) se obtiene mediante la ley de Arrhenius.

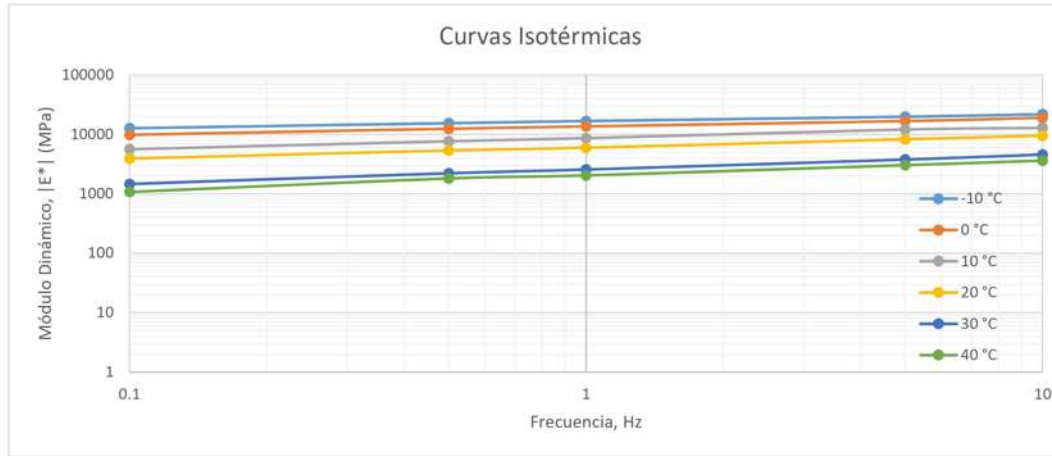


Figura 4.51: Calibración de prensa dinámica previo a evaluación.

Para determinar el factor de translación (aT) de cada punto, se utiliza la ley de Arrhenius (Ecuación 4.20); en la cual se calcula el logaritmo de aT utilizando un valor inicial de energía de activación (E_a) de 200,000. Asimismo, se utiliza la temperatura real del punto (T) en grados Kelvin y la temperatura de referencia (T_R) en grados Kelvin donde se originará la curva maestra.

$$\log(aT) = \frac{E_a}{19,14714} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_R} \right) \quad (4.20)$$

Después se calcula el logaritmo de la frecuencia reducida ($\log f_r$) conociendo la Ecuación 4.21. Dónde se conoce el valor del logaritmo de aT y sumando el logaritmo de la frecuencia real del punto en estudio.

$$\log(f_r) = \log(aT) + \log(f) \quad (4.21)$$

Posteriormente, se calcula el logaritmo del módulo dinámico medido ($\log |E_{med}^*|$) en psi de acuerdo a la norma AASHTO PP-61.

De la misma manera, se determina el logaritmo del módulo dinámico predicho ($\log |E_{pred}^*|$) utilizando la Ecuación 4.22, donde se emplean los siguientes valores de inicio: $\delta = 0.5$, $\text{Max} = 1$, $\beta = -1$, $\gamma = -0.5$.

$$\log(|E_{pred}^*|) = \delta + \frac{Max - \delta}{1 + e^{\beta + \gamma \log f_r}} \quad (4.22)$$

Para finalizar se determina el valor de $Error^2$, obteniendo la diferencia del log $|E_{med}^*| - \log |E_{pred}^*|$ y elevandolo al cuadrado. Este procedimiento se realiza para todas la combinaciones de temperatura y frecuencia que se tenga. Posteriormente, se calcula la suma de $Error^2$ de todos los datos y se utiliza la función de excel "Solver" donde se busca que la suma $Error^2$ sea igual a cero cambiando los valores de δ , Max, β , γ . Este procedimiento lo que hace es tratar de ajustar los valores de $\log |E_{pred}^*|$ a los valores reales y medidos $\log |E_{med}^*|$ mediante una función que ya ha sido ajustada a una temperatura de referencia. A esta función se le conoce como curva maestra y en la Figura 4.52 se muestra una de las curvas generadas en esta tesis con un asfalto PG 70-16 a una temperatura de compactación de 158 °C.

Asimismo, en las Figuras 4.53 y 4.54 se muestra el diagrama Cole-Cole y de Black, respectivamente. Ambos diagramas muestran un comportamiento cuadrático, rectificando la posibilidad de aplicar el principio de superposición tiempo-temperatura.

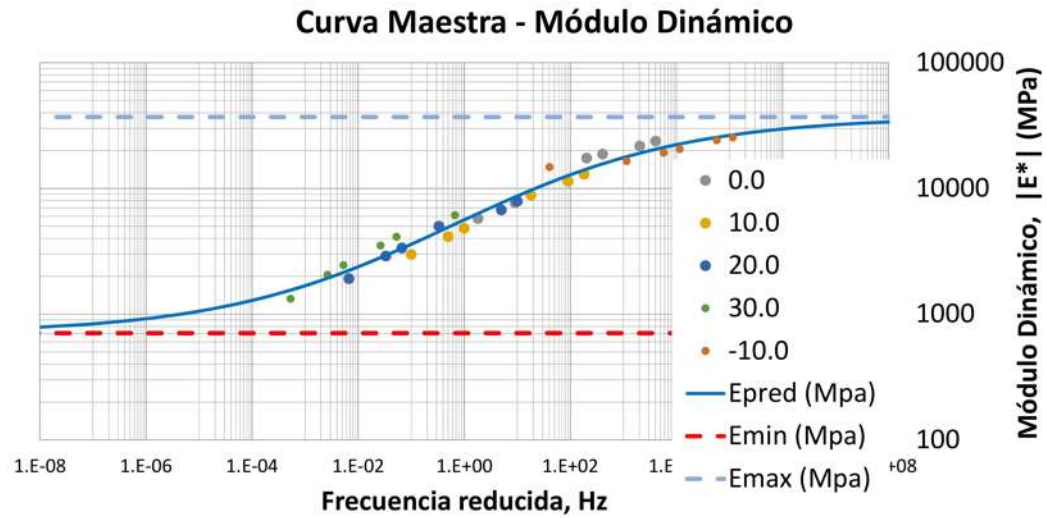


Figura 4.52: Curva maestra para mezcla densa con proporción 60 % grava/40 % arena y con un asfalto PG 70-16 (158°C).

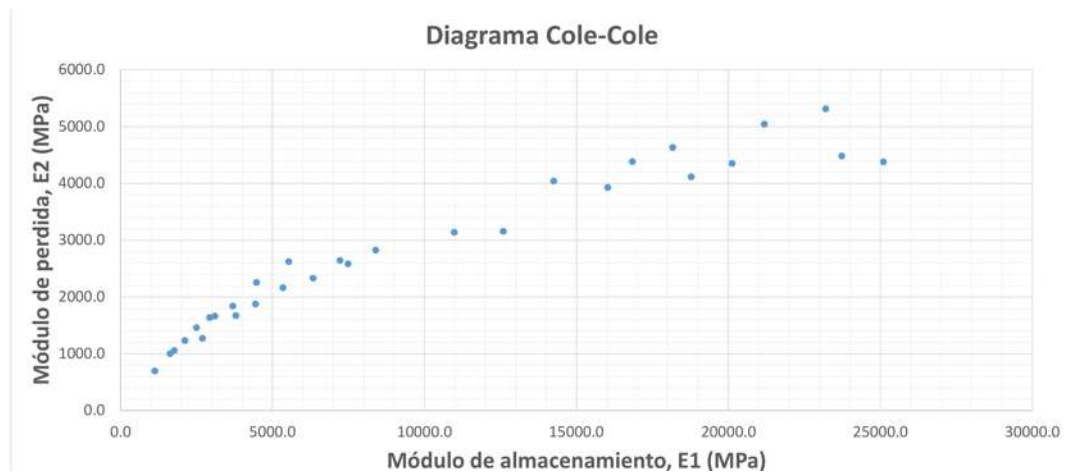


Figura 4.53: Diagrama Cole-Cole para mezcla densa con proporción 60 % grava/40 % arena y con un asfalto PG 70-16 (158°C).

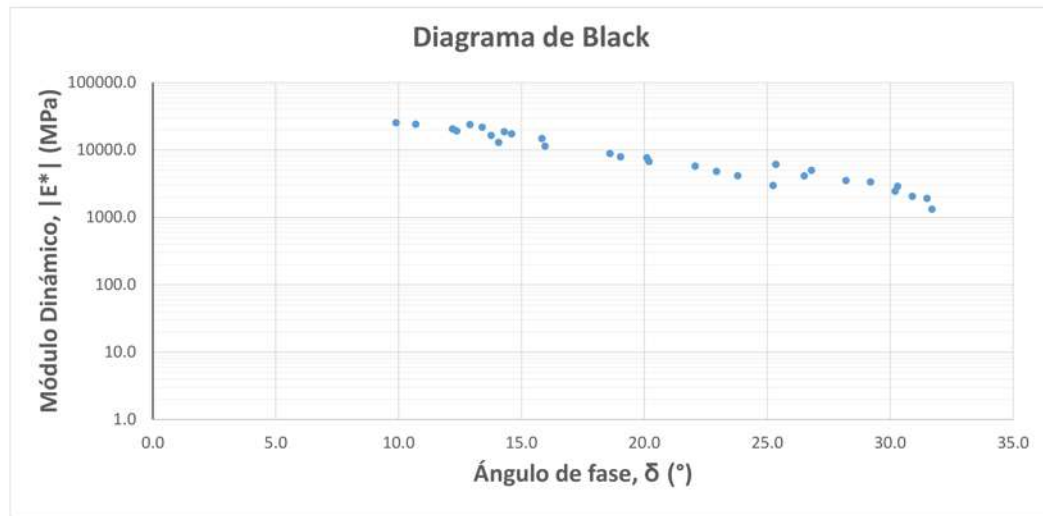


Figura 4.54: Diagrama de Black para mezcla densa con proporción 60 % grava/40 % arena y con un asfalto PG 70-16 (158°C).

4.0.3.4. Nivel IV: Nivel III + Fatiga

El agrietamiento por fatiga de capas asfálticas es uno de los mecanismos de deterioro más frecuentes en los pavimentos flexibles. El fenómeno de fatiga está asociado al deterioro que se produce en un material a consecuencia de la aplicación de cargas repetidas con una magnitud muy inferior a la resistencia máxima que puede soportar el material. En el caso de los pavimentos asfálticos, la repetición de las cargas producidas por el tráfico, junto con las tensiones térmicas debido a las variaciones de temperatura, van dando lugar a la progresiva fisuración y rotura de las capas de mezcla asfáltica de la estructura de pavimento [Pérez-Jiménez et al.2011].

De acuerdo al análisis descriptivo de Baaj y Di Benedetto (2005), señalan que el proceso de degradación de fatiga de una mezcla, se puede establecer en tres etapas o fases, figura 1. La fase I, también llamada fase de adaptación, se caracteriza por el inicio de la micro-fisuración, produciéndose un descenso rápido del módulo dinámico. La fase II, llamada también fase de fatiga, se caracteriza por el

rol más preponderante que toma el deterioro por fatiga en la evolución del daño de la mezcla, apareciendo en esta las macro-fisuras producto de la unión de las micro-fisuras generadas en la fase anterior. Finalmente se encuentra la fase III, o fase de ruptura, en la cual las macro-fisuras progresan rápidamente hasta el fallo total de la mezcla.

