



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**COMPORTAMIENTO DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS A
DIFERENTES NIVELES DE COMPACTACIÓN**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

OSCAR MARTÍNEZ HERNÁNDEZ

DIRECTOR:

ING. FRANCISCO ARMANDO RANGEL ORDÓÑEZ

MÉXICO D.F. 2014





UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Señor
OSCAR MARTÍNEZ HERNÁNDEZ
Presente

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/147/2013

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. FRANCISCO ARMANDO RANGEL ORDÓÑEZ que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted conforme a la opción I. "Titulación mediante tesis o tesina y examea profesional", para obtener su título en INGENIERIA CIVIL

"COMPORTAMIENTO DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS A DIFERENTES NIVELES DE COMPACTACIÓN"

INTRODUCCIÓN

- I. GENERALIDADES DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS
- II. MÉTODOS DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS
- III. DESCRIPCIÓN DEL EXPERIMENTO
- IV. PRUEBAS MECÁNICAS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS
- V. CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFÍA

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

Francisco Armando Rangel Ordóñez
Fr. Armando Rangel O

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 7 de Abril de 2014
EL PRESIDENTE DEL COMITÉ

M. ENI. JOSÉ-LUIS TRIGOS SUÁREZ
JLTS/MTH

G. Moreno Peces.
Hector J. Guzmán Olguin.
MANUEL ZARATE AQUINO

JURADO ASIGNADO:

Presidente: **M.I. Gabriel Moreno Pecero**

Secretario: **Ing. Francisco Armando Rangel Ordóñez**

Vocal: **M.I. Luis Candelas Ramírez**

1er. Suplente: **M.I. Héctor Javier Guzmán Olguín**

2do. Suplente: **Ing. Manuel Zárate Aquino**

Lugar donde se realizó la Tesis: **Laboratorio de Vías Terrestres Fernando Espinoza Gutiérrez, II UNAM**

Agradecimientos

El presente trabajo no hubiese sido posible sin la cooperación de todas y cada una de las personas que apoyaron desinteresadamente; y muchas de las cuales han sido un soporte y compañía indispensable.

Agradecer a mi familia, porque gracias a su cariño, guía y apoyo he llegado a realizar uno de los anhelos más grandes de mi vida, fruto del inmenso apoyo, amor y confianza que en mi se depositó y con los cuales he logrado terminar mis estudios profesionales que constituyen el legado más grande que pudiera recibir y por lo cual les viviré agradecido.

De manera especial, agradecer al Ing. Francisco Armando Rangel Ordóñez, por la oportunidad que me ha dado y la confianza que ha depositado en mí en el curso de esta tesis. Por ser parte importante del trabajo, por todo lo que me ha enseñado y sobre todo por el tiempo y el esfuerzo que ha dedicado; muchas gracias.

Al Dr. en I. Efraín Ovando Shelley, Coordinador del Área de Vías Terrestres del Instituto de Ingeniería de la UNAM, cuyo apoyo e interés hizo posible la realización de esta investigación.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, el cual brindo sus instalaciones durante el proceso de investigación.

A la Facultad de Ingeniería, por ser parte fundamental de mi formación como ingeniero y todo el apoyo que recibí durante el transcurso de la carrera.

Así también a la Dra. en I. Alexandra López Ossa y el Dr. en I. Jesús Alfredo Hernández Noguera, por los consejos y ayuda en el transcurso de la tesis.

A todo el personal del Laboratorio de Vías Terrestres: Francisco, Joel, Roberto, Hugo; por su ayuda indispensable en el transcurso de la investigación, ya que cada uno se encontró en disposición de ayudar y facilitar el aprendizaje para el término de este trabajo.

A PINFRA S.A. DE C.V. y a la Planta de Asfalto de la Cd. De México, por la donación de material pétreo y asfalto, insumos indispensables y valiosos para la investigación.

A los Ingenieros Alberto, Daniel, José, José Luis, Leticia, Maribel y Neihel quienes al mismo tiempo son amigos y compañeros de laboratorio; con quienes he pasado muy buenos momentos y quienes siempre me han brindado una sonrisa.

Resumen

La presente tesis es un estudio de las mezclas asfálticas de granulometría densa, tratando aspectos relativos a su diseño y control.

El principal objetivo consistió en caracterizar el comportamiento de las mezclas asfálticas a diferentes niveles de compactación, tomando como referencia el peso volumétrico obtenido en el diseño, un valor mínimo aceptado por la SCT y un valor intermedio.

En la determinación del diseño se estudió la influencia del método de compactación en la determinación del contenido de asfalto óptimo (métodos Marshall y Superpave) para un volumen de tránsito medio, la influencia del contenido de asfalto y energía de compactación en los parámetros volumétricos; así también, se realizaron pruebas de fatiga, deformación permanente, tensión indirecta y susceptibilidad a la humedad en las mezclas asfálticas compactadas.

El criterio de control de campo está basado en alcanzar un determinado nivel de compactación en la mezcla colocada. Actualmente no se tiene conciencia precisa del estado de los parámetros volumétricos ni como se afectan las propiedades mecánicas de la mezcla, debido a variaciones del peso volumétrico de proyecto.

El capítulo 1 es una introducción del estado actual de la red vial en el país y el planteamiento de los alcances del presente estudio.

El capítulo 2 comprende los tipos de mezclas asfálticas, las propiedades consideradas de su diseño, los factores de composición de la mezcla y los parámetros volumétricos que influyen en su comportamiento.

El capítulo 3 se refiere a los métodos Marshall y Superpave de diseño de mezclas asfálticas.

El capítulo 4 es la descripción del experimento, el cual comprende la caracterización de los materiales utilizados, la selección de la curva granulométrica, la preparación y compactación de los especímenes, la determinación de los diseños y la selección de niveles de compactación.

El capítulo 5 describe los procedimientos de ensayo y el uso de los equipos. En este mismo capítulo se presentan y analizan los resultados de las pruebas.

Finalmente se presentan las conclusiones del presente trabajo.

Índice

Agradecimientos	V
Resumen	VI
Índice	VII
Lista de figuras	IX
Lista de tablas	XII
Capítulo 1. Introducción y objetivos.....	1
1.1. Introducción	1
1.1.1. Problema	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo general.....	2
1.2.2. Objetivo particular	2
1.2.3. Hipótesis de investigación	2
1.2.4. Metodología.....	2
Capítulo 2. Mezclas asfálticas	3
2.1. Tipos de mezclas asfálticas	3
2.2. Características físicas de la mezcla asfáltica en el pavimento flexible	8
2.2.1. Características físicas del ligante asfáltico.....	8
2.2.2. Características físicas del agregado mineral	11
2.2.3. Características físicas de mezclas asfálticas	13
2.2.4. Parámetros volumétricos en mezclas asfálticas	14
Capítulo 3. Métodos de diseño de mezclas asfálticas	23
3.1. Método Marshall	23
3.1.1. Pruebas a las mezclas asfálticas compactadas	24
3.2. Método Superpave.....	25
3.2.1. Pruebas al agregado mineral	25
3.2.2. Pruebas al cemento asfáltico	28
3.2.3. Pruebas a las mezclas asfálticas compactadas	31
Capítulo 4. Descripción del experimento.....	33
4.1. Caracterización de los materiales utilizados.....	33
4.1.1. Agregado pétreo.....	33
4.1.2. Cemento asfáltico	42
4.2. Diseño de las mezclas asfálticas.....	48

	4.2.1. Selección de la granulometría.....	49
prueba	4.2.2. Dosificación de los agregados para la elaboración de los especímenes de	52
	4.2.3. Estimación del contenido óptimo inicial.....	57
	4.2.4. Compactación de los especímenes.....	59
	4.2.5. Determinación de propiedades fundamentales de las mezclas compactas y	
determinación del contenido óptimo		62
	4.3. Selección de nivel de compactación de los especímenes de ensayo	70
	4.3.1. Influencia del nivel de compactación en los parámetros volumétricos.....	71
	4.4. Elaboración de las mezclas y compactación para su estudio de comportamiento	
	73	
Capítulo 5. Pruebas mecánicas y análisis de resultados		77
5.1. Comportamiento de las mezclas a la deformación permanente		77
5.1.1. Resultados y análisis		78
5.1.2. Reporte fotográfico		81
5.2. Comportamiento de las mezclas a la fatiga		83
5.2.1. Resultados y análisis		86
5.2.2. Reporte fotográfico		89
5.3. Comportamiento de las mezclas a la tensión por compresión.....		91
5.3.1. Resultados y análisis		92
5.3.2. Reporte fotográfico		96
5.4. Comportamiento de las mezclas por susceptibilidad a la humedad		99
5.4.1. Resultados y análisis		101
5.4.2. Reporte fotográfico		107
Capítulo 6. Conclusión y líneas de investigación		111
Capítulo 7. Bibliografía		114
Anexo: Control recomendado de la colocación y compactación de mezclas asfálticas en		
campo.		117

Lista de figuras

FIGURA 1-1 METODOLOGÍA A SEGUIR	2
FIGURA 2-1 MEZCLA ASFÁLTICA Densa ELABORADA EN LABORATORIO	3
FIGURA 2-2 COLOCACIÓN DE MEZCLA ASFÁLTICA EN CALIENTE.....	4
FIGURA 2-3 MEZCLA ASFÁLTICA Densa, COMPACTADA CON EL MARTILLO MARSHALL	4
FIGURA 2-4 MEZCLA ASFÁLTICA EN CALIENTE CON GRANULOMETRÍA ABIERTA	5
FIGURA 2-5 MEZCLA ASFÁLTICA DE GRANULOMETRÍA DISCONTINUA SMA.....	6
FIGURA 2-6 DISEÑO Y FABRICACIÓN DE MEZCLAS SMA.....	6
FIGURA 2-7 REPARACIÓN DE BACHE CON MEZCLA ASFÁLTICA FRÍA.....	7
FIGURA 2-8 COLOCACIÓN DE MORTERO ASFALTICO	7
FIGURA 2-9 RIEGO DE SELLO EN UNA CARPETA YA EXISTENTE.....	8
FIGURA 2-10 SUSCEPTIBILIDAD A LA TEMPERATURA DEL ASFALTO	9
FIGURA 2-11 VISTA MICROSCÓPICA DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO DE UN LÍQUIDO	9
FIGURA 2-12 COMPORTAMIENTO VISCO-ELÁSTICO DEL ASFALTO.....	11
FIGURA 2-13 ESQUELETO PÉTREO DEL AGREGADO	12
FIGURA 2-14 COMPORTAMIENTO DEL AGREGADO BAJO CARGA DE CORTE	12
FIGURA 2-15 COMPORTAMIENTO DEL AGREGADO EN PILAS DE ACOPIO.....	12
FIGURA 2-16 TEORÍA DE MOHR-COULOMB	13
FIGURA 2-17 VARIACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UNA MEZCLA ASFÁLTICA EN FUNCIÓN DEL TIEMPO DE APLICACIÓN DE UNA CARGA	14
FIGURA 2-18 DIAGRAMA DE FASES DE UNA MEZCLA ASFÁLTICA COMPACTADA.....	14
FIGURA 2-19 ILUSTRACIÓN DEL VOLUMEN DE AIRE, VOLUMEN DE ASFALTO EFECTIVO Y VOLUMEN DE ASFALTO ABSORBIDO EN UNA MEZCLA ASFÁLTICA COMPACTA	15
FIGURA 2-20 GRAVEDAD ESPECÍFICA TOTAL DEL AGREGADO	16
FIGURA 2-21 GRAVEDAD ESPECÍFICA APARENTE DEL AGREGADO.....	17
FIGURA 2-22 GRAVEDAD ESPECÍFICA EFECTIVA.....	18
FIGURA 3-1 ESTABILIDAD MARSHALL	24
FIGURA 3-2 APARATO PARA MEDIR LA ANGULARIDAD DEL AGREGADO FINO	26
FIGURA 3-3 DISPOSITIVO CALIBRADOR PROPORCIONAL PARA MEDIR PARTÍCULAS CHATAS Y ALARGADAS	27
FIGURA 3-4 EQUIPO DE EQUIVALENTE DE ARENA	27
FIGURA 3-5 ENSAYO DE PELÍCULA DELGADA EN HORNO ROTATORIO	29
FIGURA 3-6 CÁMARA DE ENVEJECIMIENTO A PRESIÓN	29
FIGURA 3-7 REÓMETRO DE CORTE DINÁMICO	30
FIGURA 3-8 VISCOSÍMETRO ROTACIONAL.....	30
FIGURA 4-1 BANCO TRIBASA EN IXTAPALUCA, EDO. DE MÉXICO	33
FIGURA 4-2 LÍMITE LÍQUIDO.....	34
FIGURA 4-3 DETERMINACIÓN DEL LÍMITES DE CONSISTENCIA	35
FIGURA 4-4 MEDICIÓN DEL EQUIVALENTE DE ARENA	36
FIGURA 4-5 DESGASTE LOS ÁNGELES	37
FIGURA 4-6 DISPOSITIVO PARA EL ENSAYO DE FORMA DE PARTÍCULA	39
FIGURA 4-7 DISPOSITIVO PARA MEDIR LA ANGULARIDAD DEL AGREGADO FINO	40
FIGURA 4-8 CARAS FRACTURADAS EN EL AGREGADO GRUESO.....	40
FIGURA 4-9 REBLANDECIMIENTO	43
FIGURA 4-10 ENSAYO DE PENETRACIÓN EN EL ASFALTO	44
FIGURA 4-11 ENSAYO DE PUNTO DE INFLAMACIÓN	45
FIGURA 4-12 CANTIDAD DE ASFALTO UTILIZADA EN EL REÓMETRO DE CORTE DINÁMICO	46
FIGURA 4-13 HORNO ROTATORIO DE PELÍCULA DELGADA.....	47
FIGURA 4-14 REGIONES GEOGRÁFICAS PARA LA UTILIZACIÓN RECOMENDABLE DE CEMENTOS ASFALTICOS GRADO PG	49

FIGURA 4-15 LÍMITES DE LA SCT Y CURVA PROYECTO	50
FIGURA 4-16 LÍMITES DE SUPERPAVE Y CURVA PROYECTO	51
FIGURA 4-17 CRIBADO DEL MATERIAL PÉTREO	52
FIGURA 4-18 HOMOGENIZACIÓN Y CUARTEO DEL MATERIAL PÉTREO	52
FIGURA 4-19 REPRESENTACIÓN DE LAS GRANULOMETRÍAS POR RETENIDO Y LA CURVA PROYECTO	53
FIGURA 4-20 REPRESENTACIÓN DEL MÉTODO DE ROUFUCH	53
FIGURA 4-21 PORCENTAJES A DOSIFICAR, OBTENIDOS CON EL MÉTODO DE ROUFUCH	54
FIGURA 4-22 MATRIZ DE PORCENTAJES RETENIDOS	55
FIGURA 4-23 INVERSA DE LA MATRIZ DE PORCENTAJES RETENIDOS	56
FIGURA 4-24 MATRIZ DE LOS PORCENTAJES RETENIDOS DE LA CURVA PROYECTO	56
FIGURA 4-25 MATRIZ RESULTADO, PORCENTAJES A DOSIFICAR PARA CONSTRUIR LA CURVA GRANULOMÉTRICA	57
FIGURA 4-26 AGREGADO PÉTREO, MOLDES Y UTENSILIOS EN HORNO	59
FIGURA 4-27 PROCESO DE MEZCLADO	60
FIGURA 4-28 ESQUEMA DE PROBETA COMPACTADA POR AMASADO EN EL CGS	61
FIGURA 4-29 COMPACTACIÓN DE PROBETAS EN EL COMPACTADOR GIRATORIO SUPERPAVE	61
FIGURA 4-30 PROCEDIMIENTO DE COMPACTACIÓN MARSHALL	62
FIGURA 4-31 DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA TOTAL DE LA MEZCLA COMPACTA	63
FIGURA 4-32 BOMBA Y PICNÓMETRO PARA DETERMINAR LA GRAVEDAD ESPECÍFICA MÁXIMA TEÓRICA	64
FIGURA 4-33 GMM PARA DIFERENTES CONTENIDOS DE ASFALTO	64
FIGURA 4-34 PROBETAS DEL DISEÑO MARSHALL	65
FIGURA 4-35 ACONDICIONAMIENTO DE PROBETAS A 60°C	66
FIGURA 4-36 CONFIGURACIÓN DE PRUEBA DE ESTABILIDAD Y FLUJO MARSHALL	66
FIGURA 4-37 FIN DE LA PRUEBA DE ESTABILIDAD Y FLUJO MARSHALL	66
FIGURA 4-38 DISEÑO MARSHALL	67
FIGURA 4-39 DISEÑO SUPERPAVE	68
FIGURA 4-40 DENSIFICACIÓN DE LOS ESPÉCIMENES SUPERPAVE, LLEVADOS AL NÚMERO MÁXIMO DE GIROS	69
FIGURA 4-41 AUMENTO DE VACÍOS CONFORME DISMINUYE EL NIVEL DE COMPACTACIÓN EN PROBETAS SUPERPAVE	72
FIGURA 4-42 DENSIFICACIÓN DE LAS PROBETAS MARSHALL	73
FIGURA 4-43 DENSIFICACIÓN DE LOS ESPÉCIMENES DE SUPERPAVE	74
FIGURA 4-44 DOSIFICACIÓN Y MEZCLADO DE PLACAS PARA DEFORMACIÓN PLÁSTICA	75
FIGURA 4-45 COMPACTADOR DE RODILLO	75
FIGURA 4-46 CORTE DE PLACAS PARA OBTENER VIGAS	76
FIGURA 5-1 NÚMERO DE CICLOS VS DEFORMACIÓN, RESULTADOS DE LOS ESPÉCIMENES MARSHALL	79
FIGURA 5-2 NÚMERO DE CICLOS VS DEFORMACIÓN, RESULTADOS DE LOS ESPÉCIMENES SUPERPAVE	80
FIGURA 5-3 ESPÉCIMEN ANTES DEL ENSAYO	81
FIGURA 5-4 PREPARACIÓN DEL ENSAYO	81
FIGURA 5-5 RUEDA APOYADA EN EL ESPÉCIMEN	82
FIGURA 5-6 ESPÉCIMEN DESPUÉS DEL ENSAYO	82
FIGURA 5-7 CURVA DE WÖHLER	83
FIGURA 5-8 DIMENSIONES DE LOS ESPÉCIMENES	84
FIGURA 5-9 CONFIGURACIÓN DE LA PRUEBA	85
FIGURA 5-10 PERDIDA DE LA RIGIDEZ INICIAL CONFORME DISMINUYE EL NIVEL DE COMPACTACIÓN EN DISEÑO MARSHALL	87
FIGURA 5-11 PERDIDA DE LA RIGIDEZ INICIAL CONFORME DISMINUYE EL NIVEL DE COMPACTACIÓN EN DISEÑO SUPERPAVE	88
FIGURA 5-12 VIGAS CORTADAS PARA ENSAYO DE FATIGA	89
FIGURA 5-13 AUMENTO DE VACÍOS CONFORME DISMINUYE EL NIVEL DE COMPACTACIÓN	89
FIGURA 5-14 CONFIGURACIÓN DE LA PRUEBA DE FATIGA	90
FIGURA 5-15 VIGAS DESPUÉS DEL ENSAYO	90
FIGURA 5-16 RUPTURA DE UN ESPÉCIMEN EN EL ENSAYO DE TENSIÓN INDIRECTA	91
FIGURA 5-17 DISMINUCIÓN DE LA RTI CONFORME DISMINUYE EL NIVEL DE COMPACTACIÓN EN PROBETAS MARSHALL	93

FIGURA 5-18 %RTI VS % GMB (MARSHALL).....	94
FIGURA 5-19 PERDIDA DE LA RTI CONFORME DISMINUYE EL NIVEL DE COMPACTACIÓN EN PROBETAS SUPERPAVE	95
FIGURA 5-20 %RTI VS %GMB (SUPERPAVE).....	96
FIGURA 5-21 CONFIGURACIÓN DE LA PRUEBA DE TENSIÓN INDIRECTA EN ESPECÍMENES MARSHALL	96
FIGURA 5-22 RUPTURA DE PROBETA MARSHALL, ENSAYADA A TENSIÓN INDIRECTA.....	97
FIGURA 5-23 ZONA DE FALLA EN PROBETAS MARSHALL DEBIDO A LA RTI	97
FIGURA 5-24 CONFIGURACIÓN DE LA PRUEBA DE TENSIÓN INDIRECTA EN ESPECÍMENES SUPERPAVE	98
FIGURA 5-25 RUPTURA DE PROBETA SUPERPAVE, PROBADA A TENSIÓN INDIRECTA	98
FIGURA 5-26 ZONA DE FALLA DE PROBETAS SUPERPAVE	99
FIGURA 5-27 PERDIDA DE LA RTI EN ESPECÍMENES MARSHALL DEBIDO AL ACONDICIONAMIENTO	103
FIGURA 5-28 AUMENTO DE LA SUSCEPTIBILIDAD A LA HUMEDAD CONFORME DISMINUYE EL NIVEL DE COMPACTACIÓN EN ESPECÍMENES MARSHALL	104
FIGURA 5-29 PERDIDA DE RTI EN ESPECÍMENES SUPERPAVE DEBIDO AL ACONDICIONAMIENTO.....	105
FIGURA 5-30 AUMENTO DE LA SUSCEPTIBILIDAD A LA HUMEDAD CONFORME DISMINUYE EL NIVEL DE COMPACTACIÓN EN ESPECÍMENES SUPERPAVE.....	106
FIGURA 5-31 ESPECÍMENES MARSHALL Y SUPERPAVE PARA ENSAYO DE SUSCEPTIBILIDAD A LA HUMEDAD	107
FIGURA 5-32 SATURACIÓN DE LAS PROBETAS, COMO PARTE DEL ACONDICIONAMIENTO PARA EL ENSAYO DE SUSCEPTIBILIDAD A LA HUMEDAD	107
FIGURA 5-33 ESPECÍMENES SUPERPAVE DURANTE EL CICLO DE CONGELAMIENTO A -18°C.....	108
FIGURA 5-34 APARIENCIA DE ESPECÍMENES SUPERPAVE DESPUÉS DEL CICLO DE CONGELAMIENTO	108
FIGURA 5-35 ESPECÍMENES SUPERPAVE DURANTE EL CICLO DE DESCONGELAMIENTO A 60°C.....	109
FIGURA 5-36 ACONDICIONAMIENTO DE ESPECÍMENES MARSHALL	109
FIGURA 5-37 APARIENCIA DE LOS ESPECÍMENES MARSHALL DESPUÉS DEL CICLO DE CONGELAMIENTO	110
FIGURA 5-39 ESPECÍMENES MARSHALL DURANTE EL CICLO DE DESCONGELAMIENTO	110

