



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA
TENSIÓN DEL CONCRETO ASFÁLTICO MEDIANTE
PRUEBAS DE FLEXIÓN DE TRES PUNTOS EN
PROBETA SEMICIRCULAR (SCB) Y DE TENSIÓN
INDIRECTA (ITS).**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

José González Pardo

DIRECTOR DE TESIS

Dra. Alexandra Ossa López



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2017



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/048/17

Señor
JOSÉ GONZÁLEZ PARDO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso la profesora DRA. ALEXANDRA OSSA LÓPEZ, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

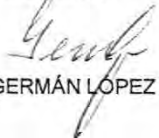
"DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA TENSIÓN DEL CONCRETO ASFÁLTICO MEDIANTE PRUEBAS DE FLEXIÓN DE TRES PUNTOS EN PROBETA SEMICIRCULAR (SCB) Y DE TENSIÓN INDIRECTA (ITS)"

- RESUMEN
- I. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS
 - II. ESTADO DEL ARTE
 - III. PRUEBAS MECÁNICAS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A LA TENSIÓN EN EL CONCRETO ASFÁLTICO
 - IV. ETAPA EXPERIMENTAL
 - V. CONCLUSIONES
- REFERENCIAS

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 24 de mayo del 2017.
EL PRESIDENTE


M.I. GERMÁN LOPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

Agradecimientos

A mi padre Daniel por el apoyo que me ha brindado de manera incondicional y ha confiado totalmente en los planes y proyectos que me he planteado.

A mi mamá Felipa por todo lo que ha hecho a lo largo de mi vida; por el apoyo, la confianza, por la motivación y la fuerza que me ha dado cuando me han faltado. Porque me ha enseñado que las metas es posible lograrlas cuando se trabaja en ellas.

A la Facultad de Ingeniería y al Instituto de Ingeniería por abrirme las puertas y permitirme dar mis primeros pasos en la Ingeniería Civil

A todos aquellos, profesores y laboratoristas, que me ayudaron a tener los conocimientos para culminar esta etapa.

A la Dra. Alexandra Ossa por el apoyo y las facilidades otorgadas gracias a las cuales fue posible la conclusión del trabajo.

Al M.I. Richard R. Josephia Santos agradezco de manera especial por el tiempo dedicado para revisar y hacerme las observaciones que me permitieron realizar un trabajo de calidad.

Al M.I. José Luis García Salas y al M.I. Alberto Gaxiola por ser dos maestros más fuera de las aulas de clase y que además me enseñaron que hay que tener claros los planes de vida.

Al Ing. Raúl F. Verduzco Murillo agradezco todas las oportunidades y el apoyo que me ha brindado.

A Karen S. Geuguer Chávez por el apoyo que me has brindado, porque me has ayudado a crecer como persona.

A Jesús Vilchis y Gabriel Isaid, amigos que siempre fueron de alguna manera una motivación para lograr mis metas

A la Promotora y Operadora de Infraestructura S.A. de C.V. y a la Planta de Asfalto de la Ciudad de México, por la donación de los insumos para la realización de este trabajo

Finalmente a todos aquellos que conozco, principalmente Héctor F. Zarate, por todos sus consejos y palabras que me llegaron a brindar y que gracias a ellos hoy se cumple uno de varios planes de vida.

Dedicatoria

A mis padres Daniel González y Felipa Pardo

A mi hermano Daniel

Resumen

En la presente tesis se estudia la resistencia a la tensión del concreto asfáltico mediante los ensayos *SCB (Semicircular Bending Test)* e *ITS (Indirect Tension Test)*, los resultados de ambas pruebas son comparados con el fin de encontrar un factor de relación entre los resultados de ambas pruebas. Las pruebas de tensión SCB e ITS se ejecutaron variando tres aspectos que afectan su comportamiento: granulometría, contenido de cemento asfáltico y agregado pétreo.

En el primer capítulo presenta una introducción general acerca del tipo de vías existentes en el país así como la problemática a estudiar, los objetivos y los alcances de la presente investigación, a su vez se plantea la metodología de trabajo.

En el segundo capítulo se presentan conceptos generales de los pavimentos que incluyen el tipo de fallas que pueden presentarse en estas estructuras, la clasificación, composición y propiedades volumétricas del concreto asfáltico.

El tercer capítulo presenta un panorama general del tipo de pruebas utilizadas para determinar la resistencia a la tensión en el concreto asfáltico así como una descripción conceptual de los ensayos ITS y SCB,

En el cuarto capítulo se presentan las características de los materiales utilizados en la elaboración de los diferentes concretos asfálticos, se describe el proceso de elaboración de especímenes y finalmente se presentan los resultados de las pruebas SCB e ITS así como, la relación entre los resultados de ambas pruebas.

Finalmente, en el último capítulo se enuncian las conclusiones derivadas del trabajo experimental y se presentan algunas recomendaciones para futuras investigaciones.

Índice

Agradecimientos	I
Dedicatoria	II
Resumen	III
Índice	IV
Lista de figuras.....	VI
Lista de tablas.....	IX
1 Introducción y objetivos.....	1
1.1 Introducción	1
1.1.1 Problemática.....	2
1.2 Objetivo	3
1.2.1 Objetivo general	3
1.2.2 Alcances	3
1.2.3 Metodología.....	4
2 Estado del arte.....	5
2.1 Antecedentes.....	5
2.2 Daños en los pavimentos.....	6
2.2.1 Agrietamiento.....	6
2.2.2 Deformación de la superficie	10
2.2.3 Desintegración	11
2.2.4 Defectos de superficie.....	11
2.3 Mezclas asfálticas	12
2.3.1 Tipos de mezclas asfálticas	13
2.3.2 Características físicas de los componentes de la mezcla asfáltica.....	16
2.4 Propiedades de los materiales de la mezcla asfáltica.....	19
2.4.1 Agregado pétreo.....	19
2.4.2 Cemento asfáltico.....	23
2.5 Parámetros volumétricos del concreto asfáltico	29
2.5.1 Relaciones gravimétricas.....	30
2.5.2 Relaciones volumétricas	32
3 Pruebas mecánicas para determinar la resistencia a la tensión en el concreto asfáltico ..	34

3.1	Prueba de resistencia a la tensión indirecta, ITS.....	34
3.2	Prueba de flexión de tres puntos en espécimen semicircular, SCB	37
4	Etapas Experimentales.....	39
4.1	Materiales	39
4.1.1	Agregado pétreo.....	39
4.1.2	Granulometría.....	41
4.1.3	Cemento asfáltico.....	44
4.2	Elaboración de especímenes de concreto asfáltico	45
4.2.1	Dosificación de la mezcla asfáltica.....	45
4.2.2	Elaboración de mezclas asfálticas (Determinación de los parámetros volumétricos y gravimétricos de la mezcla)	46
4.3	Ejecución de prueba de flexión SCB y de tensión indirecta ITS	61
4.3.1	Presentación y análisis de resultados	63
5	Conclusiones	67
	Referencias	68

Lista de figuras

Fig. 2-1 Autopista Naucalpan - Ecatepec	5
Fig. 2-2 Diagrama de la estructura de un pavimento flexible y la distribución de carga (Adlinge & Gupta, 2013)	5
Fig. 2-3 Agrietamiento por fatiga tipo piel de cocodrilo (Rico & Del Castillo, 1978)	7
Fig. 2-4 Agrietamiento longitudinal (Adlinge & Gupta, 2013)	7
Fig. 2-5 Grietas en bloque (Interactive, 2009)	8
Fig. 2-6 Grietas reflejadas (Interactive, 2009)	8
Fig. 2-7 Grietas de deslizamiento (Interactive, 2009)	9
Fig. 2-8 Grietas laterales (Soil Stabilization of Oklahoma, s.f.)	9
Fig. 2-9 Deformaciones en los pavimentos; a) Ahuellamiento, b) Ondulaciones, c) Depresiones (Interactive, 2009)	10
Fig. 2-10 Desintegración; a) Baches, b) Parches (Interactive, 2009)	11
Fig. 2-11 Deformación en la superficie; a) Desprendimiento, b) Exudación, c) Pulimiento, d) Delaminación (Interactive, 2009) y (Padilla Rodriguez, 2004)	12
Fig. 2-12 Mezcla Asfáltica	13
Fig. 2-13 Compactación de una mezcla asfáltica densa (Rangel Galicia, 2015)	14
Fig. 2-14 Mezcla de granulometría densa	14
Fig. 2-15 Mezcla de granulometría abierta	15
Fig. 2-16 Reparación de baches (Rangel Galicia, 2015)	16
Fig. 2-17 Colocación de mortero asfáltico (ALTEA, 2014)	16
Fig. 2-18 Comportamiento del cemento asfáltico (Federal Highway Administration / National Highway Institute, 2000)	17
Fig. 2-19 Susceptibilidad a la temperatura (Federal Highway Administration / National Highway Institute, 2000)	18
Fig. 2-20 Comportamiento del agregado en pilas de acopio (Federal Highway Administration / National Highway Institute, 2000)	18
Fig. 2-21 Caras fracturadas del agregado grueso	20
Fig. 2-22 Dispositivo para medir la angularidad del agregado fino (Josephia, R., 2015)	20
Fig. 2-23 Dispositivo para partículas alargadas y planas	21
Fig. 2-24 Equivalente de arena (García Salas, 2014)	21
Fig. 2-25 Equipo para prueba de Desgaste de Los Ángeles (Rangel Galicia, 2015)	22
Fig. 2-26 Agregado con solución de sulfato de sodio (García Salas, 2014)	22
Fig. 2-27 Determinación de la gravedad específica; a) Fracción retenida malla No 4, b) Fracción que pasa malla No 4 (Josephia, R., 2015)	23
Fig. 2-28 Ensayo de viscosidad dinámica (Josephia, R., 2015)	24

<i>Fig. 2-29 Ensayo de viscosidad Saybolt-Furol (Josephia, R., 2015)</i>	25
<i>Fig. 2-30 Ensayo de viscosidad cinemática (Josephia, R., 2015)</i>	26
<i>Fig. 2-31 Ensayo de penetración del cemento asfáltico (Martínez, O., 2014)</i>	26
<i>Fig. 2-32 Punto de reblandecimiento (Martínez Hernández, 2014)</i>	27
<i>Fig. 2-33 Equipo para ensayo de Ductilidad</i>	27
<i>Fig. 2-34 Ensayo de punto de inflamación (Martínez, O., 2014)</i>	28
<i>Fig. 2-35 Ensayo de película fina en horno rotatorio (Josephia, R., 2015)</i>	28
<i>Fig. 2-36 Diagrama de fases de una mezcla asfáltica</i>	29
<i>Fig. 3-1 Diagrama de esfuerzos en un plano diametral horizontal y vertical. (Garrote Villar, 2006)</i>	35
<i>Fig. 3-2 Esquema de aplicación de la carga y sistema de ejes de referencia (Rangel Galicia, 2015)</i>	36
<i>Fig. 3-3 Simplificación de los esfuerzos durante la prueba SCB (Huang, Shu, & Tang, 2005)</i>	37
<i>Fig. 4-1 Granulometrias, Curvas de Control (PC) y Zona Restringida (ZR)</i>	42
<i>Fig. 4-2 Curvas de control (PC) y zona de restricción (ZR), metodología SUPERPAVE</i>	44
<i>Fig. 4-3 Cemento asfáltico AC-20</i>	45
<i>Fig. 4-4 Preliminares a la elaboración de la mezcla asfáltica</i>	45
<i>Fig. 4-5 Mezclado de agregado y cemento asfáltico para gravedad específica RICE (Josephia R., 2015)</i>	46
<i>Fig. 4-6 Mezcla asfáltica para gravedad máxima teórica Gmm (Rangel Galicia, 2015)</i>	46
<i>Fig. 4-7 Elaboración de cilindros de concreto asfáltico (Rangel Galicia, 2015)</i>	47
<i>Fig. 4-8 Extracción del núcleo de la mezcla asfáltica</i>	48
<i>Fig. 4-9 Determinación de la gravedad específica de la muestra</i>	48
<i>Fig. 4-10 Proceso de obtención de muestras para ensayo SCB</i>	48
<i>Fig. 4-11 Valores de Gsb, Gmm, Gmb y Gse de los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 1, CA= 5.7%</i>	50
<i>Fig. 4-12 Valores de Gsb, Gmm, Gmb y Gse de los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 1, CA= 6.0%</i>	50
<i>Fig. 4-13 Valores de Gsb, Gmm, Gmb y Gse de los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 1, CA= 6.3%</i>	51
<i>Fig. 4-14 Concentrado de valores de Gsb, Gmm, Gmb y Gse de los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 1</i>	51
<i>Fig. 4-15 Relaciones volumétricas de los concretos asfálticos elaborados con el agregado de Tipo 1, CA= 5.7%</i>	53
<i>Fig. 4-16 Relaciones volumétricas de los concretos asfálticos elaborados con el agregado de Tipo 1, CA= 6.0%</i>	53
<i>Fig. 4-17 Relaciones volumétricas de los concretos asfálticos elaborados con el agregado de Tipo 1, CA= 6.3%</i>	54
<i>Fig. 4-18 Concentrado de relaciones volumétricas de los concretos asfálticos elaborados con el agregado de Tipo 1.</i>	54

Fig. 4-19 Contenido de cemento asfáltico absorbido (P_{ba}) de los concretos asfálticos elaborados con el agregado Tipo 1	56
Fig. 4-20 Contenido de cemento asfáltico efectivo (P_{be}) de los concretos asfálticos elaborados con el agregado Tipo 1	56
Fig. 4-21 Acumulado de los contenido de cemento asfáltico efectivo(P_{be}) y absorbido(P_{ba}) de los concretos asfálticos elaborados con el agregado Tipo 1	57
Fig. 4-22 Relaciones gravimétrica(G_{sb} , G_{se} y G_{mb}) de los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 2.	58
Fig. 4-23 Relaciones volumétricas de los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 2	58
Fig. 4-24 Acumulado de contenido de cemento asfáltico efectivo(P_{be}) y absorbido(P_{ba}) de los concretos asfálticos elaborados con el agregado Tipo 2	59
Fig. 4-25 Acumulado de valores de G_{sb} , G_{mm} , G_{mb} y G_{se} para concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 1 y Tipo 2, CA=6.00%	60
Fig. 4-26 Acumulado de relaciones volumétricas de los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 1 y Tipo 2 , CA=6.00%	60
Fig. 4-27 Acumulado de contenido de cemento asfáltico efectivo(P_{be}) y absorbido(P_{ba}) de los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 1 y Tipo 2, CA=6.00%	61
Fig. 4-28 Arreglo para ensaye SCB (Huang, Shu &Tang,2005)	62
Fig. 4-29 Falla de probeta en ensaye SCB	62
Fig. 4-30 Probetas falladas de distinta granulometría a) granulometría abierta, b) granulometría densa	63
Fig. 4-31 Resultados de los ensayos SCB e ITS para las mezclas con material Tipo 1	64
Fig. 4-32 Resultados de los ensayos SCB e ITS para las mezclas con material Tipo 2.	65
Fig. 4-33 Factor de relacion para diferente granulometria entre el ensayo ITS y el SCB para agragado Tipo 1 y Tipo 2.	66

Lista de tablas

<i>Tabla 1-1 Niveles de Transito en Función de los Ejes Equivalente y/o el tipo de proyecto (AMAAC,2008)</i>	2
<i>Tabla 2-1 Tipos de ligantes</i>	25
<i>Tabla 2-2 Relaciones gravimétricas (García Salas, 2014)</i>	31
<i>Tabla 2-3 Relaciones Volumétricas (García Salas, 2014)</i>	32
<i>Tabla 4-1 Resumen de la caracterización del agregado pétreo, Tipo 1 (Martínez O., 2014) y Tipo 2 (García J.L., 2014)</i>	39
<i>Tabla 4-2 Resumen de la caracterización del agregado pétreo Tipo 1 (Martínez O., 2014) y Tipo 2 (García J.L., 2014)</i>	39
<i>Tabla 4-3 Gravedades específicas de agregado grueso Tipo 1 (Martínez O., 2014)</i>	39
<i>Tabla 4-4 Gravedades específicas de agregado grueso Tipo 2</i>	40
<i>Tabla 4-5 Gravedades específicas del agregado fino Tipo 1 (Rangel D., 2015)</i>	40
<i>Tabla 4-6 Gravedades específicas del agregado fino Tipo 2</i>	40
<i>Tabla 4-7 Granulometrías</i>	41
<i>Tabla 4-8 Puntos de control y zona de restricción para la metodología Superpave</i>	43
<i>Tabla 4-9 Porcentaje de gravas, arenas y finos por granulometría</i>	44
<i>Tabla 4-10 Resumen de la caracterización del cemento asfáltico AC-20 (Josephia R., 2015)</i>	44
<i>Tabla 4-11 Valores de Gsb, Gmm, Gmb y Gse de los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 1</i>	49
<i>Tabla 4-12 Relaciones volumétricas de los concretos asfálticos elaborados con el agregado de Tipo 1</i>	52
<i>Tabla 4-13 Contenido de cemento asfáltico efectivo (P_{be}) y absorbido (P_{ba}) de los concretos asfálticos elaborados con el agregado Tipo 1</i>	55
<i>Tabla 4-14 Relaciones gravimétrica (Gsb, Gse y Gmb) y volumétricas de los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 2</i>	57
<i>Tabla 4-15 Resultados de los ensayos SCB e ITS para las mezclas con material Tipo 1</i>	63
<i>Tabla 4-16 Resultados del ensayo SCB e ITS para las mezclas con material Tipo 2</i>	64



1 Introducción y objetivos

1.1 Introducción

A través del tiempo, el ser humano ha tenido la necesidad de desplazar, ya sea objetos o a sí mismo; para ello, ha llegado a utilizar distintos medios de transporte, los cuales han cambiado conforme a las necesidades que deben ser cubiertas y con ello ha sido necesario el desarrollo de una infraestructura que permita el traslado de una manera cómoda, segura, rápida y eficiente.

Uno de estos desarrollos es la infraestructura carretera, la cual ha evolucionado desde simples caminos de terracería, donde el tránsito es bajo, hasta carreteras de altas especificaciones, para tránsito muy alto.

En México la red carretera forma parte importante del desarrollo del país, hasta el año 2012, de acuerdo a la Secretaría de comunicaciones y Transporte (SCT), la red carretera nacional cuenta con una longitud construida de 377,659 km. De donde 49,652 km conforman la Red Federal de Carretera, 83,981 km de Carreteras Alimentadoras Estatales, 169,430 km de Red Rural y 74,596 km de Brechas Mejoradas (Gobierno de la República, 2013). Así mismo, en los últimos años en el país ha habido una creciente demanda de transporte de carga dado los convenios y aperturas comerciales que se firman con los países vecinos. Esto trae como consecuencia altos volúmenes de tránsito en nuestras carreteras que aunados a las configuraciones vehiculares existentes (pesos y tipos de ejes) exigen estructuras de pavimento mucho más adecuadas y resistentes traducidas en menores costos de operación para los usuarios.

Hasta el año 2000, alrededor del 60% de la red carretera se encontraba en condiciones de regulares a buenas y operaba por debajo de su capacidad de diseño, mientras que el 40% restante, operaba en capacidad total o de saturación y presentaba un deterioro estructural importante (SCT. Dirección General de Planeación).

Uno de los elementos más importantes en estos corredores viales es su superficie de rodamiento, la cual se divide de la siguiente manera: 40.2% son pavimentadas, 39.2% revestidas, 17.8 son brechas mejoradas y solo el 2.9% son terracerías, los datos anteriores fueron presentados en el “Anuario Estadístico Sector Comunicaciones y Transportes, 2015” publicado por la SCT. De los datos anteriores se observa que las superficies pavimentadas convierten al concreto asfáltico en uno de los elementos más importantes de las obras carreteras. Esto, no solo por los grandes volúmenes necesarios, sino porque conforma el elemento que absorberá y disipará las cargas de los vehículos.

Sin embargo, pese a la importancia de los concretos asfálticos en los proyectos de pavimentación, siguen observándose fallas en los pavimentos; las cuales son generadas debido a condiciones climáticas, fallas constructivas, errores de diseño, características de los materiales existentes, ente otros.

1.1.1 Problemática

Al realizar el diseño de una mezcla asfáltica, es necesario considerar todos los factores que podrían afectar su funcionamiento, como por ejemplo, el tránsito, los materiales que se emplearán, el proceso de elaboración, el grado de compactación, las características sobre su funcionamiento, ubicación geográfica, el clima, entre otros.

Uno de los factores más importantes a considerar en el diseño de la mezcla, es el tipo de vialidad que se está diseñando, ya que, dependiendo del tipo, la exigencia estructural que debe cumplir es diferente.

Para el diseño de la mezcla asfáltica, el protocolo de la Asociación Mexicana del Asfalto A.C. (AMAAC A.C.) basado fundamentalmente en la metodología para el diseño de mezclas asfálticas en caliente de Superpave, establece cuatro niveles de diseño, dichos niveles están establecidos con base al número de ejes equivalentes que se proyectan sobre la vialidad y estos, son los indicadores del nivel de tránsito: Tránsito Bajo, Tránsito medio, Tránsito alto y Tránsito muy alto. En la Tabla 1-1 se muestran los niveles de tránsito, al igual que los ensayos que deben realizarse a las mezclas asfálticas.

Tabla 1-1 Niveles de Tránsito en Función de los Ejes Equivalente y/o el tipo de proyecto (AMAAC A.C., 2008)

Nivel de Tránsito	Numero de Ejes Equivalentes	Tipo de Carreteras Usuales	Ensayes Recomendados
Nivel I. Tránsito Bajo	Menor a 1,000,000	<ul style="list-style-type: none"> Carreteras Federales Tipo D Carreteras alimentadoras Carreteras Estatales y Municipales Calles Urbanas 	<ul style="list-style-type: none"> Diseño Volumétrico y Susceptibilidad a la Humedad
Nivel II. Tránsito Medio	De 1,000,000 a 10,000,000	<ul style="list-style-type: none"> Carreteras Estatales Carreteras Federales Tipo B y C Vialidades Urbanas 	<ul style="list-style-type: none"> Diseño Volumétrico y Susceptibilidad a la Humedad Susceptibilidad a la Deformación Permanente
Nivel III. Tránsito Alto	De 10,000,000 a 50,000,000	<ul style="list-style-type: none"> Carreteras Federales Tipo A Autopistas de Cuota 	<ul style="list-style-type: none"> Diseño Volumétrico y Susceptibilidad a la Humedad Susceptibilidad a la Deformación Permanente Módulo dinámico
Nivel IV. Tránsito Muy Alto	Más de 50,000,000	<ul style="list-style-type: none"> Carreteras Federales Troncales Autopistas de Cuota Importantes Vialidades Suburbanas en Ciudades muy Grandes 	<ul style="list-style-type: none"> Diseño Volumétrico y Susceptibilidad a la Humedad Susceptibilidad a la Deformación Permanente Módulo dinámico Fatiga

Como se observa, conforme el nivel de diseño aumenta, los ensayos que deben realizarse a las mezclas asfálticas también lo hacen. En el primer nivel basta con realizar un diseño volumétrico correcto y revisar la susceptibilidad a la humedad, los demás parámetros de la mezcla deberán ser estimados, mientras que, para el último nivel, además de lo anterior, también se revisa la deformación, el módulo dinámico y la fatiga.

En ocasiones el control que se tiene en el diseño de las mezclas asfálticas es deficiente, lo cual puede llevar a que el pavimento presente fallas, como agrietamientos, deformaciones, desintegración y defectos en la superficie de rodamiento.

Al generarse las fallas antes mencionadas, los costos por mantenimiento contemplados tenderán a aumentar debido a las reparaciones que serán necesarias. Este aumento, no será únicamente desde el punto de vista constructivo, sino que también, será necesario invertir nuevamente en un diseño que pueda garantizar un nivel óptimo de operación.

Como se mencionó, un mal control en el diseño de la mezcla, en conjunto con un mal procedimiento constructivo lleva a un desempeño pobre por parte de la mezcla, lo anterior sin importar que, en cada uno de los niveles de diseño se revisan ciertas características y especificaciones, tal como lo es la susceptibilidad a la humedad, prueba en la cual se determina la resistencia a la tensión de un cemento asfáltico.

De manera regular uno de los métodos utilizados para evaluar la susceptibilidad al agrietamiento del concreto asfáltico ha sido la prueba ITS (*Indirect Tension Test*), prueba de tensión indirecta, sin embargo, en los últimos años se ha investigado la manera de adecuar la prueba SCB (*Semicircular Bending Test*) para el mismo propósito, la cual originalmente fue utilizada para determinar la rigidez y la energía de fractura en rocas. Al lograr lo anterior, será posible ensayar un mayor número de probetas de una misma mezcla en estado compactado o de un mismo núcleo extraído en campo, lo cual se traducirá en contar con mayor información que permita establecer los valores de la resistencia a la tensión del material con cierta certeza.

1.2 Objetivo

1.2.1 Objetivo general

Determinar la resistencia a la tensión en concretos asfálticos mediante pruebas en flexión de tres puntos en probeta semicircular (*Semicircular Bending Test, SCB*) y la de tensión indirecta (*Indirect Tension Test, ITS*).

1.2.2 Alcances

Se han planteado los siguientes alcances para el presente trabajo de investigación:

- I. Caracterización de materiales.
- II. Elaboración de especímenes de concreto asfáltico, utilizando nueve granulometrías diferentes.

-
- III. Determinación de la resistencia a la tensión del concreto asfáltico mediante pruebas de flexión de tres puntos en probeta semicircular (SCB) y de tensión indirecta (ITS).
 - IV. Análisis de resultados y formulación de conclusiones.