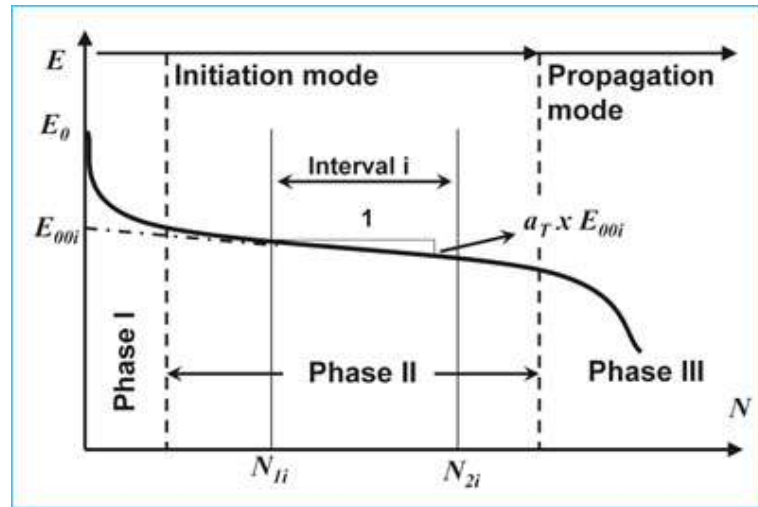


Figura 4.55: Fases de degradación por el fenómeno de fatiga en mezclas asfálticas (Fuente: Baaj y Di Benedetto, 2005).

Este comportamiento de las mezclas asfálticas, que busca representar el tipo de esfuerzos al que está sometida la estructura del pavimento, es el que normalmente se reproduce en el laboratorio por métodos estandarizados de larga ejecución, cuando se ensayan diferentes tipos de probetas a flexión a dos, tres y cuatro puntos de apoyo, Figura 4.56. En estos ensayos se someten probetas a una serie de cargas cíclicas, en la que se mantiene constante la tensión, la deformación o el desplazamiento aplicado, hasta que se produce el fallo de la mezcla [Pérez-Jiménez et al.2011].



Figura 4.56: Procedimientos para determinar el comportamiento a fatiga en mezclas asfálticas (Fuente: Di Benedetto et al., 2003)

Para la evaluación de esta tesis se realiza el ensayo de flexo-tracción a cuatro puntos a deformación controlada. Para ello se fabrican 6 especímenes con dimensiones de 380 ± 6 mm de longitud, 50 ± 2 mm de altura y 63 ± 6 mm de ancho por variable. Los niveles de deformación a evaluar son: 300, 450 y 600 $\mu\epsilon$ (micro-deformaciones). La prueba finaliza una vez que el espécimen ha experimentado más del 50 % de reducción de su rigidez inicial en MPa. La rigidez inicial usualmente se toma en el ciclo 50.

El ensayo consta básicamente de un aparato de carga, una cámara ambiental y un sistema de adquisición de datos; el sistema de carga debe tener la capacidad de proveer carga sinusoidal repetida con un rango de 0 a 10 Hz. La muestra debe ir sujeta de tal forma que tenga cuatro puntos de apoyo, los cuales tienen libre

translación, libre rotación y mantienen a la muestra en su posición original.

La cámara ambiental debe mantener la muestra a una temperatura de 20 °C. El sistema de adquisición de datos debe tener la capacidad de medir las deflexiones de la viga y las cargas aplicadas por el aparato en cada ciclo; además, debe grabar los ciclos de carga y compilar los datos. La muestra se apoya en 4 puntos, recibe la carga en los dos puntos centrales (Figura 4.57) y en los otros dos hay una restricción vertical del movimiento lo que hace que la muestra presente flexión.

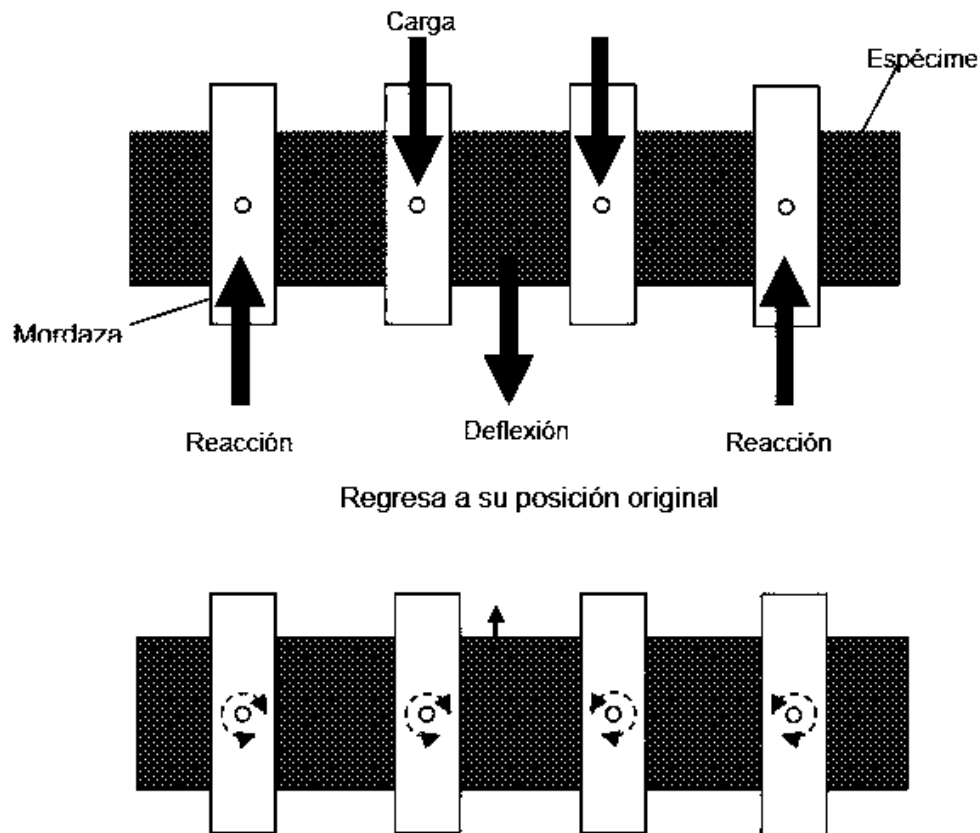


Figura 4.57: Puntos de carga en el equipo de fatiga (Fuente: IMT, 2020)



Figura 4.58: Losa de mezcla asfáltica antes de cortar especímenes para fatiga



Figura 4.59: Equipo de fatiga a cuatro puntos

Es importante mencionar que los especímenes fueron evaluados a deformación constante. Los valores de deformación unitaria utilizados son: 300, 450 y 600 $\mu\epsilon$ (micro-deformaciones). Para cada variable se evalúan dos especímenes a cada valor de deformación para obtener el número de ciclos a la falla. Es decir, dos especímenes a 300 $\mu\epsilon$, dos a 450 $\mu\epsilon$ y dos a 600 $\mu\epsilon$ con sus respectivos ciclos a la falla. Una vez que se obtienen ambos valores se calcula el promedio de los ciclos para cada deformación. Posteriormente, se crea la ley de fatiga, la cual es una representación del comportamiento de la mezcla asfáltica a cargas repetidas hasta llegar a la falla por fatiga.

La ley de fatiga se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$N_f = k_1 * \epsilon^{-k_2} \quad (4.23)$$

Donde:

N_f = Vida a fatiga, en ciclos.

ϵ = Deformación unitaria, μm .

k_1 , k_2 = Coeficientes de regresión.

4.1. Resultados

4.1.0.0.1. Prueba de Tensión Indirecta (TSR)

De acuerdo a los resultados obtenidos, se observa que la temperatura de compactación es un factor directamente proporcional a la capacidad de carga (directamente a compresión e indirectamente a tensión) que muestran los especímenes. Es decir, conforme disminuye la temperatura de compactación, disminuye también el esfuerzo que realiza la prensa para hacer fallar el espécimen. A temperaturas de compactación bajas, el porcentaje de vacíos puede ser ligeramente mayor y tener

mayor área de afectación por el agua al momento de realizar la prueba.

Asimismo, como se muestra en la Figura 4.60, la reducción en los valores de TSR es prácticamente mínima al disminuir las temperaturas de compactación, entre 2 y 4 %, lo que nos dice que a pesar de la reducción en temperatura las partículas de asfalto muestran buena cohesión, la interacción asfalto-agregado muestran buena adhesión y que los especímenes en general muestran buena respuesta ante el efecto de humedad superando el 80 % mínimo.

Tabla 4.25: Resumen de cálculos para la obtención del TSR

Tipo de Asfalto	Esfuerzo Promedio Sin Acond. (kg/cm2)	Esfuerzo Promedio Con Acond. (kg/cm2)	TSR (%)
PG 76-16 (0 °C↓)	5.97566	5.75301	96 %
PG 76-16 + TB-3 (20 °C↓)	4.81624	4.5374	94 %
PG 76-16 + TB-3 (30 °C↓)	4.74178	4.42989	93 %
PG 70-16 (0 °C↓)	5.40701	4.94402	91 %
PG 70-16 + TB-3 (20 °C↓)	4.20688	3.72698	89 %
PG 70-16 + TB-3 (30 °C↓)	4.13094	3.59962	87 %

Es importante mencionar que el cálculo detallado para determinación de los valores de TSR se encuentra en el Apéndice A.

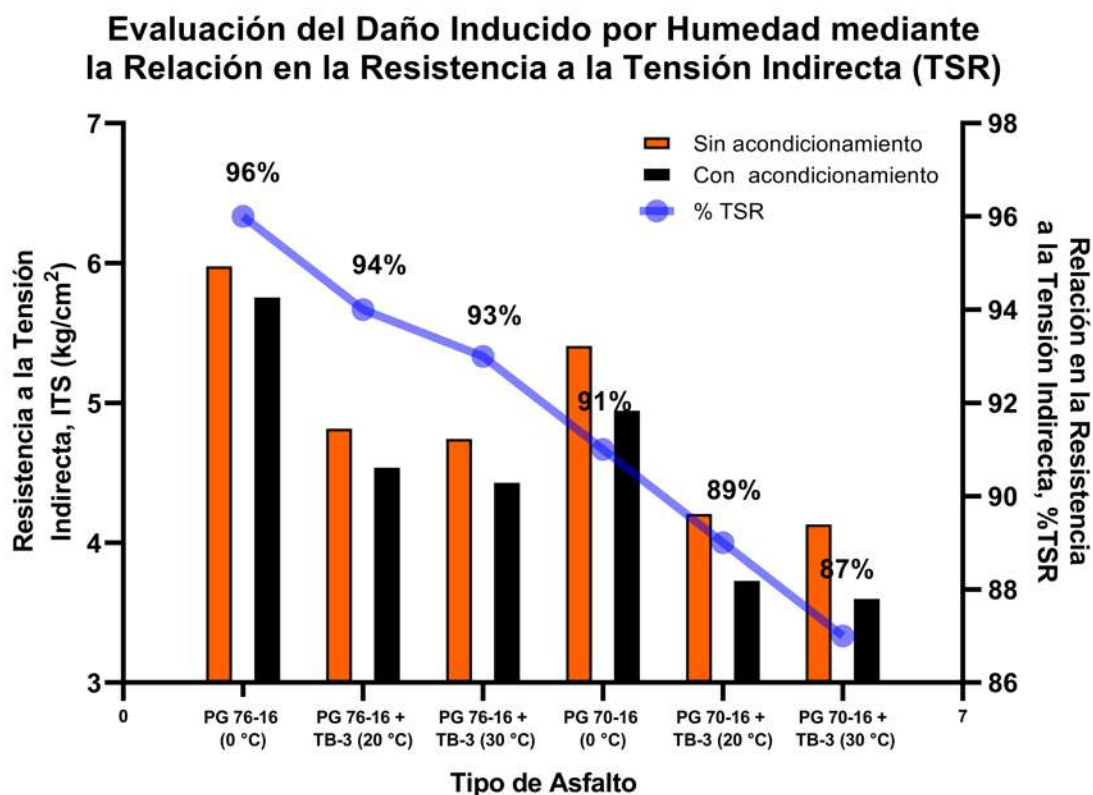


Figura 4.60: Curvas Isotérmicas previo a construcción de curva maestra

4.1.0.0.2. Rueda de Hamburgo

En la Figura 4.61 se muestra la evolución de la deformación permanente conforme aumenta el número de pasadas sobre los especímenes. Dicha figura presenta el promedio de cuatro especímenes de 6 pulgadas de diámetro, con una granulometría 65 % grava y 35 % arena, con tamaño nominal de 19.0 mm (3/4") y evaluadas en un baño de agua a 50°C.