Lista de tablas

TABLA 1 DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO	34
TABLA 2 DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO.....	34
TABLA 3 DETERMINACIÓN DEL EQUIVALENTE DE ARENA	35
TABLA 4 DESGASTE EN LA MÁQUINA DE LOS ÁNGELES. PRUEBA B.....	37
TABLA 5 DESGASTE EN LA MÁQUINA DE LOS ÁNGELES. PRUEBA C.....	37
TABLA 6 ENSAYO DE FORMA DE PARTÍCULA.....	38
TABLA 7 MEDICIÓN DE LA ANGULARIDAD EN EL AGREGADO FINO	39
TABLA 8 RESUMEN DE LAS DENSIDADES DEL AGREGADO	42
TABLA 9 REBLANDECIMIENTO DEL ASFALTO	43
TABLA 10 PROMEDIO DE LECTURAS DE PENETRACIÓN EN EL ASFALTO.....	44
TABLA 11 LECTURAS DEL PUNTO DE INFLAMACIÓN Y DE COMBUSTIÓN.....	45
TABLA 12 RESUMEN DE LA PRUEBA DE RESIDUO DEL HORNO DE PELÍCULA DELGADA.....	46
TABLA 13 RESUMEN DE PRUEBAS FÍSICAS EN EL AGREGADO	47
TABLA 14 RESUMEN DE PRUEBAS FÍSICAS EN EL ASFALTO.....	48
TABLA 15 CURVA GRANULOMÉTRICA DE PROYECTO.....	49
TABLA 16 DOSIFICACIÓN CON EL MÉTODO DE ROUFUCH	54
TABLA 17 COMPARACIÓN DE MÉTODOS PARA DOSIFICAR	57
TABLA 18 PORCENTAJES DE ASFALTO A CONSIDERAR EN CADA DISEÑO	59
TABLA 19 ENERGÍA DE COMPACTACIÓN	60
TABLA 20 PARÁMETROS DE COMPACTACIÓN SUPERPAVE	60
TABLA 21 CRITERIO Y VALORES OBSERVADOS DE LA DENSIFICACIÓN DE SUPERPAVE	69
TABLA 22 RESUMEN DE LOS DISEÑOS	70
TABLA 23 INFLUENCIA DEL NIVEL DE COMPACTACIÓN EN LOS PARÁMETROS VOLUMÉTRICOS DEL DISEÑO MARSHALL	72
TABLA 24 INFLUENCIA DEL NIVEL DE COMPACTACIÓN EN LOS PARÁMETROS VOLUMÉTRICOS DEL DISEÑO SUPERPAVE	72
TABLA 25 DIMENSIONES DE PROBETAS PARA TENSIÓN INDIRECTA Y SUSCEPTIBILIDAD A LA HUMEDAD.....	73
TABLA 26 CONFIGURACIÓN DE LA PRUEBA.....	78
TABLA 27 RESULTADOS DEL ENSAYO PARA DISEÑO MARSHALL	79
TABLA 28 RESULTADOS DEL ENSAYO PARA DISEÑO SUPERPAVE.....	80
TABLA 29 RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO PARA ESPECÍMENES MARSHALL	86
TABLA 30 RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO PARA ESPECÍMENES SUPERPAVE.....	87
TABLA 31 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE RESISTENCIA A LA TENSIÓN INDIRECTA PARA EL DISEÑO MARSHALL	92
TABLA 32 RESUMEN DE RESULTADOS DE RTI MARSHALL.....	93
TABLA 33 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE RESISTENCIA A LA TENSIÓN INDIRECTA PARA EL DISEÑO SUPERPAVE.....	94
TABLA 34 RESUMEN DE RESULTADOS DE RTI SUPERPAVE.....	95
TABLA 35 GRUPO A, SIN ACONDICIONAMIENTO Y ENSAYADOS A 25°C.....	102
TABLA 36 GRUPO B, CON ACONDICIONAMIENTO Y ENSAYADAS A 25°C.....	102
TABLA 37 RESUMEN DE SUSCEPTIBILIDAD A LA HUMEDAD EN PROBETAS MARSHALL	103
TABLA 38 GRUPO C, SIN ACONDICIONAMIENTO Y ENSAYADAS A 25°C	104
TABLA 39 GRUPO D, CON ACONDICIONAMIENTO Y ENSAYADAS A 25°C	105
TABLA 40 RESUMEN DE SUSCEPTIBILIDAD A LA HUMEDAD EN PROBETAS SUPERPAVE.....	105

Capítulo 1. Introducción y objetivos

1.1. Introducción

Actualmente la red carretera de México consta de aproximadamente 360 mil kilómetros de vías, de las cuales alrededor de 127 mil son pavimentadas y del total de vías pavimentadas más del 95% son con concreto asfáltico.

Por carretera se transporta 73.6% de la carga (473.8 millones de toneladas) y 90.9% de los pasajeros (3 141 millones). Por ello la red carretera es, por mucho, la columna vertebral de la vida económica del país.

En la actualidad, el estado de la red dista de ser óptimo pues, debido a varios factores, una buena parte de ella presenta diversos grados de deterioro. Sin duda, uno de los que más destacan es el hecho de que arriba de 60% de los tramos existentes se construyeron hace más de 40 años, con criterios de diseño, especificaciones y materiales diferentes a los exigidos en la práctica moderna. Además los volúmenes de tránsito que circulan hoy por la red federal son mucho mayores a los previstos en su diseño original, y el tránsito de vehículos pesados se ha incrementado hasta en un 50% en algunos tramos. La importancia del sector ha generado la necesidad de conservar, modernizar y extender la infraestructura carretera nacional; sin embargo, es imperativo avanzar en el estudio y caracterización de nuevos materiales; en la revisión, puesta al día y mejoramiento de los métodos actuales de diseño y en la ejecución de investigaciones experimentales con pruebas de simulación de desempeño de asfaltos y mezclas asfálticas que representen de mejor manera las condiciones a las que están sometidas durante su construcción y operación.

Las mezclas asfálticas asumen un papel fundamental en los pavimentos flexibles no solo por los volúmenes requeridos en su construcción, sino porque constituyen la parte más costosa de los mismos, y la superficie por la que transitan diariamente los millones de vehículos.

La mayoría de las fallas que se presentan en los pavimentos del país (grietas, baches, asentamientos, etc.) se deben a que no se diseña la mezcla asfáltica adecuada para cada carretera en específico (con características de tráfico y clima propias), sino que para todas se emplea un solo tipo de mezcla, generalmente con granulometría densa de 3/4" a finos.

1.1.1. Problema

El diseño de mezclas asfálticas adecuadas para cada carretera en específico, es parte de lo que se tiene que hacer para tener una red vial con alto desempeño; sin embargo, el control adecuado del proceso de construcción, juega un papel muy importante. Así por ejemplo, una mezcla asfáltica tendida en campo y con una mala compactación, trae como consecuencia una diferencia en el comportamiento de la mezcla sometida al tránsito, respecto a lo estimado en la etapa de diseño.

La mala compactación de las carpetas asfálticas durante la construcción, tiene como consecuencia la presencia de huellas o surcos a causa de la canalización del tráfico. Además, se debe dejar suficientes vacíos en la mezcla compacta para que no haya exudación de asfalto y se vuelva inestable debido a la reducción del contenido de vacíos causada por el tráfico y por la expansión térmica del asfalto.

Si el contenido de vacíos es alto (generalmente mayor a 8%), el pavimento se dejara atacar por el aire, el sol y la lluvia, presentando desmoronamiento y desintegración.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

El desempeño de las mezclas asfálticas puestas en campo debe de ser igual o semejante a las características y comportamiento de lo estimado en la etapa de diseño.

1.2.2. Objetivo particular

El desempeño de las mezclas asfálticas puestas en campo se considera que debe mejorar al aumentar el nivel de compactación mínimo especificado en normas de la SCT.

1.2.3. Hipótesis de investigación

Con una compactación más cercana a la de diseño, será mayor la resistencia a la fatiga y a la tensión por compresión, menor deformación permanente y susceptibilidad al agua.

1.2.4. Metodología

La presente tesis de investigación es un estudio sobre el comportamiento de mezclas asfálticas calientes de granulometría densa, particularmente en el diseño Marshall y Superpave, para determinar el contenido óptimo de cemento asfáltico y peso volumétrico recomendado; y después, medir el desempeño de los diseños a diferentes niveles de compactación, usando valores aceptados como mínimos por la SCT y tomando en cuenta algún valor intermedio.

Para lograr los objetivos planteados en esta tesis, a continuación se enlistan una serie de actividades siguiendo una secuencia lógica de realización con la siguiente metodología:

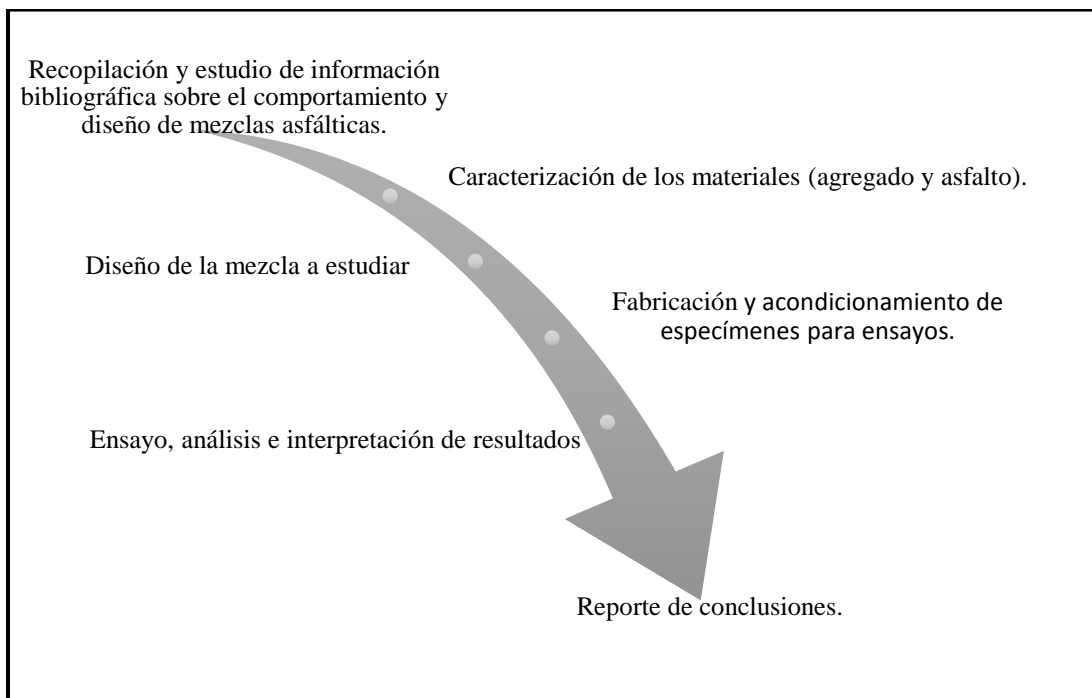


Figura 1-1 Metodología a seguir

Capítulo 2. Mezclas asfálticas

2.1. Tipos de mezclas asfálticas

Antes de clasificar los diferentes tipos de mezclas asfálticas, primero se definirá que se debe de entender por mezcla asfáltica; la Strategic Highway Research Program (SHRP) a través del sistema Superior Performing Asphalt Pavement (SUPERPAVE) la define de la siguiente manera:

El concreto asfáltico (algunas veces llamado “mezcla asfáltica en caliente” o simplemente “HMA” = “Hot Mix Asphalt”) es un material vial compuesto de un ligante asfáltico y un agregado mineral. El ligante asfáltico, que puede ser un cemento asfáltico o un cemento asfáltico 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. El agregado mineral, ligado por el material asfáltico, actúa como un esqueleto pétreo que aporta resistencia y rigidez al sistema. Al incluir, tanto ligante asfáltico como material pétreo al concreto asfáltico, su comportamiento se afecta por las propiedades individuales de cada componente, y por la interrelación de estos sistemas. (SHRP, Antecedentes del diseño y análisis de mezclas asfálticas de SUPERPAVE, 1995)

Es decir, es la combinación de agregados minerales, aglomerados mediante un ligante asfáltico y mezclados de tal manera que los agregados pétreos quedan cubiertos por una película uniforme de asfalto. Las propiedades relativas de estos materiales determinan las propiedades físicas de la mezcla y, eventualmente, el comportamiento funcional de la misma como parte del pavimento.



Figura 2-1 Mezcla asfáltica densa elaborada en laboratorio

Existen varias clasificaciones de mezclas asfálticas, de acuerdo con el parámetro considerado para establecer las diferencias; así por ejemplo, pueden usarse como parámetros de clasificación el tamaño de los agregados pétreos, el porcentaje de vacíos, la temperatura o la estructura de los agregados.

En México las mezclas se clasifican de acuerdo con la norma N-CMT-4-05-003/08, *Calidad de Mezclas Asfálticas para Carreteras*, en donde se clasifican según el procedimiento de mezclado, de la siguiente forma:

Mezclas asfálticas en caliente: son las elaboradas en caliente, utilizando cemento asfáltico y materiales pétreos, en una planta mezcladora estacionaria o móvil, provista del equipo necesario para calentar los componentes de la mezcla.



Figura 2-2 Colocación de mezcla asfáltica en caliente

Las mezclas asfálticas en caliente se clasifican a su vez en:

- *Mezclas asfálticas de granulometría densa:* es la mezcla en caliente, de granulometría continua y homogénea, elaborada con cemento asfáltico y materiales pétreos bien graduados, con tamaño nominal entre 37.5 mm (1 ½ in) y 9.5 mm (3/8 in); normalmente se utilizan en la construcción de carpetas asfálticas de pavimentos nuevos en los que se requiere una alta resistencia estructural, o en nivelaciones y refuerzo de pavimentos existentes.



Figura 2-3 Mezcla asfáltica densa, compactada con el martillo Marshall

- *Mezcla asfáltica de granulometría abierta:* es la mezcla en caliente, de granulometría uniforme, homogénea y con un alto porcentaje de vacíos, elaborada con cemento asfáltico y materiales pétreos de granulometría uniforme, con un tamaño nominal entre 12.5 mm (1/2 in) y 6.3 mm (1/4 in). Estas mezclas normalmente se utilizan para formar capas de rodadura, no tienen función estructural y generalmente se construyen sobre una carpeta de

granulometría densa, con la finalidad principal de satisfacer los requerimientos de calidad de rodamiento del tránsito; permitir que el agua de lluvia sea desplazada por los huecos, ocupando los vacíos de la carpeta con lo que se incrementa la fricción de las llantas con la superficie de rodadura, se minimiza el acuaplaneo, se reduce la cantidad de agua que se impulsa sobre los vehículos adyacentes (roció) y se mejora la visibilidad del señalamiento horizontal y se reduce el ruido producido por el rodamiento de la rueda sobre el pavimento. Las mezclas asfálticas de granulometría abierta no deben de colocarse en zonas susceptibles al congelamiento ni donde la precipitación sea menor de 600 mm por año.



Figura 2-4 Mezcla asfáltica en caliente con granulometría abierta

- *Mezcla asfáltica de granulometría discontinua, tipo SMA:* es la mezcla en caliente, uniforme y homogénea, elaborada con cemento asfáltico y materiales pétreos de granulometría discontinua, con tamaño nominal 19.0 mm (3/4 in) y 9.5 mm (3/8 in). Estas mezclas normalmente se utilizan para formar capas de rodadura, aunque también pueden utilizarse en capas inferiores en carreteras de alto tránsito. Cuando son usadas como capas de rodadura su finalidad principal es mejorar las condiciones de circulación de los vehículos respecto a una carpeta asfáltica convencional. Al tener una elevada macro textura se evita que el agua de lluvia forme una película continua sobre la superficie del pavimento, con lo que se incrementa la fricción de la llantas; se minimiza el acuaplaneo; se reduce la cantidad de agua que se proyectada sobre los vehículos adyacentes (roció); se mejora la visibilidad del señalamiento horizontal y se reduce el ruido hacia el entorno por la fricción entre las llantas y la superficie de rodadura.



Figura 2-5 Mezcla asfáltica de granulometría discontinua SMA

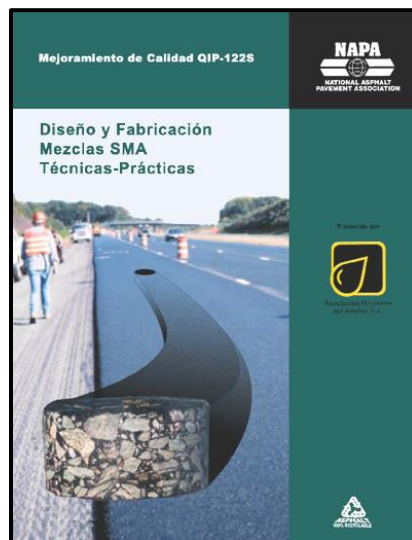


Figura 2-6 Diseño y Fabricación de Mezclas SMA

Mezclas asfálticas en frío: son las elaboradas en frío, en una planta mezcladora móvil, utilizando emulsiones asfálticas o asfaltos rebajados y materiales pétreos.



Figura 2-7 Reparación de bache con mezcla asfáltica fría

Las mezclas asfálticas en frío se clasifican a su vez en:

- *Mezclas asfálticas de granulometría densa*: es la mezcla en frío, uniforme y homogénea, elaborada con emulsión asfáltica o asfalto rebajado y materiales pétreos, con tamaño nominal entre 37.5 mm (1 ½ in) y 9.5 mm (3/8 in). Normalmente se utilizan en los casos en que la intensidad de tránsito (ΣL) es igual a un millón de ejes equivalentes o menor, en donde no se requiera de una alta resistencia de pavimentos nuevos y en carpetas para el refuerzo de pavimentos existentes, así como para la reparación de baches.
- *Mortero asfáltico*: es la mezcla en frío, uniforme y homogénea, elaborada con emulsión asfáltica o asfalto rebajado, agua y arena con tamaño máximo de 9.53 mm (3/8"). Normalmente se coloca sobre una base impregnada o una carpeta asfáltica, como capa de rodadura.



Figura 2-8 Colocación de mortero asfáltico

Mezclas asfálticas por el sistema de riegos: son las que se construyen mediante la aplicación de uno o dos riegos de un material asfáltico, intercalados con una, dos o tres capas sucesivas de material pétreo triturado de granulometría uniforme, colocado en tamaños decrecientes. Éstas se clasifican en carpetas de uno, de dos y de tres riegos. Las carpetas de un riego o la última capa de las carpetas de dos o tres riegos, pueden ser premezcladas o no. Normalmente se colocan sobre una base impregnada o una carpeta asfáltica, nueva o existente, como capa de rodadura con el objeto de proporcionar resistencia al derrapamiento y al pulimiento.



Figura 2-9 Riego de sello en una carpeta ya existente

2.2. Características físicas de la mezcla asfáltica en el pavimento flexible

Como se mencionó, las mezclas asfálticas están compuestas de agregados pétreos y un ligante asfáltico; por lo tanto, ahora se describirá brevemente el comportamiento de cada uno de los componentes, así como su comportamiento en conjunto.

2.2.1. Características físicas del ligante asfáltico

La más importante característica del asfalto es la susceptibilidad a la temperatura, la cual puede ser una ventaja o desventaja. Esto es, sus propiedades mensurables dependen de la temperatura. Por esta razón, casi todos los ensayos de caracterización de cementos asfálticos y mezclas asfálticas deben de especificar la temperatura de prueba. Sin una temperatura especificada, el resultado del ensayo no puede ser efectivamente interpretado.

El comportamiento del cemento asfáltico depende también del tiempo de aplicación de la carga a la que estará sometido. Para la misma carga y el mismo asfalto, diferentes tiempos de aplicación de la carga implicarán propiedades diferentes. Por ello los ensayos sobre los cementos asfálticos deben también especificar la velocidad de carga.

Como el cemento asfáltico es dependiente de la temperatura y del tiempo de aplicación de la carga, estos dos factores pueden intercambiarse. En la siguiente figura se observa que el flujo de un asfalto puede ser el mismo en una hora a 60°C que en 10 horas a 25°C.

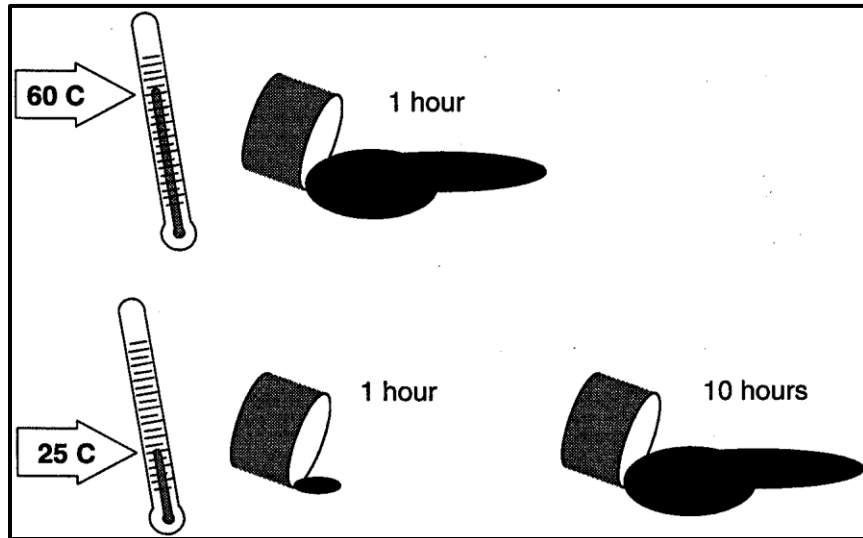


Figura 2-10 Susceptibilidad a la temperatura del asfalto

Es decir, una baja velocidad de carga puede simularse con una temperatura elevada, y una alta velocidad de carga puede simularse con bajas temperaturas.