1.2.3 Metodología

Para la elaboración de la tesis y con la finalidad de lograr los objetivos planteados, se siguió la siguiente metodología en la investigación:

1. Recopilación de la bibliografía sobre el tema en cuestión:
 - Pavimentos
 - Mezclas asfálticas
 - Pruebas de tensión a las mezclas asfálticas
 - Investigaciones preliminares entre ensayo ITS y SCB.
2. Preparación de los materiales.
3. Diseños de las mezclas asfálticas.
4. Fabricación y acondicionamiento de las probetas a ensayar.
5. Pruebas SCB e ITS.
6. Análisis e interpretación de resultados.
7. Conclusiones.

2 Estado del arte

2.1 Antecedentes

Los pavimentos asfálticos son estructuras formadas por un conjunto de capas que transmiten las cargas externas debido al tránsito a las capas inferiores. Los esfuerzos que se generan debido a estas cargas se van disipando en las capas inferiores. Por lo tanto la superficie de rodamiento debe proporcionar al usuario comodidad y seguridad, Fig. 2-1 . La superficie de rodamiento puede tratarse de una carpeta asfáltica, una losa de concreto hidráulico o una capa de agregado pétreo compactado adecuadamente que deben ser capaces de resistir los agentes externos ambientales, las deformaciones, al igual debe cumplir con su periodo de diseño y tener una buena relación costo/beneficio, entre otros (Rico & Del Castillo, 1978).



Fig. 2-1 Autopista Naucalpan - Ecatepec

La estructura de un pavimento asfáltico está conformada por: la carpeta asfáltica, base y subbase, materiales seleccionados y la subrasante. Así mismo, los espesores de la estructura de pavimento dependerán de la rigidez y de las propiedades de las capas inferiores de la estructura. Los pavimentos de este tipo tienen una distribución de carga que varía de capa a capa tal como se muestra en la Fig. 2-2 (Adlinge & Gupta, 2013) .

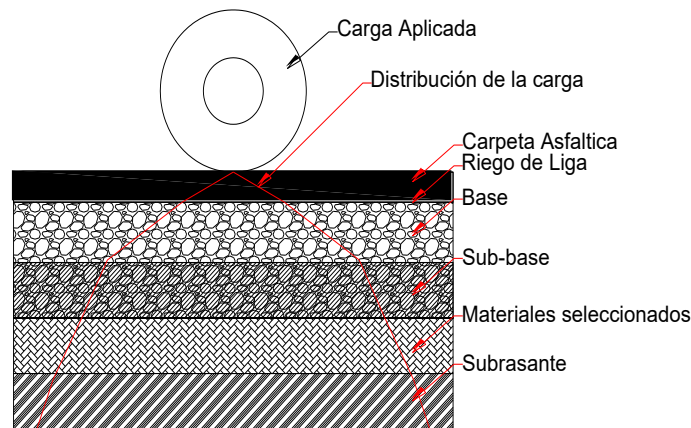


Fig. 2-2 Diagrama de la estructura de un pavimento flexible y la distribución de carga (Adlinge & Gupta, 2013)

2.2 Daños en los pavimentos

La carpeta asfáltica, así como las demás capas están condicionadas en su rendimiento a una serie de factores: el tránsito, la humedad, la subrasante, la calidad de los materiales, los procedimientos constructivos y el mantenimiento.

Los factores mencionados en el párrafo anterior provocan en alguna medida que la carpeta asfáltica o el pavimento en su conjunto se deteriore, es decir, presenten fallas funcionales y estructurales. Una vez que la integridad del pavimento se vea comprometida, se presentan daños en la estructura del pavimento, los cuales pueden ser clasificados en cuatro grupos (Adlinge & Gupta, 2013):

- I. Agrietamiento, *cracking*.
 - Agrietamiento por fatiga (piel de cocodrilo), *fatigue cracking*.
 - Agrietamiento longitudinal y transversal, *longitudinal & transverse cracking*.
 - Agrietamiento en bloque, *Block cracking*.
 - Grietas de deslizamiento, *slippage cracking*.
 - Grietas reflejadas, *reflective cracking*.
 - Grietas laterales, *edge cracking*.
- II. Deformación en la superficie, *surface deformation*.
 - Ahuellamiento, *rutting*.
 - Ondulación, *corrugation*.
 - Desplazamiento, *shoving*.
 - Depresiones, *depressions*.
 - Hinchamiento, *swell*.
- III. Desintegración, *desintegration*.
 - Baches, *potholes*.
 - Parches, *patches*.
- IV. Defectos en la superficie, *Surface defects*.
 - Desprendimiento, *raveling*.
 - Exudación, *bleeding*.
 - Pulimento, *polishing*.
 - Delaminación, *delamination*.

2.2.1 Agrietamiento

A lo largo de su vida útil, el pavimento está sometido a diversas cargas generadas por el tránsito de vehículos y por las variaciones térmicas. Los ciclos de cargas y descarga provocan finalmente la fatiga de la carpeta asfáltica. La consecuencia inmediata es la aparición de grietas intermitentes sobre el pavimento que nos alertan sobre el mal funcionamiento. Para comprender este fenómeno, es necesario entender el comportamiento de cada una de las partes que integran una mezcla asfáltica, conceptos que se describirán posteriormente.

2.2.1.1 Agrietamiento por fatiga (Piel de cocodrilo)

Este tipo de agrietamiento se genera por el paso repetido de los vehículos, un mal drenaje o debido a una mala calidad en las capas inferiores de la carpeta; en países de climas fríos, este tipo de falla puede producirse por acciones de las nevadas.

Las grietas que genera este tipo de falla, se caracterizan por estar interconectadas, provocando piezas irregulares y pequeñas en el pavimento, Fig. 2-3. En caso de no dar el mantenimiento adecuado, las piezas que se han creado empezaran a desprenderse creando baches en la superficie asfáltica.



Fig. 2-3 Agrietamiento por fatiga tipo piel de cocodrilo (Rico & Del Castillo, 1978)

2.2.1.2 Agrietamiento longitudinal y transversal

Las grietas transversales son generadas por el cambio en el gradiente térmico o bien por las cargas del tránsito. En caso de que no se controlen, las grietas tienden a crecer. Por ende, este tipo de agrietamiento se puede atribuir al movimiento vertical de la capa inferior de la estructura de pavimento.

Las grietas longitudinales aparecen paralelamente al trazo de la calzada, Fig. 2-4, mientras que las transversales, aparecen en dirección perpendicular de la calzada.



Fig. 2-4 Agrietamiento longitudinal (Adlinge & Gupta, 2013)

En ocasiones, estas grietas llegan a presentarse simultáneamente, produciendo las llamadas grietas en bloque (*Block Cracking*), Fig. 2-5, las cuales pueden atribuirse a una mala compactación.



Fig. 2-5 Grietas en bloque (Interactive, 2009)

Una solución que es posible aplicar a este tipo de falla, es una capa delgada de mezcla asfáltica, teniendo un control sobre su colocación, ya que de lo contrario pueden presentarse reflejadas.

2.2.1.3 Grietas reflejadas (*Reflective cracking*)

Son grietas generadas debido a la colocación de una carpeta asfáltica sobre otra que presentaba algún tipo de daño. Lo anterior se debe principalmente a que no se realizaron las consideraciones adecuadas para garantizar la buena calidad de la nueva superficie de rodamiento.

Las grietas que aparecen como resultado de este tipo de falla, siguen el patrón de las grietas de la superficie de rodamiento sobre la cual se colocó, ejemplo de esto, son las grietas que se llegan a observar al colocar una carpeta asfáltica sobre una losa de pavimento que presentaba defectos en sus juntas constructivas, Fig. 2-6.



Fig. 2-6 Grietas reflejadas (Interactive, 2009)

2.2.1.4 Grietas de deslizamiento (Slippage cracking)

Son grietas que se presentan en forma de media luna, Fig. 2-7, generadas debido a la falta de un riego de liga, lo anterior permite la filtración del agua hacia las capas inferiores.

Este tipo de fallas están asociadas a falta de resistencia al esfuerzo cortante en la base o sub-base de los pavimentos y en algunas ocasiones en la subrasante. Al generarse este tipo de fallas suele haber depresiones del material en ambos lados del surco.

Estas fallas propician la acumulación de agua en la cota superior del pavimentos; para reparar este tipo de falla, se recomienda remover la parte dañada y repavimentar, tomado en cuenta las consideraciones que sean necesarias, como son; tipo de vialidad, sistema de drenaje, periodo de diseño, ejes equivalentes, etc.



Fig. 2-7 Grietas de deslizamiento (Interactive, 2009)

2.2.1.5 Grietas laterales (Edge cracking)

Las grietas laterales como lo indica su nombre, Fig. 2-8, aparecen en los costados de la calzada y pueden llegar a expandirse hasta formar grietas por fatiga.

La razón del por qué se generan, se atribuye a un mal apoyo en los costados o a un mal drenaje, ya que, se permite la filtración de agua en la estructura del pavimento. Una solución eficiente, cuando las grietas son pequeñas, es rellenarlas.



Fig. 2-8 Grietas laterales (Soil Stabilization of Oklahoma, s.f.)

2.2.2 Deformación de la superficie

La deformación que se presenta en la superficie de rodamiento del pavimento asfáltico es generada frecuentemente debido a las características de los materiales que conforman las capas inferiores del pavimento. Sin embargo en ocasiones la deformación es debido a un exceso de cemento asfáltico en la mezcla o una mala granulometría.

Las deformaciones más frecuentes (Fig. 2-9) que se llegan a presentar en la superficie de rodamiento son:

- Ahuellamiento, rutting
- Ondulación, corrugation & shoving
- Depresiones, depressions
- Hinchamiento, swell



a)

b)



c)

Fig. 2-9 Deformaciones en los pavimentos; a) Ahuellamiento, b) Ondulaciones, c) Depresiones (Interactive, 2009)

2.2.3 Desintegración

Se refiere a la ruptura del pavimento en pequeñas piezas de manera progresiva, los dos tipos más frecuentes son los baches y los parches, Fig. 2-10.

Los baches generalmente son provocados por un agrietamiento por fatiga, pues al ser muy severo, las piezas generadas en el agrietamiento de piel de cocodrilo comienzan a desprenderse, dejando al descubierto la forma característica de un bache. Los parches son una medida preventiva que se realiza, sin embargo debe tenerse en cuenta que para evitar que una falla siga progresando es necesario mejores propuestas de solución.



a)

b)

Fig. 2-10 Desintegración; a) Baches, b) Parches (Interactive, 2009)

2.2.4 Defectos de superficie

Este tipo de daño más que estructural se debe a consideraciones deficientes en el diseño de la mezcla asfáltica o bien a malos procedimientos constructivos de la carpeta asfáltica. Los defectos, se presentan en la superficie de rodamiento, haciendo que la carpeta asfáltica se vuelva inestable.

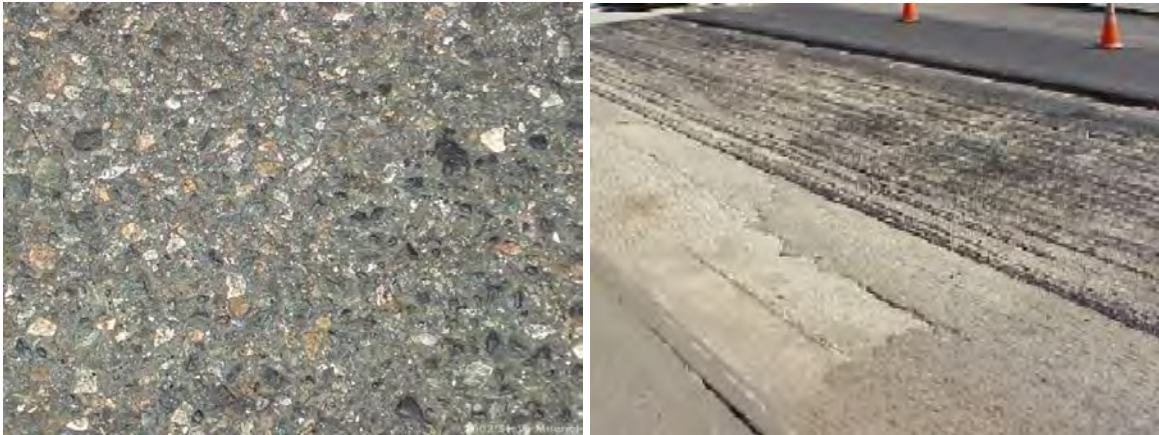
Los defectos más frecuentes, Fig. 2-11, que se llegan a observar son:

- Desprendimiento, raveling.
- Exudación, bleeding.
- Pulimento, polishing.
- Delaminación, delamination.



a)

b)



c)

d)

Fig. 2-11 Deformación en la superficie; a) Desprendimiento, b) Exudación, c) Pulimiento, d) Delaminación (Interactive, 2009) y (Padilla Rodriguez, 2004)

2.3 Mezclas asfálticas

La mezcla asfáltica es un material compuesto de un ligante asfáltico y un agregado mineral. El ligante asfáltico, que puede ser un cemento asfáltico convencional o modificado, actúa como un agente ligante que aglutina las partículas en una masa cohesiva. Al ser impermeable al agua, el ligante asfáltico también impermeabiliza la mezcla asfáltica, Fig. 2-12.

El agregado mineral, ligado por el material asfáltico, actúa como un esqueleto pétreo que aporta resistencia y rigidez al sistema.

Al incluir en la mezcla, tanto ligante asfáltico como agregado mineral, su comportamiento es afectado por las propiedades individuales de cada componente y por la interrelación de aquellos dentro del sistema.



Fig. 2-12 Mezcla Asfáltica

2.3.1 Tipos de mezclas asfálticas

Las mezclas asfálticas pueden clasificarse de diferentes maneras, algunas de las más usuales son la clasificación por tamaño de agregado, porcentaje de vacíos, temperatura, etc.

De acuerdo a la temperatura de mezclado y compactación las mezclas se clasifican como:

- Mezclas asfálticas en caliente
 - Mezclas asfálticas de granulometría densa
 - Mezclas asfálticas de granulometría semi-densa o semi-abierta
 - Mezclas asfálticas de granulometría abierta
- Mezclas asfálticas en tibio
 - Mezclas asfálticas de granulometría densa
 - Mezclas asfálticas de granulometría semi-densa o semi-abierta
 - Mezclas asfálticas de granulometría abierta
- Mezclas asfálticas en frío
 - Mezclas asfálticas de granulometría densa
 - Mortero asfáltico

2.3.1.1 Mezclas asfálticas en caliente

Son mezclas elaboradas en plantas asfálticas que cuentan con el equipo necesario para controlar las temperaturas establecidas, regularmente estas temperaturas dependen del tipo de cemento asfáltico empleado. Es importante que durante la elaboración de la mezcla las temperaturas, mayores a 100°C, sean controladas con base en la carta de viscosidad obtenida mediante el ensayo de viscosidad dinámica (viscosímetro Brookfield), cabe destacar que resulta común utilizar temperaturas de mezclado del orden de los 140°C, mientras que durante la compactación la temperatura de la mezcla se mantiene próxima a los 130°C. De igual manera, durante el tendido de la mezcla, Fig. 2-13, se debe controlar la temperatura de compactación, ya que de no hacerlo, puede producir daños prematuros en el pavimento.



Fig. 2-13 Compactación de una mezcla asfáltica densa (Rangel Galicia, 2015)

La mezcla asfáltica de granulometría densa, producen concretos asfálticos con un tamaño nominal de entre $1\frac{1}{2}$ " y $\frac{3}{8}$ ", Fig. 2-14, presentando vacíos de aire menores del 6.0 % y se emplean generalmente en construcciones de pavimentos nuevos. Por otra parte, las mezclas asfálticas de granulometría abierta, Fig. 2-15, presentan un porcentaje de vacíos mayor al 12.0% y producen concretos que se caracterizan por el tamaño nominal de agregado entre $\frac{1}{2}$ " y $\frac{1}{4}$ ". Generalmente, son utilizadas para formar únicamente superficies de rodadura que protegen otras capas del pavimento o que favorecen el drenaje de agua hacia los colectores.

Además de mezclas densas y abiertas se presenta una clasificación adicional, mezclas semi densas, las cuales presentan un porcentaje de vacíos que va desde el 6 hasta el 10 %, caracterizándose por presentar un tamaño máximo de $\frac{3}{4}$ ".



Fig. 2-14 Mezcla de granulometría densa



Fig. 2-15 Mezcla de granulometría abierta

2.3.1.2 Mezclas asfálticas en tibio

Las mezclas asfálticas en tibio (Warm Mix Asphalt, WMA), desarrolladas en Europa alrededor del año 1955, que pueden ser elaboradas y compactadas con temperaturas menores a las utilizadas en mezclas en caliente, al menos 50°C. Lo anterior, permite la reducción de gases contaminantes, como el CO₂ y el NO_x lo cual favorece la mitigación del calentamiento global y el cambio climático.

Para la fabricación de las mezclas tipo WMA se utiliza un aditivo modificador de la viscosidad del cemento asfáltico y por lo tanto es posible calentarlo a menor temperatura durante la elaboración y colocación de la mezcla.

El artículo “Caracterización mecánica de una mezcla asfáltica tibia” presentado en la XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería Geotecnia realizada en México en el estado de Yucatán en el año 2016, presenta una evaluación entre una mezcla en caliente (HMA) y una mezcla en tibio (WMA) en el cual se aprecia que el desempeño en ambas mezclas es similar (Josephia Santos, Ossa López, & Hernández Fernández, 2016)

2.3.1.3 Mezclas asfálticas en frío

Las mezclas asfálticas en frío utilizan emulsiones como ligante asfáltico y se realizan con la finalidad de mitigar el impacto ambiental, debido a que los gases contaminantes (CO₂, CO, NO_x, SO₂, TOC y polvo) que emanan de una mezcla en caliente dañan al medio ambiente. De igual manera, este tipo de mezclas tienen una clasificación interna: mezclas asfálticas de granulometría densa y mortero asfáltico.

Las mezclas en frío de granulometría densa tienen un tamaño nominal de agregado pétreo idéntico, al que se tiene en las mezclas en calientes para esta clasificación, estas mezclas son utilizadas en la elaboración de bases o como material de mantenimiento en la reparación de baches, Fig. 2-16.



Fig. 2-16 Reparación de baches (Rangel Galicia, 2015)

Por otro lado el mortero asfáltico se elabora con tamaño máximo de 2.36 mm y al igual que todas las mezclas anteriores debe cumplir con la norma N-CMT-4-04, *Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas*. En la mayoría de los casos es colocado solamente como capa de rodadura sobre una carpeta asfáltica. También, son usados para trabajos de mantenimiento y conservación, Fig. 2-17.



Fig. 2-17 Colocación de mortero asfaltico (ALTEA, 2014)

Adicionalmente a las mezclas ya mencionadas se presentan dos clasificaciones adicionales; mezcla asfáltica porosa y mezcla tipo SMA (Stone Mastic Asphalt). La primera se caracteriza por presentar porcentaje de vacíos mayores del 20% y el agregado que la compone es del tipo grueso. Por otra parte la mezcla tipo SMA son elaboradas con granulometrías discontinuas, donde el tamaño del agregado es de 3/4" y 3/8", pueden ser realizadas como mezcla caliente o tibia.

2.3.2 Características físicas de los componentes de la mezcla asfáltica

Como se ha mencionado, una mezcla asfáltica está compuesta por un ligante asfáltico llamado también cemento asfáltico y por agregado pétreo que conforma la estructura interna. Ambos materiales cuentan con características propias y al ser mezclados, el comportamiento de la mezcla asfáltica está condicionado a la compatibilidad que existe entre ambos materiales.

2.3.2.1 Ligante asfáltico

Se trata de un material termoplástico, el cual tendrá una composición diferente dependiendo de la condición a la que se exponga. Debe tenerse presente que el comportamiento del ligante asfáltico dependerá de las condiciones a las que se ve sometido lo cual se traduce en el envejecimiento que puede presentar el material (Xiaohu, Yohann, & Per Redelius, 2008).

El proceso de envejecimiento es un fenómeno que puede involucrar cambios en las propiedades físicas o bien en las propiedades químicas del ligante, lo anterior conlleva a que el material tienda a ser más duro y frágil teniendo como resultado fallas en el pavimento.

El envejecimiento del ligante se puede producirse en dos etapas; a corto y largo plazo. La primera ocurre debido a las temperaturas a las que se ve sometido el ligante durante el mezclado, almacenado y puesta en obra de la mezcla asfáltica, mientras que el envejecimiento a largo plazo es atribuido a las temperaturas a las que se ve sometido durante el servicio del pavimento.

Los factores que contribuyen al envejecimiento del ligante son:

- *Oxidación:* es el principal factor de envejecimiento y se identifica como una reacción química e irreversible entre los componentes del cemento asfáltico y el oxígeno, la cual está condicionada a la composición química del material.
- *Evaporación:* este factor tendrá como resultado la pérdida de elementos volátiles, hoy en día debido a las características del material este factor puede ser despreciado durante el servicio del pavimento.
- *Endurecimiento:* se entiende como un comportamiento reversible el cual, a pesar de modificar las propiedades reológicas del cemento asfáltico, no modifica sus propiedades químicas. Este factor se ve condicionado a las temperaturas, las cuales producen que a mayores temperaturas el comportamiento sea el de un fluido viscoso en comparación a las bajas que producen que se comporte como un sólido elástico, Fig. 2-18. Debe tenerse presente que no solo la susceptibilidad a la temperatura hace que las propiedades físicas del ligante cambien, sino que también, el tiempo de aplicación de una carga condiciona el comportamiento físico.

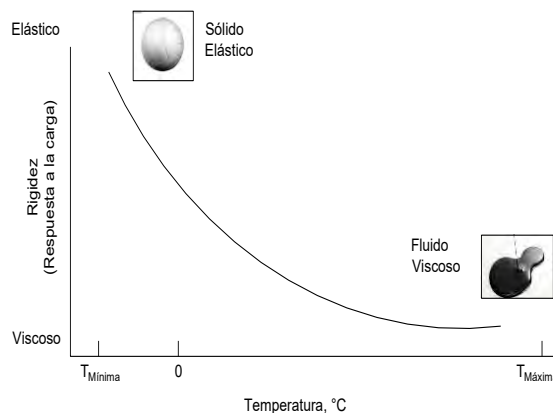


Fig. 2-18 Comportamiento del cemento asfáltico (Federal Highway Administration / National Highway Institute, 2000)

Otra forma de interpretar el comportamiento de este material, es la que se muestra en la Fig. 2-19, la cual indica que el cemento asfáltico puede presentar el mismo comportamiento bajo dos condiciones diferentes; en la primera, se aplica una carga durante una hora a una temperatura de 60 °C, mientras que en la segunda condición, se aplica una carga durante 10 horas a una temperatura de 25 °C.

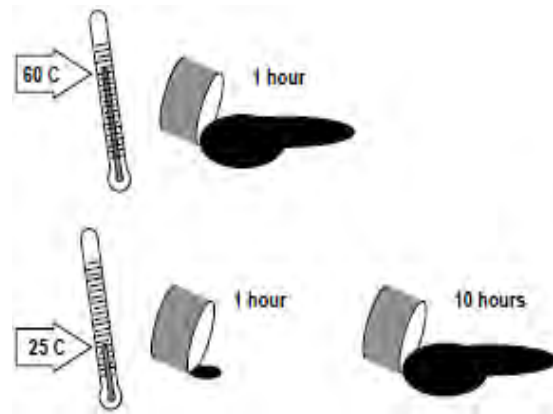


Fig. 2-19 Susceptibilidad a la temperatura (Federal Highway Administration / National Highway Institute, 2000)

2.3.2.2 Agregado pétreo

El agregado pétreo es el componente que conforma la estructura interna de la mezcla asfáltica, frecuentemente se ocupa agregado proveniente de la trituración para la elaboración de la mezcla asfáltica. Sin embargo, en los últimos años se ha optado por el uso de agregado sintético, el cual generalmente es un residuo de la industria, tales como escoria de alto horno, residuo de la construcción, pavimento reciclado (RAP), caucho o vidrio.

Los agregados angulares y con una textura rugosa provee mezclas asfálticas de alto desempeño, debido a que bajo la aplicación de las cargas del tránsito los agregados tienden a trabarse, proveyendo una mayor resistencia. Por otra parte, los agregados de forma lisa y redonda tienden a deslizarse. Lo anterior, puede verse de manera física en las pilas de acopio, en donde el ángulo de reposo (ángulo que se genera al acumular el material sin aplicársele una carga) generado en los materiales angulares es mayor que el de los materiales redondos, Fig. 2-20.

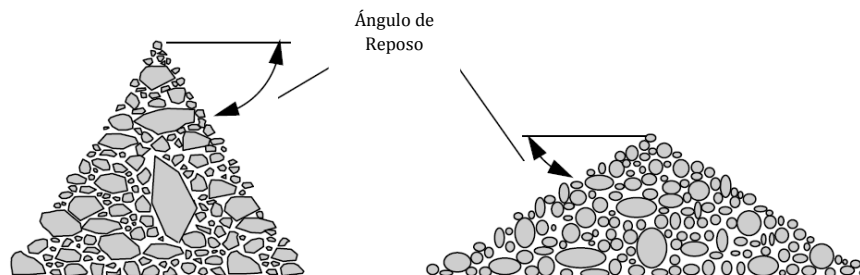


Fig. 2-20 Comportamiento del agregado en pilas de acopio (Federal Highway Administration / National Highway Institute, 2000)

2.4 Propiedades de los materiales de la mezcla asfáltica

Al diseñar una mezcla asfáltica es importante tener en consideración las propiedades de los dos elementos que componen una mezcla asfáltica; el agregado pétreo y el ligante asfáltico.