Las únicas variantes son el tipo de asfalto, con o sin aditivo (TB-3) y la temperatura de compactación de los mismos. La nomenclatura PG 70-16 (0°C↓), significa que se utiliza el asfalto PG 70-16 sin aditivo con la temperatura de compactación cero grados abajo de la recomendada para la mezcla en caliente (158°C). Por con-

siguiente, la nomenclatura PG 70-16 + TB-3 (30°C↓), significa que se empleo un asfalto modificado PG 70-16 con aditivo y una temperatura de compactación 30 grados Centígrados por debajo de la recomendada; en este caso la temperatura de compactación fue 128 °C.

Asimismo, como se observa en la Figura 4.61 la temperatura de compactación es uno de los factores con mayor influencia en la deformación permanente del espécimen. Cuando el espécimen se compacta a una temperatura 0°C↓ por debajo de la temperatura convencional, el valor de deformación permanente es de 3.26 mm. Una vez que se disminuye la temperatura de compactación 20°C↓ abajo de la convencional con el uso del aditivo, la deformación aumenta a 4.43 mm. Lo que nos habla de la importancia de la temperatura de compactación, sin embargo no se aprecia claramente si existe algún beneficio en la deformación permanente al momento de utilizar el aditivo TB-3. Para ello se comparan las últimas dos curvas donde las temperaturas de compactación son 30°C↓ por debajo de la convencional con y sin aditivo. En estas curvas observamos que la deformación permanente es mayor cuando no se utiliza el aditivo, lo que confirma que el aditivo ayuda a la compactación y densificación del espécimen, obteniendo mayor resistencia a la humedad y a la deformación permanente.

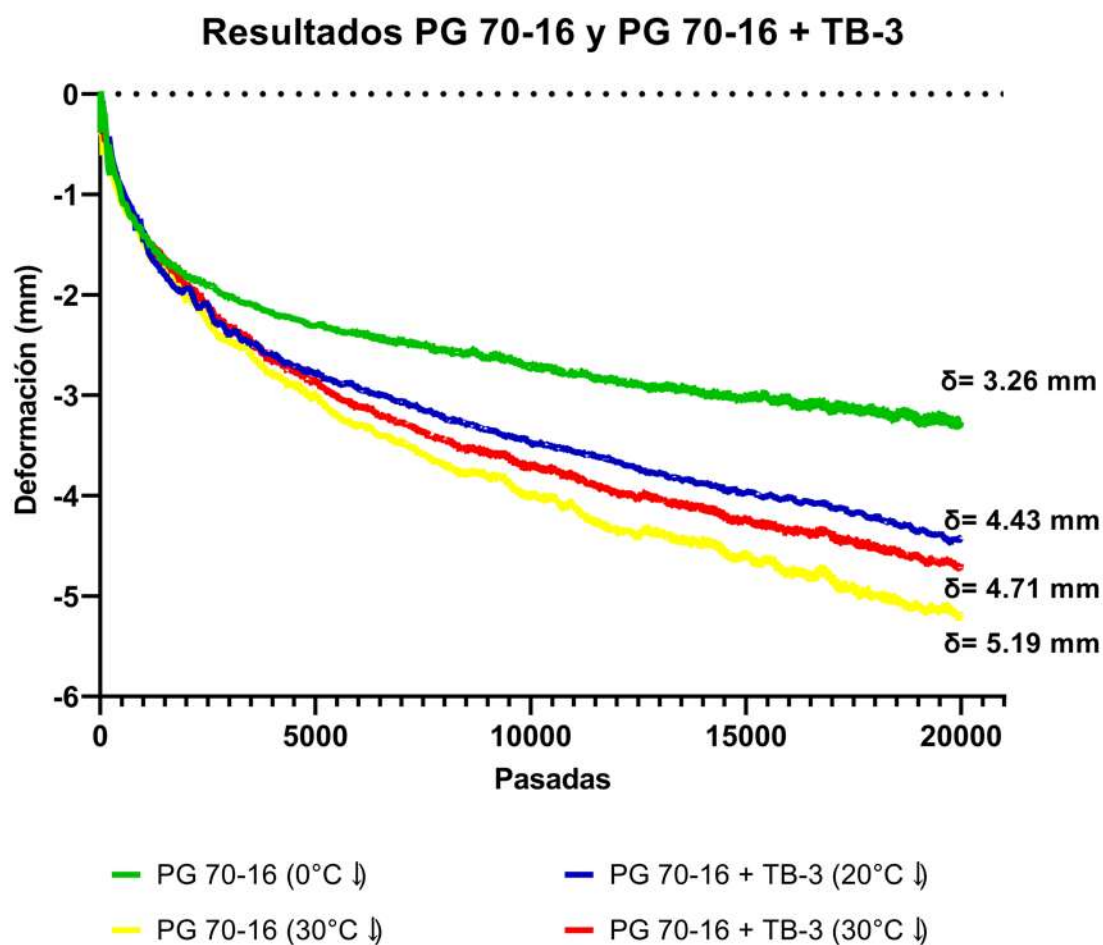


Figura 4.61: Gráficas de deformación permanente con asfaltos PG 70-16 y PG 70-16 + TB-3

El mismo comportamiento se observa en la Figura 4.62, solamente que los valores de deformación permanente son menores, debido al aumento de rigidez en el asfalto sin comprometer sus propiedades elásticas.

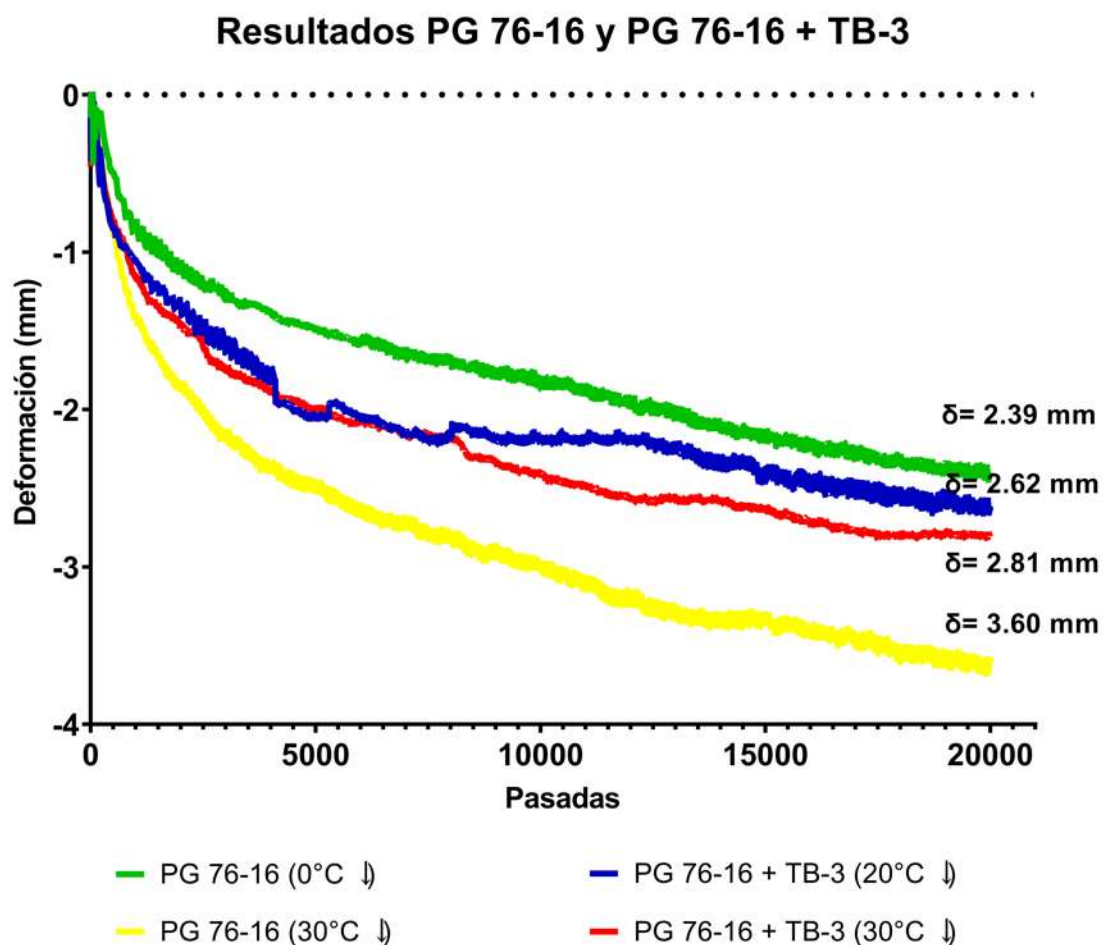


Figura 4.62: Gráficas de deformación permanente con asfaltos PG 76-16 y PG 76-16 + TB-3

4.1.0.0.3. Módulo Dinámico

Para la evaluación del Módulo Dinámico se construyeron curvas maestras para cada variable (tipo de asfalto). Los especímenes fueron elaborados con el mismo material pétreo (Basalto del Banco Tonalá), la misma proporción (60 % grava y 40 % arena), con un porcentaje de vacíos del núcleo de extracción de $4.0 \pm 0.5 \%$ y con un contenido asfáltico de 5.8 % respecto al peso del agregado. Por consiguiente, las variables fueron el tipo de asfalto:

- Cemento Asfáltico Modificado PG-70-16 compactado a una temperatura de 158 °C, representado con la nomenclatura PG 70-16 (158 °C).

- Cemento Asfáltico Modificado PG-70-16 con aditivo TB-3 compactado a una temperatura de 138 °C (20°C abajo de la temperatura convencional), representado con la nomenclatura PG 70-16 + TB-3 (138 °C).
- Cemento Asfáltico Modificado PG-70-16 con aditivo TB-3 compactado a una temperatura de 128 °C (30°C abajo de la temperatura convencional), representado con la nomenclatura PG 70-16 + TB-3 (128 °C).
- Cemento Asfáltico Modificado PG-76-16 compactado a una temperatura de 158 °C, representado con la nomenclatura PG 76-16 (158 °C).
- Cemento Asfáltico Modificado PG-76-16 con aditivo TB-3 compactado a una temperatura de 138 °C (20°C abajo de la temperatura convencional), representado con la nomenclatura PG 76-16 + TB-3 (138 °C).
- Cemento Asfáltico Modificado PG-76-16 con aditivo TB-3 compactado a una temperatura de 128 °C (30°C abajo de la temperatura convencional), representado con la nomenclatura PG 76-16 + TB-3 (128 °C).

A continuación, se muestran las curvas maestras para los especímenes elaborados con asfalto PG 70-16 con y sin aditivo (Figura 4.63) y PG 76-16 con y sin aditivo (Figura 4.64).