Comportamiento a alta temperatura

A alta temperatura, como en el desierto, o bajo cargas sostenidas, como camiones a baja velocidad, el cemento asfáltico actúa como un líquido viscoso y fluye. La viscosidad es la característica que describe la resistencia de los líquidos a fluir. Si pudiera observarse fluir lentamente, con un poderoso microscopio, a un líquido como el asfalto caliente, se vería el movimiento relativo de las capas adyacentes del líquido.

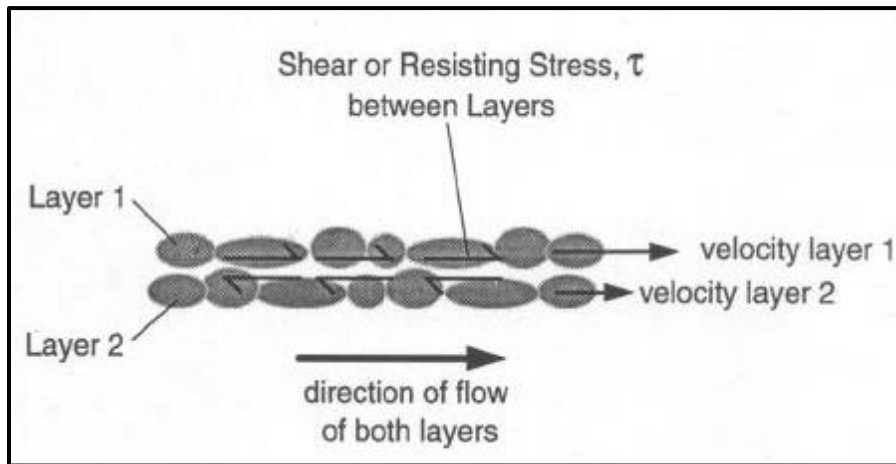


Figura 2-11 Vista microscópica de las características del flujo de un líquido

La fuerza de fricción, o resistente, entre estas capas depende de la velocidad relativa a la que se desliza una sobre otra. La fuerza resistente entre las capas se debe a que éstas fluyen a velocidades ligeramente diferentes. La capa superior trata de arrastrar a la inferior mientras que esta última trata de frenar a aquella. La viscosidad es una característica que puede emplearse para expresar esta diferencia.

Los líquidos viscosos como el asfalto caliente son a veces llamados plásticos, porque una vez que comienzan a fluir no regresan a su posición original.

Comportamiento a baja temperatura

A baja temperatura, como días fríos de invierno, o bajo cargas muy rápidas, camiones a altas velocidades, el asfalto se comporta como un sólido elástico. Los sólidos elásticos son como bandas de goma. Esto es, se deforman al ser cargados y retornan a su forma original al ser descargados. La deformación elástica se recobra completamente.

Si se aplica una carga excesiva, el sólido elástico puede romperse. Aunque el asfalto es un sólido elástico a baja temperatura, puede volverse demasiado frágil y agrietarse bajo carga excesiva. Es por esto que el agrietamiento a baja temperatura a veces ocurre en pavimentos asfálticos en climas fríos. En este caso, las cargas se deben a esfuerzos internos que se desarrollan dentro del pavimento cuando el proceso de contracción es restringido, por ejemplo, durante y después de una caída de la temperatura.

Envejecimiento

Existe otra característica especial de los asfaltos. Debido a que están compuestos por moléculas orgánicas, reaccionan con el oxígeno del medio ambiente. Esta reacción se llama oxidación y cambia la estructura y composición de las moléculas del asfalto. El resultado es una estructura más frágil, y es la razón del término endurecimiento por oxidación o por envejecimiento. Algunas de las características de este fenómeno son:

- Este fenómeno ocurre en el pavimento a una velocidad relativamente baja
- Es mucho más rápido en un clima cálido que en un clima frío
- Este tipo de endurecimiento hace que los pavimentos viejos sean más susceptibles al agrietamiento que los nuevos

Los pavimentos asfálticos nuevos pueden ser propensos a este fenómeno si no se compactan adecuadamente. En este caso, la falta de compactación origina un alto contenido de vacíos en la mezcla, lo que permite que ingrese una mayor cantidad de aire en la mezcla asfáltica y agravar el proceso de oxidación.

Otro tipo de endurecimiento ocurre durante el mezclado en caliente y construcción; se denomina “volatilización”. A altas temperaturas los componentes volátiles del asfalto se evaporan. Estos componentes volátiles- livianos del tipo aceites- mantendrían al asfalto de permanecer dentro de éste en sus características originales.

El material asfáltico es un material visco-elástico por que exhibe simultáneamente características viscosas y elásticas. A altas temperaturas (por ejemplo mayores a 100°C), el cemento asfáltico actúa casi como fluido viscoso. A muy baja temperatura, (por ejemplo menor a 0°C) se comporta como un sólido elástico. A una temperatura intermedia, que es la condición prevista en el pavimento, el cemento asfáltico tiene características de ambos estados, fluido viscoso y un sólido elástico.

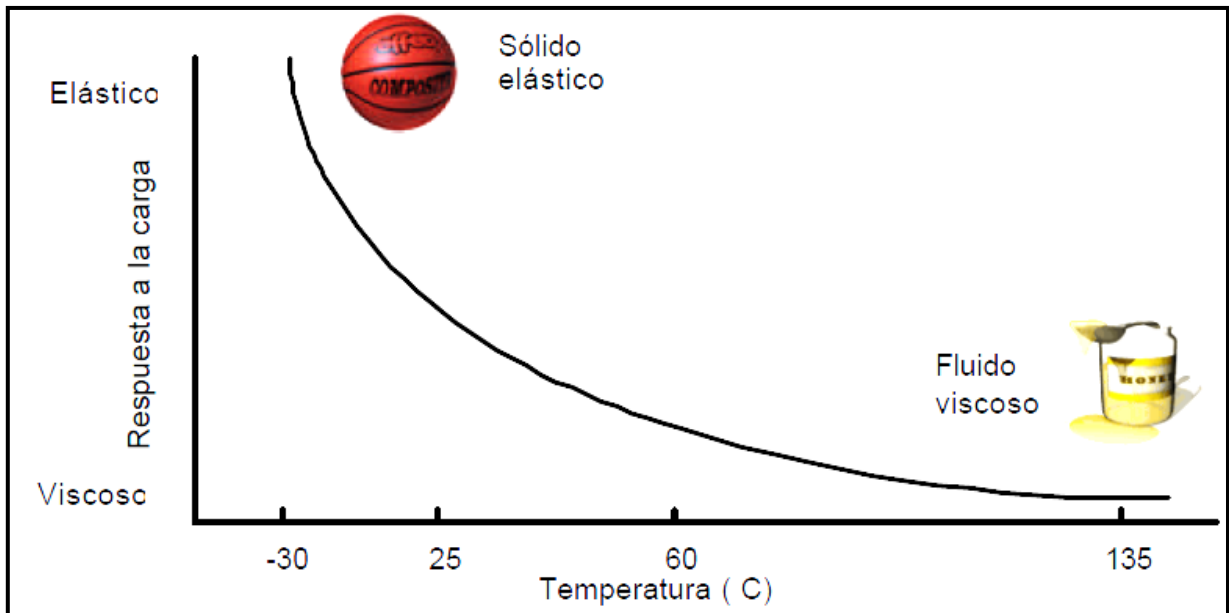


Figura 2-12 Comportamiento visco-elástico del asfalto

2.2.2. Características físicas del agregado mineral

En la práctica se ha utilizado una amplia variedad de agregados minerales para producir mezclas asfálticas. Algunos materiales son llamados agregados naturales porque simplemente son extraídos de depósitos fluviales o glaciares y utilizados para elaborar mezclas asfálticas.

Los agregados elaborados incluyen a los que son explotados en canteras para después triturarlos, separados en distintas fracciones según su tamaño y en ocasiones lavarlos. Así también se tiene los agregados sintéticos, que puede ser cualquier material no extraído de depósitos ni explotados en canteras; en muchos casos, es subproducto industrial. La escoria de alto horno es un ejemplo. Ocasionalmente, se produce un agregado sintético para aportar una característica deseada en el desempeño de la mezcla asfáltica.

Otro tipo de agregados puede ser el pavimento reciclado también conocido como Reclaimed Asphalt Pavement (RAP), el cual es pavimento removido y reprocesado para elaborar una nueva mezcla asfáltica. Crecientemente, los residuos son usados como agregados o bien incorporados en los pavimentos asfálticos para resolver un problema ambiental.

Independientemente de la fuente, métodos de procesamiento o mineralogía, se espera que el agregado provea un fuerte esqueleto pétreo para resistir las repetidas aplicaciones de carga.

Se ha observado que los agregados de textura rugosa, de buena cubrición, dan más resistencia que los redondeados y de textura lisa.

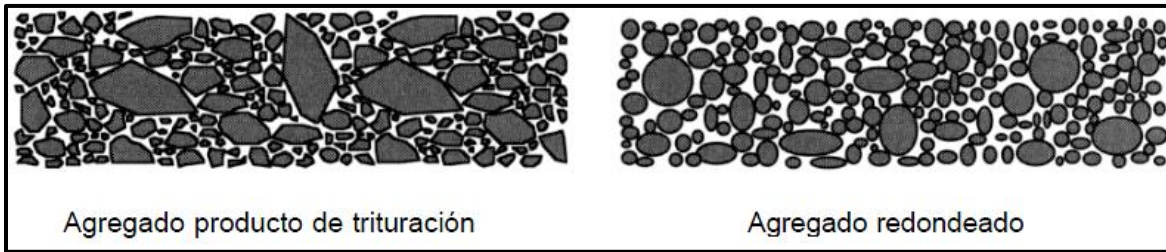


Figura 2-13 Esqueleto pétreo del agregado

Sin embargo, una pieza de agregado redondeado podría poseer la misma resistencia interna de una pieza angular, las partículas angulares tienden a cerrarse más apretadamente, resultando una fuerte masa de material. Las partículas redondeadas, en vez de trabarse, tienden a deslizarse una sobre otras. Cuando una masa de agregados es cargada, puede generarse dentro de la masa un plano por el que las partículas sean deslizadas unas respecto de otras, lo cual resulta en una deformación permanente de la masa.

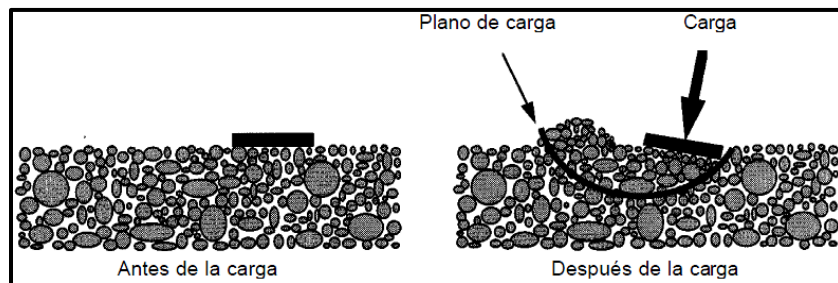


Figura 2-14 Comportamiento del agregado bajo carga de corte

Es en este plano donde las tensiones de corte exceden a la resistencia al corte de la masa de agregados. La resistencia al corte del agregado es de crítica importancia en las mezclas asfálticas.

La diferencia de comportamiento a la resistencia al corte de distintos agregados puede observarse en las pilas de acopio, en las cuales los agregados triturados forman pilas más empinadas y estables que los redondeados. A la pendiente de la pila se le denomina ángulo de reposo.

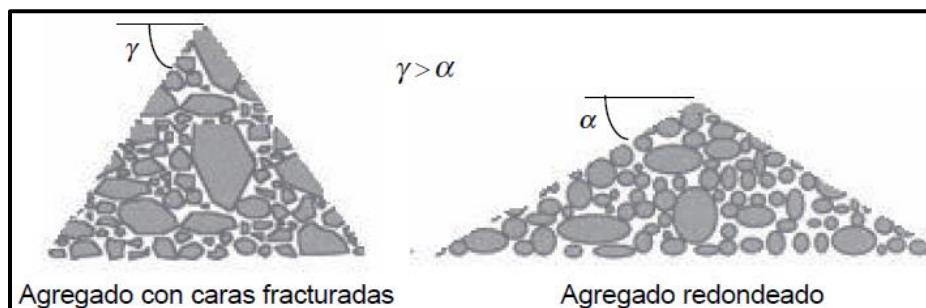


Figura 2-15 Comportamiento del agregado en pilas de acopio

La resistencia al corte de los distintos agregados puede explicarse usando la teoría de Mohr-Coulomb, denominada así en honor a sus autores. Esta teoría enuncia que la resistencia al corte de una mezcla de agregados depende de cuan unidas estén las partículas del agregado, la

tensión normal a que están sometidos los agregados y la fricción interna de los agregados. La ecuación de Mohr-Coulomb usada para expresar la resistencia al corte de un material es:

$$\tau = c + \sigma * \tan\varphi$$

Donde:

τ : es la resistencia al corte de la mezcla de agregados

c : es la cohesión del agregado

σ : es la tensión normal a la cual está sujeto el agregado

φ : es el ángulo de fricción interna

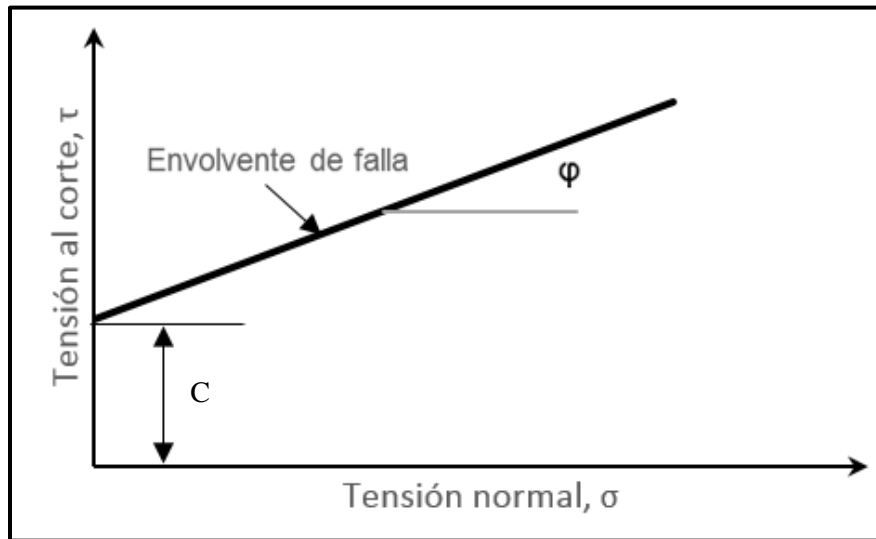


Figura 2-16 Teoría de Mohr-Coulomb

Una masa de agregados tiene relativamente baja cohesión. Así, la resistencia al corte depende principalmente de la oposición al movimiento que ofrecen los agregados. Además, cuando es cargada, la masa de agregados tiende a ser más fuerte porque la tensión resultante tiende a unir los agregados más estrechamente entre sí, es decir, la resistencia al corte aumenta. El ángulo de fricción interna indica la capacidad del agregado para entrelazarse y, así, crear una masa de agregados casi tan fuerte como las partículas individuales.

2.2.3. Características físicas de mezclas asfálticas

Como resultado de la naturaleza de la integración de los comportamientos de sus componentes, las mezclas asfálticas presentan un comportamiento visco-elasto-plástico. Por un lado, el agregado pétreo tiene un comportamiento elastoplástico y por el otro, el mastico (asfalto más polvo mineral) tiene un comportamiento viscoelástico. Por tanto, las mezclas asfálticas poseen un comportamiento que se puede llamar visco-elástico-plástico.

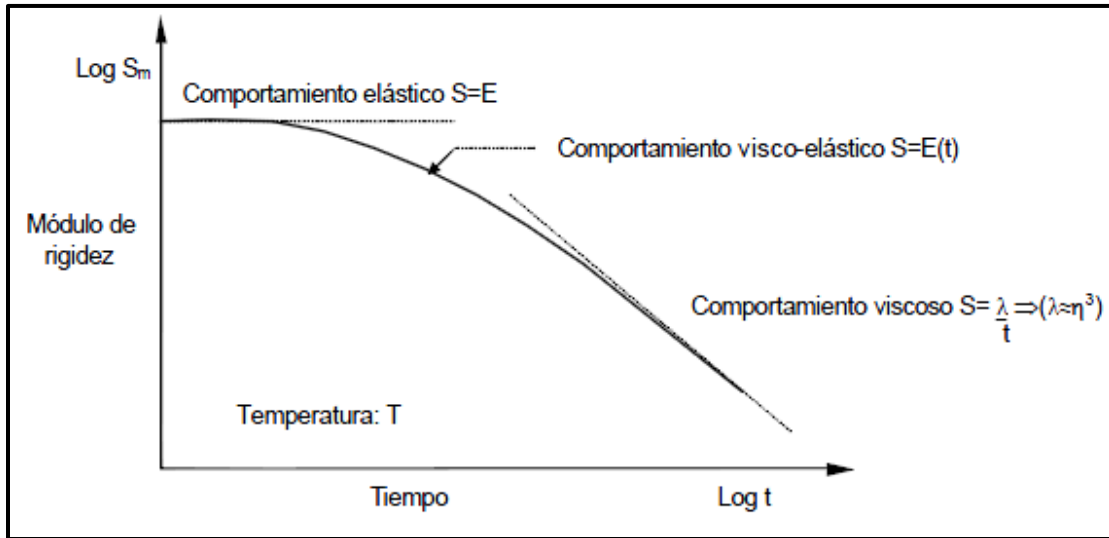


Figura 2-17 Variación del comportamiento de una mezcla asfáltica en función del tiempo de aplicación de una carga

2.2.4. Parámetros volumétricos en mezclas asfálticas

Los parámetros volumétricos son un factor importante en muchos procedimientos de diseño de mezclas, debido a que, proporcionan una indicación del probable funcionamiento de la mezcla asfáltica.

A continuación se describe el análisis volumétrico de la mezcla asfáltica, dicho análisis aplica tanto a mezclas elaboradas en laboratorio, como a probetas extraídas en campo.

Diagrama de fases

En una mezcla se tienen tres fases; la sólida, que está formada por el agregado mineral; la líquida, que es el asfalto; y la fase gaseosa, que comprende al aire. La siguiente figura muestra en forma esquemática el diagrama de fases utilizado para describir las propiedades de masa y volumen de una mezcla asfáltica compacta.

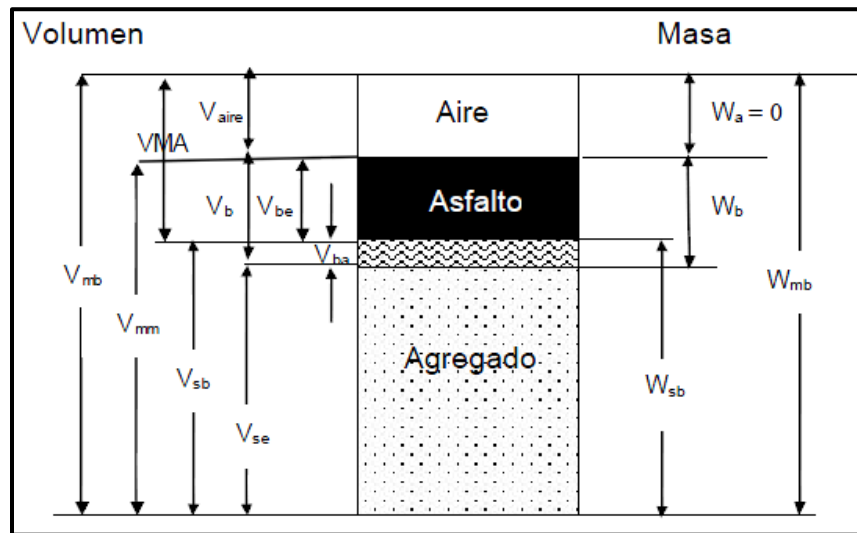


Figura 2-18 Diagrama de fases de una mezcla asfáltica compactada

Donde:

V_{mb} : volumen total de la mezcla compactada
 V_{mm} : volumen de la mezcla sin vacíos
VAM: volumen de vacíos en el agregado mineral
 V_{sb} : volumen total del agregado
 V_{se} : volumen efectivo del agregado
 V_{be} : volumen efectivo de asfalto
 V_{ba} : volumen de asfalto absorbido
 V_{aire} : volumen de aire
 W_{mb} : masa total de la mezcla compacta
 W_a : masa de aire
 W_b : masa del asfalto
 W_{sb} : masa total del agregado

La mezcla asfáltica debe de analizarse en base al volumen, por tanto, es importante definir y entender cada uno de los volúmenes del diagrama de fases. A continuación se representa las definiciones:

- *Volumen de asfalto efectivo*, V_{be} . Es el volumen de asfalto que cubre las partículas de agregado; es decir, es el asfalto que no es absorbido por los poros del agregado.
- *Volumen de asfalto absorbido*, V_{ba} . Es el volumen de asfalto que es absorbido por los poros externos del agregado.
- *Volumen total del agregado*, V_{sb} . Es el volumen total del agregado que comprende el volumen del sólido y el de los poros permeables al agua.
- *Volumen efectivo del agregado*, V_{se} . Es el volumen de agregado que comprende el volumen del sólido y el de los poros permeables al agua no llenos con asfalto.
- *Volumen aparente del agregado*, V_{sa} . Es el volumen del sólido del agregado, es decir, no incluye el volumen de los poros permeables al agua.