2.4.1 Agregado pétreo

Los agregados pétreos constituyen alrededor del 90% del volumen total de una mezcla asfáltica en general. Por lo tanto, las propiedades de estos influirán de manera significativa en el comportamiento de la capa asfáltica que se elabore a través de ellos. Sin embargo, actualmente la mayoría de los ensayos actuales utilizados en la evaluación del agregado son empíricos, es decir, ensayos que no miden directamente algún comportamiento mecánico.

En el presente numeral 2.4.1 se hace una revisión de los ensayos encontrados en la literatura los cuales tratan de evaluar la calidad y el comportamiento del agregado. Se toma como referencia las norma ASTM y las especificaciones *Superpave*. Así como, la Norma N·CMT·4·04/08 (Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas) de la Secretaría de Comunicación y Transporte (SCT).

De acuerdo a la metodología *Superpave* las pruebas de caracterización de los agregados son:

- Pruebas de consenso
 - Angularidad del agregado grueso y fino
 - Partículas alargadas y aplanadas
 - Equivalente de arena
- Pruebas de origen
 - Tenacidad
 - Durabilidad
 - Materiales deletéreos

2.4.1.1 Pruebas de consenso

Las propiedades de consenso son aquellas consideradas para alcanzar un elevado desempeño del concreto asfáltico. Estas propiedades deben satisfacerse en varias escalas, dependiendo del nivel de tránsito y la estructura del pavimento. El Strategic Highway Researcrh Program (SHRP), establece que altos niveles de tránsito y mezclas para la carpeta de rodamiento requieren valores más estrictos para las propiedades de consenso, estas propiedades son:

Angularidad del agregado grueso (Caras fracturadas) (ASTM D 5821)

Este procedimiento está estandarizado por la norma ASTM D 5821. La prueba se realiza a materiales que son retenidos en la malla No 4 (4.75 mm) y determina el porcentaje de agregado grueso con una o más caras fracturadas, una cara será considerada “cara fracturada” solamente si esta tiene un área mínima proyectada tan grande como un cuarto de la máxima área proyectada (máxima área de la sección transversal) de la partícula y la cara tiene aristas bien definidas, Fig. 2-21. Esta característica es la que permitirá obtener un alto grado de fricción entre las partículas de la mezcla, lo cual logrará una alta resistencia al corte.



Fig. 2-21 Caras fracturadas del agregado grueso

Angularidad del agregado fino (ASTM C 1252)

Este método de ensayo está estandarizado según la norma ASTM C 1252. Se define como el porcentaje de vacíos de aire presentes en los agregados finos moderadamente compactados. Sin embargo, el procedimiento de prueba para obtener este valor considera que el material se acomoda de manera natural dentro del cilindro de calibración al depositarlo por caída libre Fig. 2-22. La prueba se realiza a materiales que pasan a través de la malla No 4 (4.75 mm). Un alto contenido de vacíos indica la presencia de caras fracturadas mientras que un contenido bajo es señal de caras redondeadas. Al momento de realizar el ensayo es necesario tener pleno conocimiento de la granulometría que será utilizada en la mezcla, de su gravedad específica neta del agregado fino G_s y el volumen del cilindro calibrado, el cual por norma es de 100 cm³.



Fig. 2-22 Dispositivo para medir la angularidad del agregado fino (Josephia, R., 2015)

Partículas alargadas y planas (ASTM D 4791)

La prueba se realiza a agregados con un tamaño mayor a 4.75 mm. En esta prueba se busca determinar la relación existente entre las partículas planas y alargadas. El criterio Superpave especifica que una mezcla asfáltica debe contener un máximo de 10% de partículas planas y alargadas de relación 5:1 para la combinación de agregados.

En la norma, la elongación de partículas se evalúa comparando largo a ancho, y su aplanamiento comparando ancho con espesor. Con este procedimiento de ensayo es posible tener agregados que sean planas, alargadas, planas y alargadas o ninguno de los dos, para tal comparación se utiliza el dispositivo observado en la Fig. 2-23.



Fig. 2-23 Dispositivo para partículas alargadas y planas

Equivalente de arena (ASTM D 2419)

Es una medida de la cantidad de contaminación de limos y arcillas en el agregado fino menor a 4.75 mm. La presencia de arcillas en el agregado impide la adherencia del cemento asfáltico-agregado, lo anterior provoca un efecto de “stripping” o peladura. El término “Equivalente de Arena” transmite el concepto que la mayoría de los suelos granulares y agregados finos son mezcla de partículas gruesas, arenas y generalmente finos. La prueba es relativamente sencilla de realizar, como se observa en la Fig. 2-24, el ensayo consiste en agitar un matraz que contiene material pétreo, que pasa la malla No 4, sumergido en una solución que permite la separación de la arena y los finos.

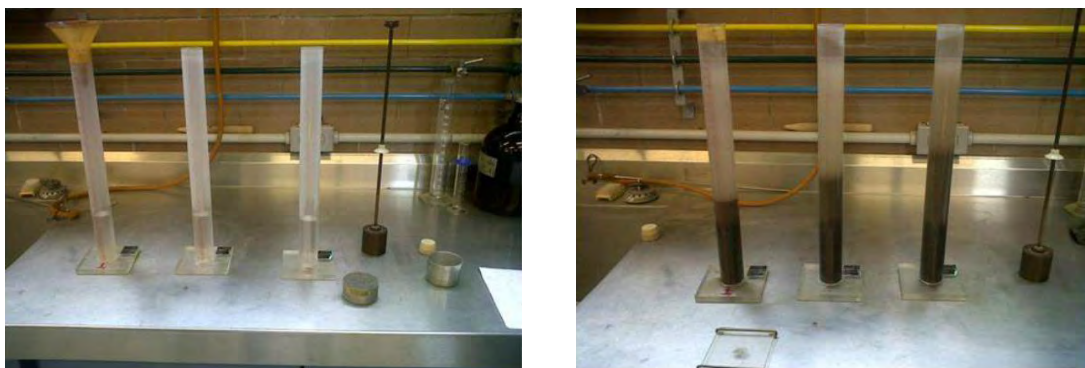


Fig. 2-24 Equivalente de arena (García Salas, 2014)

2.4.1.2 Pruebas de origen

Las propiedades de origen del agregado son aquellas frecuentemente utilizadas para calificar las fuentes de agregados. Las propiedades de origen del agregado son:

Desgaste de Los Ángeles (ASTM C 131)

El ensayo de Desgaste de Los Ángeles, ASTM C 131 y ASTM C 535, mide básicamente la resistencia de los puntos de contacto de un agregado al desgaste y/o a la abrasión. Los agregados minerales deben tener la capacidad de resistir la degradación durante la producción, colocación y compactación de las obras de pavimentación. La prueba se realiza al agregado que será utilizado en las capas superiores de un pavimento debido a que estos están sometidos a mayores esfuerzos y el mayor desgaste por parte de cargas del tránsito. En la Fig. 2-25 se observa el equipo ocupado para el ensaye.



Fig. 2-25 Equipo para prueba de Desgaste de Los Ángeles (Rangel Galicia, 2015)

Prueba de sanidad del agregado grueso (ASTM C 88)

La prueba proporciona información útil para juzgar la calidad de los agregados que han de estar sometidos a la acción de los agentes climático. La prueba se realiza mediante la inmersión del agregado en un baño con una solución de sulfato de sodio o de magnesio durante 5 ciclos. Una inmersión y un secado se consideran un ciclo de congelamiento. En la reinmersión las sales se rehidratan y ejercen fuerzas de expansión internas que simulan las fuerzas de expansión del agua congelada. Esta prueba puede aplicarse tanto a agregados gruesos y finos, como se muestra en la Fig. 2-26.



Fig. 2-26 Agregado con solución de sulfato de sodio (Garcia Salas, 2014)

Materiales deletéreos (AASHTO T 11)

Se determina como el porcentaje en peso de contaminantes como esquistos, aceites, carbón, partículas vidriosas, micas y vegetación. El porcentaje de estos contaminantes se mide con el ensayo de determinación de terrones de arcilla y el de partículas friables.

Estos materiales deletéreos afectan al comportamiento del pavimento ya que, la presencia de polvo y arcilla que cubre el agregado grueso, afecta la adhesión entre el cemento asfáltico y el agregado, lo cual resultaría en un desprendimiento de la mezcla.

2.4.1.3 Pruebas de rutina (ASTM C 127 y ASTM C 128)

La gravedad específica de un agregado, es la relación del peso por unidad de volumen de un material respecto del mismo volumen de agua a aproximadamente 23 °C. La gravedad específica de un agregado es útil para determinar la relación peso-volumen del agregado compactado y así calcular el contenido de vacíos de las mezclas asfálticas en caliente compactada.

La absorción es definida como el incremento de masa del agregado pétreo debido a la penetración del agua en los poros de las partículas del agregado sin incluir el agua adherida en la superficie, expresada como un porcentaje de la masa seca. Para esquematizar este método de ensayo se presenta la Fig. 2-27.

Es importante mencionar que peso específico y gravedad específica en ocasiones son términos intercambiables, lo cual hace pensar en un sentido común, sin embargo, el uso es técnicamente incorrecto y el contexto muchas veces aclara el sentido deseado.



Fig. 2-27 Determinación de la gravedad específica; a) Fracción retenida malla No 4, b) Fracción que pasa malla No 4 (Josephia, R., 2015)

2.4.2 Cemento asfáltico

El cemento asfáltico se deberá seleccionar en función de la temperatura máxima y mínima que se esperan en el lugar de aplicación. Así mismo, se debe caracterizar mediante pruebas de consistencia, de seguridad y de envejecimiento.

Según la norma SCT se clasifica a los cementos asfálticos en:

- N·CMT·4·05·001/06 Calidad de Materiales Asfálticos, contiene las características de calidad de los materiales asfálticos que se utilicen en la elaboración de carpetas y mezclas asfálticas.

-
- N·CMT·4·05·004/08 Calidad de Materiales Asfálticos Grado PG, contiene los requisitos de calidad de los cementos asfálticos Grado PG, para ser utilizados en la elaboración de mezclas asfálticas o para la fabricación de emulsiones asfálticas, que se utilicen en la construcción de carpetas estructurales o carpetas delgadas de rodadura, ya sea como cementos asfálticos convencionales o modificados.

Es importante mencionar que las pruebas que se enuncian a continuación se refieren a las marcadas por la SCT, las cuales clasifican a los cementos asfálticos por su viscosidad dinámica (AC) y debe tenerse en consideración que en caso de realizarse una caracterización en base a lo establecido por Superpave (Grado PG) las pruebas a realizar serían las siguientes:

- Punto de inflamación Cleveland, °C.
- Viscosidad dinámica a 135 °C, Pa s
- Módulo reológico de corte dinámico, kPa.
- Pérdida por calentamiento, %
- Temperatura de envejecimiento PAV, °C.
- Rigidización, kPa
- Rigidez de flexión, MPa.

2.4.2.1 Ensayos de consistencia

Viscosidad dinámica a 60 °C (Pa s) (ASTM D 2171)

La prueba permite determinar la consistencia de los materiales asfálticos mediante sus características de flujo a una temperatura de 60 °C (140 °F). La prueba consiste en determinar el tiempo que tarda en pasar 20 ml del material ensayado a través de un tubo capilar al vacío, bajo condiciones de presión y temperatura preestablecidas, corregido por el factor de calibración del viscosímetro (ver Fig. 2-28).



Fig. 2-28 Ensayo de viscosidad dinámica (Josephia, R., 2015)

Viscosidad Saybolt-Furol a 135° C (s) (ASTM D 88)

La prueba se realiza a una temperatura de 135 °C registrándose el tiempo en segundos que tardan, 60 centímetros cúbicos de alfalto, en pasar por el orificio Furol. Cuanto más viscosos son los materiales más tiempo es necesario para que pasen a través del orificio. Los resultados obtenidos son expresados como Viscosidad Furol. Para ilustrar este ensaye se presenta la Fig. 2-29.

De acuerdo a M·MMP·4·05·004/00 (Libro: MMP. Métodos de Muestreo y Prueba de Materiales), la prueba permite conocer la consistencia de los materiales asfálticos mediante sus características de flujo, la temperatura a la cual se realiza la prueba varía dependiendo del material que se está ensayando (Tabla 2-1).

Tabla 2-1 Tipos de ligantes

Tipo de Material	Temperatura [°C]
Cemento asfáltico	135
Emulsiones	25 y 50
Cemento asfálticos rebajados	50 y 60



Fig. 2-29 Ensayo de viscosidad Saybolt-Furol (Josephia, R., 2015)

Viscosidad cinemática a 135 °C (ASTM-D2170)

La prueba permite determinar la consistencia de los materiales asfálticos mediante sus características de flujo a una temperatura de 135 °C (275 °F). El ensayo consiste en determinar el tiempo requerido para que un volumen fijo de líquido fluya, por capilaridad, a través de un viscosímetro, como se muestra en la Fig. 2-30. La viscosidad cinemática se calcula multiplicando el tiempo de flujo en segundos por el factor de calibración del viscosímetro. La unidad que se acostumbra utilizar es 1 centistoke (1 cSt = 10⁻² St) que equivale a 1 mm²/s.



Fig. 2-30 Ensayo de viscosidad cinemática (Josephia, R., 2015)

Penetración a 25 °C, 100 g, 5 s, décimos de mm (ASTM D 5)

La prueba de penetración, determina la consistencia de los cementos asfálticos a través de una aguja normalizada de 100 g bajo una temperatura de 25 °C durante un tiempo de 5 s. La rigidez del cemento asfáltico se reporta en décimos de milímetro. Este ensayo se realiza tanto en cementos asfálticos originales como en el residuo del ensayo de pérdida por calentamiento en la prueba *Rolling Thin Film Oven Test (RTFOT)*. En la Fig. 2-31 se ilustra el procedimiento de ensayo.



Fig. 2-31 Ensayo de penetración del cemento asfáltico (Martínez, O., 2014)

Prueba anillo y esfera (°C) (ASTM D 36)

La prueba permite estimar la consistencia de los cementos asfálticos y se basa en la determinación de la temperatura en la cual una esfera de acero produce deformación de 25 mm, en una muestra de cemento asfáltico sostenida en un anillo horizontal que se calienta gradualmente dentro de un baño de agua o glicerina, Fig. 2-32.

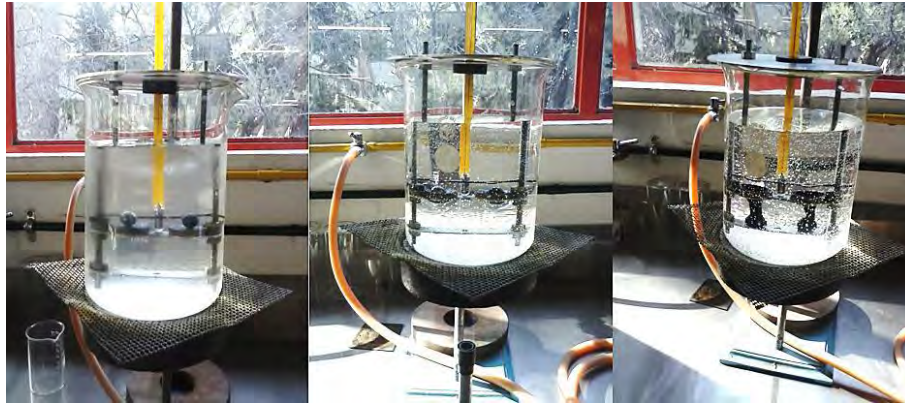


Fig. 2-32 Punto de reblandecimiento (Martínez Hernández, 2014)

Ductilidad a 25 °C, 5 cm/min, cm (ASTM D 113)

Esta prueba permite determinar la capacidad del cemento asfáltico para deformarse sin romperse. Dado que el material está sujeto a la acción de las cargas externas debe deformarse sin permitir el ondulamiento en el pavimento. La prueba consiste en medir la máxima distancia antes de romperse de una briqueta de cemento asfáltico cuando es elongada, como se muestra en la Fig. 2-33.



Fig. 2-33 Equipo para ensayo de Ductilidad

2.4.2.2 Ensayos de seguridad

Punto de inflamación, copa abierta de Cleveland °C (ASTM D 92)

Esta prueba permite determinar la temperatura mínima en la que el cemento asfáltico produce flamas instantáneas al estar en contacto con el fuego directo, así como aquella en que inicia su combustión. La prueba consiste en colocar una muestra de asfalto en una copa abierta de Cleveland (ver Fig. 2-34), 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. Si se continúa elevando la temperatura de la muestra se llega al punto en que se inicia la combustión del material, la temperatura correspondiente se denomina punto de combustión.



Fig. 2-34 Ensayo de punto de inflamación (Martínez, O., 2014)

2.4.2.3 Envejecimiento del cemento asfáltico

Pérdida por calentamiento en la prueba de RTFOT (%)

Esta prueba permite simular el envejecimiento que sufren los cementos asfálticos en el corto plazo. El ensayo de RTFOT (Rolling Thin Film Oven Test) tiene dos propósitos. El primero es determinar la cantidad de masa de volátiles del cemento asfáltico perdidos durante el proceso de almacenamiento, transporte, mezclado y compactado de la mezcla asfáltica.

El segundo es envejecer el cemento asfáltico que será usado en ensayos posteriores tales como el PAV (Paving Aging Vesel) el cual es una prueba que permite simular el envejecimiento del ligante en el largo plazo. El procedimiento de ensayo requiere de un horno eléctrico con base circular giratoria (Fig. 2-35). La base circular sujeta envases de muestra que rotan alrededor de su centro. Se aplicará flujo de aire dentro de cada envase de muestra con una boquilla ubicada en la parte inferior de la base rotatoria. El horno RTFOT debe ser precalentado a la temperatura de envejecimiento de 163 °C, por un período mínimo de 16 horas antes de ser usado.

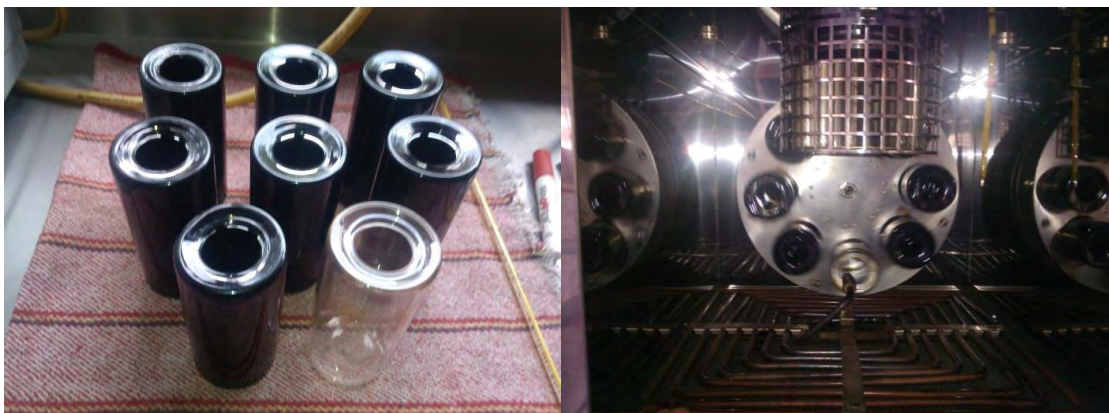


Fig. 2-35 Ensayo de película fina en horno rotatorio (Josephia, R., 2015)

2.5 Parámetros volumétricos del concreto asfáltico

Para comprender las características de una mezcla asfáltica, al igual que en los suelos, se recomienda el uso de un diagrama de fases. Éste, presenta características similares a las que se tiene en el suelo; fase sólida, líquida y gaseosa. Además debe tenerse en cuenta que en el caso de mezclas asfálticas se presenta una cuarta fase debido a los poros que absorben parte del cemento asfáltico.

La Fig. 2-36 muestra el diagrama de fase generalmente utilizado para identificar las propiedades de masa y volumen de una mezcla asfáltica.

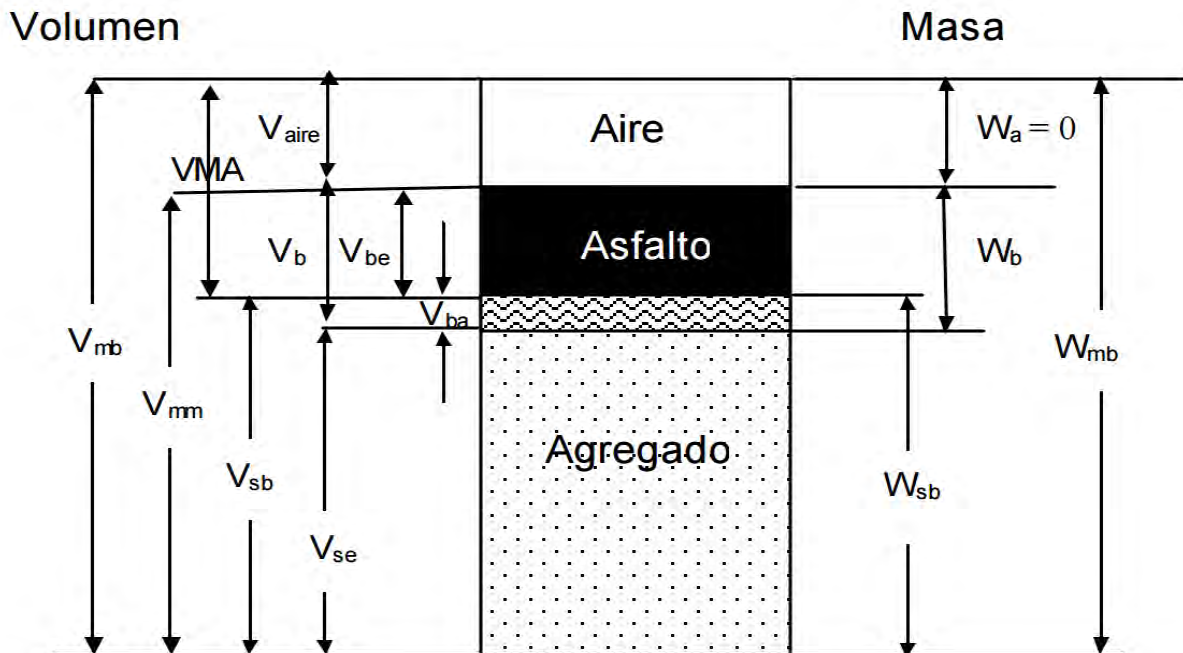


Fig. 2-36 Diagrama de fases de una mezcla asfáltica

Donde:

Volumen total de la mezcla compactada (V_{mb}): en este volumen se abarca todos los componentes de la mezcla asfáltica; el agregado, el cemento asfáltico y los vacíos existentes.

Volumen de la mezcla asfáltica (V_{mm}): Se refiere al volumen de la mezcla asfáltica sin tomar en consideración los vacíos de aire existentes.

Volumen de aire (V_a): es el volumen generado por los vacíos en la mezcla asfáltica. Al diseñar una mezcla asfáltica, es importante tomar las consideraciones adecuadas de los vacíos que deberán existir, ya que estos son un factor importante en el comportamiento mecánico del concreto asfáltico.

Volumen de cemento asfáltico total (V_b): considera al cemento asfáltico absorbido por el agregado pétreo así como al cemento asfáltico efectivo.

Volumen de cemento asfáltico efectivo (V_{be}): es el cemento asfáltico que no es absorbido por el agregado y que genera la película asfáltica entre las partículas.

Volumen de cemento asfáltico absorbido (V_{ba}): se refiere al cemento asfáltico que el agregado es capaz de absorber, es un porcentaje del cemento asfáltico total (V_b).

Volumen de agregado total (V_{sb}): considera al agregado pétreo como al cemento asfáltico absorbido por el mismo.

Volumen de agregado efectivo (V_{se}): Es el volumen que ocupa el agregado pétreo, considera la parte sólida y los poros permeables al agua no llenos de cemento asfáltico, sin tomar en cuenta los vacíos rellenos de cemento asfáltico.

Masa del aire (W_a): se refiere al peso del aire, es considerado como 0.

Masa del cemento asfáltico (w_b): considera la masa del cemento asfáltico efectivo así como del absorbido.

Masa del agregado (W_{sb}): considera la masa del agregado pétreo una vez que ha absorbido el cemento asfáltico.