Es importante mencionar, que se evaluaron cuatro especímenes por variable y posteriormente se obtuvo el promedio del Módulo Dinámico $|E^*|$ (MPa) y ángulo de fase ($^\circ$), para así construir la curva maestra por variable.

De acuerdo a la Figura 4.63, se observa que el promedio del módulo dinámico de la mezcla asfáltica en caliente [PG 70-16 (158 °C)] es superior que el módulo dinámico de las mezclas asfálticas en tibio (PG 70-16 + TB-3). Este comportamiento predomina hasta frecuencias reducidas altas ($1E^6$ Hz), donde la mezcla asfáltica PG 70-16 + TB-3 (138 °C) remonta ambas curvas, alcanzando módulos dinámicos superiores.

El módulo dinámico es un parámetro que determina la rigidez de la mezcla asfáltica. Se puede utilizar en conjunto con la rueda de Hamburgo y el “Flow Number” para observar susceptibilidad a la deformación permanente. De la misma manera, el módulo dinámico en conjunto con la viga de flexión a cuatro puntos pueden determinar la susceptibilidad al agrietamiento por fatiga.

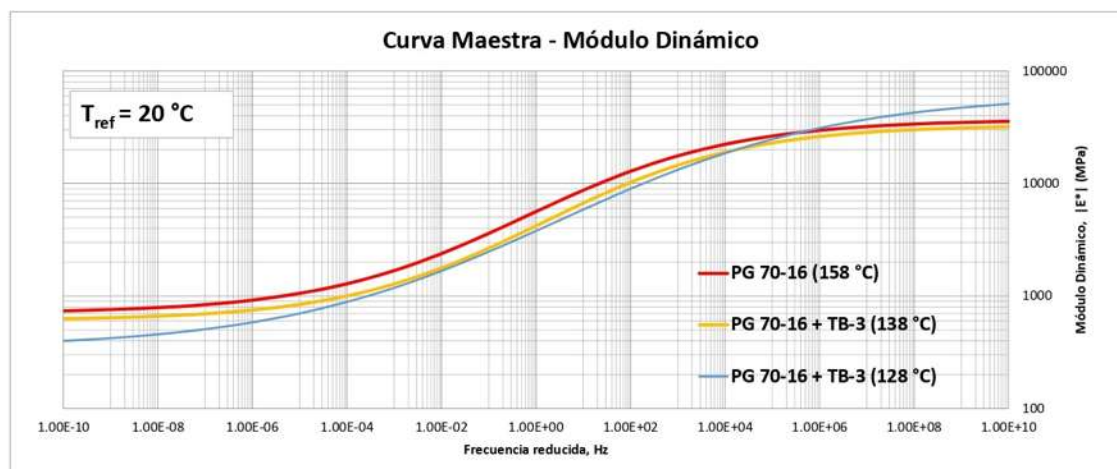


Figura 4.63: Curvas Maestras PG 70-16 con y sin aditivo TB-3

Se observa un comportamiento muy similar en las mezclas asfálticas con asfalto PG 76-16 con y sin aditivo. Donde la mezcla asfáltica en caliente (158 °C) muestra una curva maestra superior a las mezclas en tibio. Sin embargo, a frecuencias reducidas bajas la curva maestra con el asfalto PG 76-16 + TB-3 (138 °C) remonta la curva maestra de la mezcla en caliente, lo que no dice que a frecuencias bajas el módulo dinámico es mayor que el de la mezcla en caliente. Para corroborar este comportamiento se recomienda evaluar más especímenes de ambas variables.

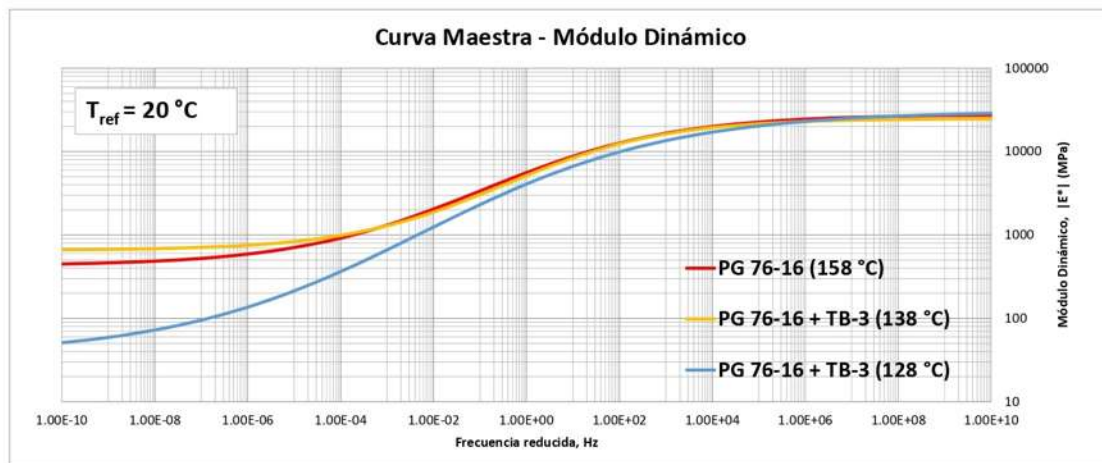


Figura 4.64: Curvas Maestras PG 76-16 con y sin aditivo TB-3

A continuación, se muestran los módulos dinámicos correspondientes a las mezclas asfálticas PG 70-16 con y sin aditivo a la temperatura de 20 °C y a las frecuencias evaluadas (0.1, 0.5, 1, 5, 10 Hz).

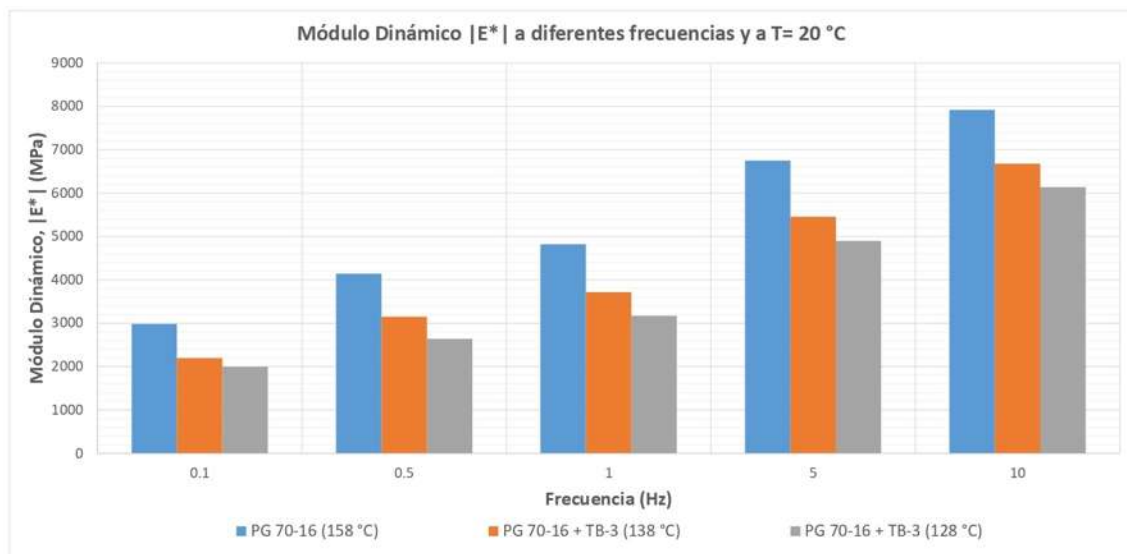


Figura 4.65: Módulo Dinámico a 20 °C y a diferentes frecuencias PG 70-16 con y sin aditivo

A continuación, se muestran los módulos dinámicos correspondientes a las mezclas asfálticas PG 70-16 con y sin aditivo a la temperatura de 20 °C y a las frecuencias evaluadas (0.1, 0.5, 1, 5, 10 Hz).

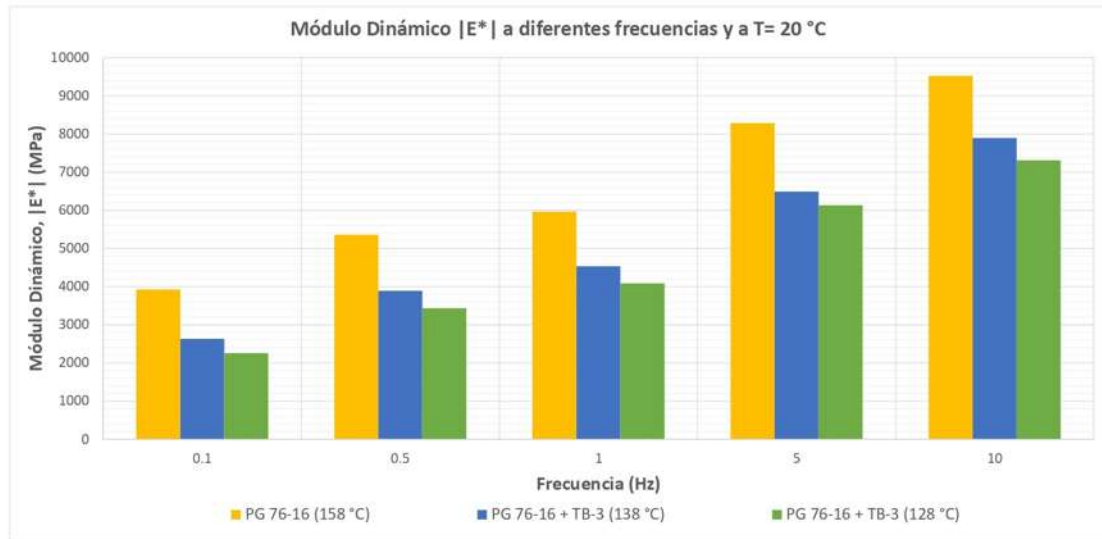


Figura 4.66: Módulo Dinámico a 20 °C y a diferentes frecuencias PG 76-16 con y sin aditivo

En la Figura 4.67 se reportan los módulos dinámicos a 20 °C y a las frecuencias evaluadas (0.1, 0.5, 1, 5, 10 Hz) para todas las variables de asfalto.

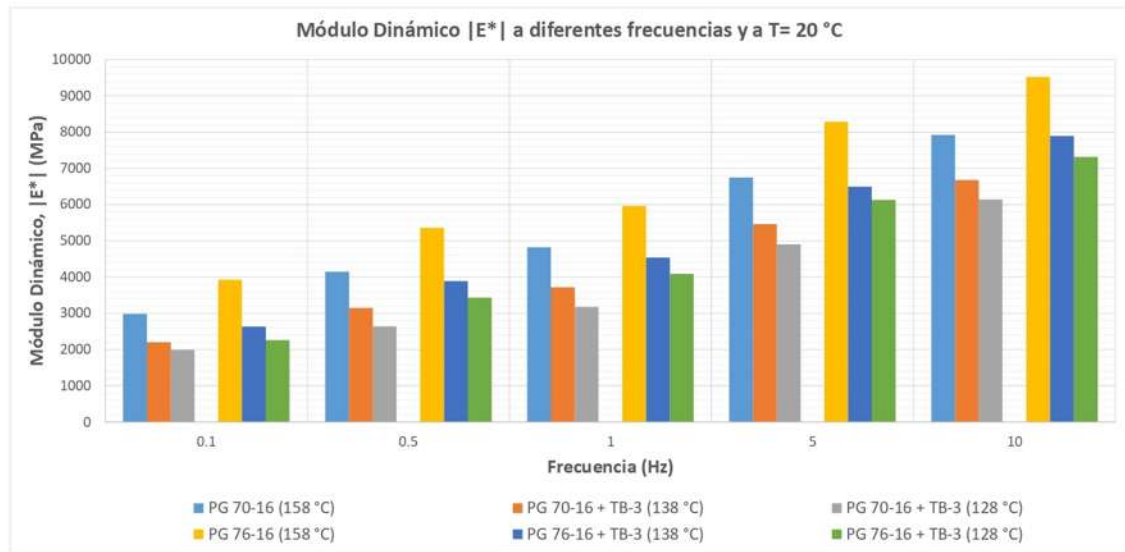


Figura 4.67: Módulo Dinámico a 20 °C y a diferentes frecuencias

El módulo dinámico a 20 °C y 10 Hz es el parámetro de entrada y diseño requerido en la Guía de Diseño Empírico-Mecanicista de Pavimentos (MEPDG). Por consiguiente, se muestra el resumen de dichos valores para cada una de las variables (Figura 4.68).