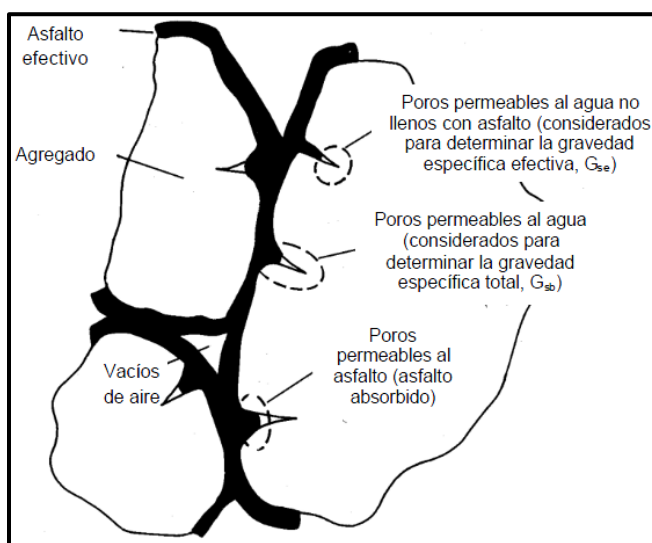


Figura 2-19 Ilustración del volumen de aire, volumen de asfalto efectivo y volumen de asfalto absorbido en una mezcla asfáltica compacta

Relaciones de masas y volúmenes

En mecánica de suelos se relaciona la masa de las distintas fases de un suelo con sus volúmenes correspondientes por medio del concepto de masa específica; es decir, por la relación de la masa de la sustancia y su volumen. Así también, la masa específica de un suelo se relaciona con la masa específica del agua destilada a una temperatura específica, por medio del concepto de masa específica relativa o densidad relativa.

En mezclas asfálticas, la masa específica relativa se llama *gravedad específica*, ósea la relación entre la masa de un volumen de una sustancia dada y la masa de agua de igual volumen; ambos, a la misma temperatura.

$$G_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_w}$$
$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} \quad ; \quad \gamma_w = 1 \frac{g}{cm^3}, a 25^\circ C$$
$$G_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_w} = \frac{W_m}{V_m \gamma_w}$$

Donde:

- G_m : gravedad específica del material [1]
- γ_m : masa específica del material, g/cm^3
- γ_w : masa específica del agua g/cm^3
- W_m : masa del material
- V_m : volumen del material

La ecuación anterior se utiliza en mezclas asfálticas para calcular los parámetros volumétricos, así como en el cálculo de las gravedades específicas del agregado.

Debido a que en las mezclas asfálticas se considera la absorción del asfalto, se determinan tres tipos de gravedades específicas del agregado, dependiendo de los poros que se estiman forman parte del volumen del agregado. Estas gravedades son:

Gravedad específica total del agregado, G_{sb} : es la relación entre la masa en el aire de un volumen unitario de agregado, considerando solo el volumen de los poros permeables al agua, y la masa de igual volumen de agua; ambos a la misma temperatura.

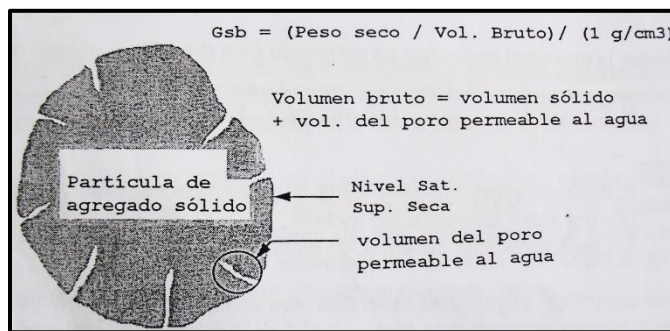


Figura 2-20 Gravedad específica total del agregado

Sin embargo, la mezcla consiste en fracciones de agregado grueso, agregado fino y polvo; todos tienen gravedades específicas diferentes, por lo que es necesario determinar la gravedad específica para la combinación de agregado mediante la siguiente ecuación:

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

Donde:

G_{sb} : gravedad específica total de la combinación de agregado seleccionado

P_1, P_2, \dots, P_N : porcentajes individuales por masa de agregado seleccionado

G_1, G_2, \dots, G_N : gravedad específica total individual del agregado

Es importante señalar que la gravedad específica del total del agregado debe medirse en laboratorio con la mayor precisión posible, pues esta es usada para convertir las masas medidas a volúmenes; y cualquier error pequeño en el G_{sb} se reflejará en un error significativo en el cálculo de volúmenes, lo cual podría no ser descubierto.

Gravedad específica aparente del agregado, G_{sa} : es la relación entre la masa en el aire de un volumen unitario de agregado, considerando sólo el volumen del sólido del agregado, y la masa de igual volumen de agua destilada, ambos a la misma temperatura.

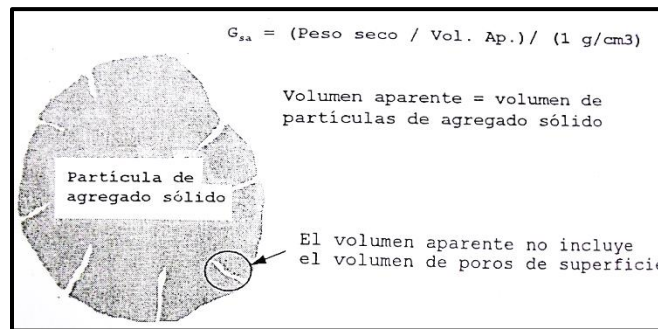


Figura 2-21 Gravedad específica aparente del agregado

La determinación de la gravedad específica aparente para la combinación de agregado seleccionado se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$G_{sa} = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_N}{\frac{P_1}{G_1} + \frac{P_2}{G_2} + \dots + \frac{P_N}{G_N}}$$

Donde:

G_{sa} : gravedad específica aparente de la combinación de agregado seleccionado

P_1, P_2, \dots, P_N : porcentajes individuales por masa de agregado seleccionado

G_1, G_2, \dots, G_N : gravedad específica aparente individual del agregado

Gravedad específica efectiva del agregado, G_{se} : es la relación entre la masa en el aire de un volumen unitario de agregado, considerando solo el volumen de poros permeables al agua no llenos con asfalto, y la masa de igual volumen de agua, ambos a la misma temperatura.

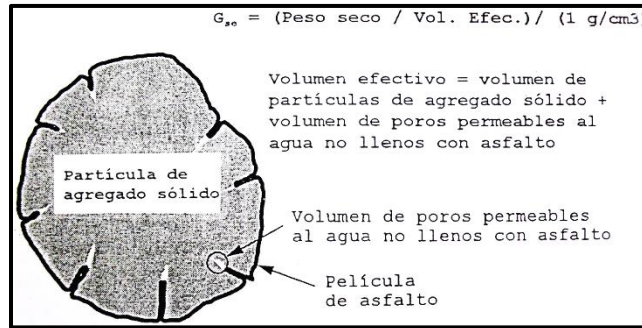


Figura 2-22 Gravedad específica efectiva

Esta gravedad depende del volumen de asfalto absorbido, por lo que se determina a partir de la gravedad específica máxima teórica de la mezcla.

La gravedad específica efectiva, se calcula con la siguiente ecuación:

$$G_{se} = \frac{P_{mm} - P_b}{\frac{P_{mm}}{G_{mm}} - \frac{P_b}{G_b}}$$

Donde:

G_{se} : gravedad específica efectiva de la combinación de agregado seleccionado

P_{mm} : porcentaje de masa total de la mezcla suelta=100

G_{mm} : gravedad específica teórica máxima de la mezcla suelta

P_b : contenido de asfalto, porcentaje con respecto al total de la mezcla

G_b : gravedad específica del asfalto

El valor para la gravedad específica efectiva de un agregado debe ubicarse entre su gravedad específica total y su gravedad específica aparente. Cuando la gravedad específica efectiva está fuera de estos límites, se debe asumir que los valores son incorrectos, y se debe volver a determinar la gravedad específica máxima teórica para encontrar la causa del error.

Otras gravedades específicas necesarias de determinar son las siguientes:

Gravedad específica del asfalto, G_b : es la relación de masa en el aire de un volumen de asfalto y la masa de igual volumen de agua, ambos a la misma temperatura.

Gravedad específica teórica máxima de la mezcla, G_{mm} : es la relación entre la masa de un volumen dado de mezcla asfáltica sin vacíos de aire y masa de igual volumen de agua, ambos a la misma temperatura.

$$G_{mm} = \frac{P_{mm}}{\frac{P_s}{G_{se}} + \frac{P_b}{G_b}}$$

Donde:

G_{mm} : gravedad específica teórica máxima de la mezcla suelta

P_{mm} : porcentaje de masa total de la mezcla suelta=100

G_{se} : gravedad específica efectiva de la combinación de agregado seleccionado

P_s : porcentaje de masa del agregado pétreo= (100- P_b)
 P_b : contenido de asfalto, porcentaje con respecto al total de la mezcla
 G_b : gravedad específica del asfalto

En el diseño de una mezcla asfáltica es necesario determinar la G_{mm} , para cada contenido de asfalto con el fin de calcular el porcentaje de vacíos de aire para cada contenido de asfalto. Además, es preferible medir la gravedad específica teórica máxima por duplicado o triplicado.

Gravedad específica total de la mezcla asfáltica compactada, G_{mb} : es la relación entre la masa en el aire de un volumen dado de mezcla asfáltica compactada y la masa de igual volumen de agua destilada, ambos a la misma temperatura.

Es importante hacer una aclaración sobre la nomenclatura.

- **Peso específico:** se define como la relación entre el peso y el volumen. Sus unidades son: kg (fuerza)/dm³, g (fuerza)/cm³, ton/m³, etc.
- **Gravedad específica:** relación entre la masa de un volumen de una sustancia dada y la masa de agua de igual volumen; sin unidades.

Peso específico y gravedad específica son numéricamente iguales, ya que el peso específico del agua es muy cercano a 1 g/cm³ y su gravedad específica es 1 a 25°C. Es una herramienta comúnmente usada para muchas aplicaciones de la ingeniería civil, pues representa un modelo conveniente para calcular distintos pesos y volúmenes en materiales de construcción no homogéneos.

Parámetros volumétricos

Los tres parámetros que han sido ampliamente utilizados y que forman parte de los requisitos de diseño de mezclas, son los vacíos en el agregado mineral (VAM), vacíos llenos con asfalto (VFA) y los vacíos de aire (V_a).

Vacíos de aire, V_a : Es el volumen de los pequeños espacios de aire entre las partículas de agregado, cubiertas por asfalto en una mezcla asfáltica compactada. Del diagrama de fases se tiene que:

$$V_a = \frac{V_{aire}}{V_{mb}} * 100$$

Utilizando las gravedades específicas definidas anteriormente se tiene que los vacíos de aire en porcentaje con respecto del volumen total se calculan con la siguiente ecuación:

$$V_a = \frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}} * 100$$

Donde:

G_{mb} : gravedad específica total de la mezcla compactada
 G_{mm} : gravedad específica teórica máxima de la mezcla suelta

Vacíos en el agregado mineral, VAM. Es el volumen de espacio vacío intergranular entre las partículas de agregado en una mezcla asfáltica compactada. Es decir, es la relación entre el volumen de asfalto efectivo más el volumen de aire y el volumen total de la mezcla compacta.

$$VAM = \frac{V_{be} + V_{aire}}{V_{mb}} * 100$$

Utilizando las gravedades específicas se tiene que los VAM en porcentaje con respecto al volumen total son:

$$VAM = 100 - \frac{G_{mb} * P_s}{G_{sb}}$$

Donde:

G_{mb} : gravedad específica total de la mezcla compactada

G_{sb} : gravedad específica total del agregado

P_s : peso del agregado con respecto a la mezcla, en porcentaje

Vacíos llenos con asfalto, VFA. Es la porción del volumen de espacio vacío intergranular (VAM) que es ocupado por el asfalto efectivo. Es decir, la relación entre el volumen de asfalto efectivo y el volumen de vacíos en el agregado mineral de la mezcla compacta.

$$VFA = \frac{V_{be}}{V_{be} + V_{aire}} * 100 = \frac{V_{be}}{VAM} * 100 = \frac{VAM - V_a}{VAM} * 100$$

Contenido de asfalto respecto a la mezcla. Es la relación entre la masa de asfalto y la masa total de la mezcla compactada.

$$CA = \frac{W_b}{W_{mb}} * 100$$

Contenido de asfalto absorbido. Es la relación entre la masa de asfalto absorbido y la masa total del agregado de la mezcla compactada.

$$CA_a = \frac{W_{ba}}{W_{sb}} * 100$$

Utilizando las gravedades específicas de los materiales, se tiene que, el asfalto absorbido con respecto al agregado como porcentaje en peso es:

$$P_{ba} = 100 * \frac{G_{se} - G_{sb}}{G_{se} G_{sb}} * G_b$$

Donde:

G_{se} : gravedad específica efectiva de la combinación de agregado

G_{sb} : gravedad específica total de la combinación de agregado

G_b : gravedad específica del asfalto

Contenido de asfalto efectivo. Es la relación entre la masa de asfalto efectivo y la masa total de la mezcla compactada.

$$CA_e = \frac{W_{be}}{W_{mb}} * 100$$

Así se tiene también que, el contenido de asfalto efectivo, como porcentaje en peso con respecto de la mezcla es:

$$P_{be} = P_b - \frac{P_{ba}}{100} * P_s$$

Donde:

P_b : porcentaje de asfalto respecto de la mezcla

P_{ba} : porcentaje absorbido de asfalto en peso, con respecto al agregado

P_s : porcentaje del agregado con respecto a la mezcla

Capítulo 3. Métodos de diseño de mezclas asfálticas

El proceso de diseño de una mezcla asfáltica, independientemente del método de diseño utilizado, involucra la selección del agregado, selección del asfalto, compactación de los especímenes de prueba, el cálculo de los parámetros volumétricos y la determinación del contenido de asfalto óptimo.

El objetivo principal en el diseño de mezclas asfálticas es determinar una combinación y graduación económica de los agregados (dentro de los límites especificados), y el contenido de asfalto correspondiente que conducen a una mezcla que tenga lo siguiente:

- Asfalto suficiente para cubrir por completo las partículas de agregado e impermeabilizarlas, y pegarlas para asegurar un pavimento durable con una compactación adecuada.
- Estabilidad suficiente para satisfacer los requerimientos de servicio y las demandas del tráfico sin deformación ni desplazamiento.
- Vacíos suficientes en la mezcla total compactada para dejar un espacio de reserva para la expansión del asfalto y para una ligera compactación adicional, que con las cargas del tráfico se va a producir.
- Trabajabilidad suficiente para permitir la colocación y compactación de la capa de pavimento y una operación eficiente de construcción.

Existen varios métodos para diseño de mezclas, por varias décadas ha tenido gran difusión y aceptación el procedimiento conocido como Marshall. Sin embargo, hoy en día, es cuestionado, pues el método no fue desarrollado pensando en el comportamiento de las mezclas asfálticas a lo largo del tiempo ni el efecto que tienen otros aspectos importantes en su desempeño.

Por lo anterior, se desarrolló un método más representativo y confiable, además de estar asociado a procedimientos y ensayos que evalúen el comportamiento y desempeño de la mezcla a lo largo del tiempo; es así como surge el procedimiento llamado SUPERPAVE (Superior Performing Asphalt Pavement). En este capítulo se presenta la descripción de ambos métodos de diseño.

3.1. Método Marshall

Los conceptos del método Marshall para el proyecto de mezclas de pavimentación fueron formulados por Bruce Marshall, inicialmente ingeniero de mezclas asfálticas en el Departamento de Autopistas del estado de Mississippi. El cuerpo de ingenieros de Estados Unidos mejoro y añadió ciertas características al procedimiento de ensayo Marshall, mediante investigaciones y estudios de correlación completos, y desarrollo por último los criterios para proyecto de mezclas.

El método de Marshall, tal como se usó y desarrollo por el cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos, solo es aplicable a las mezclas asfálticas en caliente para pavimentos empleando ligantes asfálticos y agregados cuyo tamaño máximo es de una pulgada o menor. El método puede usarse tanto para proyecto en el laboratorio como para control en obra de las mezclas asfálticas en caliente para pavimentación.

El método utiliza probetas normalizadas de 2.5 pulgadas (6.35 cm) de altura y 4 pulgadas (10.16cm) de diámetro. Se preparan empleando un procedimiento especificado para calentar, mezclar y compactar la mezcla de asfalto y agregados. Los dos elementos principales del método

Marshall son un análisis de las relaciones entre densidad y volumen de huecos y un ensayo para la determinación de la estabilidad y fluencia de las probetas compactadas.

La estabilidad del espécimen de prueba es la máxima resistencia en N (lb) que desarrolla cuando es ensayado a una temperatura de 60° C. El valor de flujo es el movimiento total o deformación, en unidades de 0.25 mm (1/100”), que ocurre en el espécimen entre estar sin carga y el punto máximo de carga durante la prueba de estabilidad.

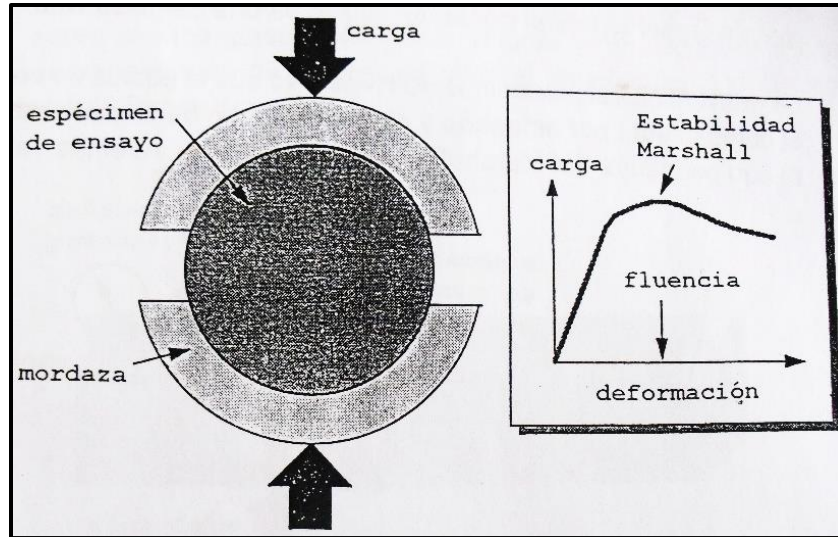


Figura 3-1 Estabilidad Marshall

El método Marshall solo establece requisitos para la granulometría y los parámetros volumétricos de la mezcla. Los requisitos de calidad del agregado y del asfalto los fijan las dependencias encargadas del desarrollo de la infraestructura; en el caso de México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) es el organismo que establece los requisitos que deben cumplirse para diseño y control de mezclas asfálticas.

3.1.1. Pruebas a las mezclas asfálticas compactadas

En el método Marshall se llevan a cabo tres tipos de pruebas para conocer tanto sus características volumétricas como mecánicas.

Determinación de la gravedad específica

La prueba de gravedad específica puede desarrollarse tan pronto como el espécimen se haya enfriado. Esta prueba se desarrolla con pruebas de absorción, a la mezcla asfáltica compactada; si la absorción es mayor al 2%, se utiliza la norma ASTM D1188, gravedad específica de mezclas asfálticas compactas empleando parafina; o en caso contrario, se recurre a la norma ASTM D2726, gravedad específica en mezclas asfálticas compactadas utilizando superficies saturadas de especímenes secos.

Prueba de estabilidad y flujo

Después de que la gravedad específica se ha determinado, se desarrolla la prueba de estabilidad y flujo, que consiste en sumergir el espécimen en un baño maría a 60° C \pm 1° C de 30 a 40 minutos antes de la prueba.

Con el equipo de prueba listo, se removerá el espécimen de prueba del baño maría y cuidadosamente se secará la superficie. Colocándolo y centrándolo en la mordaza inferior, se procederá a colocar la mordaza superior y se centrará completamente en el aparato de carga.

Posteriormente se aplica la carga de prueba al espécimen a una deformación constante de 51 mm por minuto, hasta que ocurra la falla. El punto de falla está definido por la lectura de carga máxima obtenida. El número total de N (Ib) requeridos para que se produzca la falla del espécimen deberá registrarse como el valor de estabilidad Marshall.

Mientras que la prueba de estabilidad está en proceso, si no se utiliza un equipo de registro automático se deberá mantener el medidor de flujo sobre la barra guía y cuando la carga empiece a disminuir habrá que tomar la lectura y registrarla como el valor de flujo final. La diferencia entre el valor de flujo final e inicial expresado en unidades de 0.25 mm (1/100") será el valor de flujo Marshall.

Determinación del peso específico y análisis de vacíos

Una vez determinados los ensayos de estabilidad y flujo debe de hacerse la determinación del peso específico y el análisis de vacíos para cada serie de probetas.

Utilizando la gravedad específica y la gravedad específica efectiva del total del agregado; el promedio de las gravedades específicas de las mezclas compactadas; la gravedad específica del asfalto y la gravedad específica teórica máxima de la mezcla asfáltica, se calcula el porcentaje de asfalto absorbido en peso del agregado seco, porcentaje de vacíos (Va); porcentaje de vacíos llenados con asfalto (VFA) y el porcentaje de vacíos en el agregado mineral (VAM).

Con los valores así obtenidos se preparan gráficos separados con las siguientes relaciones:

- Estabilidad-contenido de asfalto
- Fluencia-contenido de asfalto
- Peso específico-contenido de asfalto
- Vacíos de aire- contenido de asfalto
- VAM-contenido de asfalto
- VFA-contenido de asfalto

3.2. Método Superpave

En 1987, el Strategic Highway Research Program (SHRP) comenzó el desarrollo de un nuevo sistema para especificar materiales asfálticos, el producto final del programa es un nuevo sistema llamado Superpave (*Superior Performing Asphalt Pavement*). Representa una tecnología provista de tal manera que pueda especificar cemento asfáltico y agregado mineral; desarrollar diseños de mezclas asfálticas; analizar y establecer predicciones del desempeño del pavimento. Este método evalúa los componentes de la mezcla asfáltica en forma individual (agregado mineral y asfalto), y su interacción cuando están mezclados.