2.5.1 Relaciones gravimétricas

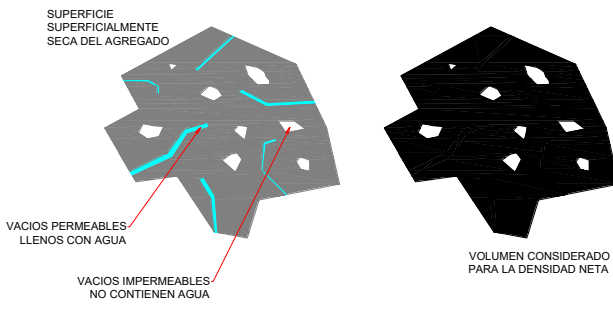
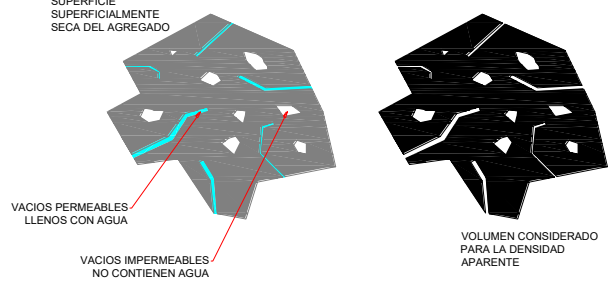
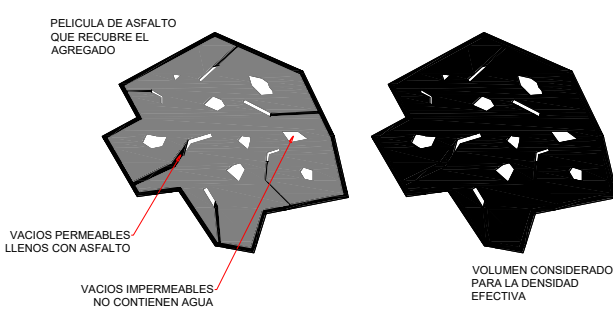
En las mezclas asfálticas existen relaciones entre masa y el volumen, las cuales se relacionan por medio del concepto de gravedad específica (relación entre la masa y volumen de un material y la masa de igual volumen de agua). De esa manera se obtienen las expresiones para el cálculo de las gravedades específicas, las cuales son:

- Gravedad específica neta del agregado (G_{sb}): Es la relación entre la masa en el aire de agregado de un volumen unitario y el volumen total de la masa sumergida en el agua considerando el volumen de los poros permeables llenos con agua.
- Gravedad específica aparente del agregado (G_{sa}): Es la relación entre la masa en el aire de agregado de un volumen unitario y el volumen aparente de la masa sumergida en el agua que no considera el volumen de los poros permeables llenos de agua.
- Gravedad específica efectiva de agregado (G_{se}): Se mide sobre la mezcla asfáltica cuyo contenido de cemento asfáltico es efectivo. Es la relación entre la masa de agregado en el aire y el volumen efectivo del agregado. El volumen efectivo considera el volumen del agregado y el volumen de los poros permeables al agua no llenos de cemento asfáltico. Esta gravedad no se calcula directamente, se determina a partir de la gravedad específica teórica máxima de la mezcla y el contenido de cemento asfáltico.
- Gravedad específica teórica máxima de la mezcla (G_{mm}): Es la gravedad teórica de la mezcla sin considerar vacíos en la mezcla.

Es importante hacer la aclaración que entre peso específico y gravedad específica, el primero es la relación entre peso y volumen, con unidades de masa/volumen. Mientras que el segundo, se refiere a la relación entre masa de un volumen y el volumen de la misma sumergida en agua y esta no tiene unidades.

En la Tabla 2-2 se muestran las expresiones de cada una de las relaciones gravimétricas, así como su ilustración con la finalidad de hacer comprensibles las descripciones antes mencionadas.

Tabla 2-2 Relaciones gravimétricas (García Salas, 2014)

Relaciones Gravimétricas	Interpretación Gráfica
<p>Gravedad específica neta del agregado.</p> $G_{sb} = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{\frac{P_1}{G_1} + \frac{P_2}{G_2} + \dots + \frac{P_n}{G_n}}$ <p>G_{sb}: Gravedad específica neta del agregado P_1, P_2, \dots, P_n: Porcentajes individuales de cada agregado. G_1, G_2, \dots, G_n: Gravedad específica neta de cada agregado (G_{sb}, de cada tamaño).</p>	 <p>SUPERFICIE SUPERFICIALMENTE SECA DEL AGREGADO</p> <p>VACIOS PERMEABLES LLENOS CON AGUA</p> <p>VACIOS IMPERMEABLES NO CONTIENEN AGUA</p> <p>VOLUMEN CONSIDERADO PARA LA DENSIDAD NETA</p>
<p>Gravedad específica aparente del agregado.</p> $G_{sa} = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{\frac{P_1}{G_1} + \frac{P_2}{G_2} + \dots + \frac{P_n}{G_n}}$ <p>G_{sa}: Gravedad específica aparente del agregado. P_1, P_2, \dots, P_n: Porcentajes individuales de cada agregado. G_1, G_2, \dots, G_n: Gravedad específica aparente de cada agregado (G_{sa}, de cada tamaño).</p>	 <p>SUPERFICIE SUPERFICIALMENTE SECA DEL AGREGADO</p> <p>VACIOS PERMEABLES LLENOS CON AGUA</p> <p>VACIOS IMPERMEABLES NO CONTIENEN AGUA</p> <p>VOLUMEN CONSIDERADO PARA LA DENSIDAD APARENTE</p>
<p>Gravedad específica efectiva del agregado.</p> $G_{se} = \frac{P_{mm} - P_b}{\frac{P_{mm}}{G_{mm}} - \frac{P_b}{G_b}}$ <p>G_{se}: Gravedad específica efectiva del agregado. P_{mm}: Porcentaje de masa total de la mezcla suelta, 100. P_b: Contenido de cemento asfáltico, porcentaje con respecto a la mezcla. G_{mm}: Gravedad específica teórica máxima de la mezcla suelta. G_b: Gravedad específica del cemento asfáltico.</p>	 <p>PELICULA DE ASFALTO QUE RECUBRE EL AGREGADO</p> <p>VACIOS PERMEABLES LLENOS CON ASFALTO</p> <p>VACIOS IMPERMEABLES NO CONTIENEN AGUA</p> <p>VOLUMEN CONSIDERADO PARA LA DENSIDAD EFECTIVA</p>
<p>Gravedad específica teórica máxima de la mezcla asfáltica (Rice)</p> $G_{mm} = \frac{P_{mm}}{\frac{P_s}{G_{se}} + \frac{P_b}{G_b}}$ <p>G_{mm}: Gravedad específica teórica máxima de la mezcla suelta. G_{se}: Gravedad específica efectiva del agregado. P_{mm}: Porcentaje de masa total de la mezcla suelta, 100. P_b: Contenido de cemento asfáltico, porcentaje con respecto a la mezcla. P_s: porcentaje total que ocupa el agregado con respecto a la mezcla. G_b: Gravedad específica del cemento asfáltico.</p>	

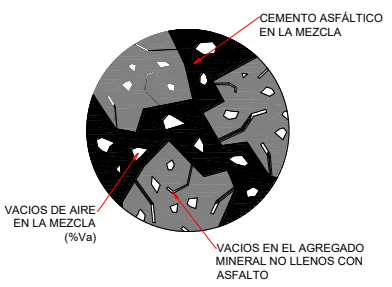
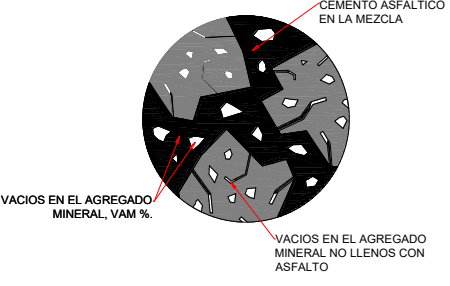
2.5.2 Relaciones volumétricas

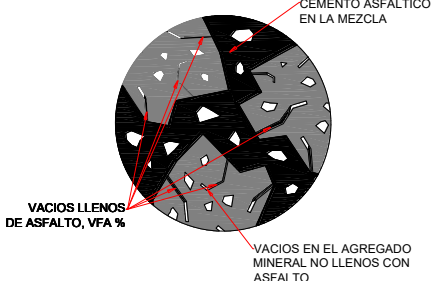
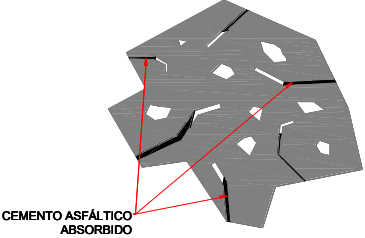
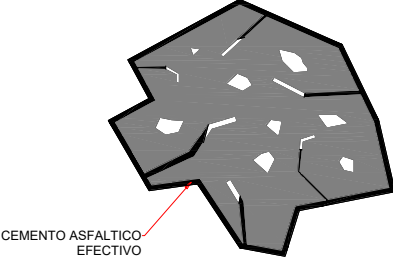
Al igual que en las relaciones gravimétricas, a continuación se describirán las diferentes relaciones volumétricas de una masa de suelo:

- Vacíos de aire en la mezcla (V_a): Vacíos que existen entre las partículas del agregado cubiertas de cemento asfáltico en una mezcla asfáltica compactada.
- Vacíos en el agregado mineral (VAM): Se refiere a los vacíos que existen entre las partículas del agregado mineral en una mezcla asfáltica compactada, incluye los vacíos de aire y el volumen de cemento asfáltico efectivo.
- Vacíos llenos de cemento asfáltico (VFA): Es la relación entre el volumen de cemento asfáltico efectivo y el volumen de vacíos en el agregado de una mezcla asfáltica compactada.
- Contenido de cemento asfáltico efectivo (P_{be}): Es el contenido de cemento asfáltico que genera la película asfáltica, no considera el cemento asfáltico absorbido por el agregado mineral.
- Contenido de cemento asfáltico absorbido (P_{ba}): Es la relación entre la masa de cemento asfáltico absorbido y la masa total del agregado de la mezcla asfáltica compactada.

En la Tabla 2-3 se muestran las expresiones matemáticas para cada una de las diferentes relaciones volumétricas, así como su interpretación gráfica.

Tabla 2-3 Relaciones Volumétricas (García Salas, 2014)

Relaciones Volumétricas	Interpretación Grafica
<p>Vacíos de aire en la mezcla.</p> $V_a = \left(1 - \frac{G_{mb}}{G_{mm}}\right) * 100 \quad \text{o} \quad V_a = \frac{V_{aire}}{V_{mb}} * 100$ <p>V_a: Vacíos de aire en la mezcla. G_{mb}: Gravedad específica total de la mezcla compactada. G_{mm}: Gravedad específica teórica máxima de la mezcla suelta. V_{aire}: Volumen de aire de una mezcla asfáltica. V_{mb}: Volumen total de una mezcla asfáltica</p>	
<p>Vacíos en el agregado pétreo.</p> $VAM = 100 - \frac{G_{mb}(P_s)}{G_{sb}} \quad \text{o} \quad VAM = \frac{V_{be} + V_{aire}}{V_{mb}} * 100$ <p>VAM: Vacíos en el agregado pétreo. G_{mb}: Gravedad específica total de la mezcla compactada. G_{sb}: Gravedad específica neta del agregado. P_s: Contenido de agregado, porcentaje con respecto a la mezcla. V_{aire}: Volumen de aire de una mezcla asfáltica. V_{be}: Volumen cemento asfáltico efectivo. V_{mb}: Volumen total de una mezcla asfáltica.</p>	

<p>Vacíos llenos con cemento asfáltico</p> $VFA = \frac{V_{AM} - V_a}{V_{AM}} * 100 \text{ o } VFA = \frac{V_{be}}{V_{be} + V_{aire}} * 100$ <p>VFA: Vacíos llenos de cemento asfáltico. VAM: Vacíos en el agregado pétreo. V_a: Vacíos de aire en la mezcla asfáltica compactada. V_{aire}: Volumen de aire de una mezcla asfáltica. V_{be}: Volumen cemento asfáltico efectivo.</p>	
<p>Contenido de cemento asfáltico absorbido.</p> $P_{ba} = G_b * \frac{G_{se} - G_{sb}}{G_{sb} * G_{se}} * 100 \text{ o } CA_a = \frac{W_{ba}}{W_{sb}} * 100$ <p>P_{ba}: Porcentaje de cemento asfáltico absorbido. G_b: Gravedad específica del cemento asfáltico. G_{se}: Gravedad específica efectiva del agregado. G_{sb}: Gravedad específica neta del agregado. CA_a: Cemento asfáltico absorbido. W_{ba}: Masa del cemento asfáltico absorbido. W_{sb}: Masa del total del agregado</p>	
<p>Contenido de cemento asfáltico efectivo.</p> $P_{be} = P_b - \frac{P_{ba}}{100} * P_s \text{ o } CA_e = \frac{W_{be}}{W_{mb}} * 100$ <p>P_{be}: Porcentaje de cemento asfáltico efectivo. P_{ba}: Porcentaje de cemento asfáltico absorbido. P_b: Contenido de cemento asfáltico, porcentaje con respecto a la mezcla. P_s: Contenido de agregado, porcentaje con respecto a la mezcla. W_{be}: Masa del cemento asfáltico efectivo. W_{mb}: Masa del total de la mezcla compactada.</p>	

3 Pruebas mecánicas para determinar la resistencia a la tensión en el concreto asfáltico

Una característica muy importante en el diseño de una mezcla asfáltica es la resistencia que esta puede presentar a la tensión. La falla a la tensión provocará que el pavimento se deteriore y fracture, lo cual afectará directamente a la calidad y al servicio de este.

Para determinar la resistencia a la tensión existen diferentes pruebas, entre las cuales están aquellas que no miden únicamente la resistencia a la tensión (miden además Energía de Fractura, Modulo Resiliente, etc.), algunas de esas pruebas son:

- Energía de deformación disipada (*Dissipated Creep Strain Energy, DCSE*)
- Ensayo de tensión directa (*Disk-shaped Compact Tension, DCT*)
- Resistencia a la flexión en cuatro puntos (*Four-point bending fatigue test, 4 point*)

Estas pruebas predicen el comportamiento mecánico del concreto asfáltico. Sin embargo, son complejas y requieren de mucho tiempo para su ejecución. Además, existen métodos mucho más sencillos que permiten evaluar la resistencia a la tensión de la mezcla asfáltica compactada debido a las cargas del tránsito. Los métodos principales son:

- Prueba de resistencia a la tensión indirecta (*Indirect Tension Strength Test, ITS*).
- Prueba de carga semicircular (*Semicircular Bending Test, SCB*).
- Prueba de tensión directa (*Direct Tension Test, DTT*).
- Prueba de superposición Texas (*Texas Overlay Test, TOT*).

3.1 Prueba de resistencia a la tensión indirecta, ITS

La prueba *ITS* es un método simple y representativo que permite estimar la resistencia de un concreto asfáltico compactado antes de su falla. La prueba también es conocida como ensayo brasileño y ha sido utilizado en concretos asfálticos para caracterizarlos mecánicamente. El ensayo consiste en someter a compresión diametral a una probeta cilíndrica, aplicando una carga de manera uniforme a lo largo de dos líneas opuestas hasta alcanzar la rotura.

La solución de las ecuaciones planteadas para estimar la resistencia por medio de este ensayo se basan en la teoría de la elasticidad lineal la cual establece que al someter la probeta a una compresión diametral se desarrolla un estado de tensiones en su interior. La carga aplicada a lo largo de las dos líneas opuestas describe planos principales de tensiones; uno horizontal y otro vertical, donde en el plano vertical, se produce una tensión variable de compresión y otra, teóricamente, uniforme de tensión.

La distribución teórica de tensión que presenta una probeta cilíndrica sometida a una carga diametral, según varios investigadores, a lo largo de los ejes horizontales y verticales para una carga concentrada se muestra en la Fig. 3-1.

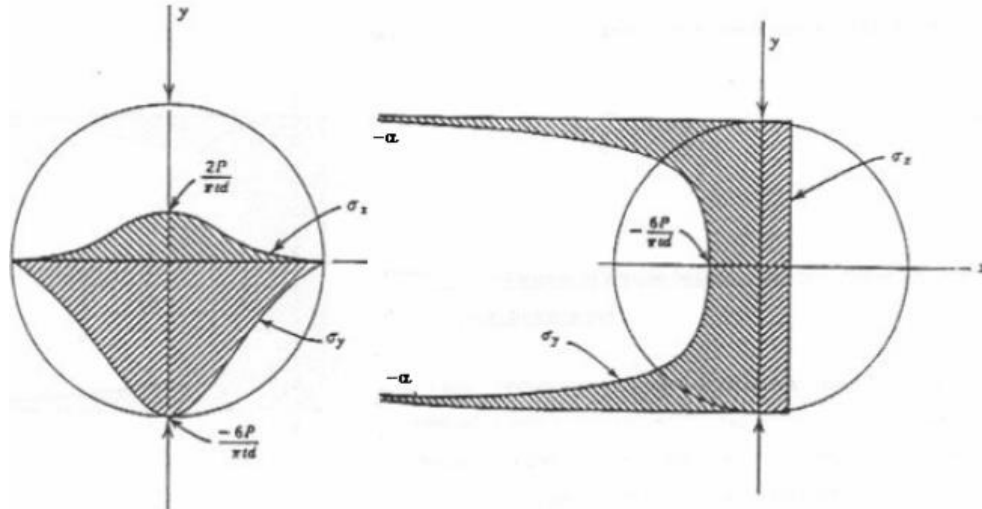


Fig. 3-1 Diagrama de esfuerzos en un plano diametral horizontal y vertical. (Garrote Villar, 2006)

Las expresiones, definidas por M. Frocht, que definen el comportamiento de la resistencia son:

Plano horizontal.

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi t d} \left[\frac{d^2 - 4x^2}{d^2 + 4x^2} \right]^2 \quad \text{Ecuación 3.1}$$

$$\sigma_y = -\frac{2P}{\pi t d} \left[\frac{4x^2}{d^2 + 4x^2} - 1 \right] \quad \text{Ecuación 3.2}$$

$$\tau_{xy} = 0$$

Plano vertical.

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi t d} \quad \text{Ecuación 3.3}$$

$$\sigma_y = \frac{2P}{\pi t} \left[\frac{2}{d-2y} + \frac{2}{d+2y} - \frac{1}{d} \right] \quad \text{Ecuación 3.4}$$

$$\tau_{xy} = 0$$

Donde:

P = Carga total aplicada.

t = Altura de la probeta.

d = Diámetro de la probeta.

x, y = Coordenadas respecto al centro de la probeta.

Las Ecuaciones 3.1 a 3.4 descritas anteriormente son válidas para un sólido elástico lineal idealizado. Sin embargo, y a pesar de no ser un material completamente elástico, los valores de tensión horizontal se aproximan suficiente a los reales, por lo cual la resistencia a la tensión indirecta se calcula con la expresión:

$$S_t = \frac{2P}{\pi td} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

$$\varepsilon_T = 13.2H_T \quad \text{Ecuación 3.6}$$

Donde:

P = Carga máxima aplicada a la probeta.

t = Espesor de la probeta.

d = Diámetro de la probeta.

ε_T = Deformación horizontal por tensión.

H_T = Deformación máxima a la carga.

En la Fig.3-2 se ilustra la aplicación de una carga a una probeta. Así mismo, los sistemas de ejes permiten identificar las direcciones de esfuerzos que se generan.

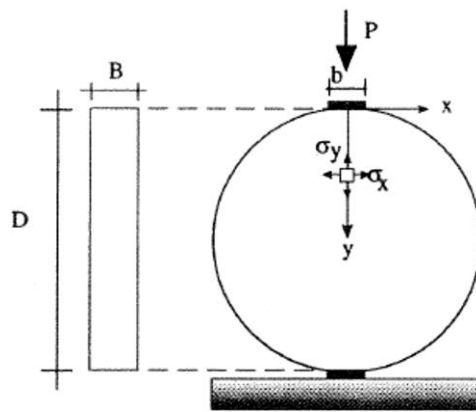


Fig. 3-2 Esquema de aplicación de la carga y sistema de ejes de referencia (Rangel Galicia, 2015)

Existen varios parámetros que influyen en el ensayo de tensión indirecta, siendo los más relevantes el material a ensayar, la temperatura de prueba, el material y ancho de la placa de carga entre otros. A pesar de la que la prueba es de fácil ejecución y permite obtener resultados confiables se presentan varias limitantes en la prueba.

- Es imposible variar el cociente de los componentes verticales y horizontales y por lo tanto el estado de tensión en los puntos críticos.
- La distribución de la tensión en el centro de la probeta no es uniforme.
- Si la resistencia a la compresión del material es tres veces menor a la resistencia a la tensión, la falla se producirá por compresión.

- Los esfuerzos a los que se ve sometido en los soportes en donde se aplica la carga pueden producir fallas locales.

3.2 Prueba de flexión de tres puntos en espécimen semicircular, SCB

“Standard Method of Test for Determining the Fracture Energy of Asphalt Mixtures Using the Semicircular Bend Geometry (SCB)” AASHTO TP 105-131. La prueba de carga semicircular (*Semi Circular Bending Test, SCB*) consiste en una prueba de carga en 3 puntos, dos que funcionan como base y un tercero a partir del cual la carga se aplica. Originalmente, la prueba SCB tenía como objetivo determinar la energía de fractura, resistencia a la fractura y la rigidez del concreto asfáltico. Sin embargo, investigaciones recientes han mostrado que es posible determinar una relación entre la prueba de tensión indirecta y la prueba de carga semicircular, mostrando resultados consistentes que han permitido limitar el cociente de relación entre estas dos pruebas en un intervalo de 2.50 a 4.50 (Huang, Shu, & Tang, 2005) y (Arabani & Ferdowsi, 2009). Independientemente, de las investigaciones realizadas no hay un modelo que proporcione una solución analítica precisa de resistencia a la tensión en la prueba de tres puntos. Por lo que se ha tratado de definir una solución basada en la teoría de la elasticidad planteando varias hipótesis las cuales son las siguientes (Huang, Shu, & Tang, 2005):

- Asumen que la resistencia a la carga aplicada puede ser simplificada en una resistencia al esfuerzo cortante distribuidas en un plano con una inclinación que va de los límites en donde se ubicaban los soportes a la parte curva de la probeta (Fig. 3-3).
- Es posible simplificar los esfuerzos de corte de un plano inclinado a un plano totalmente vertical. Es importante señalar que se desconoce la distribución de esfuerzo cortante pero se tiene la certeza que la suma de estas es igual a la fuerza de apoyo $P/2$.
- La fuerza puntal P es idealizada como una fuerza normal distribuida, en donde se tiene que en los extremos la magnitud de la fuerza es nula alcanzando el valor máximo en el punto medio de la superficie superior, siendo simétrica la distribución alrededor del eje y , siendo la distribución sinusoidal la que se ajusta a la hipótesis. El valor q se definió igual a $\pi P/2l$.

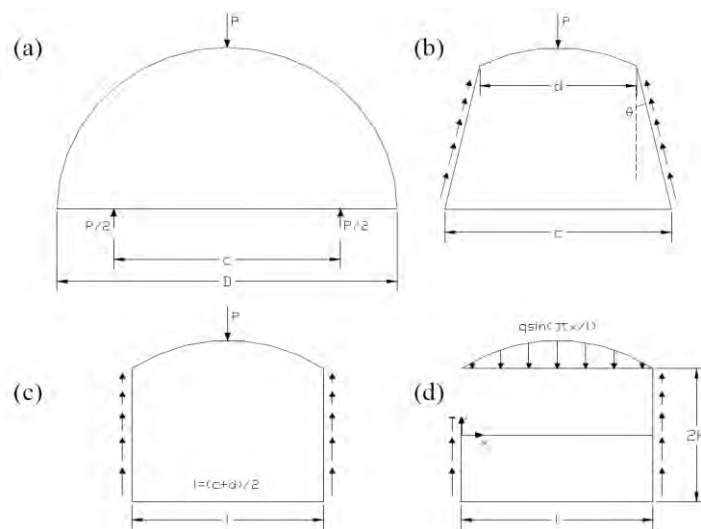


Fig. 3-3 Simplificación de los esfuerzos durante la prueba SCB (Huang, Shu, & Tang, 2005)

Las hipótesis anteriores permiten establecer que la resistencia por tensión del ensaye SCB puede ser estimada con la expresión:

$$\sigma = \frac{-2q\beta h \sin\left(\frac{1}{2}\beta l\right) \sinh(\beta h) \cosh(\beta h)}{\beta^2 h^2 - \cosh^2(\beta l) \sinh^2(\beta h)} \quad \text{Ecuación 3.7}$$

De la expresión que los autores han establecido se pueden realizar las siguientes observaciones

- Los valores d y l dependen del ángulo θ al que se idealiza la trayectoria de esfuerzos cortantes, el cual es sensible, los autores variaron este ángulo entre 9° y 11° obteniendo una diferencia de los resultados del 5%.
- El valor β equivale a π/l , por lo cual no es constante.
- No incluyen el efecto del espesor de la probeta.

Por otro lado (Arabani & Ferdowsi, 2009) tomando como base la ecuación 3.7 plantean la siguiente expresión.

$$\sigma = 3.564 \frac{P_{ult}}{D * t} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Donde:

P = Carga de falla, en N.

t = Espesor de la probeta, mm.

D = Diámetro de la probeta, mm.

4 Etapa Experimental

4.1 Materiales

4.1.1 Agregado pétreo

Para realizar la presente investigación se emplearon dos tipos de agregados pétreos, el primero es de origen basáltico (PINFRA), producto de la explotación a cielo abierto de un banco ubicado en Ixtapaluca, Estado de México, en adelante denominado Tipo 1. El segundo material (Planta de Asfalto de la Ciudad de México) es un basalto vesicular procesado por la Planta de Asfalto del Gobierno de la Ciudad de México ubicada en Av. Del Imán 263, éste material proviene de la cantera de la unidad productora de triturados basálticos Parres, en adelante denominado Tipo 2.

Las pruebas realizadas al agregado pétreo cumplen con los procedimientos y las especificaciones establecidas en cada una de las normas (SCT, *Superpave* y ASTM). En las Tablas 4-1 a 4-6 se presentan los resultados obtenidos de las pruebas de consenso, pruebas de origen y pruebas de rutina, de cada uno de los agregados pétreos. Es importante manifestar que, para realizar estas pruebas primero se cribó y lavo el material a emplear, esto permitió tener un control del material fino en la mezcla asfáltica.