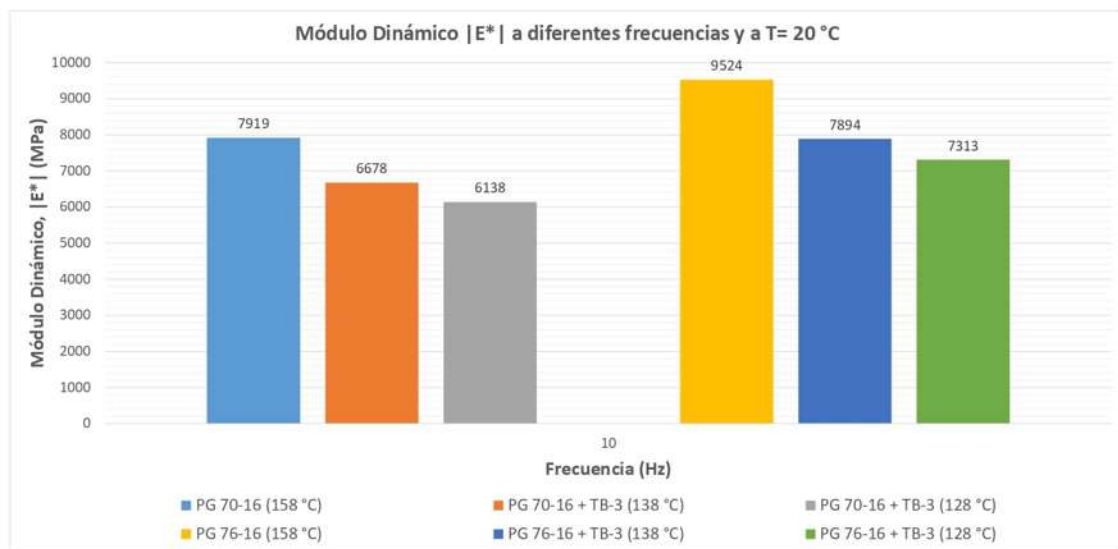


Figura 4.68: Módulo Dinámico a 20 °C y 10 Hz

En la Figura 4.69 se muestran los módulos dinámicos a temperaturas bajas ($0\text{ }^{\circ}\text{C}$), la cual presenta el mismo comportamiento que en figuras anteriores, mostrando módulos dinámicos superiores en mezclas asfálticas en caliente ($158\text{ }^{\circ}\text{C}$).

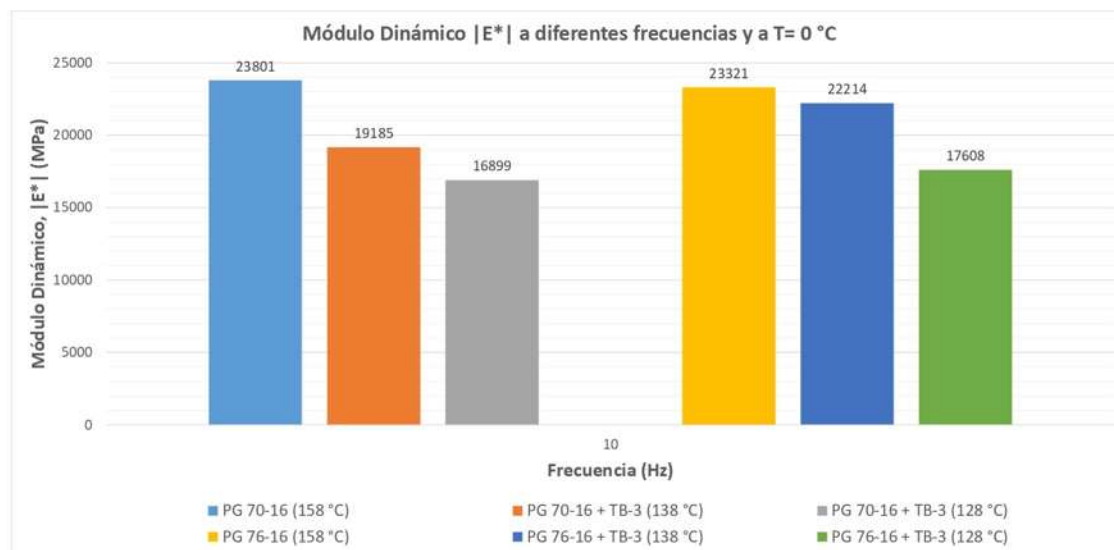


Figura 4.69: Gráficas de deformación permanente con asfaltos PG 76-16 y PG 76-16 + TB-3

4.1.0.0.4. Leyes de Fatiga

Para la evaluación de la fatiga en mezclas asfálticas se construyeron leyes de fatiga para cada variable (tipo de asfalto). Los especímenes fueron elaborados con el mismo material pétreo (Basalto del Banco Tonalá), la misma proporción (60 % grava y 40 % arena), con un porcentaje de vacíos de $6.0 \pm 0.5\%$ y con un contenido asfáltico de 5.8 % respecto al peso del agregado. Por consiguiente, las variables fueron el tipo de asfalto:

- Cemento Asfáltico Modificado PG-70-16 compactado a una temperatura de $158\text{ }^{\circ}\text{C}$, representado con la nomenclatura PG 70-16 ($158\text{ }^{\circ}\text{C}$).
- Cemento Asfáltico Modificado PG-70-16 con aditivo TB-3 compactado a una temperatura de $138\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($20\text{ }^{\circ}\text{C}$ abajo de la temperatura convencional), representado con la nomenclatura PG 70-16 + TB-3 ($138\text{ }^{\circ}\text{C}$).

- Cemento Asfáltico Modificado PG-70-16 con aditivo TB-3 compactado a una temperatura de 128 °C (30°C abajo de la temperatura convencional), representado con la nomenclatura PG 70-16 + TB-3 (128 °C).
- Cemento Asfáltico Modificado PG-76-16 compactado a una temperatura de 158 °C, representado con la nomenclatura PG 76-16 (158 °C).
- Cemento Asfáltico Modificado PG-76-16 con aditivo TB-3 compactado a una temperatura de 138 °C (20°C abajo de la temperatura convencional), representado con la nomenclatura PG 76-16 + TB-3 (138 °C).
- Cemento Asfáltico Modificado PG-76-16 con aditivo TB-3 compactado a una temperatura de 128 °C (30°C abajo de la temperatura convencional), representado con la nomenclatura PG 76-16 + TB-3 (128 °C).

A continuación se muestra el número de ciclos a la falla por fatiga de cada uno de los especímenes a las deformaciones de 300, 450 y 600 $\mu\epsilon$ (micro-deformaciones o micro-strains). Con dichos datos se pueden construir las leyes de fatiga para cada mezcla asfáltica.

Tabla 4.26: Número de ciclos a la falla por fatiga

Deformación (ms)	PG 70-16 (158 °C)	PG 70-16 + TB-3 (138 °C)	PG 70-16 + TB-3 (128 °C)
600	194,008	374,442	209,688
450	793,686	1,705,907	1,000,787
300	2,201,981	4,944,206	2,752,476

En la Figura 4.70 se observan las leyes de fatiga para las mezclas asfálticas con asfaltos PG 70-16 (158 °C), PG 70-16 + TB-3 (138 °C) y PG 70-16 + TB-3 (128 °C). En dicha imagen podemos observar que las leyes de fatiga de las mezclas asfálticas en tibio están por encima de la ley de fatiga de la mezcla en caliente. Esto nos dice que a un mismo valor de deformación unitaria, las mezclas

en tibio resistirán un mayor número de ciclos de carga antes de fallar por fatiga, en comparación con la mezcla asfáltica en caliente.

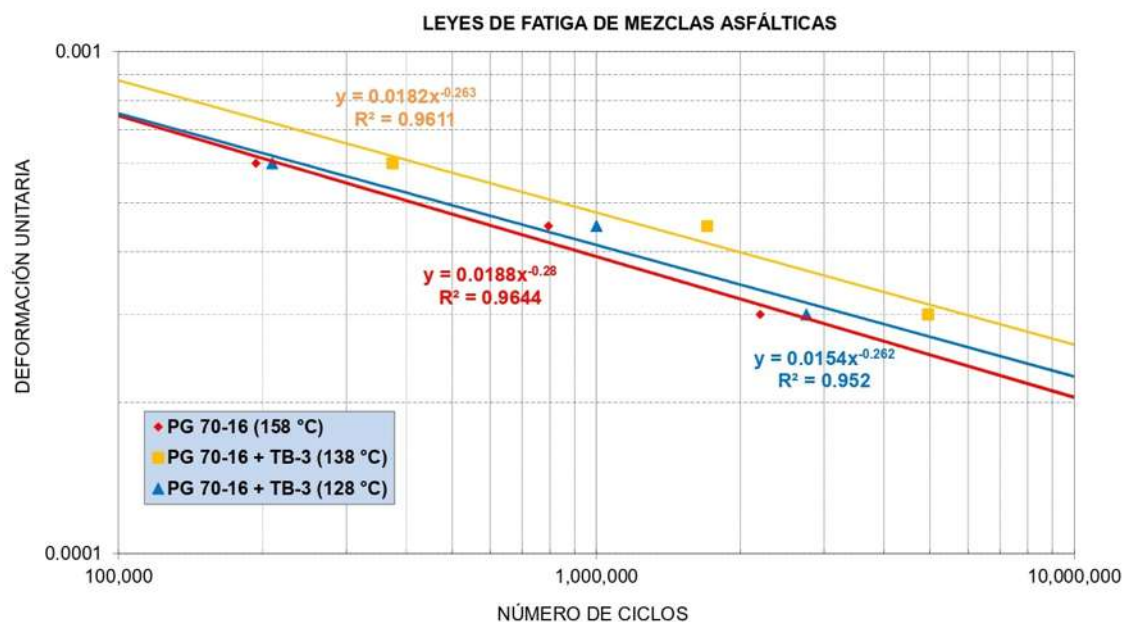


Figura 4.70: Leyes de fatiga para mezclas asfálticas con asfaltos PG 70-16 y PG 70-16 + TB-3

Para visualizar lo mencionado se realiza el siguiente ejercicio. En la Figura 4.71 se dibuja una línea a una deformación unitaria de 150 micro-deformaciones. Dicha línea intersecta la mezcla asfáltica en caliente PG 70-16 (158 °C) a 40 millones de ciclos, la mezcla en tibio PG 70-16 + TB-3 (128 °C) a 60 millones de ciclos y la mezcla en tibio PG 70-16 + TB-3 (138 °C) a 100 millones de ciclos. Aquí claramente se observa el aumento de la vida fatiga en ciclos al emplear una tecnología en tibio.