3.2.1. Pruebas al agregado mineral

Superpave especifica dos tipos de propiedades de los agregados pétreos: propiedades de consenso y propiedades de origen.

Las propiedades de consenso son aquellas consideradas como críticas para alcanzar un buen desempeño de la mezcla asfáltica. Estas propiedades deben de satisfacer varias escalas, en

función del nivel de tránsito y la posición de la mezcla en el paquete estructural del pavimento. Estas propiedades son:

- Angularidad del agregado grueso: se define como el porcentaje en peso del agregado mayor de 4.75 mm con una o más caras fracturadas. Una cara fracturada se define como alguna superficie fracturada que ocupa más del 25% del área del contorno de la partícula del agregado visible en esa orientación.
- Angularidad del agregado fino: se define como el porcentaje de vacíos de aire presente en los agregados, menores de 2.36 mm, levemente compactados. Contenidos de vacíos mayores significan más caras fracturadas.

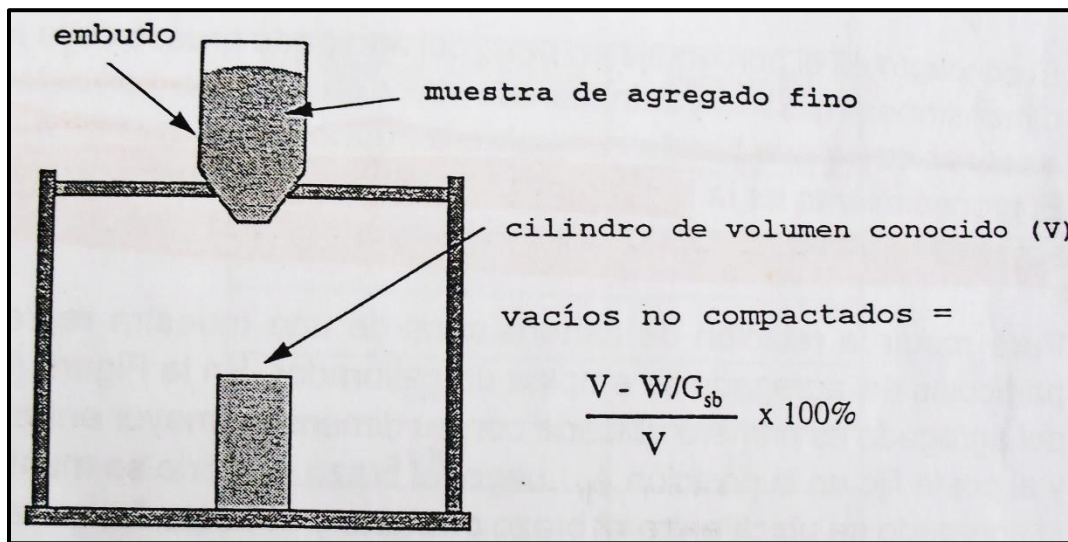


Figura 3-2 Aparato para medir la angularidad del agregado fino

Especificando la angularidad de los agregados gruesos y finos, se intenta buscar un alto ángulo de fricción interna y así, una alta resistencia al corte y por ende una alta resistencia al ahuellamiento.

- Partículas alargadas y chatas: es el porcentaje en peso del agregado grueso cuya relación entre la dimensión máxima y mínima es mayor que 5. Las partículas alargadas son indeseables porque tienden a quebrarse, limitando las partículas alargadas se asegura que los agregados de la mezcla asfáltica serán menos susceptibles a fractura durante la manipulación, construcción y bajo el efecto del tránsito.

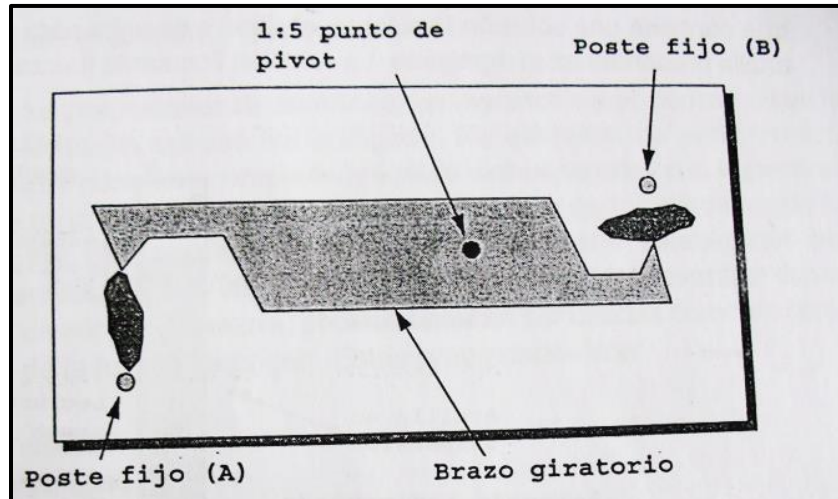


Figura 3-3 Dispositivo calibrador proporcional para medir partículas chatas y alargadas

- Contenido de arcilla: es el contenido de material arcilloso presente en la fracción de agregado menor de 4.75 mm. Limitando la cantidad de arcilla en el agregado, la unión entre el ligante asfáltico y el agregado es fortalecida y mejorada.

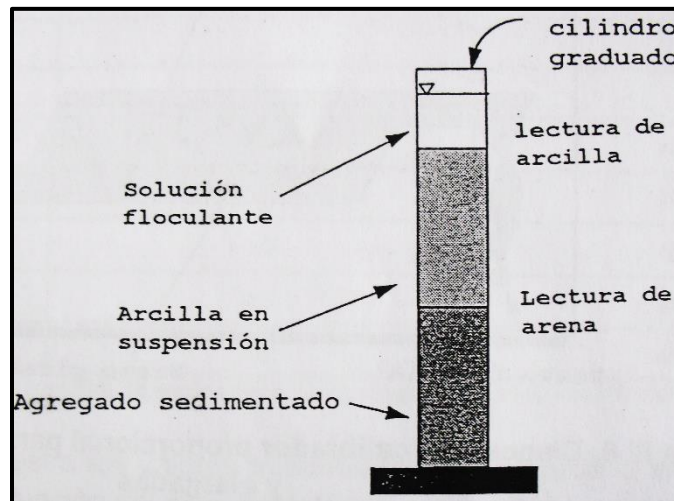


Figura 3-4 Equipo de equivalente de arena

Las propiedades de origen del agregado son aquellas utilizadas para calificar las fuentes locales de agregados. El cumplimiento de estas propiedades es importante, pero no especificaron valores críticos ya que ellas son muy específicas de la fuente de origen. Las propiedades de origen de los agregados son:

- Tenacidad: es el porcentaje de pérdida de material en una mezcla de agregados durante el ensayo de abrasión de Los Ángeles.
- Durabilidad: este ensayo estima la resistencia del agregado al deterioro por acción de los agentes climáticos durante la vida útil del pavimento. Se mide con el ensayo de durabilidad por acción del sulfato de sodio o magnesio.

- Materiales deletereos: son definidos como el porcentaje en peso de contaminantes con los agregados. Se mide con el ensayo de determinación de terrones de arcilla y el de partículas fiables.

Para especificar la graduación del agregado utilizan en el gráfico de granulometría límites de control y una zona restringida. El diseño de la estructura del agregado debe pasar entre los puntos de control evitando la zona restringida. En este mismo gráfico también se dibuja la graduación de máxima densidad, desde el pasante 100% del tamaño máximo del agregado al origen. Las ordenadas de la carta son los porcentajes que pasan, en escala aritmética, las abscisas representan las aberturas de los tamices en mm, elevadas a la potencia 0.45.

Algunas definiciones importantes que tienen que ver con el grafico son las siguientes:

- La *granulometría de máxima densidad*: representa la graduación para la cual las partículas de agregado se acomodan entre sí, conformando el arreglo volumétrico más compacto posible. Evidentemente, esta granulometría debe evitarse porque habría muy poco espacio entre los agregados como para permitir el desarrollo de una película de asfalto lo suficientemente gruesa, como para obtener una mezcla durable.
- *Tamaño máximo nominal*: un tamaño de malla mayor a la primera malla que retiene el 10% del material.
- *Tamaño máximo*: un tamaño de malla mayor inmediato al tamaño máximo nominal.
- *Zona restringida*: es una zona para evitar mezclas con alta proporción de arenas finas en relación al total de arena, y para evitar graduaciones que siguen la línea del exponente 0.45, las cuales normalmente carecen de una adecuada cantidad de vacíos en el agregado mineral.

3.2.2. Pruebas al cemento asfáltico

El nuevo sistema de ligantes asfálticos de Superpave, es una especificación basada en el desempeño. Especifica ligantes en base al clima y en la temperatura prevista en el pavimento. Las propiedades físicas exigidas se mantienen sin cambios, pero cambia la temperatura para la cual debe de cumplir esas propiedades.

El grado de desempeño de un ligante es, por ejemplo, PG 64-22. El primer número es llamado “grado de alta temperatura”. Esto significa que el ligante posee propiedades físicas adecuadas al menos hasta los 64 ° C, esta temperatura corresponde al clima en el que el ligante estará en servicio. Así mismo, el segundo número es llamado frecuentemente “grado de baja temperatura” y significa que el ligante poseerá propiedades físicas adecuadas hasta al menos -22° C.

El tema central de las especificaciones Superpave es la confianza sobre las pruebas del cemento asfáltico en condiciones que simulan las tres etapas críticas durante la vida del asfalto.

Las pruebas realizadas en el asfalto original, representan la primera etapa: transportación, almacenamiento, y manejo.

La segunda etapa representa el asfalto durante la producción, mezcla y construcción; es simulada por las especificaciones mediante el envejecimiento del asfalto en el Horno Rotatorio de Película Delgada (RTFO). Este procedimiento expone una película delgada de asfalto a calor y aire para aproximar el envejecimiento que sufre el asfalto durante el mezclado y construcción.

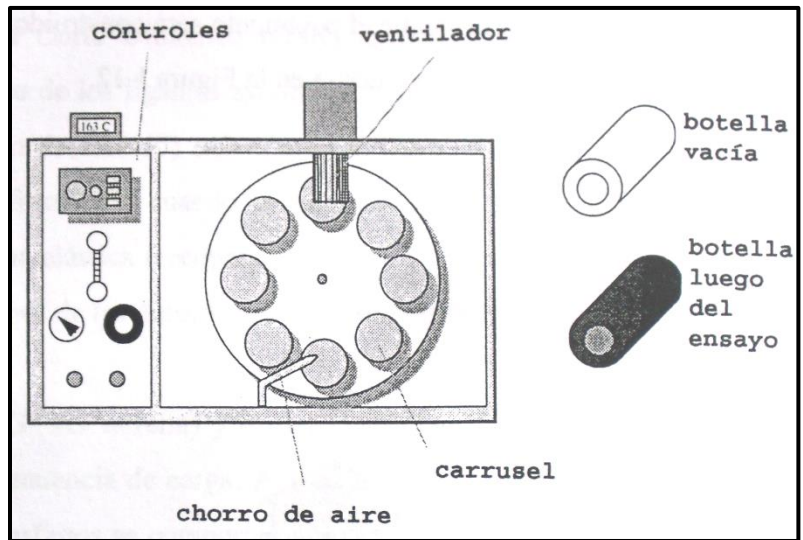


Figura 3-5 Ensayo de película delgada en horno rotatorio

La tercera etapa ocurre cuando envejece el cemento asfáltico ya colocado, ocurre después del proceso de mezclado y de su colocación como carpeta asfáltica, hasta el fin de su vida de diseño para la cual fue planeado. Esta etapa se simula en la vasija de envejecimiento a presión (PAV), mediante la exposición de muestras de asfalto a calor y presión, para representar el envejecimiento del pavimento a lo largo de los años de servicio.

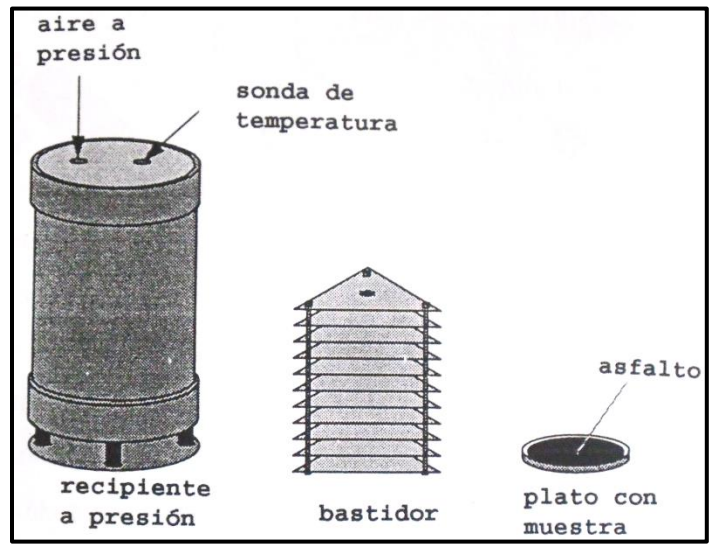


Figura 3-6 Cámara de envejecimiento a presión

Las propiedades físicas de los ligantes son medidas con cuatro dispositivos:

Reómetro de corte dinámico: se emplea para caracterizar las propiedades visco-elásticas del ligante. Mide el modulo complejo en corte (G^*) y el ángulo de fase (δ), sometiendo una muestra pequeña de ligante a tensiones de corte oscilante. La muestra está situada entre dos platos paralelos.

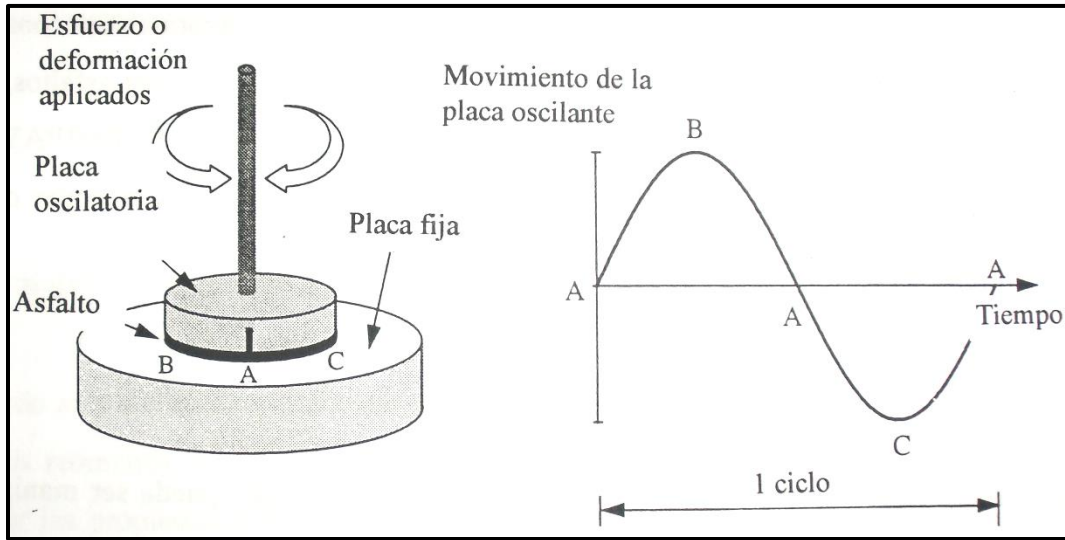


Figura 3-7 Reómetro de corte dinámico

Viscosímetro rotacional: caracteriza las propiedades del asfalto a 135°C, temperatura a la cual actúa casi enteramente como un fluido. Consiste en un cilindro rotacional coaxial, que mide la viscosidad por medio del torque requerido para rotar un eje, sumergido en una muestra de asfalto caliente, a una velocidad constante.

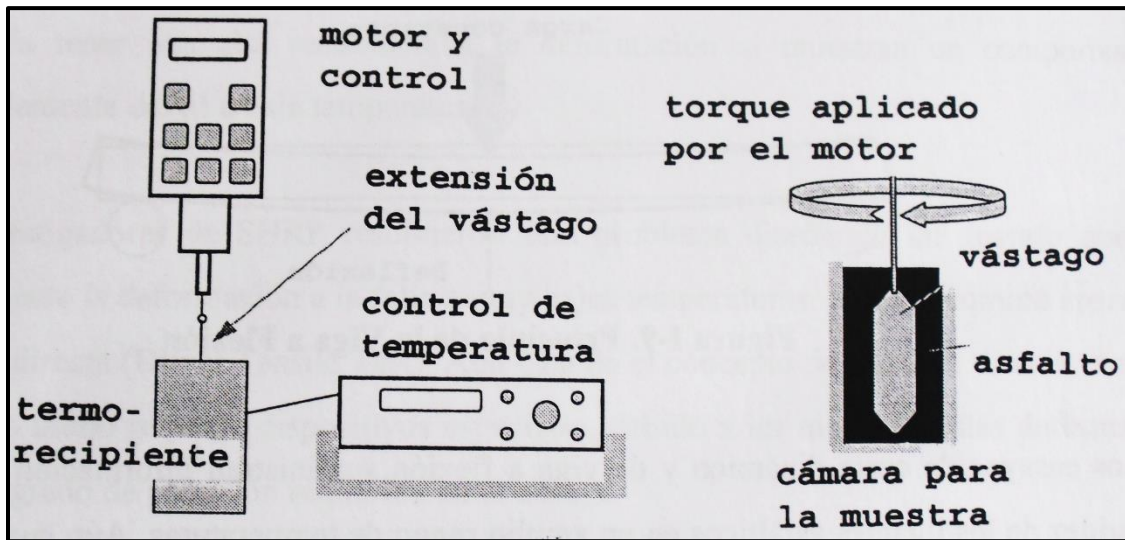


Figura 3-8 Viscosímetro rotacional

Reómetro de flexión y el ensayo de tracción directa: se utiliza para caracterizar las propiedades de los ligantes a bajas temperaturas.

3.2.3. Pruebas a las mezclas asfálticas compactadas

Los requerimientos del diseño de mezclas asfálticas de Superpave son:

Requerimientos volumétricos de la mezcla: vacíos de aire; vacíos del agregado mineral y vacíos llenos de asfalto. El contenido de vacíos de aire es una propiedad importante que se utiliza como base para la selección del contenido del cemento asfáltico. Así también se toman en cuenta los vacíos del agregado mineral (VAM) y los vacíos llenos de asfalto (VFA).

Proporción de polvo: se calcula como la relación entre el porcentaje en peso del agregado más fino que el tamiz 0.075 mm y el contenido de asfalto efectivo en porcentaje de peso total de la mezcla.

Susceptibilidad a la humedad: El ensayo de susceptibilidad a la humedad para evaluar una mezcla asfáltica al desprendimiento es la Norma AASHTO T-283, Resistencia de mezclas bituminosas compactadas al daño inducido por humedad. Este ensayo, que no se basa en el desempeño, sirve para dos propósitos; primero, identificar si una combinación de cemento asfáltico y agregado es susceptible a la acción del agua; segundo, mide la efectividad de los aditivos anti desprendimiento o de mejora de adherencia.

Capítulo 4. Descripción del experimento

A continuación se describe la metodología y desarrollo de la experimentación realizados durante la investigación.

4.1. Caracterización de los materiales utilizados

La caracterización de los materiales consistió en evaluar las propiedades físicas del agregado pétreo y del asfalto.

4.1.1. Agregado pétreo

El agregado pétreo utilizado para elaborar la mezcla asfáltica en estudio es producto de la trituración de roca basáltica, obtenida a partir de la explotación a cielo abierto del banco de Tribasa, a cargo del Grupo Corporativo Interestatal, ubicado en Ixtapaluca, Estado de México. Este material es utilizado para pavimentar en algunas zonas de dentro del Distrito Federal y zona conurbada.



Figura 4-1 Banco Tribasa en Ixtapaluca, Edo. De México

Los ensayos que se le realizaron al agregado son los siguientes:

Límites de plasticidad: estos son utilizados para caracterizar el comportamiento de los suelos finos. Los límites se basan en el concepto de que en un suelo de grano fino solo pueden existir cuatro estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo se encuentra en estado sólido, cuando está seco. Al agregársele agua poco a poco va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico, y finalmente líquido. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de consistencia. Por lo tanto, el límite líquido es cuando el suelo pasa de un estado líquido a un estado plástico; el límite plástico es cuando el suelo pasa de un estado plástico a un estado semisólido; y, el límite de contracción es cuando el suelo pasa de un estado sólido y deja de contraerse al perder humedad.

Adicionalmente se define el Índice plástico como: $I_p = LL - LP$; el cual nos indica el rango de humedad en el que el suelo se comporta plásticamente

A continuación se muestran los límites de consistencia para la porción de agregados finos que se utilizara en la curva granulométrica seleccionada.