Tabla 4-1 Resumen de la caracterización del agregado pétreo, Tipo 1 (Martínez O., 2014) y Tipo 2 (García J.L., 2014)

Pruebas de consenso					
Ensayo	Tipo 1	Tipo 2	Especificación SCT	Superpave	Norma ASTM
Equivalente de arena [%]	69	64	50 mínimo	45 mínimo	D 2419
Angularidad del agregado grueso [%]	100/100	100/100	-	95/90 mínimo	D 5821
Angularidad del agregado fino [%]	42	70	-	45 mínimo	C 1252
Partículas alargadas y planas [%]	2	28	35 máximo	10 máximo	D 4791

Tabla 4-2 Resumen de la caracterización del agregado pétreo Tipo 1 (Martínez O., 2014) y Tipo 2 (García J.L., 2014)

Pruebas de origen					
	Tipo 1	Tipo 2	Especificaciones		Norma
Desgaste de Los Ángeles [%]	13	22	30 máximo	35 máximo	C 131
Prueba de sanidad del agregado grueso [%]	5	1	-	10 máximo	C 88

Tabla 4-3 Gravedades específicas de agregado grueso Tipo 1 (Martínez O., 2014)

Pruebas de rutina						
Tamaño de partícula		Gsb	Gss	Gsa	Absorción de agua [%]	Norma ASTM
Pulgadas	mm	(Neta del agregado)	(Saturada superficialmente seca)	(Aparente del agregado)		
½"	12.5	2.608	2.649	2.27	1.586	C 127
⅜"	9.5	2.613	2.654	2.726	1.586	

¼"	6.3	2.608	2.653	2.729	1.691	
No 4	4.75	2.602	2.647	2.723	1.697	C 128

Tabla 4-4 Gravedades específicas de agregado grueso Tipo 2

Pruebas de rutina						
Tamaño de partícula		Gsb	Gss	Gsa	Absorción de agua [%]	Norma ASTM
Pulgadas	mm	(Neta del agregado)	(Saturada superficialmente seca)	(Aparente del agregado)		
½"	12.5	2.499	2.563	2.669	2.54	C 127
¾"	9.5	2.578	2.643	2.758	2.53	
¼"	6.3	2.496	2.577	2.716	3.25	
No 4	4.75	2.476	2.56	2.703	3.38	C 128

Tabla 4-5 Gravedades específicas del agregado fino Tipo 1 (Rangel D., 2015)

Pruebas de rutina					
Tamaño de partícula		Granulometría	Gsb	Absorción de agua [%]	Norma ASTM
Pulgadas	mm		(Neta del agregado)		
No 8 a Filler	2.36 a Filler	1	2.590	2.03	C 128
		2	2.613	1.57	
		3	2.613	2.08	
		4	2.625	2.04	
		5	2.631	2.05	
		6	2.629	2.01	
		7	2.630	2.59	
		8	2.643	1.62	
		Fuller	2.648	1.40	

Tabla 4-6 Gravedades específicas del agregado fino Tipo 2

Pruebas de rutina				
Tamaño de partícula		Granulometría	Gsb	Norma ASTM
Pulgadas	mm		(Neta del agregado)	
No 8 a Filler	2.36 a Filler	1	2.553	C 128
		2	2.573	
		3	2.580	
		4	2.581	
		5	2.605	
		6	2.569	
		7	2.634	
		8	2.651	
		Fuller	2.627	

4.1.2 Granulometría

Se evaluaron nueve distribuciones granulométricas que variaron de abiertas a densas, las que se muestran en la Tabla 4-7 y Fig. 4-1, las cuales incluyen la curva de Fuller para $n=0.45$, Ecuación 4-1, (The Asphalt Institute, 2001), la cual es la que provoca que la mezcla alcance la máxima densidad y por lo tanto el menor contenido de vacíos de aire.

$$P_i = \left(\frac{D_i}{D_{\text{máx}}} \right)^n \quad \text{Ecuación 4.1}$$

Donde:

P_i = acumulado que pasa.

D_i = Diámetro de la partícula.

$D_{\text{máx}}$ = Diámetro máximo.

$n = 0.45$ Exponente de Fuller

Las granulometrías, utilizadas en esta investigación fueron definidas por Rangel D., 2015; con el cometido de evaluar la influencia de la granulometría y el contenido de cemento asfáltico en la resistencia a la tensión indirecta del concreto asfáltico. En todos los casos las granulometrías presentan un tamaño máximo de $\frac{3}{4}$ " (19 mm) con un tamaño máximo nominal de $\frac{1}{2}$ " (12.5 mm).

Debe hacerse mención que de ahora en adelante las figuras que presenten los resultados de la experimentación de las granulometrías identificaran la granulometría de Fuller como la Granulometría 9 (G9).

Tabla 4-7 Granulometrías

Granulometrías, por ciento que pasa										
Abertura	Abertura mm	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	Fuller (G9)
$\frac{3}{4}$ "	19	100	100	100	100	100	100	100	100	100
$\frac{1}{2}$ "	12.5	60	70	78	90	78	76	77	80	82.83
$\frac{3}{8}$ "	9	40	50	62	70	65	63	64	68	73.2
$\frac{1}{4}$ "	6	20	30	40	50	50	48	49	53	60.85
No 4	4.75	12	20	30	40	43	41	42	45	53.69
No 8	2.36	6	12	20	28	30	28	29	31	39.12
No 16	1.18	5	9	14	16	21	19	20	22	28.64
No 30	0.6	4	7	10	11	15	13	14	15	21.12
No 50	0.3	3	5	7	8	11	9	10	10	15.46
No 100	0.15	2	3	5	6	8	6	7	6	11.32
No 200	0.075	1	1	2	3	6	4	5	3	8.29
Fuller	-	0	0	0	0	0	0	0	0	0

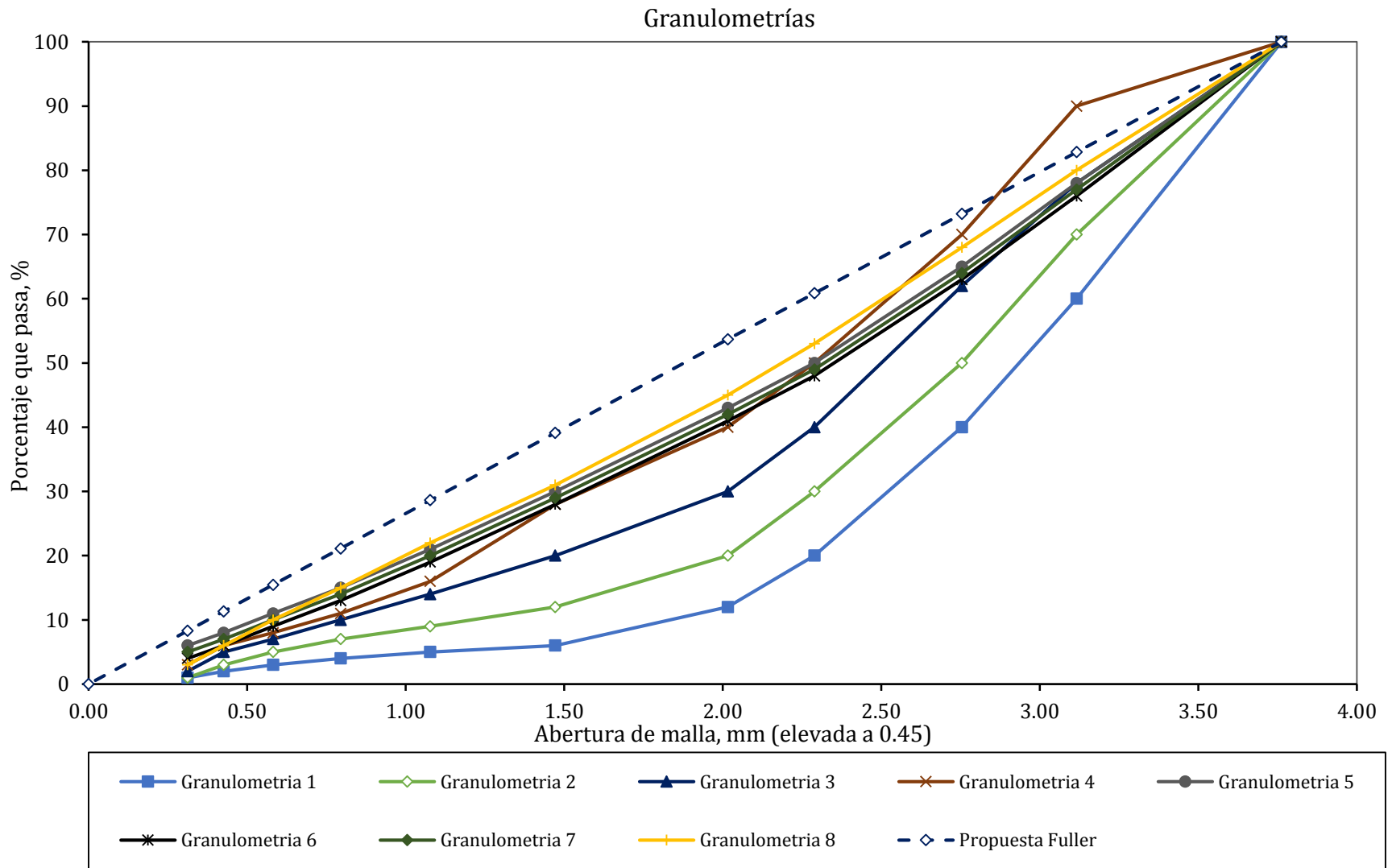


Fig. 4-1 Granulometrías, Curvas de Control (PC) y Zona Restringida (ZR)

Así mismo, se incluyó la curva -G4, que cumple con los requisitos establecidos por la metodología SUPERPAVE para el diseño de mezclas asfálticas para pavimentos (The Asphalt Institute, 2001).

De acuerdo a la metodología Superpave, la gráfica de la distribución granulométrica densa del agregado pétreo deberá estar dentro de los límites de los “puntos de control”, ver Fig. 4-2. Los cuatro puntos de control superiores, se utilizan para verificar que se cumpla con la definición de tamaño máximo nominal y tamaño máximo. A su vez, los cuatro puntos de control inferiores se utilizan para cumplir los requerimientos máximos y mínimos para la malla No 200 (75 µm). Los puntos de control para la malla No 8 (2.36 mm), son utilizados para controlar partículas con tamaño de arena en la mezcla.

Superpave define una zona restringida en la curva granulométrica con la finalidad de limitar el contenido de arena, los que generan problemas de compactación y de aparición de roderas del concreto asfáltico cuando está en servicio. La zona restringida se encuentra en la línea de máxima gravedad seca, entre los tamices (4.75 mm ó 2.36 mm) y el tamiz 0.3 mm. En la siguiente Tabla 4-8 se presentan los puntos de control y los de la zona restringida.

Tabla 4-8 Puntos de control y zona de resticcion para la metodologia Superpave

Abertura de malla (mm)	Puntos de control	
	Tamaño máximo nominal	
	9.5 mm	12.5 mm
19		100
12.5	100	90-100
9.5	90-100	90
2.36	32-67	28-58
0.075	2.0-10.0	2.0-10.0
Zona restringida		
4.75		
2.36	47.2	39.1
1.18	31.6-37.6	25.6-31.6
0.6	23.5-27.5	19.1-23.1
0.3	18.7	15.5

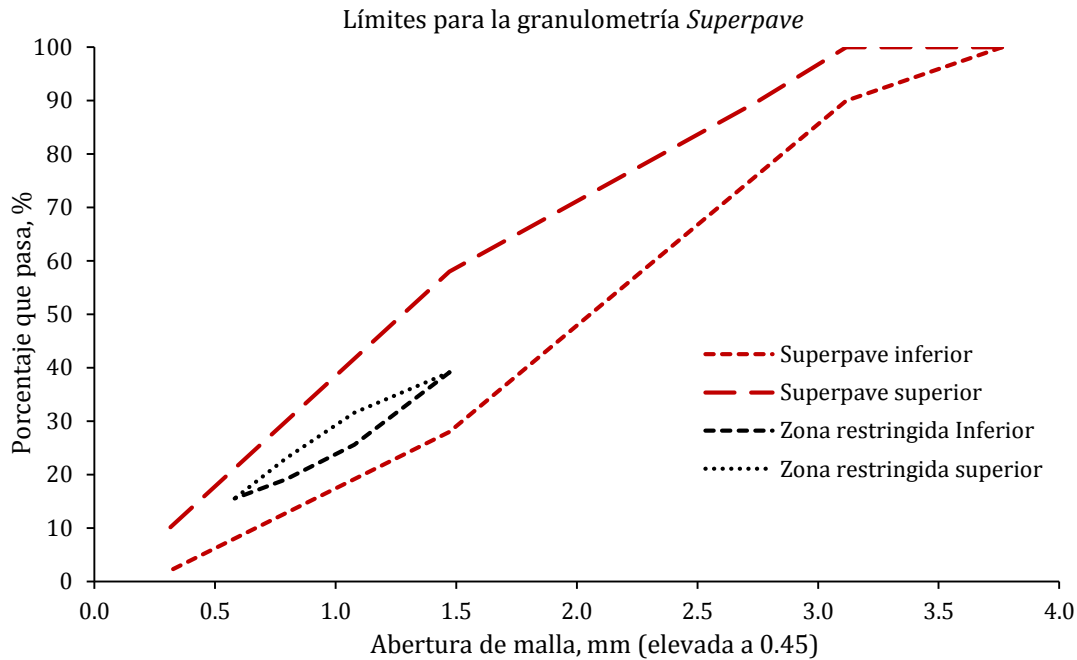


Fig. 4-2 Curvas de control (PC) y zona de restricción (ZR), metodología SUPERPAVE

En la Tabla 4-9, se presentan los porcentajes de gravas, arena y finos de las diferentes granulometrías estudiadas.

Tabla 4-9 Porcentaje de gravas, arenas y finos por granulometría

Tipo	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	Fuller (G9)
% Gravas	88	80	70	60	57	59	58	55	46.31
% Arenas	11	19	28	37	37	37	37	42	45.4
% Finos	1	1	2	3	6	4	5	3	8.29

4.1.3 Cemento asfáltico

El cemento asfáltico empleado en esta investigación es un AC-20 (ASTM D 3381/3381M) (Fig. 4-3) proveniente de la refinería de Tula, ubicada en el Estado de Hidalgo. Este cemento asfáltico fue muestreado en los depósitos de almacenamiento de la Planta de Asfaltos de la CDMX, según la norma M·MMP·4·05·001/00 “Muestreo de Materiales Asfálticos”. En la Tabla 4-10 se muestran los resultados de las pruebas de caracterización realizadas a dicho material.

Tabla 4-10 Resumen de la caracterización del cemento asfáltico AC-20 (Josephia R, 2015)

Ensayo	Resultado Tipo 2	Especificación	Norma ASTM
Viscosidad dinámica a 60 °C [Pa s]	232	200 ± 40	D 2171
Viscosidad cinemática a 135 °C [1 mm ² /s = 1 centistoke]	375	300 mínimo	D 2170
Prueba anillo y esfera [°C]	48	48-56	D 36

Penetración en décimos de mm a 25 °C, 100 g, 5 s	72	60 mínimo	D 5
Punto de inflamación, Copa abierta de Cleveland [°C]	239	232 mínimo	D 92
Viscosidad Saybolt-Furol a 135 °C [s]	231	120 mínimo	D 88
Gravedad específica a 25 °C	1.025	-	D 70
Pérdida por calentamiento en la prueba de RTFOT [°C]	0.53	1 máximo	D 2872
Del residuo de la prueba de la película delgada			
Penetración en décimos de mm a 25 °C, 100 g, 5 s	40	54	D 5
Prueba anillo y esfera [°C]	55.2	-	D 36



Fig. 4-3 Cemento asfáltico AC-20

4.2 Elaboración de especímenes de concreto asfáltico

4.2.1 Dosificación de la mezcla asfáltica

Una vez realizada la caracterización del agregado pétreo y del cemento asfáltico se procedió a la elaboración de las mezclas asfálticas, dichas mezclas presentan las siguientes características:

1. Distribuciones granulométricas diferentes, 9 en total.
2. Variación de los contenidos de cemento asfáltico (5.70%, 6.00% y 6.30%).
3. Dos agregados pétreos diferentes.



Fig. 4-4 Preliminares a la elaboración de la mezcla asfáltica

En la Fig. 4-4 se muestran los agregados dosificados del agregado Tipo 1. Para éste banco de materiales se emplearon tres contenidos de cemento asfáltico (5.7%, 6.0% y 6.3%). En el caso del agregado pétreo Tipo 2 se utilizó un solo contenido de cemento asfáltico (6.0%).

4.2.2 Elaboración de mezclas asfálticas (Determinación de los parámetros volumétricos y gravimétricos de la mezcla)

Con la finalidad de obtener los parámetros volumétricos de la mezcla asfáltica, se determinó la gravedad específica máxima teórica (G_{mm} o Gravedad RICE). La gravedad RICE es la relación entre la masa de un volumen dado de mezcla asfáltica sin vacíos de aire y la masa de igual volumen de agua, ambos a la misma temperatura (FHWA, 1995).

Para determinar la gravedad RICE los materiales pétreos se dosificaron y mezclaron con el cemento asfáltico a una temperatura de 143 °C hasta garantizar que el cemento asfáltico cubre uniformemente todos los agregados, como se muestra en la Fig. 4-5. Seguidamente, la mezcla asfáltica es vertida en una charola para posteriormente llevarse a un horno de convección a la temperatura de compactación $130 \pm 3^\circ\text{C}$ por un periodo de 120 ± 10 minutos, moviendo el material cada 30 minutos, cumpliendo con el periodo de curado.



Fig. 4-5 Mezclado de agregados y cemento asfáltico para gravedad específica RICE (Josephia R., 2015)

Finalmente, la gravedad RICE o gravedad específica máxima teórica se determina tomando en cuenta la mezcla en estado suelto (ver Fig. 4-6), posteriormente se pesa el material y se sumerge completamente en un baño de agua de agua a una temperatura de 25 °C. Para finalizar se aplica un vacío durante 15 minutos con la finalidad de retirar el aire atrapado.



Fig. 4-6 Mezcla asfáltica para gravedad máxima teórica G_{mm} (Rangel Galicia, 2015)

La expresión que se emplea para determinar la gravedad específica teórica máxima a partir de la norma ASTM D 2041 es:

$$G_{mm} = \frac{A}{A+D-E} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

Donde

G_{mm} : Gravedad específica máxima teórica (G_{mm} o Gravedad RICE).

A: Masa de la mezcla asfáltica (estado suelto).

D: Masa del picnómetro + agua.

E: Masa del picnómetro + mezcla + agua.

Para la fabricación de los especímenes de concreto asfáltico se mezclaron y curaron los materiales, la temperatura de mezclado fue la misma que para el caso de la mezcla que sirvió para obtener la gravedad teórica máxima, 143°C. Posteriormente se procedió a compactar la mezcla con una temperatura de 130°C, una presión de 600 kPa y 50 giros bajo un ángulo de inclinación a 1.25° (bajo estas condiciones se obtienen cilindros de concreto asfáltico de 15 cm de diámetro y 20 cm ± 1 cm de altura de diferente masa), ver Fig. 4-7



Fig. 4-7 Elaboración de cilindros de concreto asfáltico (Rangel Galicia, 2015)

Posterior a la compactación de cada espécimen de concreto asfáltico, se dejó enfriar los especímenes al aire. Seguidamente, se procede a la extracción de los especímenes del molde cuidando de no afectar su volumen ni su gravedad específica.

Un vez elaboradas los especímenes de concreto asfáltico se extrajeron núcleos de 10 cm de diámetro con el cometido de obtener especímenes uniformes (Fig. 4-8). Posteriormente, se procedió a determinar la gravedad específica neta de los núcleos de concreto asfáltico (Fig. 4-9). Luego, se cortaron los cilindros de concreto asfáltico en pequeñas pastillas de aproximadamente 6 cm de espesor y un diámetro aproximado de 10 cm (Fig. 4-10 a). Finalmente, se dividieron dichas pastillas en dos partes, como se muestra en la Fig. 4-10 b.



Fig. 4-8 Extracción del núcleo de la mezcla asfáltica



Fig. 4-9 Determinación de la gravedad específica de la muestra



a) Pastilla cilíndrica



b) Probetas ensayo SCB

Fig. 4-10 Proceso de obtención de muestras para ensayo SCB

Para determinar la gravedad específica neta de los especímenes compactados se procedió a lo establecido en la norma ASTM D 2726, para especímenes de concreto asfáltico con una absorción menor al 2%. Así mismo, se empleó la norma ASTM D 1188 para especímenes con absorción mayor al 2%. Para los especímenes fabricados a partir de las granulometrías 1, 2, 3 y

4 que presentaron absorciones mayores al 2% se cubrieron con estearato de zinc con una gravedad de 1.019.

El cálculo de la gravedad específica se llevó a cabo mediante la siguiente expresión:

$$G_{mb} = \frac{A}{D-E-\frac{D-A}{F}} \quad \text{Ecuación 4.3}$$

G_{mb} = Gravedad específica neta del espécimen.

A = Masa de la mezcla asfáltica (estado suelto).

D = Masa al aire del espécimen más estearato de zinc.

E = Masa del espécimen con estearato de zinc sumergido en agua.

F = Gravedad específica del estearato de zinc (1.019).

En la Tabla 4-11 y en las Figs. 4-11 a 4-14, se presentan los resultados de las densidades de los concretos asfálticos fabricados con agregados del banco de Tipo 1.

Tabla 4-11 Valores de G_{sb} , G_{mm} , G_{mb} y G_{se} de los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 1

Granulometría	G_{sb}	CA = 5.7%			CA = 6.0%			CA = 6.3%		
		G_{mm}	G_{se}	G_{mb}	G_{mm}	G_{se}	G_{mb}	G_{mm}	G_{se}	G_{mb}
1	2.606	2.463	2.691	1.887	2.444	2.681	1.944	2.44	2.69	1.965
2	2.609	2.448	2.672	2.071	2.443	2.680	2.096	2.421	2.665	2.054
3	2.610	2.443	2.666	2.265	2.434	2.668	2.264	2.418	2.661	2.276
4	2.615	2.436	2.657	2.309	2.431	2.664	2.313	2.415	2.657	2.235
5	2.618	2.435	2.656	2.419	2.425	2.657	2.413	2.416	2.659	2.409
6	2.617	2.434	2.655	2.388	2.427	2.659	2.385	2.418	2.661	2.384
7	2.617	2.442	2.665	2.405	2.419	2.649	2.399	2.412	2.653	2.393
8	2.624	2.449	2.674	2.404	2.432	2.666	2.403	2.424	2.669	2.397
Fuller (9)	2.629	2.435	2.656	2.414	2.425	2.657	2.407	2.419	2.662	2.403

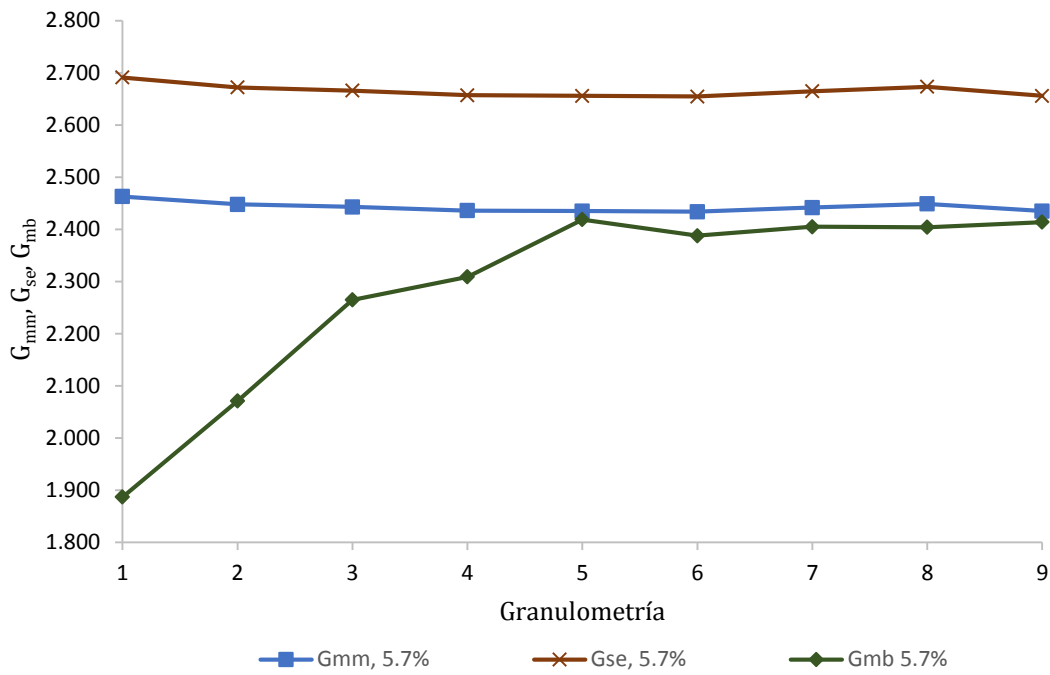


Fig. 4-11 Valores de Gsb, Gmm, Gmb y Gse de los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 1, CA= 5.7%