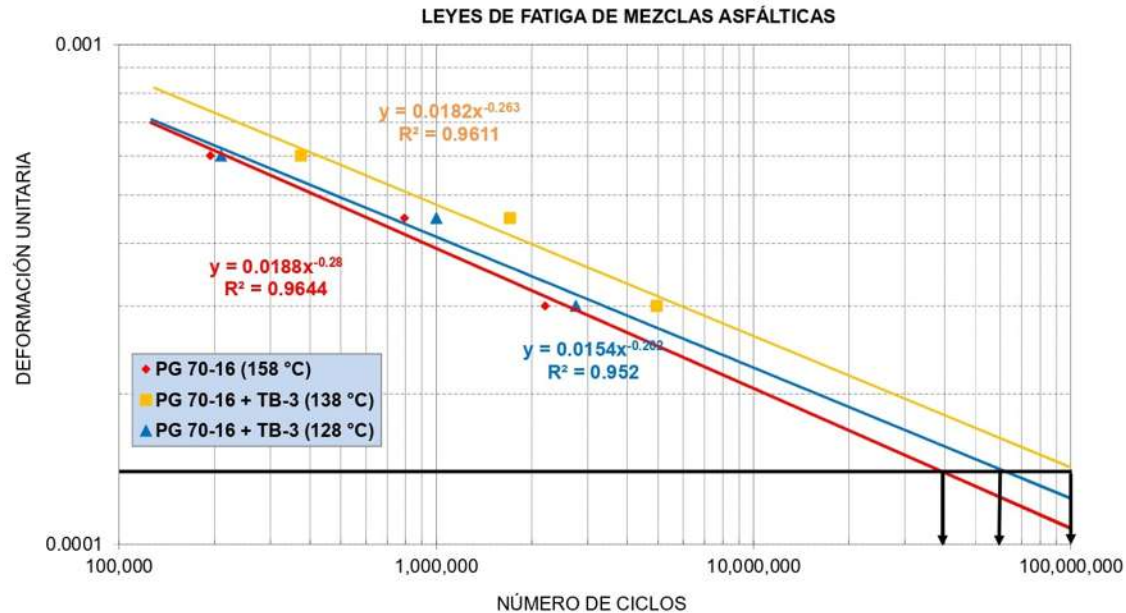


Figura 4.71: Aumento de vida fatiga en mezclas asfálticas en tibio

El mismo comportamiento se observa en las mezclas asfálticas con asfaltos PG 76-16 (158 °C), PG 76-16 + TB-3 (138 °C) y PG 76-16 + TB-3 (128 °C). Sin embargo, es importante mencionar que los valores en color rojo (Tabla 4.27) fueron obtenidos proyectando el comportamiento de la primer curva; ya que por cuestiones de tiempo no se han obtenido los resultados experimentales hasta el momento.

Tabla 4.27: Número de ciclos a la falla por fatiga

Deformación (ms)	PG 76-16 (158 °C)	PG 76-16 + TB-3 (138 °C)	PG 76-16 + TB-3 (128 °C)
600	446,023	532,497	226,742
450	1,330,360	1,547,128	950,438
300	5,929,041	6,470,961	3,983,962

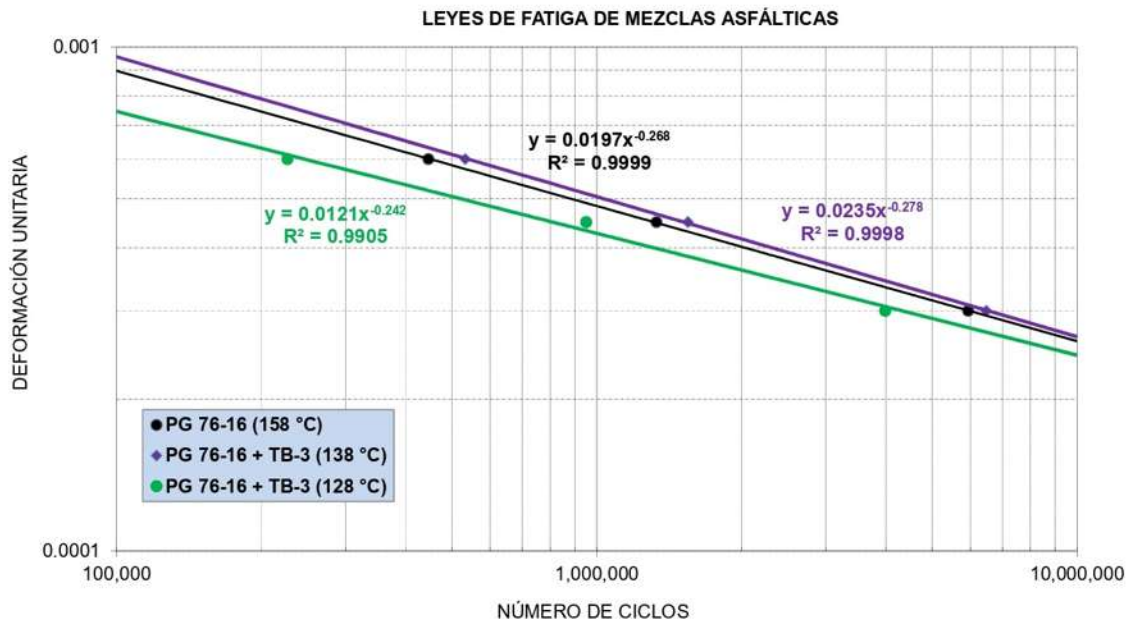


Figura 4.72: Leyes de fatiga para mezclas asfálticas con asfaltos PG 76-16 y PG 76-16 + TB-3

De acuerdo a los resultados obtenidos, existe un aumento en el número ciclos para una mezcla asfáltica en tibio siempre y cuando la reducción en la temperatura de compactación sea mayor a 20 °C. Al disminuir la temperatura de compactación a 30 °C con una tecnología en tibio, prácticamente el comportamiento es muy similar al de una mezcla asfáltica en caliente en cuestión de evaluación a fatiga. Por lo que se realizaría un costo innecesario al comprar el aditivo y obtener un desempeño muy similar al de una mezcla en caliente.

Capítulo 5

Conclusiones y trabajo futuro

5.1. Conclusión

La durabilidad de los pavimentos en México ha sido uno de los temas más desafiantes para el sector de la construcción en los últimos años. El crecimiento exponencial de vehículos, la sobrecarga transitada y la insuficiencia en los espesores son algunos de los factores que han reducido progresivamente la vida útil de nuestros caminos. Para ello, los resultados de esta investigación ofrecen el sustento técnico que comprueba el aumento de la vida útil de un pavimento flexible al utilizar la tecnología de una mezcla asfáltica en tibio.

De acuerdo a los resultados obtenidos, una mezcla asfáltica en tibio a una temperatura de compactación 20 °C por debajo de la temperatura convencional, incrementa su vida fatiga de 2.0 a 2.5 veces en comparación con una mezcla asfáltica en caliente; lo cual demuestra la veracidad de la hipótesis planteada. Por lo tanto, una mezcla asfáltica en tibio ofrece beneficios como: reducción en emisiones contaminantes, ahorro en combustible, mayor seguridad para los trabajadores y un aumento en el número de repeticiones de carga antes de fallar por fatiga.

En conclusión, las mezclas asfálticas en tibio tienen la capacidad estructural y el sustento técnico para aplicarse en el país.

5.2. Trabajo futuro

Como trabajo a futuro se recomienda incorporar cierto % de RAP en la mezcla asfáltica en tibio, con la finalidad de mejorar los resultados de rueda de Hamburgo y módulo dinámico, sin comprometer el beneficio ya obtenido en la vida fatiga. En este caso, serían dos alternativas sustentables con un gran impacto ambiental.

Adicionalmente, sería importante aplicar la tecnología de mezclas asfálticas en tibio para asfaltos convencionales PG 64-16 (directamente de refinería), ya que gran parte de los proyectos en el país se realizan con dicho aglutinante.

Capítulo 6

Apéndice

6.1. Apéndice A

En el Apéndice A se muestran los cálculos realizados para la obtención de la resistencia a la tensión indirecta de especímenes acondicionados y no acondicionados, y la relación que existe entre ellos:

Tabla 6.1: Cálculos para la obtención del TSR en mezcla asfáltica con asfalto PG 76-16 (158°C)

PROYECTO: Tesis Adrián PG 76-16 (s/aditivo)								
Temp. de mezclado, °C	168				Contenido de asfalto, %	5.8		
Temp. de compactado, °C	158				Fecha	3/4/20		
EFECTO DE HUMEDAD EN MEZCLAS ASFALTICAS (AASHTO T-283)								
Identificación del espécimen			1	2	3	4	5	6
Emparejado de pastillas			A	A	B	C	B	C
Díámetro	D	cm	10.02	10.02	10.02	10.02	10.02	10.02
Espesor	t	cm	6.19	6.32	6.28	6.23	6.27	6.31
Paire	A	grs	1046.0	1101.5	1084.5	1086.5	1046.0	1091.0
Psum	C	grs	614.5	645.5	636.5	637.5	615.0	642.0
PSSS	B	grs	1058.0	1112.0	1093.5	1096.0	1055.0	1103.0
Volumen (B-C)	E	cc	443.5	466.5	457.0	458.5	440	461
Gravedad Específica Bruta (A/E)	Gmb	gr/cc	2.359	2.361	2.373	2.370	2.377	2.367
Gravedad específica teórica máx.	Gmm	gr/cc	2.522	2.522	2.522	2.522	2.522	2.522
Vacios [(1-(Gmb/Gmm))*100]	Pa	%	6.5	6.4	5.9	6.0	5.7	6.2
Volumen de vacios (PaE/100)	Va	cc	28.75	29.74	26.98	27.69	25.25	28.41
Acondicionamiento								
¿Pastilla acondicionada?			Si	No	Si	No	No	Si
PSSS	B"	gr	1069.0		1107.0			1115.0
Volumen de agua absorbida (BA)	J"	cc	23.0		22.5			24.0
% Saturación (100J/Va)	S"	%	80.0		83.4			84.5
Carga		kg	648	679	529	547	545	522
Esfuerzo en seco (2P/tD)	S1	kg/cm2	0.00000	6.82598	0.00000	5.57843	5.52257	0.00000
Esfuerzo en húmedo (2P/tD)	S2	kg/cm2	6.65115	0.00000	5.35191	0.00000	0.00000	5.25598
TSR (S2/S1)		%	0.974		0.969			0.942
						TSR Promedio, %		96.2

Tabla 6.2: Cálculos para la obtención del TSR en mezcla asfáltica con asfalto PG 76-16 + TB-3 (138°C)