Tabla 1 Determinación del límite líquido

Límite líquido							
Cápsula No.	No. de golpes	Peso cápsula+suelo húmedo (g)	Peso cápsula+suelo seco (g)	Peso del agua (g)	Peso de la cápsula (g)	Peso del suelo seco (g)	Contenido de agua (W) (%)
39	9	53.94	48.32	5.62	21.53	26.79	20.98
41	19	50.86	46.12	4.74	21.48	24.64	19.24
8	27	48.98	44.59	4.39	21.52	23.07	19.03
21	36	51.90	47.25	4.65	21.43	25.82	18.01

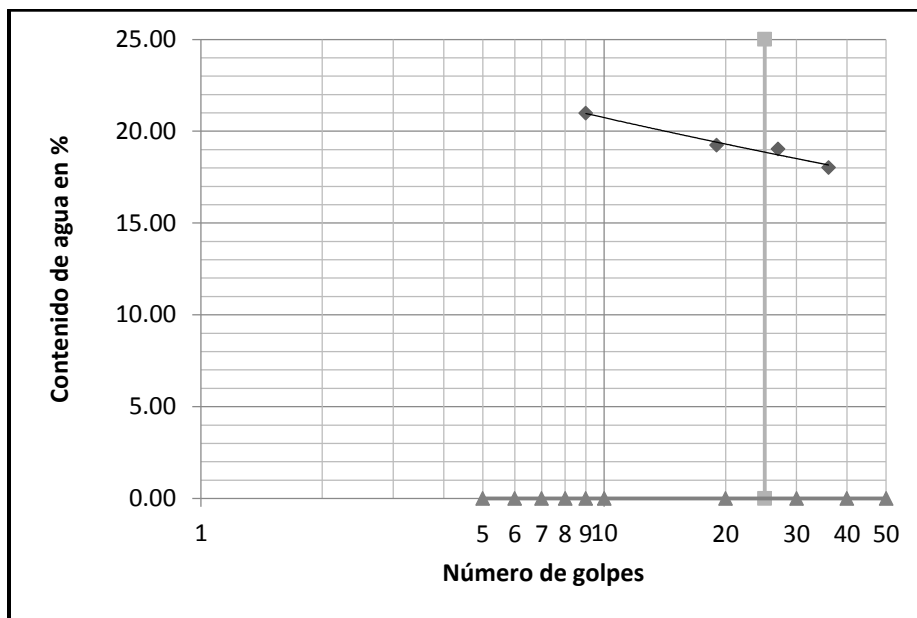


Figura 4-2 Límite líquido

LL=19.08

Tabla 2 Determinación del límite plástico

Límite plástico							
Cápsula No.	No. de golpes	Peso cápsula+suelo húmedo (g)	Peso cápsula+suelo seco (g)	Peso del agua (g)	Peso de la cápsula (g)	Peso del suelo seco (g)	Contenido de agua (W) (%)
46	--	23.60	23.33	0.27	21.51	1.82	14.84
17	--	23.66	23.37	0.29	21.45	1.92	15.10
13	--	23.64	23.35	0.29	21.50	1.85	15.68
Limite plástico=							15.21

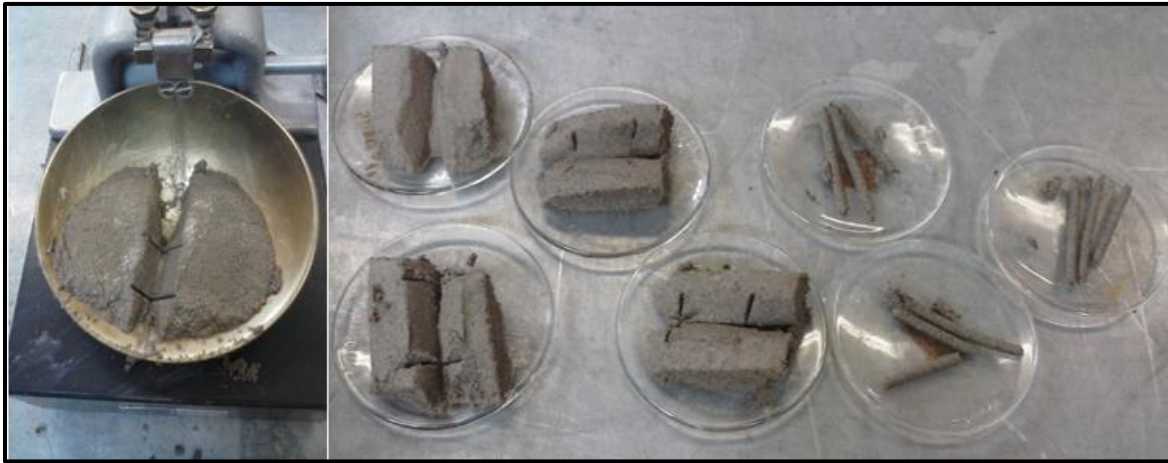


Figura 4-3 Determinación del Límites de consistencia

Por lo tanto el índice plástico es igual a:

$$I_p = LL - LP = 19.08 - 15.21$$

$$I_p = 3.88$$

Equivalente de arena: como ya se mencionó antes, el objetivo de la prueba es medir la cantidad de contaminación de limo o arcilla en el agregado fino menor de 4.75 mm. La importancia de la prueba está en establecer un valor mínimo de equivalente de arena para limitar la cantidad permisible de partículas finas en un agregado.

La prueba consiste en varillar un volumen medio de suelo o agregado fino con una pequeña cantidad de solución floculante en una probeta graduada y agitados con la finalidad de desprender la capa de arcilla de las partículas de arena en el espécimen de prueba. Se irriga entonces al espécimen usando una solución adicional para forzar que el material arcilloso entre en suspensión sobre la arena. Después de un periodo de sedimentación prescrito, se lee la altura de la arcilla floculada y se determina la altura de la arena en la probeta. El equivalente de arena es la relación de la altura de la arena a la altura de la arcilla, multiplicada por cien para expresarlo en porcentaje.

$$EA = \frac{\text{lectura de arena}}{\text{lectura de arcilla}} * 100$$

Tabla 3 Determinación del equivalente de arena

Ensayo	1	2
Lectura de Arena	3.3	3.52
Lectura de Arcilla	4.7	5.25
Equivalente de Arena	70.21	67.05
E.A. Promedio	68.63	

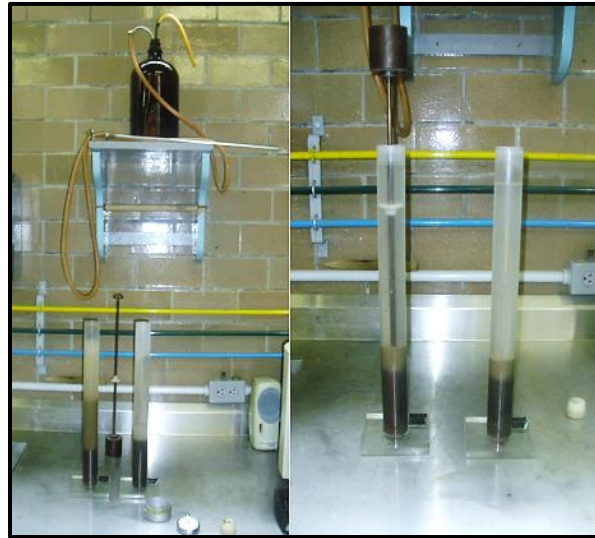


Figura 4-4 Medición del equivalente de arena

Desgaste de los Ángeles: esta prueba ha sido ampliamente usada como un indicador de la calidad relativa o competencia de varios tipos de agregado que tienen composición mineral similar.

La prueba es una medida de la degradación de los agregados minerales de granulometría estándar resultado de una combinación de acciones que involucran abrasión o desgaste, impacto y molienda en un cilindro hueco de acero giratorio que contiene un número especificado de esferas de acero, el número depende sobre todo de la granulometría de la muestra. Cuando el cilindro gira, una placa radial de acero separa la muestra y las esferas de acero, llevándolas alrededor hasta que estas caen en el lado opuesto del cilindro, creando un efecto de trituración e impacto. Los contenidos giran dentro del cilindro hueco bajo una acción de desgaste y molienda hasta que la placa radial de acero separa la muestra y las esferas de acero, y el ciclo es repetido. Después del número de revoluciones preestablecidas, los contenidos son retirados del cilindro y la porción de agregado es cribado para medir la degradación como pérdida de porcentaje.

Se calcula la pérdida (diferencia entre la masa original y la masa final de la muestra de prueba) como un porcentaje de la masa original de la muestra de prueba. Se reporta este valor como la pérdida en porcentaje.

$$\% \text{ Desgaste} = \frac{\text{Masa}_{\text{inicial}} - \text{Masa}_{\text{final}}}{\text{Masa}_{\text{inicial}}} * 100$$

Tabla 4 Desgaste en la máquina de Los Ángeles.
Prueba B

Prueba	B
Malla	Peso (g)
Pasa 3/4" R-1/2"	2500.50
Pasa 1/2" R-3/8"	2500.40
Peso Inicial (PI)=	5000.90
Peso final (PF)=	4208.00
PI-PF=	792.90
Porcentaje de desgaste=	15.86

Tabla 5 Desgaste en la máquina de Los Ángeles.
Prueba C

Prueba	C
Malla	Peso (g)
Pasa 3/8" R-1/4"	2500.30
Pasa 1/4" R-4	2500.60
Peso Inicial (PI)=	5000.90
Peso final (PF)=	4149.20
PI-PF=	851.70
Porcentaje de desgaste=	17.03



Figura 4-5 Desgaste Los Ángeles

Forma de partícula: las partículas de agregado planas o alargadas, para algunos usos en construcción, pueden interferir con la consolidación y provocar dificultad para colocar los materiales.

En esta prueba se define las dimensiones del agregado de la siguiente forma:

- Longitud: es la máxima dimensión.
- Ancho: es la máxima dimensión en un plano perpendicular a la longitud.
- Espesor: es la máxima dimensión perpendicular a la longitud y al ancho.
- Partículas planas: son las que tienen una relación de ancho a espesor mayor que un valor especificado.
- Partículas alargadas: son las que tienen una relación de longitud a ancho mayor que un valor especificado.
- Partículas planas y alargadas, son las que tienen una relación de longitud a espesor mayor que un valor especificado.

La prueba de partículas planas y partículas alargadas, se hace en cada tamaño del material de acuerdo a uno de los tres grupos: planas, alargadas y ni planas ni alargadas. Se pesa la muestra seca tomada por cuarteo y se cuentan el número de partículas, cuando menos 100 partículas.

En la prueba de partículas planas, se coloca la partícula en la abertura mayor con su ancho y se revisa si pasa en la abertura con su espesor.

La prueba de partículas alargadas, se coloca la partícula en la abertura mayor con su largo mayor y se revisa si pasa en la abertura menor con su ancho.

Para las partículas planas y alargadas, se coloca la partícula en la abertura mayor con su largo mayor y se revisa si pasa en la abertura menor con su espesor.

Finalmente se reporta el porcentaje por peso o por número de partículas, para cada una de las condiciones antes descritas. Así también, se reporta la relación utilizada (1:2, 1:3 y 1:5), número de partículas y los porcentajes calculados por número y por masa.

Tabla 6 Ensayo de Forma de Partícula

Procedencia del material:	Planta Tribasa		
Identificación del material:	Basalto triturado		
Relación de Prueba:	1 a 5	Norma: ASTM D4791	
Operador: OMH			
Tamaño del agregado	¾" a 1/2"	½" a 3/8"	3/8" a 1/4"
Peso Total de la muestra, g	482.37	224.18	83.15
Número Total de partículas	100	100	100
Partículas Planas, en Peso, g	0	0	0
Partículas Planas, en Número	0	0	0
Partículas Alargadas, en Peso, g	0	0	0
Partículas Alargadas, en Número	0	0	0
Partículas Planas y Alargadas, en Peso, g	6.69	0	0
Partículas Planas y Alargadas, en Número	2	0	0
Partículas Planas, porcentaje en Peso	0.00	0.00	0.00
Partículas Planas, porcentaje en Número	0.00	0.00	0.00
Partículas alargadas, porcentaje en Peso	0.00	0.00	0.00
Partículas alargadas, porcentaje en Número	0.00	0.00	0.00
Partículas Planas y Alargadas, % por Peso	1.39	0.00	0.00
Partículas Planas y Alargadas, % por Número	2.00	0.00	0.00

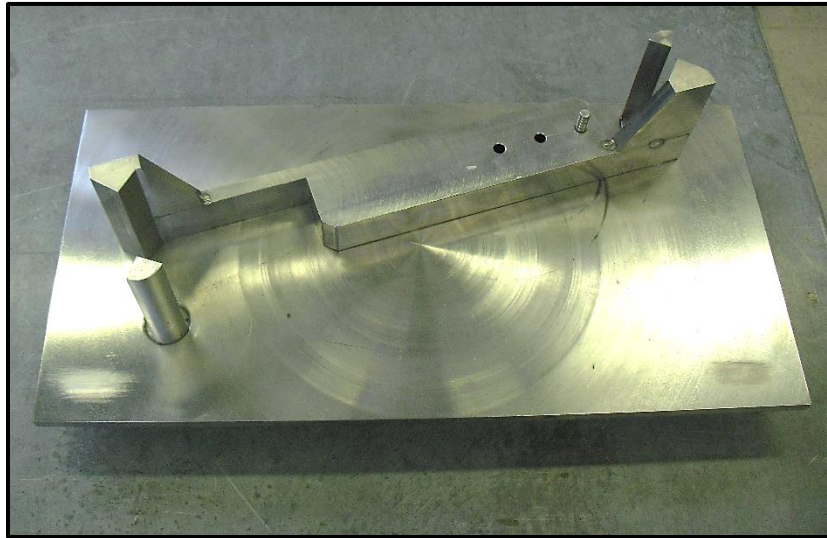


Figura 4-6 Dispositivo para el ensayo de Forma de Partícula

Angularidad del agregado fino: en este método se usa un cilindro calibrado de 100 cm³, el cual se llena con el agregado fino de graduación establecida (de acuerdo al método) permitiendo a la muestra fluir a través del embudo dentro del cilindro. El exceso de material se quita y el cilindro se pesa. El contenido de vacíos sin compactar de la muestra se calcula usando este peso y la gravedad específica neta del agregado G_{sb}. El método A (Muestra de graduación estándar) usa muestras de graduación especificada con material que pasa la malla No. 8 y retenido en la malla No. 100. El método B (Fracciones de tamaños individuales) usa tres fracciones de tamaños individuales, de la malla No. 8 a la 16, de la malla 16 a 30, de la malla 30 a 50 y de la malla 50 a 100 y se determina por medio de la media del contenido de vacíos. El método C (Graduación de muestras tal como se reciben) usa la porción de agregados finos que pasan la malla No. 4. Los vacíos sin compactar en el material en porcentaje se calculan de la siguiente manera:

$$U = \frac{V - \left(\frac{F}{G}\right)}{V} * 100$$

Donde:

V: volumen del cilindro

F: masa neta del agregado

G: densidad específica total del agregado fino

La densidad específica de la muestra de agregados finos es G_{sb}=2.456

Tabla 7 medición de la angularidad en el agregado fino

Ensayo	1	2	3
Peso del agregado fino que llena el cilindro (g)	141.33	141.74	141.55
Angularidad	42.38	42.29	42.37
Promedio	42.37		



Figura 4-7 Dispositivo para medir la angularidad del agregado fino

Angularidad del agregado grueso: este ensayo se realiza en materiales retenidos en la malla No. 4. Normalmente desarrollado en gravas que necesitan triturarse para obtener caras fracturadas. Una cara fracturada es una cara que expone el interior de la partícula de grava. Uno de los propósitos de esta estimación es maximizar la resistencia al corte mediante el incremento de la fricción entre partículas de las mezclas de agregado.

Las partículas fracturadas contenidas en una muestra son pesadas después de lavarlas, separarlas y secarlas hasta masa constante para determinar el porcentaje en peso. Se considera una cara fracturada si el área proyectada es mayor o igual al 25% del área máxima proyectada y la cara es puntiaguda y de margen bien definido. La determinación es subjetiva y es considerada buena.

$$P = \frac{\text{Masa de partículas fracturadas}}{\text{Masa total de partículas}} * 100$$



Figura 4-8 Caras fracturadas en el agregado grueso

Densidad del agregado grueso: Este método de prueba cubre la determinación de la densidad promedio de una cantidad de partículas de agregado grueso (no incluye el volumen de vacíos entre las partículas), la densidad relativa (gravedad específica), y la absorción del agregado grueso. Dependiendo del procedimiento usado, se expresa como seca al horno (SH), saturada y superficialmente seca (SSS), o como densidad aparente. De cualquier manera, la densidad relativa (gravedad específica), es una cantidad adimensional, se expresa como SH, SSS o como densidad relativa aparente (gravedad específica aparente).

Se seca la muestra del agregado en un horno hasta peso constante, después la muestra es sumergida en agua por aproximadamente 24 ± 4 horas para llenar los poros. Después la muestra es retirada del agua, secada superficialmente y pesada. Subsecuentemente el volumen de la muestra se determina por el método del desplazamiento de agua. Finalmente la muestra se seca en el horno y se determina la masa. Usando las masas obtenidas y las fórmulas de este método de prueba, es posible calcular la densidad, densidad relativa (gravedad específica) y la absorción. Dichas gravedades se calculan con las siguientes formulas:

$$G_{sb} = \frac{A}{B - C} ; G_{sss} = \frac{B}{B - C} ; G_{sa} = \frac{A}{A - C}$$

Donde:

- A: masa de la muestra seca en horno, g
- B: masa de la muestra saturada superficialmente seca, g
- C: masa aparente en agua de la muestra saturada, g

Densidad del agregado fino: Se seca la muestra del agregado en un horno hasta peso constante, la muestra se sumerge en agua o se incrementa al menos 6% de humedad al agregado fino y se deja reposar por aproximadamente 24 ± 4 horas para llenar los poros. Se decanta el agua con cuidado para evitar pérdida de finos, se extiende la muestra en una superficie plana no absorbente exponiéndola a movimientos suaves de corriente de aire, y mezclando frecuentemente para asegurar un secado homogéneo. Se puede emplear ayuda mecánica tal como espátula o agitador para lograr la condición saturada y superficialmente seca. Se continúa con esta operación hasta que el espécimen de prueba se aproxime a la condición de flujo libre.

Para determinar si la humedad superficial continúa presente en las partículas que constituyen el agregado fino se sigue el procedimiento siguiente. Se sostiene un molde con forma de cono truncado, firmemente sobre una superficie suave y lisa con el diámetro grande hacia abajo. Se vacía cuidadosamente la porción del agregado fino secado parcialmente llenando hasta el borde y amontonando material adicional sobre la parte superior del molde, sosteniendo el molde con los dedos de la mano. Se apisona ligeramente el agregado fino dentro del molde con 25 golpes del pisón. Se deja caer el pisón desde una altura de 5 mm arriba de la superficie del agregado fino. Permitiendo que el pisón caiga libremente bajo la atracción gravitacional en cada uno de los golpes. Se ajusta la altura al inicio para una nueva elevación de la superficie después de cada golpe y se distribuyen los golpes sobre la superficie. Se retira la arena suelta de la base y se levanta el molde verticalmente. Si la humedad superficial continúa presente, el agregado fino tendrá la forma del molde. Cuando haya una caída insignificante o escasa de agregado fino del molde se ha alcanzado la condición de secado superficial.

Se hace el primer intento de prueba de humedad superficial cuando hay algo de agua en el espécimen de prueba. Se continúa secando con mezclado constante y probando a intervalos constantes hasta que el ensaye indique que el espécimen ha alcanzado la condición de secado superficial. Si el primer intento de la prueba de humedad superficial indica que no hay humedad presente en la superficie de las partículas, el material está más seco que la condición de saturado y superficialmente seco. En este caso, se mezclan completamente unos pocos mililitros de agua con el agregado fino y se deja reposar el espécimen en un contenedor cubierto durante 30 minutos. Luego se reanuda el proceso de secado y ensaye a intervalos frecuentes para el inicio de la condición de secado superficial.

Se llena parcialmente el picnómetro (calibrado) con agua. Se introduce dentro del picnómetro 500 ± 10 g de agregado fino saturado y superficialmente seco y se llena con agua adicional hasta aproximadamente 90% de la capacidad. Se tapa manualmente, se invierte y agita el picnómetro para eliminar todas las burbujas de aire. Se requieren normalmente cerca de 15 a 20 minutos para eliminar las burbujas de aire por métodos manuales. Se ha visto que es útil mojar la punta de una toalla de papel dentro del picnómetro para dispersar la espuma que algunas veces se concentra cuando son eliminadas las burbujas de aire. Opcionalmente una pequeña cantidad de alcohol isopropílico puede ser usado para dispersar la espuma.

Después de eliminar todas las burbujas de aire, se ajusta la temperatura del picnómetro y su contenido a $23.0 \pm 2^\circ\text{C}$ si es necesario por inmersión parcial en agua circulando, y se llena con agua el picnómetro hasta la marca de calibración. Se determina la masa total de la muestra, el picnómetro y el agua.

Se retira el agregado fino del picnómetro, se seca a una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$ hasta masa constante, se enfría a temperatura ambiente durante $1 \pm \frac{1}{2}$ horas y se determina la masa seca.

Se determina la masa del picnómetro lleno hasta la marca de calibración con agua a una temperatura de $23 \pm 2.0^\circ\text{C}$.

A continuación se muestran las densidades por tamaño de los agregados utilizados:

Tabla 8 Resumen de las densidades del agregado

Tamaño del material	12.70 mm (1/2")	9.530 mm (3/8")	6.350 mm (1/4")	4.750 mm (4)	Finos (Material que pasa 4.750 mm (4))
<i>Gsb</i>	2.608	2.613	2.608	2.602	2.456
<i>Gsss</i>	2.649	2.654	2.653	2.647	2.574
<i>Gsa</i>	2.270	2.726	2.729	2.723	2.784
<i>Absorción</i>	1.586	1.586	1.691	1.697	4.785

4.1.2. Cemento asfáltico

El cemento asfáltico utilizado es un AC-20 de la Planta de asfalto del Gobierno del Distrito Federal; los ensayos que se realizaron fueron:

Viscosidad dinámica: se determina las características de flujo de un material asfáltico a 60°C y es el parámetro principal para clasificar un asfalto sin envejecer. Consiste en hacer pasar 20

ml de material asfáltico fluido por un viscosímetro calibrado, bajo condiciones de presión y temperatura establecidas.

La viscosidad dinámica a 60°C para nuestro asfalto es de 236.5 Pa*s.

Punto de reblandecimiento (anillo y bola): esta prueba determina la susceptibilidad térmica de los asfaltos. Los asfaltos que tienen puntos de reblandecimiento más altos para una determinada penetración a 25° C son menos susceptibles a los cambios de consistencia debidos a la temperatura.