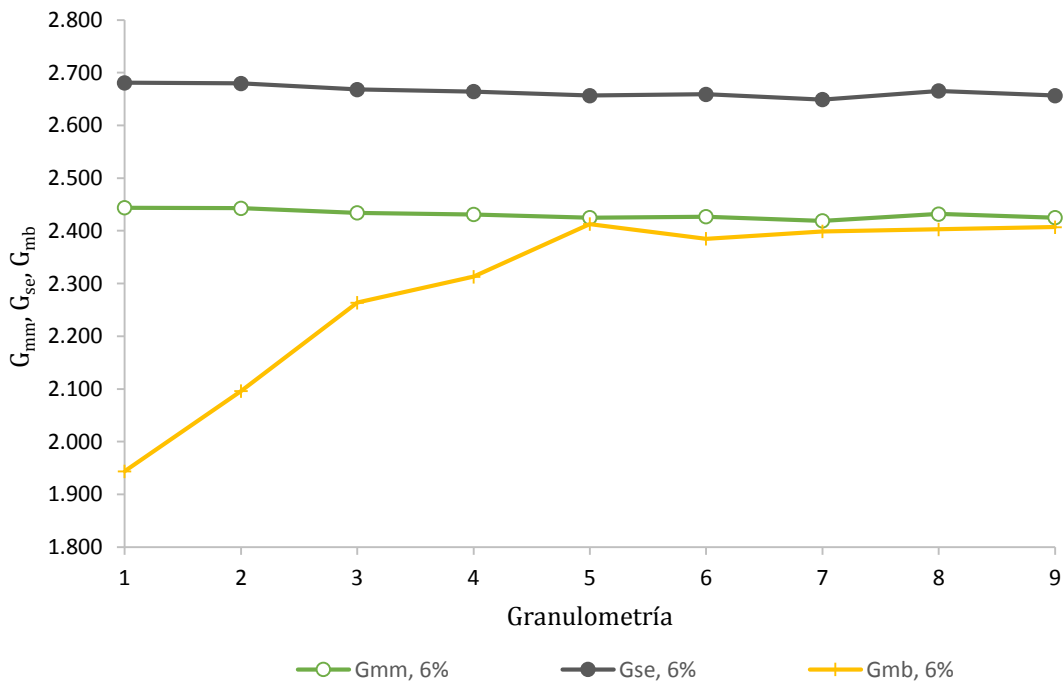


Fig. 4-12 Valores de Gsb, Gmm, Gmb y Gse de los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 1, CA= 6.0%

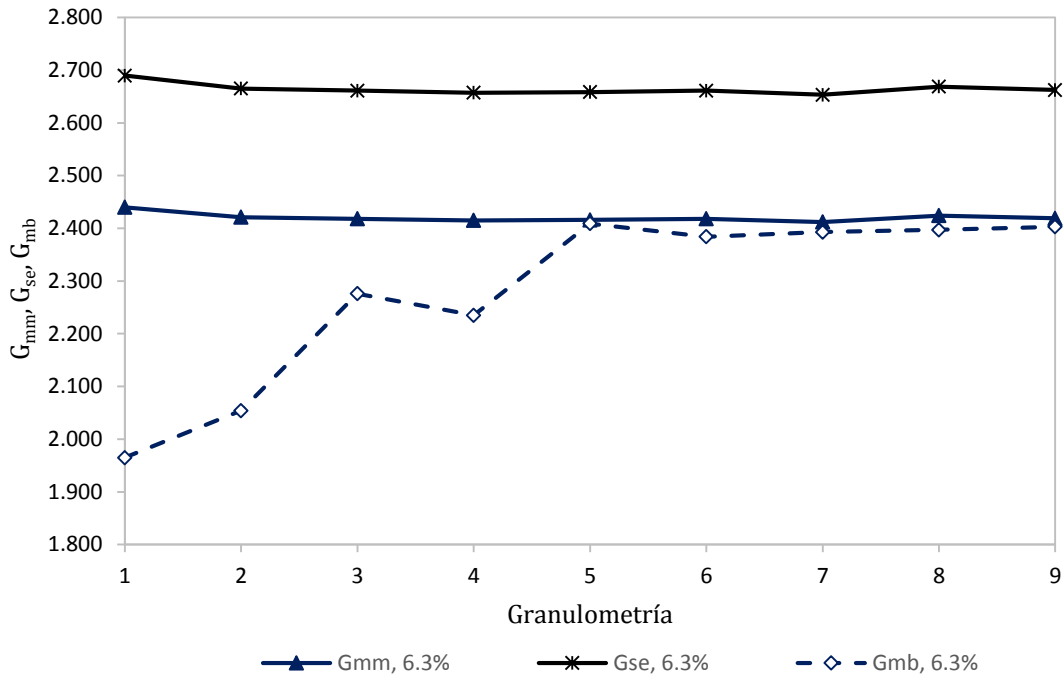


Fig. 4-13 Valores de Gsb, Gmm, Gmb y Gse de los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 1, CA= 6.3%

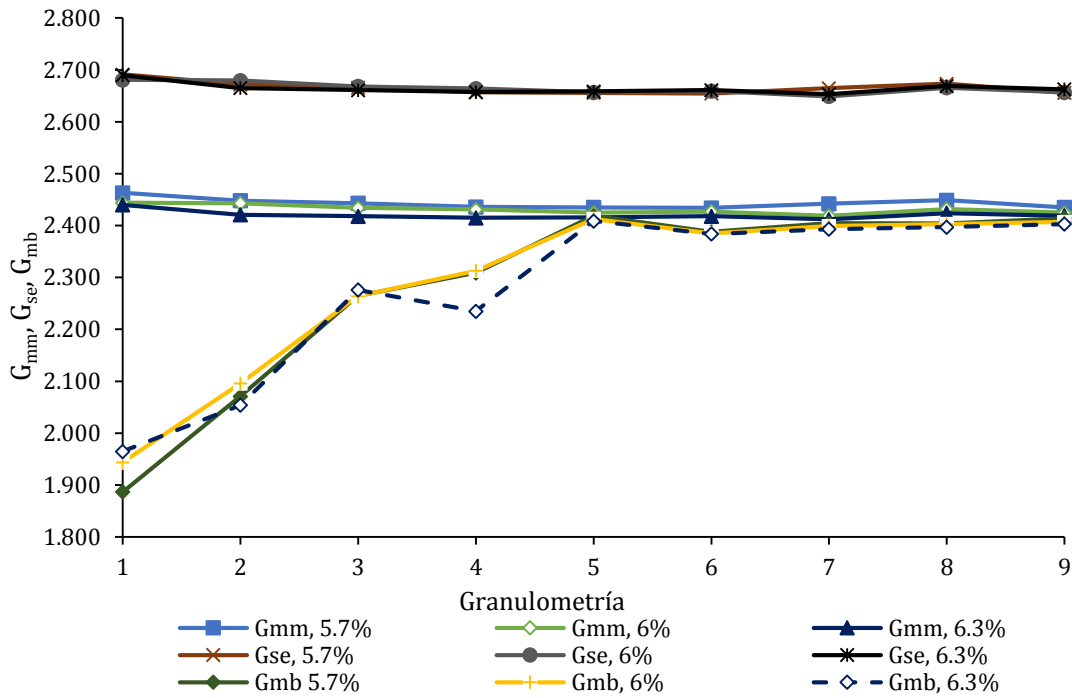


Fig. 4-14 Concentrado de valores de Gsb, Gmm, Gmb y Gse de los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 1

En la Fig. 4-14, se aprecia como en las granulometrías 5 a 9 la gravedad G_{mb} de los concretos asfálticos compactados tienden a aproximarse a los valores de la gravedad teórica máxima (G_{mm}), misma que debe recordarse se calcula a partir de una mezcla en estado suelto, por otro lado las granulometría 1 a 4 presentan una notable diferencia entre estos valores. Lo anterior puede atribuirse a que, para las granulometrías 1 a 4 el contenido de gravas es mucho mayor que el de arenas y de filler lo que tiene como resultados que en los cilindros compactos se presenten un mayor porcentaje de vacíos, caso contrario de las granulometrías de la 5 a la 9 donde estas presenta una distribución de tamaños más uniforme.

En la Tabla 4-12, se presenta las relaciones volumétricas que fueron obtenidas a partir de las relaciones gravimétricas de los concretos asfálticos elaborados con el agregado Tipo 1, de la Fig. 4-15 a la 4-18 se pueden apreciar los resultados de manera gráfica.

Tabla 4-12 Relaciones volumétricas de los concretos asfálticos elaborados con el agregado de Tipo 1

Granulometría	CA = 5.7%			CA = 6.0%			CA = 6.3%		
	Va	VAM	VFA	Va	VAM	VFA	Va	VAM	VFA
1	23.4%	31.7%	26.3%	20.5%	29.9%	31.6%	19.5%	29.4%	33.7%
2	15.4%	25.2%	38.8%	14.2%	24.5%	42.0%	15.2%	26.2%	42.2%
3	7.3%	18.2%	59.9%	7.0%	18.5%	62.1%	5.9%	18.3%	67.9%
4	5.2%	16.7%	68.9%	4.9%	16.9%	71.2%	7.5%	19.9%	62.6%
5	0.7%	12.9%	94.9%	0.5%	13.4%	96.3%	0.3%	13.8%	97.9%
6	1.9%	13.9%	86.4%	1.7%	14.3%	87.9%	1.4%	14.6%	90.4%
7	1.5%	13.4%	88.7%	0.8%	13.8%	94.0%	0.8%	14.3%	94.5%
8	1.8%	13.6%	86.5%	1.2%	13.9%	91.4%	1.1%	14.4%	92.3%
Fuller (9)	0.9%	13.4%	93.6%	0.7%	13.9%	94.7%	0.7%	14.4%	95.4%

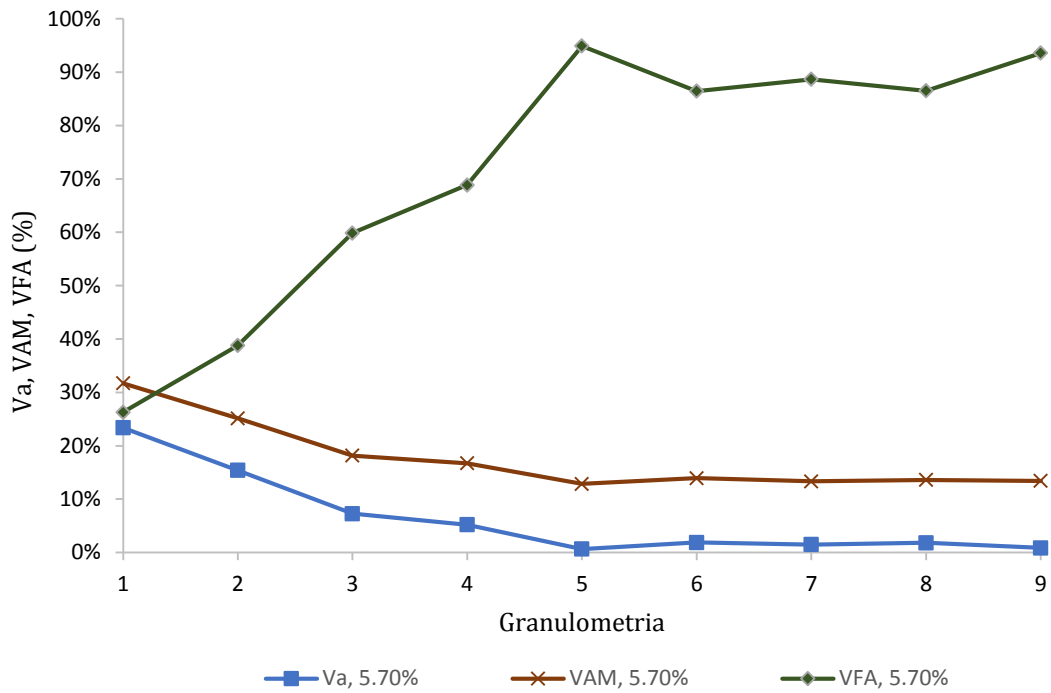


Fig. 4-15 Relaciones volumétricas de los concretos asfálticos elaborados con el agregado de Tipo 1, CA= 5.7%

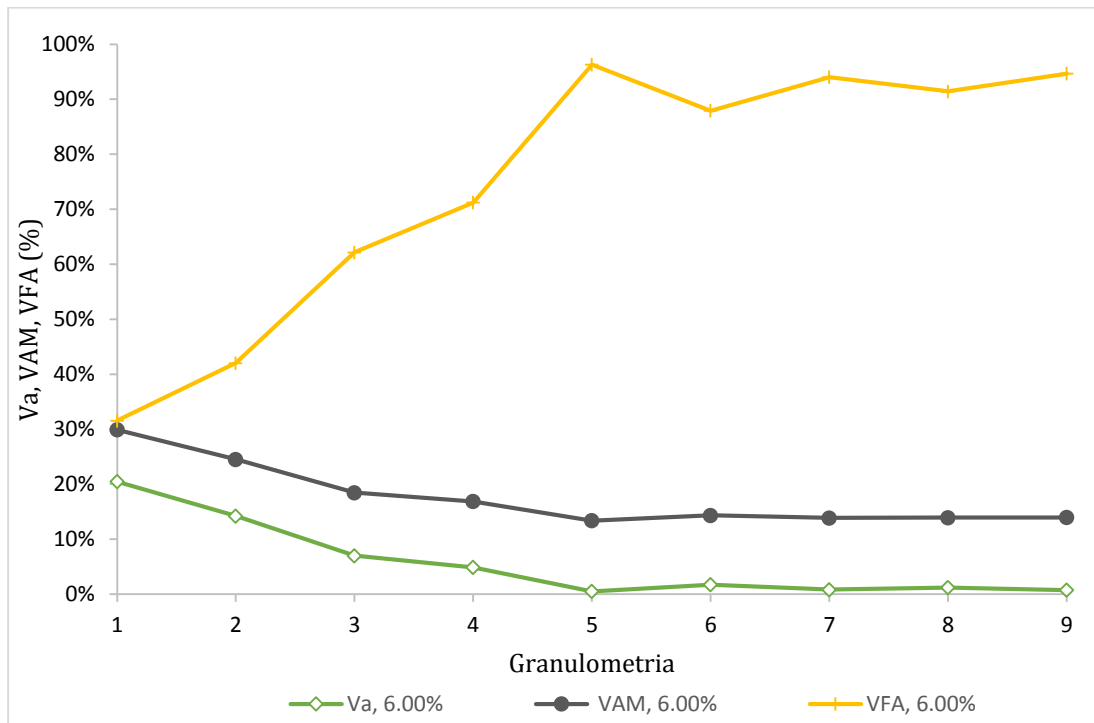


Fig. 4-16 Relaciones volumétricas de los concretos asfálticos elaborados con el agregado de Tipo 1, CA= 6.0%

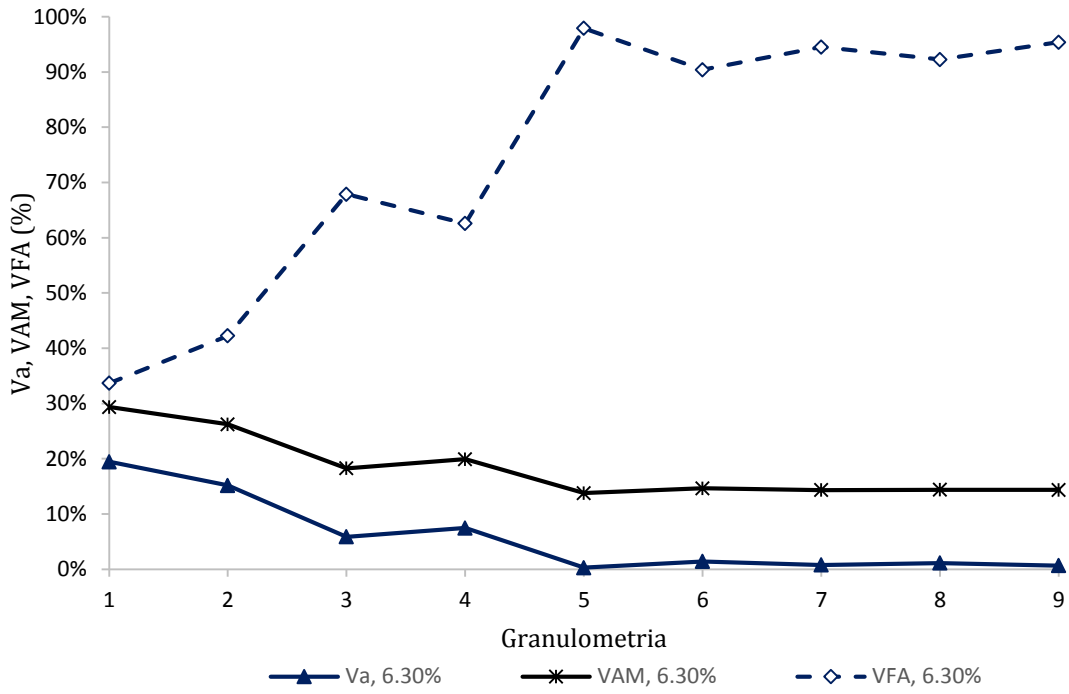


Fig. 4-17 Relaciones volumétricas de los concretos asfálticos elaborados con el agregado de Tipo 1, CA= 6.3%

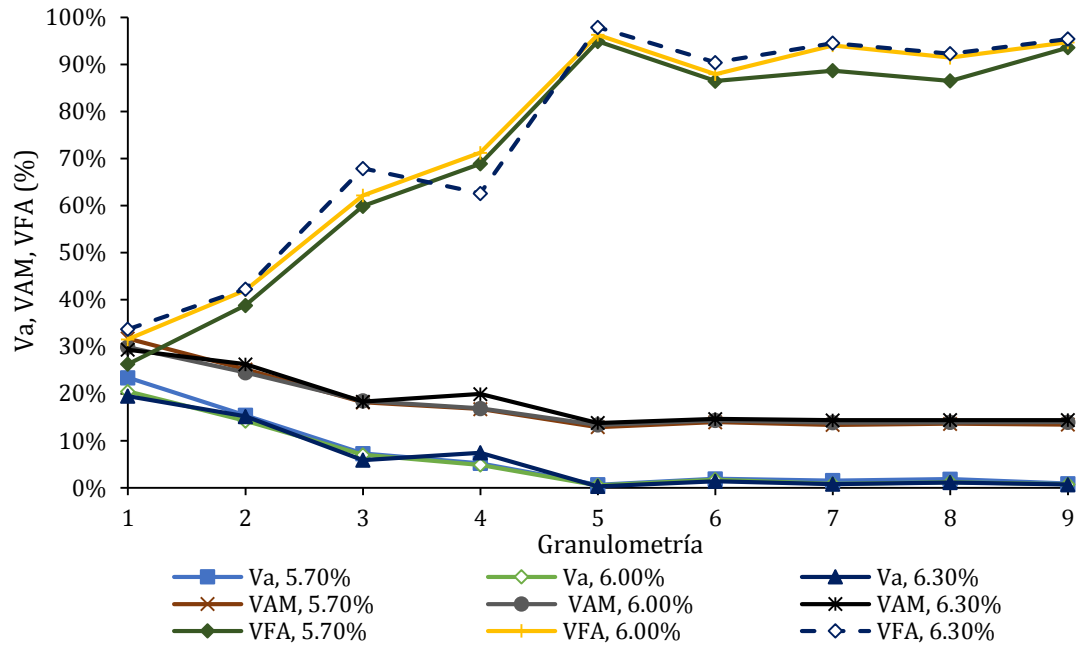


Fig. 4-18 Concentrado de relaciones volumétricas de los concretos asfálticos elaborados con el agregado de Tipo 1.

En la Fig. 4-18 se puede observar como los vacíos de aire (V_a) así como los vacíos en el agregado mineral (VAM) disminuyen conforme la granulometría presenta una mejor distribución en el tamaño de sus partículas y se hace densa, esto puede atribuirse a que en las granulometrías más abiertas (de la 1 a la 4) los espacios entre partículas son mayores en comparación a los existentes en las granulometrías más cerradas (5 a la 9). También, es posible observar que en el caso de los vacíos llenos de cemento asfáltico (VFA) estos son menores en los concretos con un CA = 5.70 %, lo cual en algunas ocasiones, principalmente en la granulometría 1 y 2, el cemento asfáltico resulto insuficiente para la elaboración de una buena mezcla.

En la Tabla 4-13 se presenta los porcentajes de cemento asfáltico efectivo y absorbido de las probetas de concreto asfáltico en las que se utilizó el agregado mineral de Tipo 1.

Tabla 4-13 Contenido de cemento asfáltico efectivo (P_{be}) y absorbido (P_{ba}) de los concretos asfálticos elaborados con el agregado Tipo 1

Granulometría	CA = 5.7%		CA = 6.0%		CA = 6.3%	
	Pba	Pbe	Pba	Pbe	Pba	Pbe
1	1.24%	4.53%	1.09%	4.97%	1.22%	5.16%
2	0.92%	4.83%	1.03%	5.03%	0.82%	5.53%
3	0.83%	4.92%	0.86%	5.19%	0.76%	5.59%
4	0.62%	5.12%	0.72%	5.32%	0.62%	5.72%
5	0.56%	5.18%	0.57%	5.47%	0.60%	5.74%
6	0.56%	5.17%	0.62%	5.41%	0.65%	5.69%
7	0.69%	5.05%	0.47%	5.56%	0.53%	5.80%
8	0.73%	5.01%	0.61%	5.42%	0.66%	5.68%
Fuller (9)	0.39%	5.33%	0.40%	5.62%	0.48%	5.85%

En las Fig. 4-19 a 4-21 se presenta la variación de los contenidos de cemento asfáltico de las diferentes granulometrías.

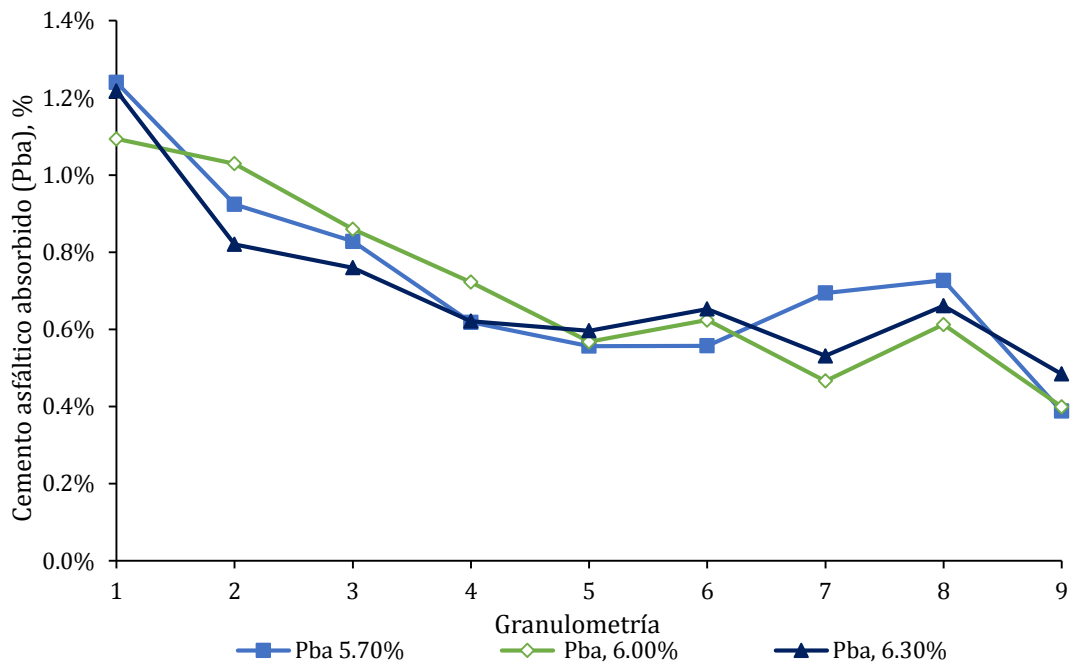


Fig. 4-19 Contenido de cemento asfáltico absorbido (P_{ba}) de los concretos asfálticos elaborados con el agregado Tipo 1

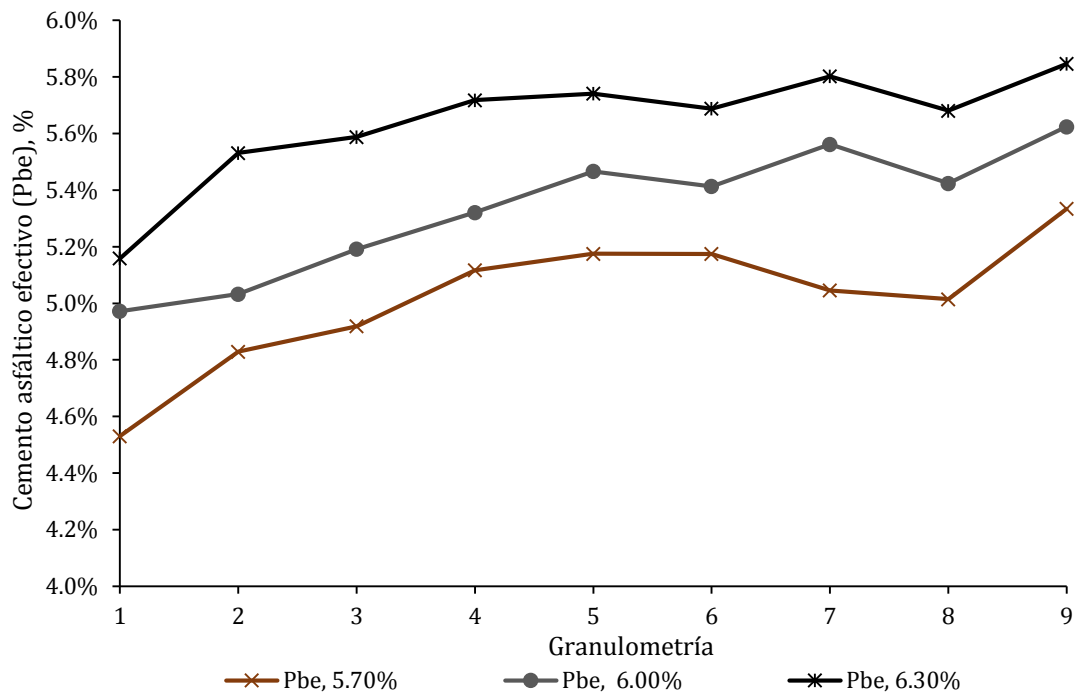


Fig. 4-20 Contenido de cemento asfáltico efectivo (P_{be}) de los concretos asfálticos elaborados con el agregado Tipo 1

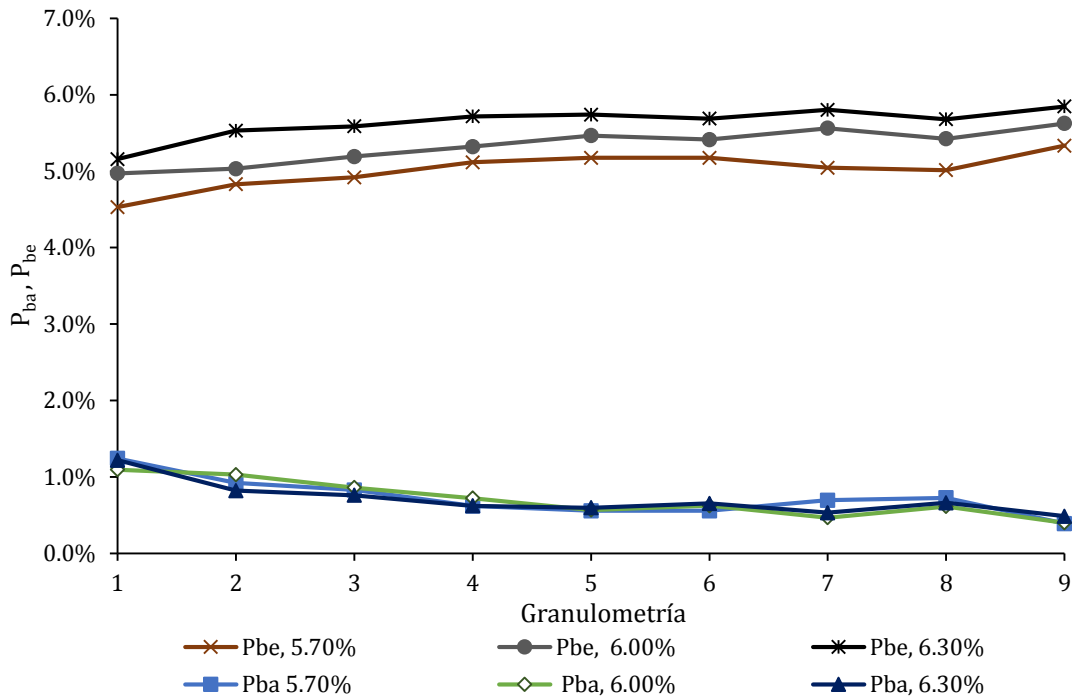


Fig. 4-21 Acumulado de los contenido de cemento asfáltico efectivo (P_{be}) y absorbido (P_{ba}) de los concretos asfálticos elaborados con el agregado Tipo 1

En la Fig. 4-21 se aprecia que el cemento asfáltico absorbido por el agregado mineral es relativamente bajo, en el orden del 1% o menor, lo cual genera que casi el 80 % o más del cemento asfáltico agregado a la mezcla sea efectivo.