PROYECTO: Tesis Adrián PG 76-16 + TB-3 (20 °C ↓)								
Temp. de mezclado, °C	148				Contenido de asfalto, %	5.8		
Temp. de compactado, °C	138				Fecha	3/4/20		
EFECTO DE HUMEDAD EN MEZCLAS ASFALTICAS (AASHTO T-283)								
Identificación del espécimen			1	2	3	4	5	6
Emparejado de pastillas			A	B	B	C	C	A
Díametro	D	cm	10.02	10.02	10.02	10.02	10.02	10.02
Espesor	t	cm	6.35	6.44	6.31	6.30	6.34	6.37
Paire	A	grs	1085.0	1091.5	1090.5	1087.5	1089.0	1089.0
Psum	C	grs	640.5	641.5	640.5	642.0	642.0	643.0
PSSS	B	grs	1098.5	1106.0	1101.0	1100.5	1100.5	1103.5
Volumen (B-C)	E	cc	458.0	464.5	460.5	458.5	458.5	460.5
Gravedad Específica Bruta (A/E)	Gmb	gr/cc	2.369	2.350	2.368	2.372	2.375	2.365
Gravedad específica teórica máx.	Gmm	gr/cc	2.512	2.512	2.512	2.512	2.512	2.512
Vacios $[(1-(Gmb/Gmm))*100]$	Pa	%	5.7	6.5	5.7	5.6	5.4	5.9
Volumen de vacios (PaE/100)	Va	cc	26.07	29.99	26.38	25.58	24.98	26.98
Acondicionamiento								
¿Pastilla acondicionada?			Si	Si	No	No	Si	No
PSSS	B"	gr	1105.5	1115.0			1108.5	
Volumen de agua absorbida (BA)	J"	cc	20.5	23.5			19.5	
% Saturación (100J/Va)	S"	%	78.6	78.4			78.1	
Carga		kg	486	436	465	483	444	491
Esfuerzo en seco (2P/tD)	S1	kg/cm2	0.00000	0.00000	4.68428	4.87024	0.00000	4.89420
Esfuerzo en húmedo (2P/tD)	S2	kg/cm2	4.86344	4.30143	0.00000	0.00000	4.44734	0.00000
TSR (S2/S1)		%	0.994		0.918		0.91317	
						TSR Promedio, %	94.2	

Tabla 6.3: Cálculos para la obtención del TSR en mezcla asfáltica con asfalto PG 76-16 + TB-3 (128°C)

PROYECTO: Tesis Adrián PG 76-16 + TB-3 (30 °C ↓)								
Temp. de mezclado, °C	138				Contenido de asfalto, %	5.8		
Temp. de compactado, °C	128				Fecha	3/4/20		
EFECTO DE HUMEDAD EN MEZCLAS ASFALTICAS (AASHTO T-283)								
Identificación del espécimen			1	2	3	4	5	6
Emparejado de pastillas			A	A	B	B	C	C
Díametro	D	cm	10.05	10.05	10.05	10.05	10.05	10.05
Espesor	t	cm	6.39	6.44	6.33	6.39	6.36	6.47
Paire	A	grs	1089.0	1087.0	1090.5	1090.0	1086.5	1088.5
Psum	C	grs	643.5	642.5	644.0	642.5	638.0	643.0
PSSS	B	grs	1101.0	1097.5	1103.0	1101.5	1099.0	1102.0
Volumen (B-C)	E	cc	457.5	455	459.0	459	461	459
Gravedad Específica Bruta (A/E)	Gmb	gr/cc	2.380	2.389	2.376	2.375	2.357	2.371
Gravedad específica teórica máx.	Gmm	gr/cc	2.512	2.512	2.512	2.512	2.512	2.512
Vacios $[(1-(Gmb/Gmm))*100]$	Pa	%	5.2	4.9	5.4	5.5	6.2	5.6
Volumen de vacios (PaE/100)	Va	cc	23.98	22.28	24.88	25.08	28.48	25.68
Acondicionamiento								
¿Pastilla acondicionada?			No	Si	Si	No	Si	No
PSSS	B"	gr		1105.5	1111.0		1110.0	
Volumen de agua absorbida (BA)	J"	cc		18.5	20.5		23.5	
% Saturación (100J/Va)	S"	%		83.0	82.4		82.5	
Carga		kg	460	403	489	495	445	486
Esfuerzo en seco (2P/tD)	S1	kg/cm2	4.56007	0.00000	0.00000	4.90703	0.00000	4.75824
Esfuerzo en húmedo (2P/tD)	S2	kg/cm2	0.00000	3.96400	4.89350	0.00000	4.43218	0.00000
TSR (S2/S1)		%		0.869		0.997		0.931
						TSR Promedio, %		93.3

Tabla 6.4: Cálculos para la obtención del TSR en mezcla asfáltica con asfalto PG 70-16 (158°C)

PROYECTO: Tesis Adrián PG 70-16 (s/aditivo)								
Temp. de mezclado, °C	168				Contenido de asfalto, %	5.8		
Temp. de compactado, °C	158				Fecha	3/4/20		
EFECTO DE HUMEDAD EN MEZCLAS ASFALTICAS (AASHTO T-283)								
Identificación del espécimen			1	2	3	4	5	6
Emparejado de pastillas			A	B	B	A	C	C
Díametro	D	cm	10.05	10.05	10.05	10.05	10.05	10.05
Espesor	t	cm	6.34	6.25	6.28	6.32	6.37	6.35
Paire	A	grs	1088.0	1081.0	1084.5	1088.0	1089.0	1089.5
Psum	C	grs	636.0	631.0	632.5	636.5	632.5	637.0
PSSS	B	grs	1101.0	1088.0	1095.5	1098.5	1101.5	1103.5
Volumen (B-C)	E	cc	465.0	457	463.0	462	469	466.5
Gravedad Específica Bruta (A/E)	Gmb	gr/cc	2.340	2.365	2.342	2.355	2.322	2.335
Gravedad específica teórica máx.	Gmm	gr/cc	2.513	2.513	2.513	2.513	2.513	2.513
Vacios $[(1-(Gmb/Gmm))*100]$	Pa	%	6.9	5.9	6.8	6.3	7.6	7.1
Volumen de vacios (PaE/100)	Va	cc	32.05	26.84	31.44	29.05	35.65	32.95
Acondicionamiento								
¿Pastilla acondicionada?			Si	Si	No	No	No	Si
PSSS	B"	gr	1114.5	1099.5				1117.5
Volumen de agua absorbida (BA)	J"	cc	26.5	18.5				28.0
% Saturación (100J/Va)	S"	%	82.7	68.9				85.0
Carga		kg	536	499	528	584	507	443
Esfuerzo en seco (2P/tD)	S1	kg/cm2	0.00000	0.00000	5.32584	5.85342	5.04176	0.00000
Esfuerzo en húmedo (2P/tD)	S2	kg/cm2	5.35537	5.05748	0.00000	0.00000	0.00000	4.41920
TSR (S2/S1)		%	0.915		0.950			0.877
						TSR Promedio, %		91.4

Tabla 6.5: Cálculos para la obtención del TSR en mezcla asfáltica con asfalto PG 70-16 + TB-3 (138°C)

PROYECTO: Tesis Adrián PG 70-16 + TB-3 (20 °C ↓)								
Temp. de mezclado, °C	148				Contenido de asfalto, %	5.8		
Temp. de compactado, °C	138				Fecha	3/4/20		
EFECTO DE HUMEDAD EN MEZCLAS ASFALTICAS (AASHTO T-283)								
Identificación del espécimen			1	2	3	4	5	6
Emparejado de pastillas			B	A	A	C	B	C
Díametro	D	cm	10.03	10.03	10.03	10.03	10.03	10.03
Espesor	t	cm	6.31	6.35	6.34	6.31	6.33	6.31
Paire	A	grs	1090.0	1086.0	1091.0	1089.5	1090.0	1087.0
Psum	C	grs	639.0	633.5	636.5	641.5	636.5	637.5
PSSS	B	grs	1101.0	1098.0	1103.5	1101.0	1098.5	1098.0
Volumen (B-C)	E	cc	462.0	464.5	467.0	459.5	462	460.5
Gravedad Específica Bruta (A/E)	Gmb	gr/cc	2.359	2.338	2.336	2.371	2.359	2.360
Gravedad específica teórica máx.	Gmm	gr/cc	2.502	2.502	2.502	2.502	2.502	2.502
Vacios $[(1-(Gmb/Gmm))*100]$	Pa	%	5.7	6.6	6.6	5.2	5.7	5.7
Volumen de vacios (PaE/100)	Va	cc	26.35	30.45	30.95	24.05	26.35	26.05
Acondicionamiento								
¿Pastilla acondicionada?			Si	Si	No	Si	No	No
PSSS	B"	gr	1112.5	1111.5		1110.0		
Volumen de agua absorbida (BA)	J"	cc	22.5	25.5		20.5		
% Saturación (100J/Va)	S"	%	85.4	83.8		85.2		
Carga		kg	360	389	432	365	405	421
Esfuerzo en seco (2P/tD)	S1	kg/cm2	0.00000	0.00000	4.32488	0.00000	4.06098	4.23479
Esfuerzo en húmedo (2P/tD)	S2	kg/cm2	3.62120	3.88826	0.00000	3.67149	0.00000	0.00000
TSR (S2/S1)		%	0.892			0.867		0.899
						TSR Promedio, %		88.6

Tabla 6.6: Cálculos para la obtención del TSR en mezcla asfáltica con asfalto PG 70-16 + TB-3 (128°C)

PROYECTO: Tesis Adrián PG 70-16 + TB-3 (30 °C ↓)								
Temp. de mezclado, °C	138				Contenido de asfalto, %	5.8		
Temp. de compactado, °C	128				Fecha	3/4/20		
EFECTO DE HUMEDAD EN MEZCLAS ASFALTICAS (AASHTO T-283)								
Identificación del espécimen			1	2	3	4	5	6
Emparejado de pastillas			C	B	A	A	C	B
Díametro	D	cm	10.01	10.01	10.01	10.01	10.01	10.01
Espesor	t	cm	6.47	6.48	6.38	6.48	6.40	6.48
Paire	A	grs	1085.0	1089.5	1089.0	1082.0	1089.0	1090.0
Psum	C	grs	637.5	640.0	641.5	635.5	637.0	640.5
PSSS	B	grs	1098.5	1103.5	1103.0	1097.5	1102.0	1106.0
Volumen (B-C)	E	cc	461.0	463.5	461.5	462	465	465.5
Gravedad Específica Bruta (A/E)	Gmb	gr/cc	2.354	2.351	2.360	2.342	2.342	2.342
Gravedad específica teórica máx.	Gmm	gr/cc	2.502	2.502	2.502	2.502	2.502	2.502
Vacios $[(1-(Gmb/Gmm))*100]$	Pa	%	5.9	6.1	5.7	6.4	6.4	6.4
Volumen de vacios (PaE/100)	Va	cc	27.35	28.05	26.25	29.55	29.75	29.85
Acondicionamiento								
¿Pastilla acondicionada?			No	Si	Si	No	Si	No
PSSS	B"	gr		1113.0	1111.5		1111.0	
Volumen de agua absorbida (BA)	J"	cc		23.5	22.5		22.0	
% Saturación (100J/Va)	S"	%		83.8	85.7		74.0	
Carga		kg	450	359	363	415	368	397
Esfuerzo en seco (2P/tD)	S1	kg/cm2	4.42338	0.00000	0.00000	4.07304	0.00000	3.89638
Esfuerzo en húmedo (2P/tD)	S2	kg/cm2	0.00000	3.52343	3.61853	0.00000	3.65691	0.00000
TSR (S2/S1)		%		0.904	0.888		0.827	
						TSR Promedio, %	87.3	

6.2. Apéndice B

En el Apéndice B se muestran los valores de Temperatura, Frecuencia, Módulo Dinámico y Ángulo Fase requeridos para la construcción de la curva maestra para cada variable.