Para realizar el ensayo, se coloca primero el asfalto en un pequeño anillo y se deja enfriar. A continuación se sumerge el anillo en agua o en glicerina; se coloca sobre el asfalto una pequeña bola de acero calibrada y se aplica calor al líquido. En determinado momento, al subir la temperatura, el asfalto se reblandece y permite la caída de la bola. Se denomina punto de reblandecimiento del asfalto a la temperatura expresada en grados centígrados en la que esto se realiza.

Tabla 9 Reblandecimiento del asfalto

Prueba	Temperatura °C	
	A	1
	2	53.00
B	1	51.50
	2	52.00
Promedio	52.13	

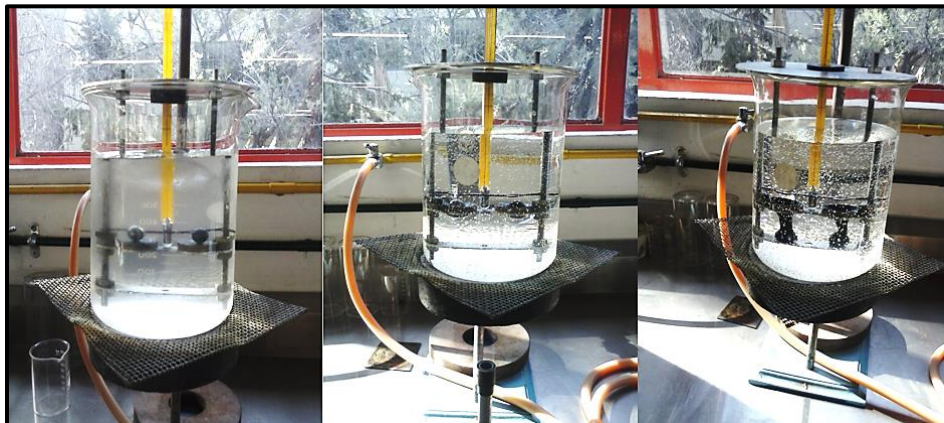


Figura 4-9 Reblandecimiento

Penetración: para medir la penetración se utiliza un método que refleja la consistencia del asfalto a 25° C, que es, una temperatura media. Esta prueba se determina permitiendo que una aguja de dimensiones especificadas cargada con 100 g penetre en el material durante 5 segundos. Se determina la penetración por la profundidad a que la aguja se hunde en el asfalto, medida en decimas de milímetro.

La penetración y la consistencia son inversamente proporcionales; es decir, cuanto mayor es la penetración, más blando es el asfalto.

Tabla 10 Promedio de lecturas de penetración en el asfalto

Penetración (10 ⁻¹ mm)			
Ensayo	A	B	C
1	75.00	75.00	74.00
2	71.50	73.50	75.00
3	72.00	75.00	72.00
4	72.00	75.00	70.00
5	71.00	73.00	74.00
6	71.50	75.00	75.00
7	72.50	74.00	75.00
8	70.00	73.00	75.00
Promedio	71.94	74.19	73.75
Promedio	73.29		



Figura 4-10 Ensayo de penetración en el asfalto

Punto de inflamación: el punto de inflamación de un producto asfáltico es la temperatura a la que, durante el calentamiento se inflama o arden sus vapores cuando se ponen en contacto con una llama. Para determinar el punto de inflamación de los productos asfálticos se emplean usualmente dos tipos de aparatos. Se emplea usualmente la copa abierta de Cleveland, para determinar puntos de inflamación altos. El punto de inflamación es la temperatura crítica a partir de la cual deben tomarse precauciones adecuadas para evitar peligros de incendio durante su calentamiento y manipulación.

Tabla 11 Lecturas del punto de inflamación y de combustión

Prueba	Inflamación (°C)	Combustión (°C)
A	278	300
B	282	297
Promedio	280	298.5



Figura 4-11 Ensayo de punto de inflamación

Reómetro de corte dinámico: esta prueba nos permite conocer las propiedades reológicas del cemento asfáltico y su variación con la temperatura. Para esto se somete a una muestra de asfalto de geometría circular a una fuerza de torsión cíclica a temperatura controlada mediante un reómetro de corte. Este equipo, permite medir la fuerza aplicada y la deformación que experimenta la muestra de asfalto. Los resultados obtenidos a 64°C son:

Módulo complejo: 7068.75 Pa

Ángulo de fase: 89.38°

Por lo tanto, el factor de ahuellamiento se calcula dividiendo el módulo complejo entre el seno del ángulo de fase.

$$\frac{G^*}{\sin(\delta)} = \frac{7.068}{\sin(89.38)} = 7.07 \text{ kPa}$$

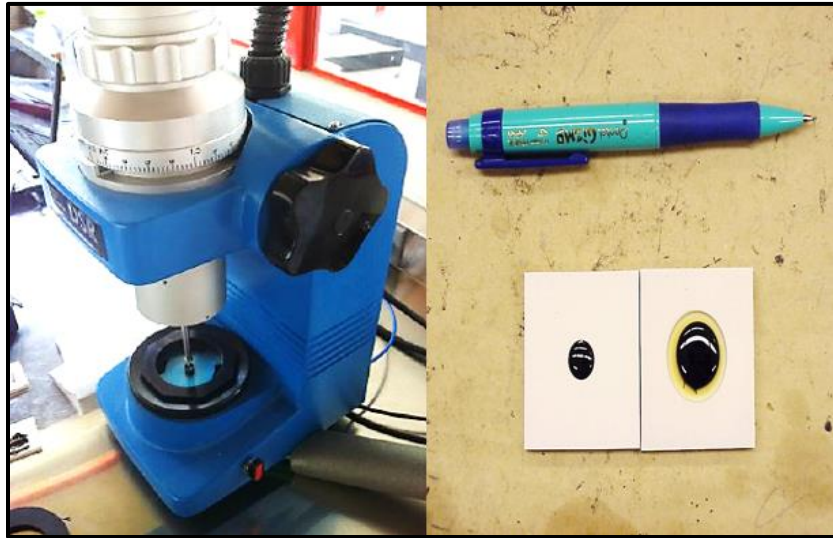


Figura 4-12 Cantidad de asfalto utilizada en el reómetro de corte dinámico

Residuo del horno de película delgada y rodada: esta prueba permite estimar el cambio que sufre el ligante asfáltico en películas de pequeño espesor que se someten a los efectos del calor y aire. La prueba consiste en someter una muestra de cemento asfáltico a un proceso de calentamiento, para producir el efecto simulado del envejecimiento en el asfalto por mezclado y colocación de la mezcla en el lugar, revisando posteriormente el residuo al cual se le determina la pérdida por calentamiento, penetración, determinación de módulo complejo y ángulo de fase.

Tabla 12 Resumen de la prueba de Residuo del Horno de Película Delgada

Prueba	Resultado
Perdida por calentamiento, %	1.2
Viscosidad dinámica, Pa*s	246.8
Penetración, 10 ⁻¹ mm	61
Módulo reológico de corte dinámico, Pa	33 287.5
Ángulo de fase, °	79.64

$$Penetración\ retenida = \frac{61}{73.29} = 83.23$$

$$\frac{G^*}{\sin(\delta)} = \frac{33.2875}{\sin(79.64)} = 33.84\text{ kPa}$$



Figura 4-13 Horno rotatorio de película delgada

Comparación de resultados obtenidos con requisito de la SCT y Superpave

A continuación se comparan los valores obtenidos en las pruebas de caracterización con lo establecido por las normas de SCT y Superpave.

Los valores de comparación de la SCT, fueron tomados de las normas *N-CMT-4-04/08* y *N-CMT-4-05-001/06*; las cuales, son normas de calidad de los materiales utilizados en los pavimentos, la primera es *Materiales pétreos para mezclas asfálticas* y la segunda es *Calidad de los materiales asfálticos*. Mientras que para Superpave, se tomaron del manual de *Antecedentes de diseño y análisis de mezclas asfálticas densas*.

Tabla 13 Resumen de pruebas físicas en el agregado

Parámetro	Caracterización	SCT	Superpave
Índice plástico	3.88	--	--
Equivalente de arena; %	68.63	50 Mín.	45 Mín.
Desgaste de Los Ángeles; %	16.44	30 Máx.	35 Máx.
Forma de partícula; %	2	35 Máx.	10 Máx.
Angularidad del agregado fino, %	42.37	--	45 Mín.
Angularidad el agregado grueso, %	100/100	--	95/90 Mín.
Densidad relativa	2.535	2.4 Mín.	--

Tabla 14 Resumen de pruebas físicas en el asfalto

Parámetro	Caracterización	SCT	Superpave
Viscosidad dinámica a 60°C, Pa*s	236.5	200±40	--
Penetración a 25°C, 100g, 5s; 10 ⁻¹ mm,	73.29	60 Mín.	--
Punto de inflamación Cleveland; °C	280	232 Mín.	--
Punto de reblandecimiento, °C	52.13	48-56	--
$\frac{G^*}{\sin(\delta)}$, kPa	7.07	--	1.00 Mín.
Pruebas físicas en el residuo de película			
Perdida por calentamiento, %	1.2	0.5 Máx.	--
Penetración retenida, %	83.23	54 Mín.	--
$\frac{G^*}{\sin(\delta)}$, kPa	33.84		2.2 Mín.

Se puede observar que el asfalto tiene características que lo clasifican con un grado PG 64. La caracterización del asfalto se realizó para el grado de alta temperatura y se considera que el grado de baja temperatura es de -22°C; la cual es un valor medio para grados PG 64. La simplificación anterior es debida a que el presente trabajo de investigación no está enfocado al estudio profundo de los asfaltos.

Las temperaturas consideradas en los ensayos de desempeño que se realizaron en el presente trabajo están en un rango de -18 a 60 °C; temperaturas en las que se considera que el asfalto tendrá un desempeño satisfactorio, debido a que el AC-20 que se utilizó se ha clasificado como un grado PG 64-22.

4.2. Diseño de las mezclas asfálticas

La investigación se realizó utilizando dos métodos de diseño de mezclas asfálticas, Marshall y Superpave. Para el primero se compacto mediante el martillo de impactos Marshall, mientras que el segundo se compacto por amasado con el compactador giratorio Superpave.

Se fijó un volumen de transito medio, entre 3 y 30 millones de ESALs para un periodo de servicio del pavimento de 10 años. Así también, se considera que la mezcla va a estar en servicio en un rango de temperaturas de 64 a -22 °C, donde se considera que la mezcla tendrá un desempeño satisfactorio.

Para fines prácticos la SCT recomienda seleccionar tres cementos asfálticos (grados PG) que correspondan al clima de la zona geográfica donde se pretenda utilizar, con lo que también limitamos la zona geográfica donde nuestras mezclas podrían ser utilizadas.

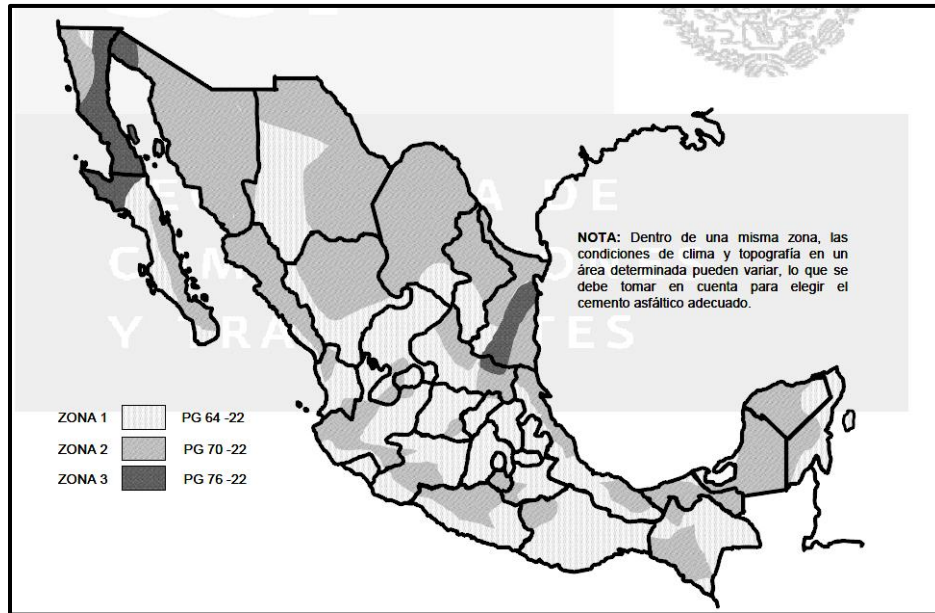


Figura 4-14 Regiones Geográficas para la utilización recomendable de cementos asfálticos Grado PG

4.2.1. Selección de la granulometría

La granulometría se seleccionó teniendo en cuenta que debería cumplir con las especificaciones de diseño de la SCT y de Superpave; para esto se seleccionó como tamaño máximo de agregado el de 1" y se consultaron los requisitos de granulometría para carpetas asfálticas de granulometría densa.

Tabla 15 Curva granulométrica de proyecto

Abertura mm	Designación	Proyecto	
		Porcentaje que pasa	Porcentaje que retiene
50.080	2"		
38.100	1 1/2 "		
25.400	1"	100	0
19.050	3/4"	94	6
12.700	1/2"	83	11
9.530	3/8"	72	11
6.350	1/4"	57	15
4.750	Nº4	47	10
2.360	Nº8	31	16
1.180	Nº16	22	9
0.600	Nº30	16	6
0.300	Nº50	11	5
0.149	Nº100	7	4
0.075	Nº200	4	3
Filler		0	4

Para el diseño Marshall se dibujó una curva entre los límites establecidos por la SCT, para granulometrías de carpetas asfálticas densas de tamaño máximo de 1" (25mm) y cualquier valor de ESALs de diseño. Finalmente se graficó en una escala semilogarítmica.

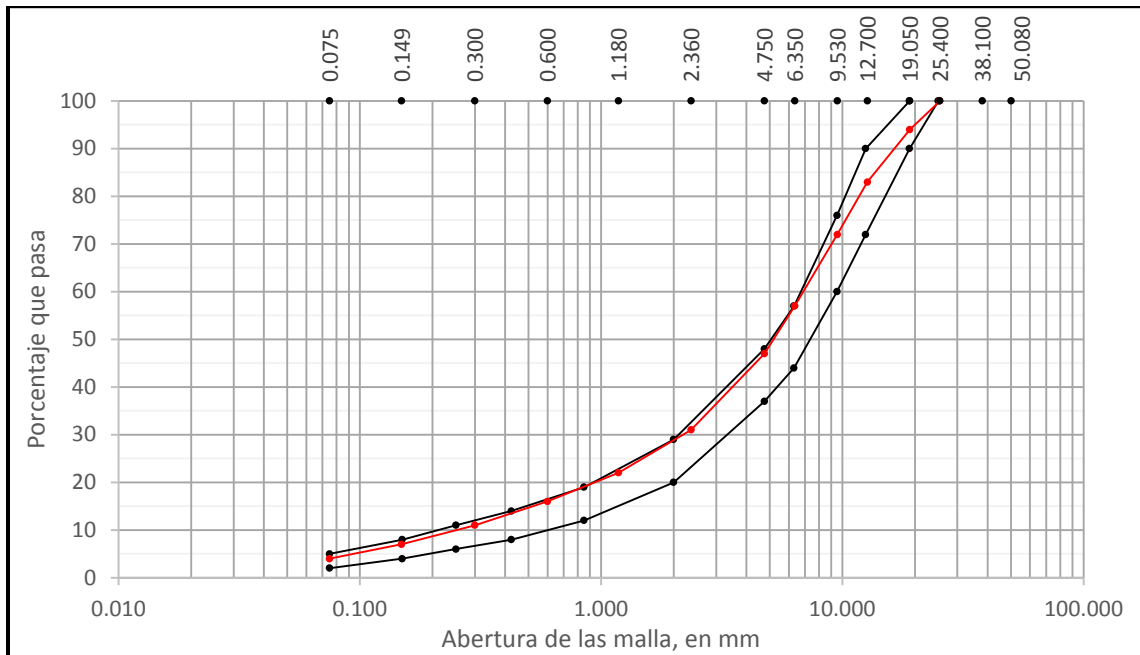


Figura 4-15 Límites de la SCT y curva proyecto

Así también, se revisó que la granulometría cumpliera con los requisitos establecidos por Superpave. Para esto se graficó con la abertura de las mallas elevado a la 0.45; además, se dibujó la línea de máxima densidad y zona restringida.

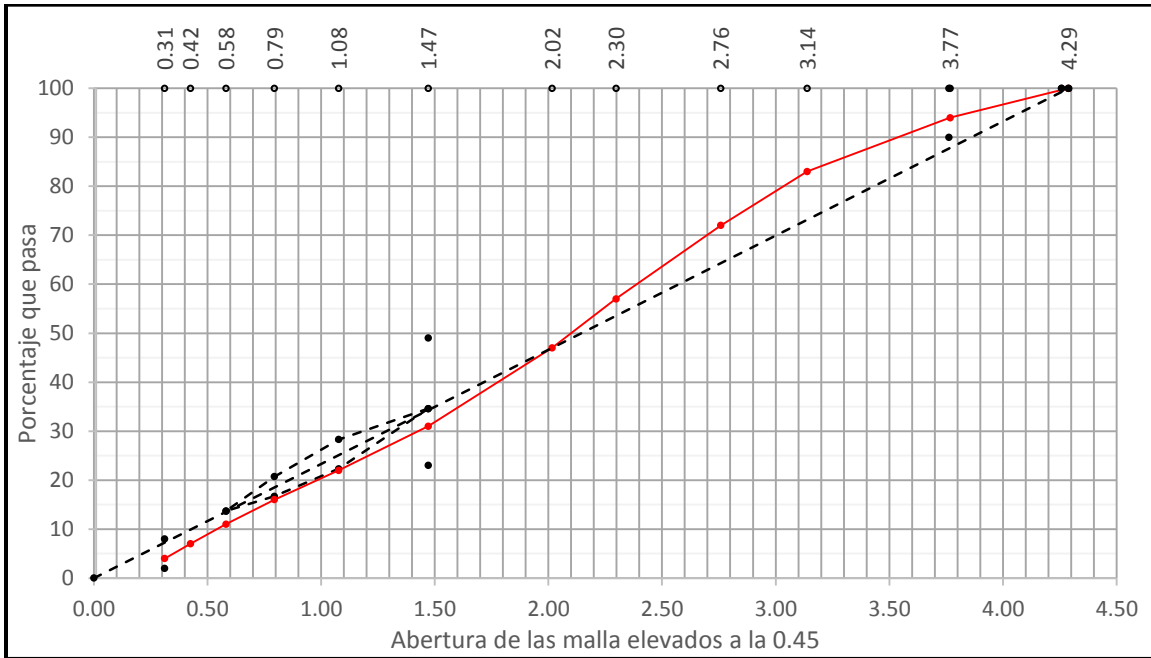


Figura 4-16 Límites de Superpave y curva proyecto

La curva elegida cumple con ambas especificaciones; a continuación se clasifica mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS):

Porcentaje de agregado que retiene la malla No. 4= 53 %

Porcentaje que pasa la malla No. 200= 4 %

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}} = \frac{(2.30)^2}{0.250 * 7} = 3.02$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{7}{0.250} = 28$$

Por lo tanto es una grava limpia bien graduada (GW)

4.2.2. Dosificación de los agregados para la elaboración de los especímenes de prueba

De acuerdo con el tamaño máximo, en este caso de 1", se realizó el cribado por 12 diferentes mallas para realizar la dosificación lo más exacta posible. Cada retenido por malla llevo un control de calidad, el cual consistió en la homogenización y obtención de granulometría por el medio húmedo.



Figura 4-17 Cribado del material pétreo



Figura 4-18 Homogenización y cuarteo del material pétreo

Finalmente se revisó la dosificación mediante dos métodos.

El primer método de dosificación que se realizó fue el de Roufuch, el cual es un método gráfico. Este método consiste en graficar en una escala semilogarítmica, la granulometría de proyecto y las granulometrías de los retenidos en cada malla, que anteriormente se habían obtenido. Como a continuación se muestra.

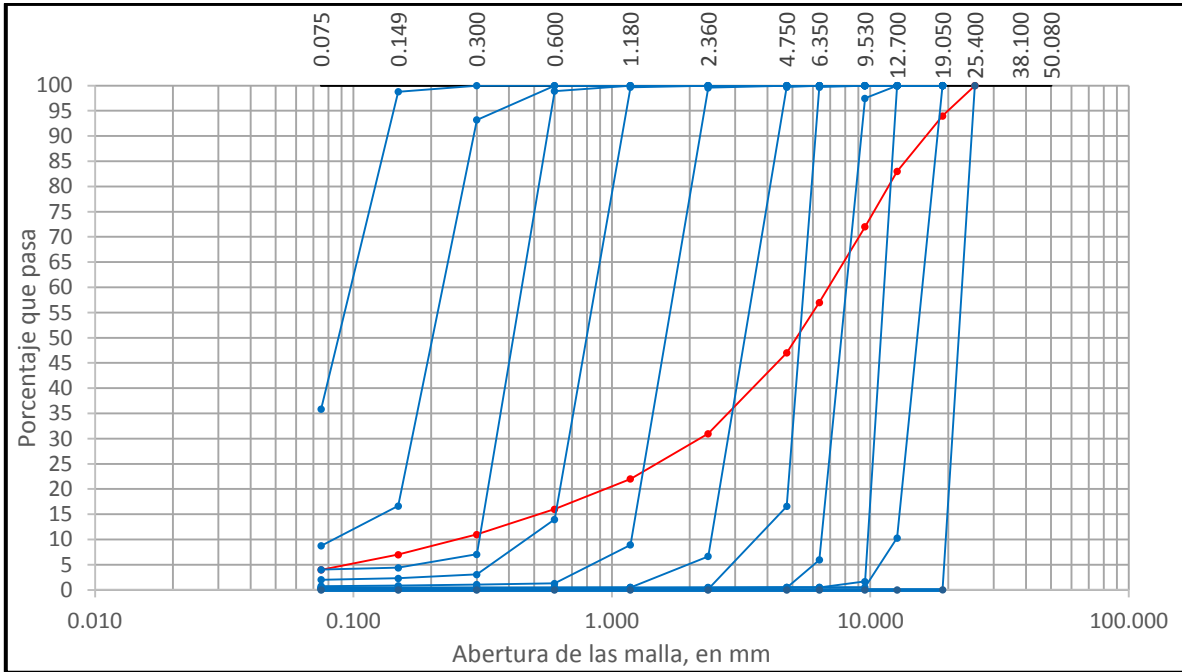


Figura 4-19 Representación de las granulometrías por retenido y la curva proyecto

Como paso siguiente, se trazan líneas rectas amarillas, lo más parecidas a las granulometrías por retenido. Por último se trazan rectas de color verde que unan las rectas amarillas, como se muestra a continuación.