Presentados los parámetros de los concretos asfálticos elaborados con el agregado Tipo 1, a continuación se presentan los obtenidos para los elaborados con el agregado Tipo 2. **En la Tabla 4-14 y Fig. 4-22 a 4-24, se presenta los resultados de los parámetros gravimétricos y volumétricos.**

Tabla 4-14 Relaciones gravimétrica (G_{sb} , G_{se} y G_{mb}) y volumétricas de los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 2

Granulometría	CA = 6.0% (Tipo 2)								
	G_{sb}	G_{mm}	G_{se}	G_{mb}	V_a	VAM	VFA	P_{ba}	P_{be}
1	2.504	2.417	2.644	1.785	26.15%	32.99%	20.74%	2.18%	3.95%
2	2.502	2.406	2.630	1.975	17.91%	25.79%	30.55%	2.01%	4.11%
3	2.504	2.405	2.629	2.044	15.01%	23.28%	35.52%	1.95%	4.17%
4	2.507	2.405	2.629	2.098	12.77%	21.34%	40.18%	1.91%	4.21%
5	2.535	2.394	2.615	2.191	8.48%	18.76%	54.79%	1.24%	4.83%
6	2.520	2.398	2.620	2.156	10.09%	19.58%	48.46%	1.56%	4.53%
7	2.546	2.391	2.611	2.169	9.28%	19.92%	53.39%	1.01%	5.05%
8	2.553	2.391	2.611	2.150	10.08%	20.84%	51.63%	0.90%	5.15%
Fuller	2.555	2.397	2.619	2.228	7.05%	18.04%	60.91%	0.98%	5.08%

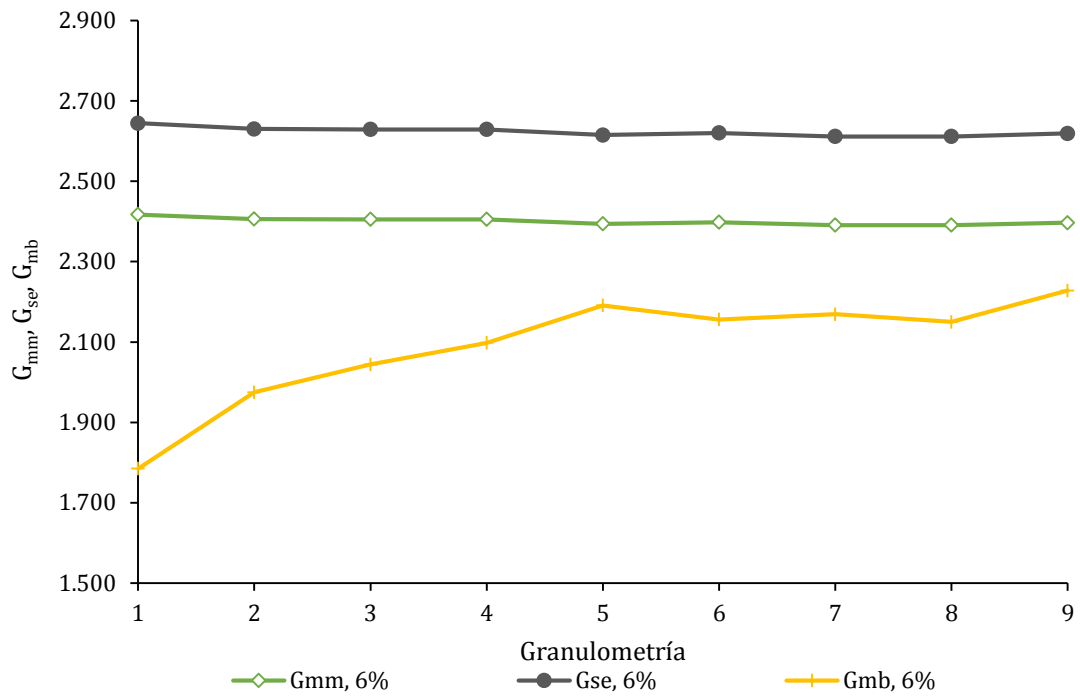


Fig. 4-22 Relaciones gravimétrica(Gsb, Gse y Gmb) de los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 2.

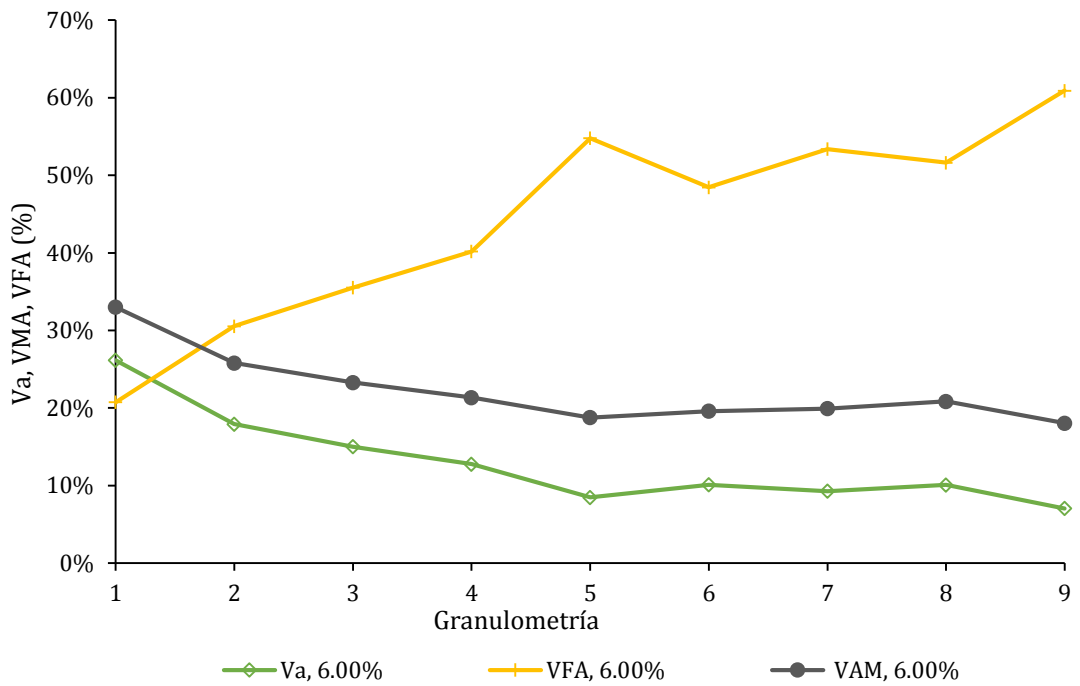


Fig. 4-23 Relaciones volumétricas de los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 2

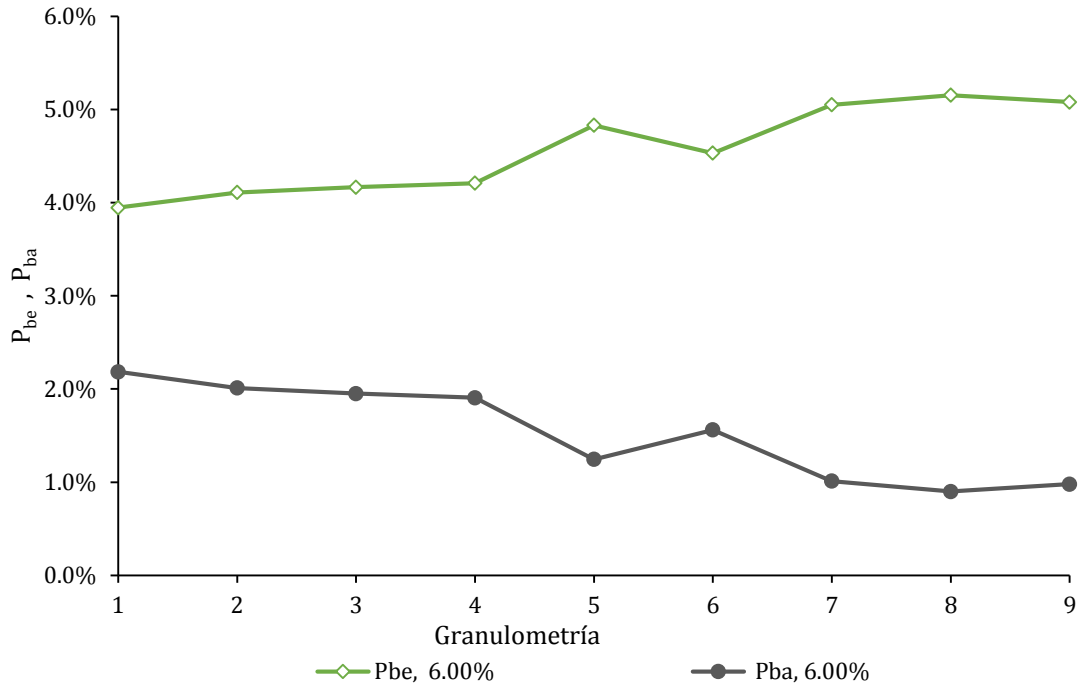


Fig. 4-24 Acumulado de contenido de cemento asfáltico efectivo (P_{be}) y absorbido (P_{ba}) de los concretos asfálticos elaborados con el agregado Tipo 2

En la Fig. 4-22 es posible observar que a pesar de mostrar la misma tendencia en los resultados que la vista para el caso del agregado Tipo 1 (Fig. 4-11 a 4-14), el agregado Tipo 2 manifiesta aún cierta diferencia entre la gravedad específica neta de los cilindros compactados (G_{mb}) y la gravedad teórica máxima (G_{mm}), aun así se aprecia que las granulometrías 5 a la 9 presentan una diferencia menor en comparación con las primera 4 granulometrías.

En la Fig. 4-23 y 4-24 se aprecia la importancia del contenido de cemento asfáltico en la mezcla y la relevancia del tipo de agregado que se utilice, esto debido a que en el caso del agregado Tipo 2 al tratarse de un material poroso, absorbe mayores cantidades de cemento asfáltico, lo que produce menores valores de G_{mb} , un mayor porcentaje de vacíos y al mismo tiempo provoca que los vacíos llenos de cemento asfáltico resulten menores que los obtenidos en los concretos elaborados con agregado Tipo 1.

Lo anterior, puede observarse con mayor detalle en las Figs. 4-25 a 4-27 en las cuales se presenta una comparación de los parámetros volumétricos y gravimétricos de los concretos asfálticos elaborados con los agregados Tipo 1 y Tipo 2 y un contenido de cemento asfáltico del 6.0%.

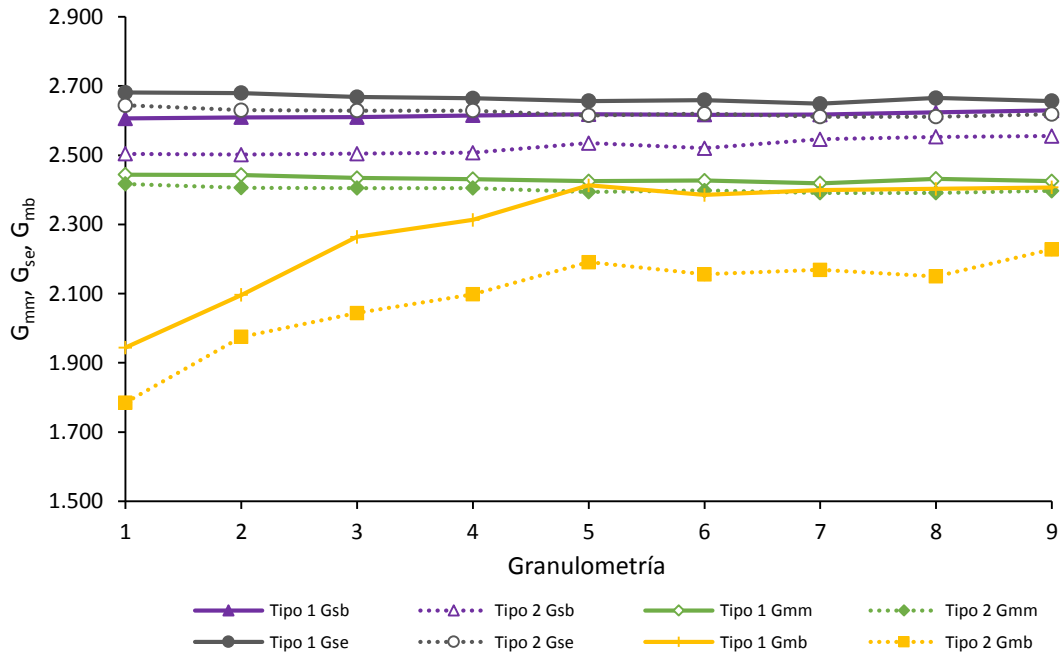


Fig. 4-25 Acumulado de valores de Gsb, Gmm, Gmb y Gse para concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 1 y Tipo 2, CA=6.00%

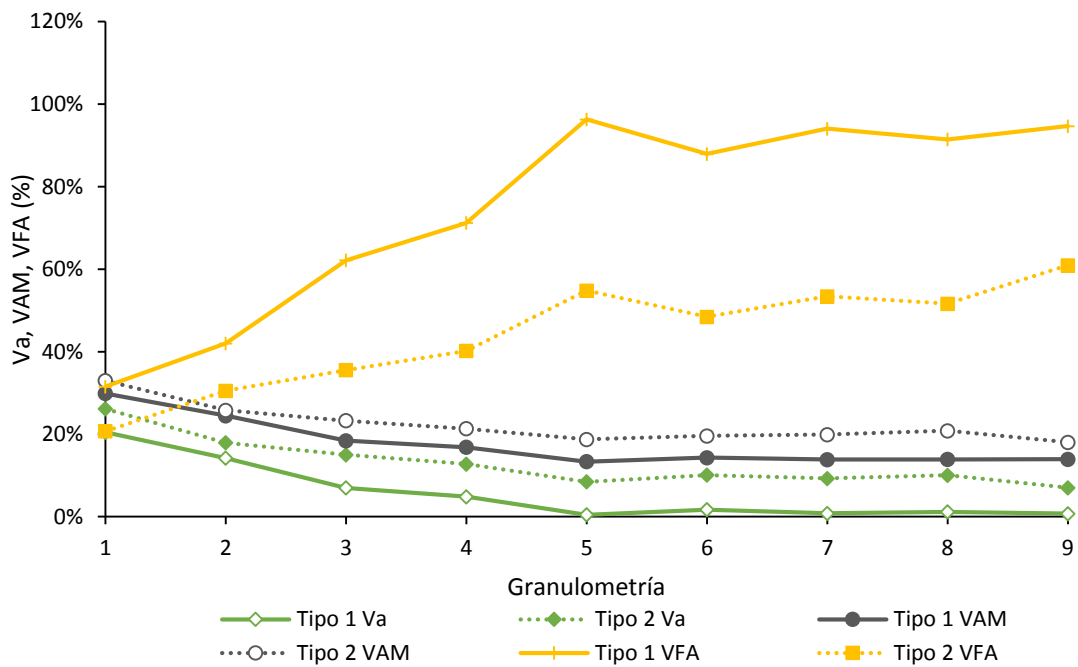


Fig. 4-26 Acumulado de relaciones volumétricas de los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 1 y Tipo 2, CA=6.00%

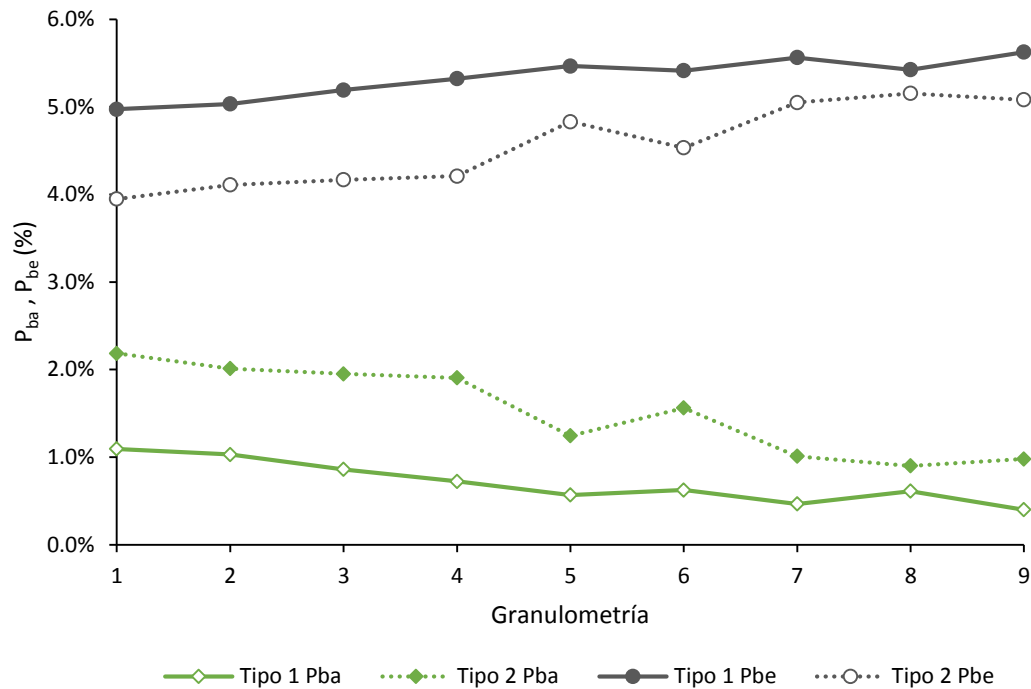


Fig. 4-27 Acumulado de contenido de cemento asfáltico efectivo (P_{be}) y absorbido (P_{ba}) de los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 1 y Tipo 2, CA=6.00%

4.3 Ejecución de prueba de flexión SCB y de tensión indirecta ITS

Para determinar la resistencia a la tensión del concreto asfáltico se realizaron pruebas de flexión de tres puntos SCB en probetas semicirculares de concreto asfáltico elaboradas con los agregados Tipo 1 y Tipo 2. Adicionalmente como parte de la investigación fue necesaria la ejecución de ensayos ITS a probetas realizadas con agregado Tipo 2 con la finalidad de poder obtener la relación entre ensayo SCB e IST para este tipo de agregado.

En la Fig. 4-28 se aprecia un diagrama del dispositivo empleado para la ejecución de los ensayos tipo SCB, el cual consiste en un dispositivo con dos puntos de apoyo y un tercer punto que aplicará la carga a la probeta, estos apoyos tienen contacto con la probeta en tres líneas tangenciales sobre la probeta.

Dispositivo tipo con probeta montada para ensayo SCB



Arreglo típico ensayo SCB

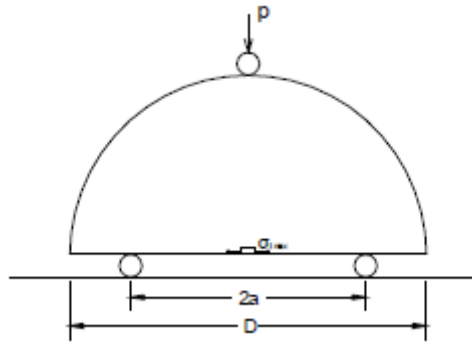


Fig. 4-28 Arreglo para ensayo SCB (Huang , Shu, & Tang, 2005)

Es importante mencionar que para la ejecución del ensayo se usaron probetas con espesor de entre 5 a 6 cm, y longitud 10 cm, manteniendo una distancia entre apoyos de $2a = 0.8D$. Aunado a lo anterior y con diferencia a la norma, siguiendo la metodología de trabajo de investigadores previos, se decidió omitir la muesca que recomienda la norma, ya que, esta involucraría un factor más para determinar la resistencia de la mezcla asfáltica.

Seguidamente, las probetas fueron acondicionadas a una temperatura de 25 °C durante un tiempo de 24 h en un horno de convección. Posteriormente se llevó a la falla en el ensayo de flexión de tres puntos en probeta semicircular, SCB, ver Fig. 4-29.



Fig. 4-29 Falla de probeta en ensayo SCB

En la Fig. 4-30 se muestra el estado de algunas probetas de concreto asfáltico elaboradas con granulometría abiertas así como para granulometrías densas después de llevarla a la falla. En ambas figuras, se observa la separación en el centro de las probetas debido a la carga inducida.

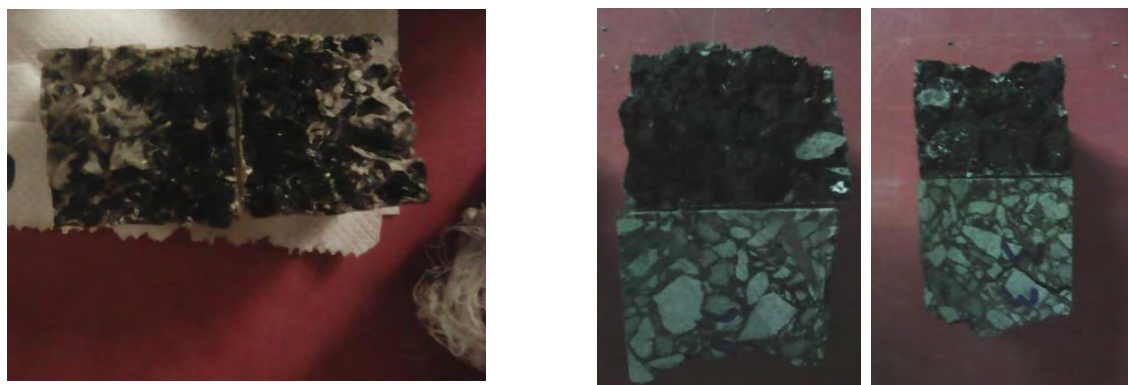


Fig. 4-30 Probetas falladas de distinta granulometría a) granulometría abierta, b) granulometría densa

Es posible observar que en el caso de granulometrías abiertas la falla se produjo en la película asfáltica debido a que hay evidencia de desprendimiento de las particular; mientras que para el caso de las granulometrías densas la falla no se produjo solamente en la película asfáltica sino también en el agregado pétreo

4.3.1 Presentación y análisis de resultados

En las Tablas 4-15 y 4-16 se resumen los resultados de resistencia a la tensión mediante pruebas de flexión SCB e ITS llevadas a cabo en especímenes semicirculares elaborados con los agregados pétreos Tipo 1 y Tipo 2. En la Tabla 4-15 se incluyen además valores de resistencia a la tensión indirecta ITS (ASTM D 4123) obtenidos en especímenes gemelos a través de un estudio que se ejecutó de manera paralela al desarrollo de esta tesis (Rangel, 2015).

Los resultados de las pruebas SCB e ITS, Fig. 4-31 y 4-32, indican que ambos tipos de resistencia son mayores en los concretos asfálticos elaborados a partir de mezclas densas, es decir, aumentan en la medida que disminuye los vacíos de aire. Dichos resultados muestran que, en términos generales, los valores de resistencias SCB e ITS disminuyen conforme aumenta el contenido de cemento asfáltico de los especímenes.