Tabla 6.7: Valores de entrada para la creación de la curva maestra PG 70-16 (158°C)

Temp. (°C)	Frecuencia (Hz)	E* (Mpa)	Ángulo Fase (°)
-10.0	0.1	16,503	13.8
-10.0	0.5	19,218	12.4
-10.0	1.0	20,586	12.2
-10.0	5.0	24,146	10.7
-10.0	10.0	25,473	9.9
0.0	0.1	14,810	15.8
0.0	0.5	17,398	14.6
0.0	1.0	18,745	14.3
0.0	5.0	21,772	13.4
0.0	10.0	23,801	12.9
10.0	0.1	5,763	22.1
10.0	0.5	7,687	20.1
10.0	1.0	8,856	18.6
10.0	5.0	11,417	16.0
10.0	10.0	12,984	14.1
20.0	0.1	2,982	25.2
20.0	0.5	4,145	23.8
20.0	1.0	4,818	22.9
20.0	5.0	6,750	20.2
20.0	10.0	7,919	19.0
30.0	0.1	1,917	31.5
30.0	0.5	2,896	30.3
30.0	1.0	3,357	29.2
30.0	5.0	5,007	26.8
30.0	10.0	6,124	25.4
40.0	0.1	1,328	31.7
40.0	0.5	2,061	30.9
40.0	1.0	2,451	30.2
40.0	5.0	3,519	28.2
40.0	10.0	4,129	26.5

Tabla 6.8: Valores de entrada para la creación de la curva maestra PG 70-16 + TB-3 (138°C)

Temp. (°C)	Frecuencia (Hz)	E* (Mpa)	Ángulo Fase (°)
-10	0.1	16,321	14.7
-10	0.5	17,752	14.5
-10	1	18,648	14.3
-10	5	19,058	14.2
-10	10	21,470	13.8
0	0.1	10,846	17.7
0	0.5	12,523	16.6
0	1	13,866	15.7
0	5	17,044	14.4
0	10	19,185	13.3
10	0.1	3,915	26.5
10	0.5	5,664	24.0
10	1	6,528	23.2
10	5	8,984	22.2
10	10	10,562	21.0
20	0.1	2,198	28.8
20	0.5	3,148	27.7
20	1	3,716	26.8
20	5	5,458	24.7
20	10	6,678	23.0
30	0.1	1,514	31.3
30	0.5	2,096	30.8
30	1	2,417	30.4
30	5	3,643	29.2
30	10	4,622	28.2
40	0.1	1,021	31.9
40	0.5	1,474	31.3
40	1	1,792	30.8
40	5	2,744	30.0
40	10	3,058	29.6

Tabla 6.9: Valores de entrada para la creación de la curva maestra PG 70-16 + TB-3 (128°C)

Temp. (°C)	Frecuencia (Hz)	E* (Mpa)	Ángulo Fase (°)
-10	0.1	13,394	16.8
-10	0.5	16,972	14.4
-10	1	18,755	13.8
-10	5	23,191	11.2
-10	10	25,173	10.3
0	0.1	7,519	23.2
0	0.5	10,034	20.3
0	1	11,393	19.0
0	5	14,580	15.3
0	10	16,899	13.5
10	0.1	4,020	25.3
10	0.5	5,587	23.3
10	1	6,557	22.4
10	5	9,037	19.1
10	10	10,432	17.7
20	0.1	1,995	29.8
20	0.5	2,642	29.0
20	1	3,172	28.3
20	5	4,901	26.0
20	10	6,138	24.5
30	0.1	1,354	31.0
30	0.5	1,933	29.5
30	1	2,414	28.8
30	5	3,785	26.5
30	10	4,827	25.0
40	0.1	1,115	31.5
40	0.5	1,361	30.3
40	1	1,526	29.5
40	5	2,205	27.0
40	10	2,576	26.0

Tabla 6.10: Valores de entrada para la creación de la curva maestra PG 76-16 (158°C)

Temp. (°C)	Frecuencia (Hz)	E* (Mpa)	Ángulo Fase (°)
-10	0.1	12,711	15.2
-10	0.5	15,435	14.0
-10	1	16,781	13.1
-10	5	19,854	11.1
-10	10	21,851	9.6
0	0.1	9,863	18.6
0	0.5	12,448	17.1
0	1	13,629	16.8
0	5	16,776	15.1
0	10	19,034	14.0
10	0.1	5,619	26.1
10	0.5	7,657	24.5
10	1	8,659	23.5
10	5	12,082	21.2
10	10	12,906	19.9
20	0.1	3,926	26.7
20	0.5	5,359	25.3
20	1	5,963	24.7
20	5	8,285	23.0
20	10	9,524	21.5
30	0.1	1,463	29.3
30	0.5	2,217	28.5
30	1	2,566	28.2
30	5	3,778	26.9
30	10	4,581	26.2
40	0.1	1,078	31.0
40	0.5	1,814	29.7
40	1	2,042	29.4
40	5	3,035	27.6
40	10	3,626	26.7

Tabla 6.11: Valores de entrada para la creación de la curva maestra PG 76-16 + TB-3 (138°C)

Temp. (°C)	Frecuencia (Hz)	E* (Mpa)	Ángulo Fase (°)
-10	0.1	12615	19.9
-10	0.5	15643	17.9
-10	1	17089	17.3
-10	5	20854	14.8
-10	10	22710	13.9
0	0.1	11361	21.4
0	0.5	14749	18.9
0	1	16344	18.0
0	5	20436	15.7
0	10	22214	14.5
10	0.1	6194	25.0
10	0.5	8348	22.2
10	1	9614	21.3
10	5	12799	18.1
10	10	14477	16.8
20	0.1	2632	29.5
20	0.5	3892	28.7
20	1	4537	27.9
20	5	6495	26.5
20	10	7399	25.7
30	0.1	1628	30.0
30	0.5	2530	29.2
30	1	2917	28.6
30	5	4467	27.1
30	10	5269	26.4
40	0.1	1148	30.8
40	0.5	1482	30.2
40	1	1689	29.7
40	5	2795	27.9
40	10	3530	26.8

Tabla 6.12: Valores de entrada para la creación de la curva maestra PG 76-16 + TB-3 (128°C)

Temp. (°C)	Frecuencia (Hz)	E* (Mpa)	Ángulo Fase (°)
-10	0.1	11,542	19.6
-10	0.5	14,434	17.9
-10	1	16,115	16.6
-10	5	19,668	15.1
-10	10	22,502	13.5
0	0.1	7,190	21.5
0	0.5	10,062	19.5
0	1	11,657	18.3
0	5	15,497	16.5
0	10	17,608	15.0
10	0.1	4,669	25.4
10	0.5	6,656	24.7
10	1	7,825	24.3
10	5	10,804	23.2
10	10	12,564	22.5
20	0.1	2,258	27.8
20	0.5	3,435	26.7
20	1	4,086	26.1
20	5	6,133	24.7
20	10	7,313	23.7
30	0.1	1,068	29.2
30	0.5	1,636	28.0
30	1	1,942	27.5
30	5	3,105	25.8
30	10	3,699	24.9
40	0.1	532	31.9
40	0.5	981	30.2
40	1	1,074	29.8
40	5	1,631	28.0
40	10	1,948	26.8

Bibliografía

- [Anderson et al.2008] Anderson, R. M., Baumgardner, G., May, R., and Reinke, G. (2008). Interim report: Engineering properties, emissions, and field performance of warm mix asphalt technologies. *National Highway Research Council, Washington, D.C.*
- [Bonaquist2011] Bonaquist, R. (2011). Nchrp 9-43 mix design practices for warm mix asphalt.
- [Brown E.R. and W.K.1996] Brown E.R., Freddy L.R., P. S. D.-Y. L. and W.K., T. (1996). Hot mix asphalt materials, mixture design and construction. *National Center For Asphalt Technology NCAT, NAPA Education Foundation, Lanham, Maryland USA.*
- [Button et al.2007] Button, J., Estakhri, C., and Wimsatt, A. (2007). A synthesis of warm-mix asphalt. *Texas Department of Transportation.*
- [Capitão et al.2012] Capitão, S., Picado-Santos, L., and Martinho, F. (2012). Pavement engineering materials: Review on the use of warm-mix asphalt. *Construction and Building Materials*, 36:1016 – 1024.
- [Chowdhury and Button2008] Chowdhury, A. and Button, J. W. (2008). A review of warm mix asphalt. *Texas Transportation Institute.*
- [Corrigan2006] Corrigan, M. (2006). Warm mix asphalt technologies and research. *Federal Highway Administration Office of Pavement Technology*, 3:26–28.

- [Damm et al.2002] Damm, K.-W., Abraham, J., Butz, T., Hildebrand, G., and Riebesehl, G. (2002). Asphalt flow improvers as 'intelligent fillers' for hot asphalts - a new chapter in asphalt technology. *Journal of Applied Asphalt Binder Technology*, 2:36–69.
- [F. C. Van de Ven et al.2007] F. C. Van de Ven, M., Jenkins, K., L. M. Voskuilen, J., and Van den Beemt, R. (2007). Development of (half-) warm foamed bitumen mixes: State of the art. *International Journal of Pavement Engineering*, 8:163–175.
- [Flores-Flores et al.2018] Flores-Flores, M., Delgado-Alamilla, H., and Gómez-López, J. A. (2018).
- [Gómez-López et al.2017] Gómez-López, J. A., Delgado-Alamilla, H., and Flores-Flores, M. (2017).
- [Heever2014] Heever, J. V. D. (2014). Warm mix asphalt vs. hot mix asphalt: flexural stiffness and fatigue life evaluation. Master's thesis, Master of Engineering (Civil Engineering) at Stellenbosch University.
- [Jones et al.2011] Jones, D., Wu, R., Tsai, B.-W., and Harvey, J. T. (2011). Warm-mix asphalt study: Test track construction and first-level analysis of phase 3a hvs and laboratory testing. (mix design 1). *International Journal of Pavement Research and Technology*.
- [Kim et al.2012] Kim, Y., Zhang, J., and Ban, H. (2012). Moisture damage characterization of warm-mix asphalt mixtures based on laboratory-field evaluation.
- [Padilla-Rodríguez2004] Padilla-Rodríguez, A. (2004). Análisis de la resistencia a las deformaciones plásticas de mezclas bituminosas densas de la normativa mexicana mediante el ensayo de pista.

- [Pérez-Jiménez et al.2011] Pérez-Jiménez, F., Valdés, G., R., B., Miró, R., and Martínez, A. (2011). Evaluación del proceso de fatiga de mezclas asfálticas mediante un nuevo procedimiento cíclico de barrido de deformaciones: EBADE. *Revista de la construcción*, 10:55 – 65.
- [Sargand et al.2009] Sargand, S., Figueroa, J. L., Edwards, W., and Al-Rawashdeh, A. S. (2009). Performance assessment of warm mix asphalt (wma) pavements. *Ohio Department of Transportation*.
- [SCT2018] SCT (2018). Calidad de cementos asfálticos según su grado de desempeño pg. *Libro: CMT. Características de los materiales. Parte: 4. Materiales para pavimentos. Título: 05. Materiales Asfálticos, Aditivos y Mezclas*.
- [Silva et al.2010] Silva, H., Oliveira, J., I G b Ferreira, C., and Pereira, P. (2010). Assessment of the performance of warm mix asphalts in road pavements. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 3:119–127.
- [Sánchez et al.2017] Sánchez, X., Varamini, S., Somers, T., Sweezie, M., and Tighe, S. L. (2017). Investigating the effect of warm mix additive on the performance of asphalt mixtures.
- [Wu et al.2017] Wu, S., Zhang, W., Shen, S., Li, X., Muhunthan, B., and Mohamad, L. N. (2017). Field-aged asphalt binder performance evaluation for evoterm warm mix asphalt: Comparisons with hot mix asphalt. *Construction and Building Materials*, 156:574 – 583.
- [Yildirim et al.2007] Yildirim, Jayawickrama, P. W., Hossain, M. S., Alhabshi, A., Yildirim, C., Smit, A. F., and Little., D. (2007). Hamburg wheel tracking database analysis. *Texas Department of Transportation, Austin, Texas*, Report No. FHWA/TX-05/0-1707-7.
- [Zaumanis2010] Zaumanis, M. (2010). *WARM MIX ASPHALT INVESTIGATION*. PhD thesis.