Tabla 4-15 Resultados de los ensayos SCB e ITS para las mezclas con material Tipo 1

Granulometría	CA = 5.7 %			CA = 6.0 %			CA = 6.3 %		
	ITS kg/cm ²	SCB kg/cm ²	Factor	ITS kg/cm ²	SCB kg/cm ²	Factor	ITS kg/cm ²	SCB kg/cm ²	Factor
1	2.957	26.107	8.8	2.224	26.605	12.0	1.812	26.841	14.8
2	5.103	29.935	5.9	4.599	29.935	6.5	4.369	26.890	6.2
3	7.467	31.191	4.2	6.536	31.702	4.9	6.384	29.677	4.6
4	8.273	31.579	3.8	7.230	32.678	4.5	6.801	32.014	4.7
5	10	32.895	3.3	9.078	33.624	3.7	8.772	33.838	3.9
6	9.881	33.424	3.4	8.799	33.741	3.8	8.318	36.892	4.4
7	10.462	33.379	3.2	9.750	33.793	3.5	9.158	33.589	3.7
8	10.111	33.923	3.4	9.245	34.119	3.7	8.876	33.830	3.8
Fuller (9)	9.168	33.182	3.6	8.074	33.430	4.1	7.511	31.959	4.3

Tabla 4-16 Resultados del ensayo SCB e ITS para las mezclas con material Tipo 2

Granulometría	SCB	Factor	ITS	Factor
		Tipo 1		Tipo 2
	kg/cm ²		kg/cm ²	
1	-	12.0	0.00	-
2	48.6754	6.5	27.11	1.80
3	91.7605	4.9	32.00	2.87
4	71.0020	4.5	31.82	2.23
5	94.8637	3.7	43.54	2.18
6	88.9802	3.8	40.96	2.17
7	115.3468	3.5	45.83	2.52
8	113.2972	3.7	44.36	2.55
Fuller (9)	164.5673	4.1	53.67	3.07

Con la finalidad de verificar si existe una relación directa entre los valores de resistencia SCB e ITS y comprobar si se conservan los factores de relación hallados previamente por Huang, Shu, & Tang, 2005 y Arabani & Ferdowsi, 2009, en las Fig. 4-31 y 4-32 se presenta una gráfica de ambas resistencias.

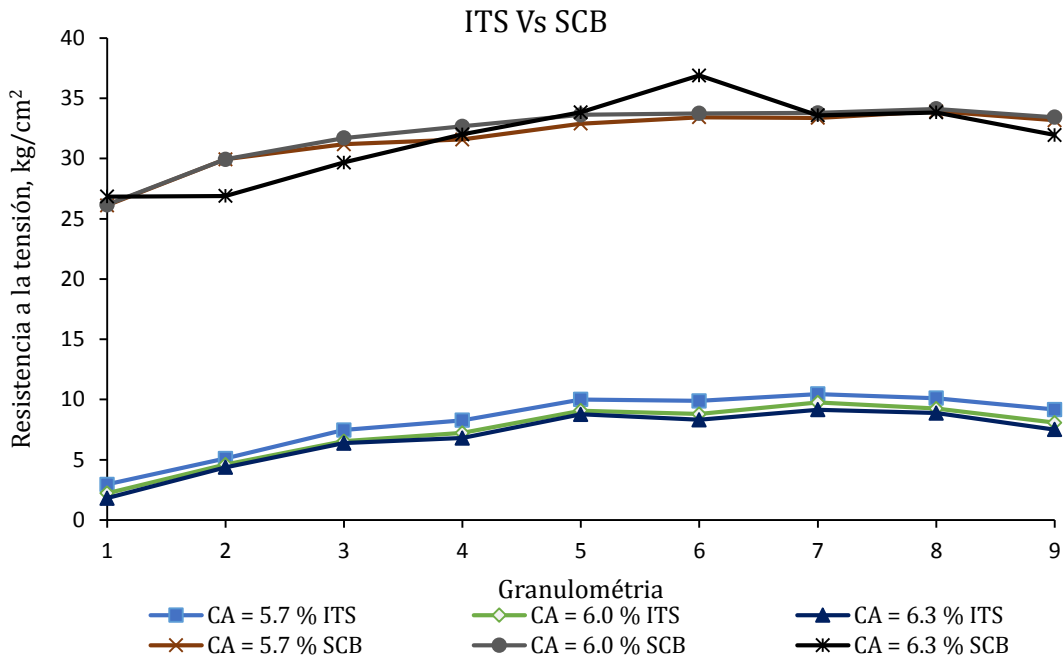


Fig. 4-31 Resultados de los ensayos SCB e ITS para las mezclas con material Tipo 1.

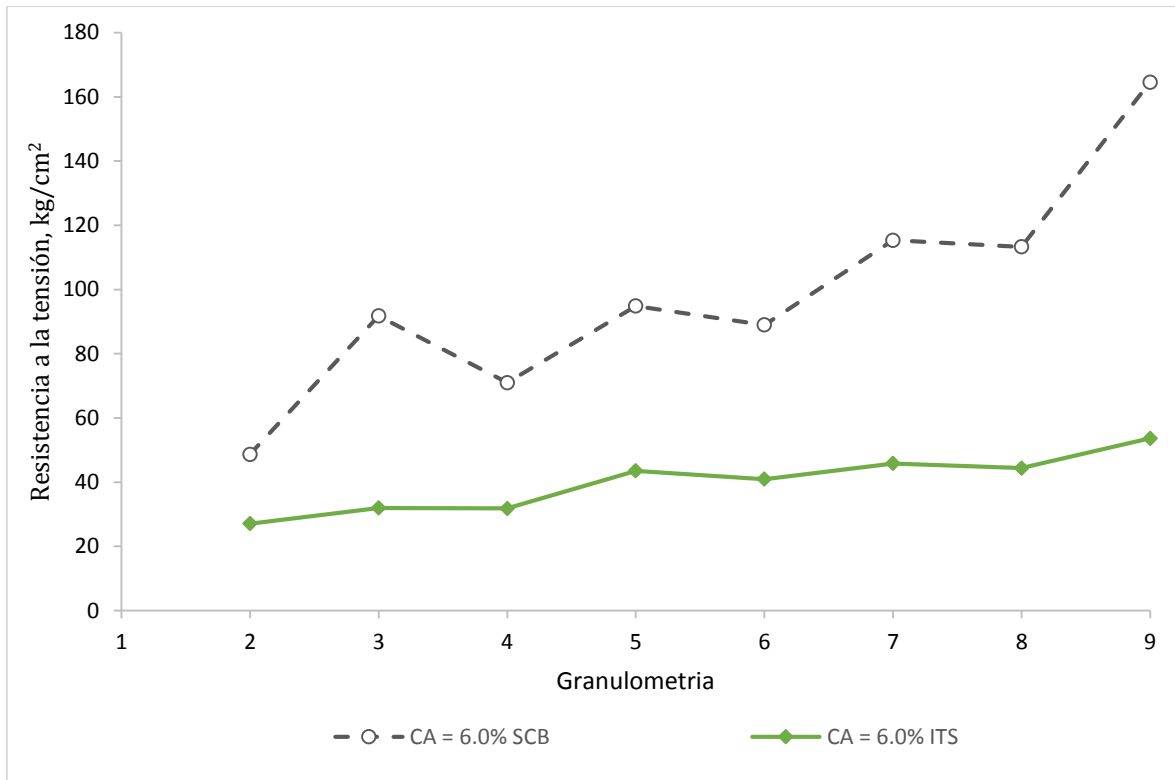


Fig. 4-32 Resultados del ensayo SCB e ITS para las mezclas con material Tipo 2

En la Fig. 4-33 se presenta el factor de la relación entre los resultados de las pruebas SCB e ITS de del concreto asfáltico elaborado con los agregados Tipo 1 y Tipo 2, en la cual se aprecia que el factor de relación varía ligeramente con los contenidos de cemento asfáltico estudiados en el caso del agregado Tipo 1, además, también es posible observar que el factor de relación tiende a ser mayor para las granulometrías abiertas con porcentajes de arenas y finos menores al 30% y a presentar valores similares en el caso de las granulometrías densas. Finalmente es posible observar que los factores presentan valores más elevados en los concretos asfálticos elaborados con agregados Tipo 1.

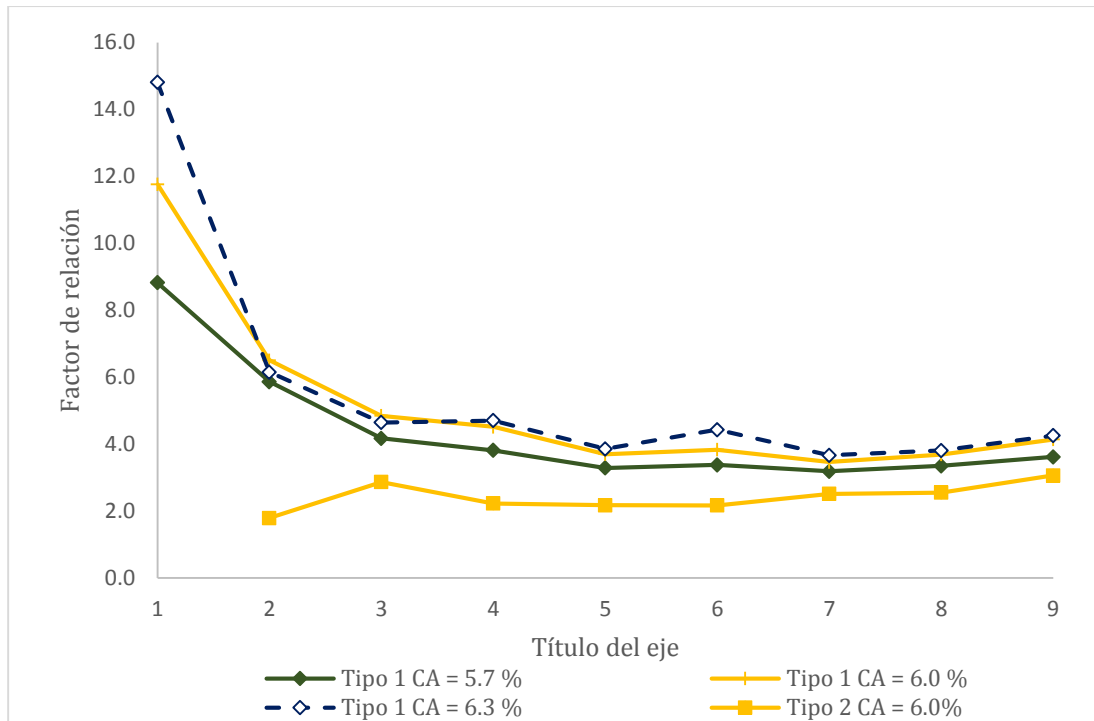


Fig. 4-33 Factor de relación para diferente granulometría entre el ensayo ITS y el SCB para agregado Tipo 1 y Tipo 2.

Para el caso de la granulometría 1, los resultados de las pruebas, realizadas a los concretos asfálticos elaborados con agregado Tipo 2, mostraban una variabilidad considerable por lo cual el factor no pudo ser determinado de forma precisa.

Huang et al., (2005) y Arabani y Ferdosi (2009) encontraron factores de relación en el rango de 2.8 a 3.8 para concretos asfálticos elaborados con porcentajes de vacíos de aire de entre 3% a 5.5%, mientras que en este trabajo de investigación se encontraron valores que están en un rango que va de 2 a 5 aproximadamente para los concretos elaborados con las granulometrías 3 a 9 y los dos tipos de agregado, los que a su vez presentaron un rango de valores de V_a muy amplio.

5 Conclusiones

En esta investigación se llevaron pruebas para determinar la resistencia a la tensión en concretos asfálticos mediante pruebas en flexión de tres puntos en probeta semicircular, SCB (Semicircular Bending Test) y la de tensión indirecta, ITS (Indirect Tension Test) de especímenes de concreto elaborados con dos tipos de agregados pétreo y nueve combinaciones granulométricas. A continuación se presentan las principales conclusiones derivadas de sus resultados.

Los dos tipos de agregados pétreos utilizados en esta investigación, cumplen a con los estándares de calidad elevada principalmente por valores altos en la angularidad, bajo desgaste mecánico y químico, así como limpieza de la porción fina. Sin embargo, el agregado Tipo 2 presenta mayores valores de absorción de agua debido a su porosidad.

Los valores de vacíos de aire V_a y vacíos en el agregado mineral VAM, de los especímenes de concreto asfáltico disminuyen y los valores de vacíos llenos de cemento asfáltico VFA aumentan en la medida que las granulometrías se acercan a la línea de Fuller y el contenido de cemento asfáltico aumenta. No obstante, para una granulometría dada y mismo contenido de cemento asfálticos concretos asfálticos elaborados presentan mayor porosidad (mayores valores de V_a) debido a una mayor presencia de cemento asfáltico.

Los resultados de pruebas SCB e IDT indican que ambos tipos de resistencia son mayores en los concretos asfálticos elaborados a partir de mezclas densas es decir aumentan en la medida que disminuye los vacíos de aire. Dichos resultados indican además, que en términos generales los valores de resistencias SCB e ITS disminuyen conforme aumenta el contenido de cemento asfáltico de los especímenes.

Los factores de relación entre los resultados de pruebas SCB e ITS tienden a ser mayores en las granulometrías abiertas y tienden a estabilizarse en la medida que el contenido de arenas y finos es mayor o igual al 30% (granulometrías 3 a 9) no importando el tipo de agregado que se utilice. Dichos factores tienden a ser ligeramente mayores en los concretos asfálticos elaborados a partir del agregado Tipo 1.

Los factores de relación entre los resultados de pruebas SCB e ITS para las granulometrías 3 a 9 fueron del rango de 3 a 5 y del orden de 2.9 para los concretos asfálticos elaborados con agregados Tipo 1 y Tipo 2 respectivamente. Para el caso de las granulometrías con menores contenidos de arenas y finos (1 y 2) los factores fueron hasta de 14.8 para concretos de agregado Tipo 1 y de 1.8 para concretos de agregado tipo 2.

La falla por tensión de los especímenes de concreto asfáltico elaborados con las granulometrías 1 a 3 fue el resultado del desprendimiento de las particular, por su parte las granulometrías 4 a 9 mostraron una fractura en el agregado. Mientras, el desprendimiento de las partículas se observó de manera más clara en los concretos asfálticos con agregado Tipo 1, mientras que la ruptura de la partícula fue más evidente en los concretos con agregado Tipo 2.

Referencias

- Adlinge, S. S., & Gupta, A. (2013). Pavement Deterioration and its Causes. *IOSR Journal of Mechanical & Civil Engeneering*, 15.
- ALTEA. (2014). CATALOGO DESCARGABLE. IRAPUATO, GUANAJUATO.
- AMAAC. (2008). *Protocolo AMAAC Desempeño de Mezclas Asfálticas*.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2013). *Standard Method of Test for Determining the Fracture Energy of Asphalt Mixtures Using the Semicircular Bend Geometry (SCB)*. TP 105-13. Washington, D.C.
- American Society for Testing and Materials. (2009). *ASTM D70 Standard Test Method for Density of Semi Solid Bituminous Materials (Pycnometer Method)*. ASTM D70 - 09e1.
- American Society for Testing and Materials. (2010). *Standard Test Method for Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate*. ASTM D4791 - 10.
- American Society for Testing and Materials. (2010). *Standard Test Method for Viscosity of Asphalts by Vacuum Capillary Viscometer*. ASTM D2171 / D2171M - 10.
- American Society for Testing and Materials. (2011). *Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures*. ASTM D2041 / D2041M - 11.
- American Society for Testing and Materials. (2012). *Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate*. ASTM C127-12.
- American Society for Testing and Materials. (2012). *Standard Test Method for Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test)*. ASTM D2872 - 12e1.
- American Society for Testing and Materials. (2012). *Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregate*. ASTM C128-12.
- American Society for Testing and Materials. (2013). *Standard Guide for Materials and Construction of Open-Graded Friction Course Plant Mixtures*. ASTM D6932 / D6932M - 08(2013).
- American Society for Testing and Materials. (2013). *Standard Test Method for Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate*. ASTM D5821 - 13.
- American Society for Testing and Materials. (2013). *Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate*. ASTM C88 - 13.

-
- American Society for Testing and Materials. (2014). *Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine. ASTM C131 / C131M - 14.*
- American Society for Testing and Materials. (2014). *Standard Test Method for Sand Equivalent Value of Soils and Fine Aggregate. ASTM D2419 - 14.*
- American Society for Testing and Materials. (2014). *Standard Test Method for Softening Point of Bitumen (Ring-and-Ball Apparatus). ASTM D36 / D36M - 14e1.*
- American Society for Testing and Materials,. (2013). *Standard Test Method for Penetration of Bituminous Materials. ASTM D5 / D5M - 13.*
- American Society for Testing and Materials,. (2013). *Standard Test Method for Saybolt Viscosity. ASTM D88 - 07(2013).*
- Arabani, M., & Ferdowsi, B. (Febrero de 2009). EVALUATING THE SEMI-CIRCULAR BENDING TEST FOR HMA MIXTURES. *International Journal of Engineering*, 12.
- ASPHALT INSTITUTE. (1989). *THE ASPHALT HANDBOOK. MANUAL SERIES N°4.* LEXINGTON, KY, USA.
- Asphalt Institute. (1996). *Antecedentes del Diseño y Analisis de Mezclas Asfálticas SUPERPAVE.*
- Delgado Alamilla, H., Garnica Anguas, P., Villatoro Mendez, G. M., & Rodriguez Oropeza, G. (2006). Publicacion tecnica No. 299. IMT. *Influencia de la Granulometría en las Propiedades Volumétricas de la Mezcla Asfáltica.* Sanfandila, Queretaro: IMT.
- Federal Highway Administration / National Highway Institute. (2000). *Superpave Fundamentals Reference Manual. NHI Course #131053.* Illinois.
- Garcia Salas, J. L. (2014, Junio). Empleo de Residuos de Concreto y Demolición (RDC) en la Construcción de Carpetas Asfálticas. *TESIS.* Mexico, D.F: IPN.
- Garnica Anguas, P., Delgado Alamilla, H., Gómez López, J. A., Alonso Romero, S., & Alarcón Orta, H. A. (2004). *Aspectos del diseño volumétrico de mezclas asfálticas. Publicación Técnica N° 246.* Sanfandilla, Qro.: IMT.
- Garnica Anguas, P., Flores Flores, M., Gómez López, J. A., & Delgado Alamilla, H. (2005). *CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE MEZCLAS ASFÁLTICAS. Publicación Técnica N° 267.* Sanfandila, Qro.: IMT.
- Garnica Anguas, P., Gómez López, J. A., & Delgado Alamilla, H. (2003). Publicación Técnica No 228. IMT. *Algunos Aspectos de la Densificación de Mezclas Asfálticas con el Compactador Giratorio.* Sanfandilla, Queretaro: IMT.
- Garrote Villar, E. (2006). Efecto de la temperatura en la tenacidad de diferentes mezclas bituminosas. *Tesina.* Barcelona, España.
-

-
- Gobierno de la Republica. (2013). *Plan Nacional de Desarrollo 2013-2018. Programa Sectorial de Comunicaciones y Transportes*.
- Gómez López, J. A., Garnica Anguas, P., & Sesma Martínez, J. A. (2002). *Mécanica de Materiales para Pavimentos. Publicación Técnica N°197*. Sanfandilla, Qro.: IMT.
- Huang , B., Shu, X., & Tang, Y. (2005). COMPARISON OF SEMI-CIRCULAR BENDING AND INDIRECT TENSILE STRENGTH TESTS FOR HMA MIXTURES. *Advances in Pavement Engineering*. Retrieved Junio 2015, from [http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/40776\(155\)14](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/40776(155)14)
- Interactive, P. (2009, Abril). *Pavement Management*. Retrieved Agosto 2015, from Pavement Management: <http://www.pavementinteractive.org/article/fatigue-cracking/>
- Josephia Santos, R. R., Ossa López, A., & Hernández Fernández , N. (2016). Caracterización mecánica de una mezcla asfáltica tibia. *Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos*, 9.
- Martínez Hernández , O. (2014). Comportamientos de las mezclas asfálticas a diferentes niveles de compactación. *Tesis de Licenciatura*, 131. México, D.f.
- Mostafa A., E., Mohammad , L., & Cooper , S. (2012, JUNIO). Modeling and evaluation of the cracking resistance of asphalt mixtures the semi-circular bending test at intermediate temperatures. *ROAD MATERIALS AND PAVEMENT DESIGN*, 26. Retrieved from ResearchGate.
- NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. (2011). *A Manual for Design of Hot Mix Asphalt with Commentary. NCHRP REPORT 673*. Washington, D.C.
- Padilla Rodriguez , A. (2004). Análisis de la resistencia a las deformaciones plásticas de mezclas bituminosas densas de la normativa mexicana mediante el ensayo de pista. *TESINA*. Barcelona, España: Universitat Politècnica de Catalunya BarcelonaTech (UPC).
- Rangel Galicia, D. (2015). *Resistencia a la tensión indirecta del concreto asfáltico variando la granulometría y el contenido asfáltico*. DF: UNAM. Facultad de Ingeniería.
- Rico, A., & Del Castillo, H. (1978). *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas* (Vol. 2). Mexico: Limusa.
- SCT. (2015). *Anuario Estadístico. Sector Comunicaciones y Transporte*. SCT.
- SCT. Dirección General de Planeación. (n.d.). *Infraestructura*. SCT.
- Secretaría de Comunicaciones y Transporte. (2002). Desgaste Mediante la Prueba de Los Ángeles de Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas. M-MMP-4-04-006/02. In *MMP. METODOS DE MUESTRO Y PRUEBA DE MATERIALES*.
-

-
- Secretaria de Comunicaciones y Transporte . (2008). Partículas Alargadas y Lajeadas de Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas. M-MMP-4-04-005/08. In *MMP. METODOS DE MUESTRO Y PRUEBA DE MATERIALES.* .
- Secretaria de Comunicaciones y Transporte. (2000). Penetración en Cementos y Residuos Asfálticos. M-MMP-4-05-006-2000. In *MMP. METODOS DE MUESTRO Y PRUEBA DE MATERIALES.*
- Secretaria de Comunicaciones y Transporte. (2000). Punto de Inflamación Cleveland en Cementos Asfálticos. M-MMP-4-05-007/00. In *MMP. METODOS DE MUESTRO Y PRUEBA DE MATERIALES.* .
- Secretaria de Comunicaciones y Transporte. (2000). Punto de Reblandecimiento en Cementos Asfálticos. M-MMP-4-05-009/00. In *MMP. METODOS DE MUESTRO Y PRUEBA DE MATERIALES.* .
- Secretaria de Comunicaciones y Transporte. (2000). Viscosidad Saybolt-Furol en Materiales Asfálticos. M-MMP-4-05-004/00. In *MMP. METODOS DE MUESTRO Y PRUEBA DE MATERIALES.* .
- Secretaria de Comunicaciones y Transporte. (2002). Viscosidad Cinemática de Cementos Asfálticos. M-MMP-4-05-003/02. In *MMP. METODOS DE MUESTRO Y PRUEBA DE MATERIALES.* .
- Secretaria de Comunicaciones y Transporte. (2002). Viscosidad Dinámica de Cementos y Residuos Asfálticos. M-MMP-4-05-002/02. In *MMP. METODOS DE MUESTRO Y PRUEBA DE MATERIALES.* .
- Secretaria de Comunicaciones y Transporte. (2003). Intemperismo Acelerado de Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas. M-MMP-4-04-008/03. In *MMP. METODOS DE MUESTRO Y PRUEBA DE MATERIALES.* .
- Secretaria de Comunicaciones y Transporte. (2006). Calidad de Materiales Asfálticos. N-CMT-4-05-001/06. In *CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.*
- Secretaria de Comunicaciones y Transporte. (2007). Ductilidad de Cementos y Residuos Asfálticos. M-MMP-4-05-011/07. In *MMP. METODOS DE MUESTRO Y PRUEBA DE MATERIALES.* .
- Secretaria de Comunicaciones y Transporte. (2015). Densidad Relativa Aparente por Inmersión en Cementos Asfálticos de Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas. M-MMP-4-04-015/15. In *MMP. METODOS DE MUESTRO Y PRUEBA DE MATERIALES.* .
- Secretaria de Comunicaciones y Transporte. (2016). Equivalente de Arena de Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas. M-MMP-4-04-004/16. In *MMP. METODOS DE MUESTRO Y PRUEBA DE MATERIALES.* .
-

Secretaria de Comunicaciones y Transporte. (2008). Calidad de Materiales Asfálticos Grado PG. N-CMT-4-05-004/08. In *CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES*.

Secretaria de Comunicaciones y Transportes. (2002). Calidad de Mezclas Asfálticas para Carreteras. N-CMT-4-05-003/02. In *CMT. Características de los materiales*. SCT.

Soil Stabilization of Oklahoma, I. (n.d.). *SSOKINC*. Retrieved Agosto 2015, from <http://www.ssokinc.com/roadways.htm>

Texas A&M Transportation Institute. (2015). *Experimental Design for Field Validation of Laboratory Tests to Assess Cracking Resistance of Asphalt Mixtures*. Newport Beach: National Cooperative Highway Research Program Transportation Research Board of The National Academies and Texas A&M Transportation Institute.

The Asphalt Institute. (2001). *Superpave Mix Design (SP-2)*. U.S.A.

Xiaohu, L., Yohann, T., & Per Redelius. (2008). AGING OF BITUMINOUS BINDERS – LABORATORY TESTS AND FIELD DATA. *E&E Congress*, (p. 12). Copenhagen.