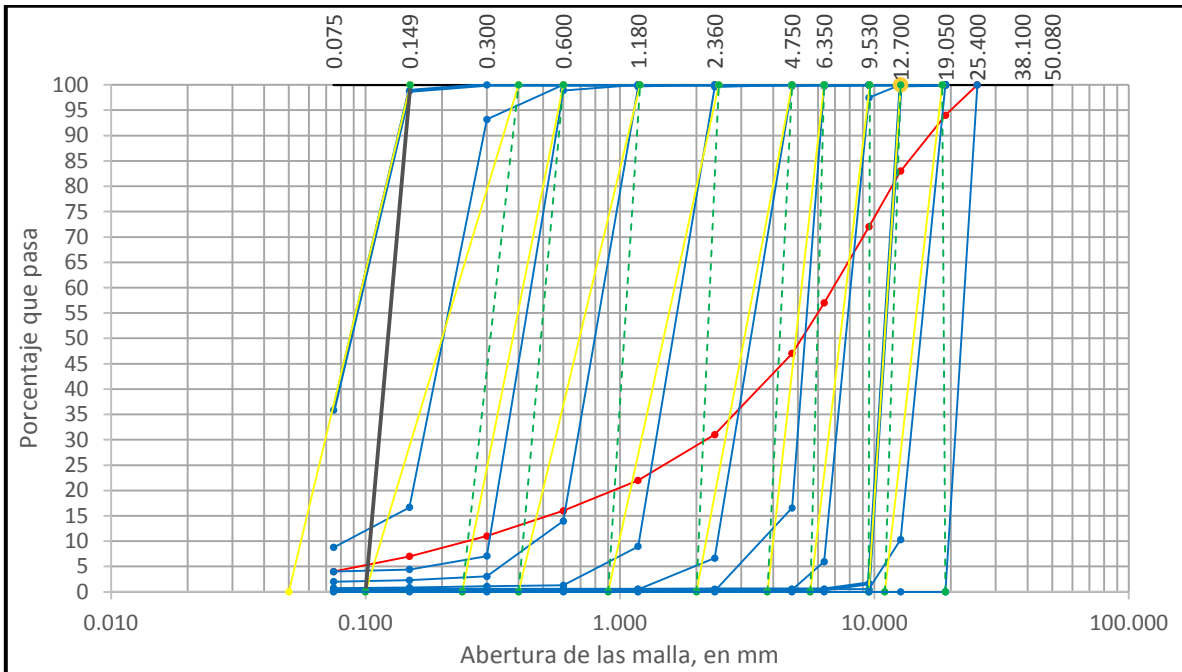


Figura 4-20 Representación del método de Roufuch

Los cruces de las rectas verdes con la granulometría de proyecto, son los porcentajes de material pétreo a dosificar. A continuación se muestran dichos porcentajes.

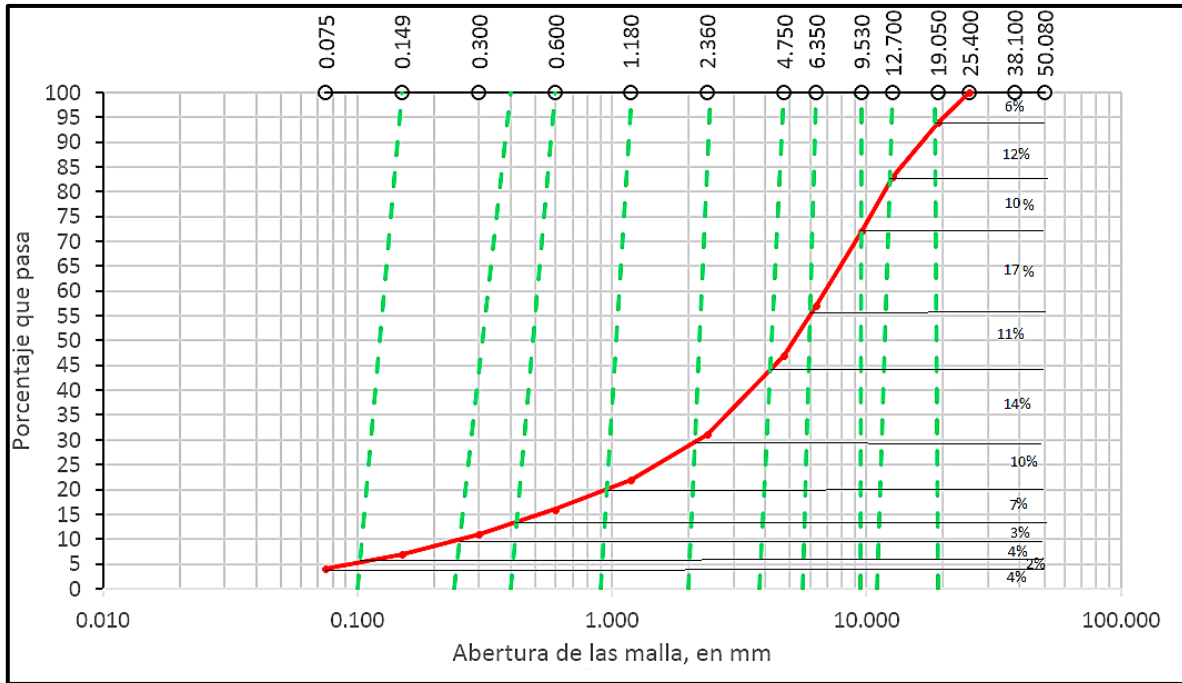


Figura 4-21 Porcentajes a dosificar, obtenidos con el método de Roufuch

Tabla 16 Dosificación con el método de Roufuch

Retenido en Malla	¾"	½"	3/8"	¼"	4	8	16	30	50	100	200	Pasa 200
Porcentaje	6	12	10	17	11	14	10	7	3	4	2	4

El segundo método utilizado para dosificar es mediante el planteamiento de un sistema de ecuaciones lineales compatible y determinado; es decir, un sistema de ecuaciones con una sola solución. El sistema de ecuaciones se plantea de la forma siguiente:

$$a_{11}x_1 + a_{12}x_2 + \dots + a_{1n}x_n = b_1$$

$$a_{21}x_1 + a_{22}x_2 + \dots + a_{2n}x_n = b_2$$

$$\begin{matrix} \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{matrix}$$

$$a_{m1}x_1 + a_{m2}x_2 + \dots + a_{mn}x_n = b_m$$

Donde:

$a_{11}, a_{12}, \dots, a_{mn}$: son porcentajes retenidos de las granulometrías realizadas a los 12 retenidos en mallas

b_1, b_2, \dots, b_m : son porcentajes retenidos de la curva granulométrica de proyecto

x_1, x_2, \dots, x_n : son los porcentajes para dosificar la curva granulométrica de proyecto

El sistema de ecuaciones lineales antes planteado, puede resolverse mediante cualquier método de solución ya conocido, en el presente trabajo se recurrió al uso de matrices.

Se define

A: como la matriz cuadrada, cuyos elementos son $a_{11}, a_{12}, \dots, a_{mn}$

X: es la matriz, cuyos elementos son x_1, x_2, \dots, x_n

B: es la matriz cuyos elementos son b_1, b_2, \dots, b_m

Por lo tanto, el sistema de ecuaciones anterior se puede expresar en forma matricial como:

$$AX = B$$

Despejando X, se tiene

$$X = A^{-1}B$$

Dichas operaciones realizadas con ayuda de Excel, se tiene lo siguiente:

	Pasa 1" R-3/4"	Pasa 3/4" R-1/2"	Pasa 1/2" R-3/8"	Pasa 3/8" R-1/4"	Pasa 1/4" R-Núm. 4	Pasa Núm.4 R-Núm. 8	Pasa Núm.8 R-Núm. 16	Pasa Núm.16 R-Núm. 30	Pasa Núm.30 R-Núm. 50	Pasa Núm.50 R-Núm. 100	Pasa Núm.100 R-Núm. 200	Pasa 200
3/4"	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1/2"	0.00	89.69	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3/8"	0.00	9.77	98.25	2.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1/4"	0.00	0.01	1.18	91.54	0.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Núm. 4	0.00	0.01	0.01	5.55	83.15	0.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Núm. 8	0.00	0.02	0.02	0.04	16.42	93.07	0.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Núm. 16	0.00	0.01	0.02	0.01	0.02	6.13	90.64	0.32	0.00	0.00	0.00	0.00
Núm. 30	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.12	7.66	85.70	1.10	0.00	0.00	0.00
Núm. 50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.21	10.93	91.84	6.81	0.00	0.00
Núm. 100	0.00	0.00	0.01	0.01	0.00	0.05	0.24	0.76	2.66	76.54	1.21	0.00
Núm. 200	0.00	0.00	0.01	0.01	0.00	0.02	0.09	0.28	0.39	7.89	62.96	0.00
Pasa 200	0.00	0.49	0.41	0.32	0.11	0.27	0.75	2.01	4.01	8.76	35.83	100.00

Figura 4-22 Matriz de porcentajes retenidos

		Matriz Inversa											
		Pasa 1" R-3/4"	Pasa 3/4" R-1/2"	Pasa 1/2" R-3/8"	Pasa 3/8" R-1/4"	Pasa 1/4" R-Núm. 4	Pasa Núm.4 R-Núm. 8	Pasa Núm.8 R-Núm. 16	Pasa Núm.16 R-Núm. 30	Pasa Núm.30 R-Núm. 50	Pasa Núm.50 R-Núm. 100	Pasa Núm.100 R-Núm. 200	Pasa 200
A ⁻¹ =	3/4"	0.010	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	1/2"	0.000	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	3/8"	0.000	-0.001	0.010	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	1/4"	0.000	0.000	0.000	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Núm. 4	0.000	0.000	0.000	-0.001	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Núm. 8	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.002	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Núm. 16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.001	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Núm. 30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.001	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000
	Núm. 50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.001	0.011	-0.001	0.000	0.000
	Núm. 100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.013	0.000	0.000
	Núm. 200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.002	0.016	0.000
	Pasa 200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.001	-0.006	0.010

Figura 4-23 Inversa de la matriz de porcentajes retenidos

B=	% Retenido
	6
11	
11	
15	
10	
16	
9	
6	
5	
4	
3	
4	

Figura 4-24 Matriz de los porcentajes retenidos de la curva proyecto

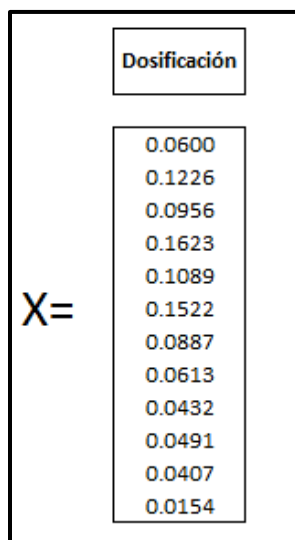


Figura 4-25 Matriz resultado, porcentajes a dosificar para construir la curva granulométrica

A continuación se muestran los porcentajes obtenidos por ambos métodos:

Tabla 17 Comparación de métodos para dosificar

Retenido en Malla	¾"	½"	3/8"	¼"	4	8	16	30	50	100	200	Pasa 200	Σ
Método grafico	6.00	12.00	10.00	17.00	11.00	14.00	10.00	7.00	3.00	4.00	2.00	4.00	100.00
Método matricial	6.00	12.26	9.56	16.23	10.89	15.22	8.87	6.13	4.32	4.91	4.07	1.54	100.00

Se puede ver que para los retenidos en mallas de tamaño grande, los porcentajes a dosificar son muy parecidos; sin embargo, esto no sucede con los tamaños a partir de la malla 16. Para saber cuál de las dosificaciones es la correcta, se dosifico ambas por duplicado y se les realizo la prueba de granulometría.

Al hacer las pruebas de granulometría, se observó que las muestras dosificadas con el método grafico tienen variaciones considerables en los retenidos de las mallas 100, 200 y pasa 200, respecto de la curva proyecto. Mientras que usando las matrices, la granulometría es muy próxima a la curva proyecto, por lo que fue aceptada para realizar las dosificaciones en el presente trabajo.

4.2.3. Estimación del contenido óptimo inicial

Una vez seleccionada la granulometría de diseño y la correspondiente dosificación, se hizo una estimación del contenido de ligante asfáltico para alcanzar un 4% de vacíos de aire en la mezcla, siguiendo la metodología desarrollada por Superpave.

Se determina la gravedad específica total y aparente para la combinación de agregados seleccionada.

$$G_{sb} = \frac{6 + 11 + 11 + 15 + 10 + 47}{\frac{6}{2.608} + \frac{11}{2.608} + \frac{11}{2.613} + \frac{15}{2.608} + \frac{10}{2.602} + \frac{47}{2.456}} = 2.534$$

$$G_{sa} = \frac{6 + 11 + 11 + 15 + 10 + 47}{\frac{6}{2.720} + \frac{11}{2.720} + \frac{11}{2.726} + \frac{15}{2.729} + \frac{10}{2.723} + \frac{47}{2.784}} = 2.752$$

La gravedad específica efectiva de la mezcla se estima mediante la siguiente formula, en la cual, 0.8 puede ser ajustado a discreción del diseñador. Los agregados absorbentes pueden requerir valores cercanos a 0.6 o 0.5.

$$G_{se} = G_{sb} + 0.8(G_{sa} - G_{sb}) = 2.534 + 0.8(2.752 - 2.534)$$

$$G_{se} = 2.708$$

Una vez determinada la gravedad específica efectiva de la combinación de agregados, se estimó el volumen de asfalto absorbido y el volumen de asfalto efectivo.

$$V_{ba} = \frac{P_s(1 - V_a)}{\frac{P_b}{G_b} + \frac{P_s}{G_{se}}} \left(\frac{1}{G_{sb}} - \frac{1}{G_{se}} \right) = \frac{0.95(1 - 0.04)}{\frac{0.05}{1.03} + \frac{0.95}{2.708}} \left(\frac{1}{2.534} - \frac{1}{2.708} \right)$$

$$= 0.058 \text{ cm}^3/\text{cm}^3 \text{ de mezcla}$$

Donde:

V_{ba} : es el volumen absorbido del ligante, cm^3/cm^3 de mezcla

P_b : es el porcentaje de ligante, se hizo la suposición de que sea 0.05

P_s : es el porcentaje de agregado, se hizo el supuesto de 0.95

G_b : gravedad específica del ligante igual a 1.03

V_a : volumen de vacíos de aire, se fija un valor de $0.04 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$

$$V_{be} = 0.081 - 0.02931 * [\ln(Sn)] = 0.081 - 0.02931 * [\ln(0.75)]$$

$$= 0.089 \text{ cm}^3/\text{cm}^3 \text{ de mezcla}$$

Finalmente el contenido inicial de prueba de ligante asfaltico es:

$$W_s = \frac{[P_s(1 - V_a)]}{\frac{P_b}{G_b} + \frac{P_s}{G_{se}}} = \frac{0.95(1 - 0.04)}{\frac{0.05}{1.03} + \frac{0.95}{2.708}} = 2.284 \text{ g}$$

$$P_{bi} = \frac{100 * G_b(V_{be} + V_{ba})}{G_b(V_{be} + V_{ba}) + W_s} = \frac{100 * 1.03(0.089 + 0.058)}{1.03(0.089 + 0.058) + 2.284} = 6.22\% \text{ respecto a la mezcla}$$

$$P_{bi-agregado} = \frac{P_{bi-mezcla}}{1 - \frac{P_{bi-mezcla}}{100}} = \frac{6.22}{1 - \frac{6.22}{100}} = 6.63\% \text{ respecto al agregado}$$

El contenido de ligante asfaltico es de 6.22% respecto a la mezcla, este contenido de asfalto no es el óptimo, es una estimación muy cercana al óptimo y nos sirve para proponer el rango de contenidos de asfalto dentro de los cuales se hicieron los diseños.

En base a lo anterior los contenidos utilizados para los diseños serán los siguientes:

Tabla 18 Porcentajes de asfalto a considerar en cada diseño

Método de diseño	Contenidos de asfalto respecto al agregado mineral (%)				
Marshall	5.6	6	6.4	6.8	7.2
Superpave	5.4	5.8	6.2	6.6	7.0

4.2.4. Compactación de los especímenes

Preparación de los especímenes

El procedimiento para preparar la mezcla asfáltica fue el mismo para ambos métodos de diseño, el cual consistió en los siguientes pasos:

La mezcla de agregados se seca en horno durante 24 horas a una temperatura de 110 °C. Dos horas antes de iniciar la preparación de la mezcla asfáltica, el agregado se calienta en el horno, a una temperatura de 170 °C; 20 °C mayor que la temperatura de mezclado, que es equivalente a la temperatura que pierde el agregado al sacarlo del horno y vaciar el asfalto. El asfalto es calentado a la temperatura de mezclado (150°C), debe cuidarse que el asfalto no se caliente por más de una hora para evitar el envejecimiento del mismo. Así también, es necesario que los moldes Marshall y Superpave, sean calentados en el horno a la temperatura de compactación por un tiempo de 30 a 60 minutos.

Cuando los materiales alcanzan las temperaturas deseadas, se prepara el agregado para recibir el cemento asfáltico, haciendo una especie de cráter en donde se dosifica el asfalto en peso respecto al agregado pétreo y se mezcla hasta que todas las partículas estén cubiertas por asfalto. En el momento de mezclado debe de cuidarse que la mezcla no pierda temperatura.



Figura 4-26 Agregado pétreo, moldes y utensilios en horno



Figura 4-27 Proceso de mezclado

Métodos de compactación

En la compactación de la mezcla asfáltica caliente se utilizó el compactador giratorio para las probetas de Superpave, y el martillo de impacto para las probetas Marshall.

La metodología Superpave, en sus inicios tomaba en cuenta como factores para la selección de la energía de compactación (número de giros), el nivel de tránsito (ESALs) y la temperatura. Recientes modificaciones al método, establecen que la elección del número de giros de diseño ($N_{\text{diseño}}$) a la que se compactará la mezcla, va en función del nivel de tránsito; este mismo criterio lo comparte el método Marshall.

Tabla 19 Energía de compactación

Método	Energía de compactación
Superpave	$N_{\text{diseño}} = 100$ giros
Marshall	75 golpes por cara

Además de los parámetros antes determinados, la compactación giratoria requiere de ciertos valores como son la presión vertical, ángulo de giro y la velocidad de rotación: en este caso, se tomaron los especificados para el diseño.

Tabla 20 Parámetros de compactación Superpave

Parámetros	Especificación
Esfuerzo vertical	600 KPa
Ángulo de giro	1.25 °
Velocidad de rotación	30 rpm

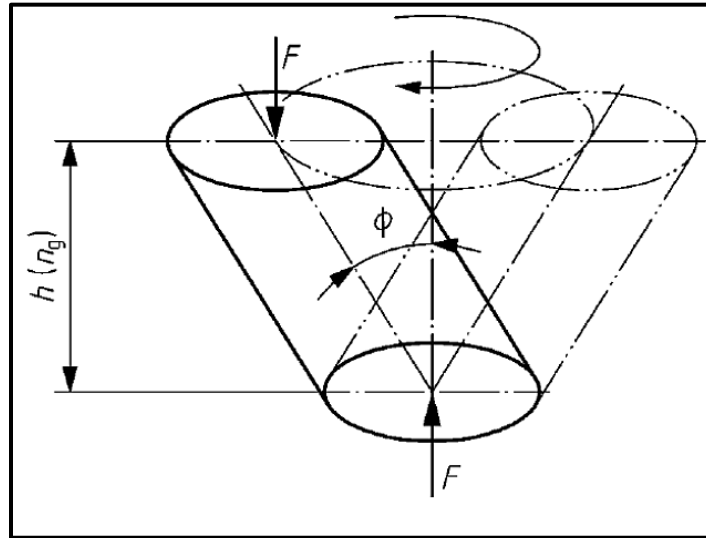


Figura 4-28 Esquema de probeta compactada por amasado en el CGS



Figura 4-29 Compactación de probetas en el Compactador Giratorio Superpave

La compactación Marshall es mucho más sencilla, ya que solo requiere de la determinación del número de golpes por cara.



Figura 4-30 Procedimiento de compactación Marshall

4.2.5. Determinación de propiedades fundamentales de las mezclas compactas y determinación del contenido óptimo

Propiedades fundamentales de las mezclas asfálticas compactas

Las propiedades fundamentales de una mezcla asfáltica, son la densidad de la mezcla asfáltica compactada y la gravedad específica máxima teórica.

La gravedad específica de cada uno de los especímenes compactados, se determinó de acuerdo con el método de prueba ASTM D 2726, “Determinación de la gravedad específica, y densidad de mezclas asfálticas no absorbentes”.

Para ello, se determina la masa en el aire del espécimen compactado, enseguida se deja sumergido en agua y se determina la masa en el agua; se saca del agua, se seca con una franela hasta alcanzar la condición de saturado y superficialmente seco (SSS), y se determina la masa para esta condición. Con las masas determinadas, se calcula la densidad relativa del espécimen con la siguiente expresión:

$$G_{mb} = \frac{W_a}{W_{SSS} - W_w}$$

Donde:

Wa: masa del espécimen en aire, en g.

Ww: masa del espécimen sumergido en agua, en g.

Wsss: masa en el aire del espécimen saturado y superficialmente seco, en g.

Es importante mencionar que la precisión de la balanza para determinar las masas debe ser de al menos 0,1g.

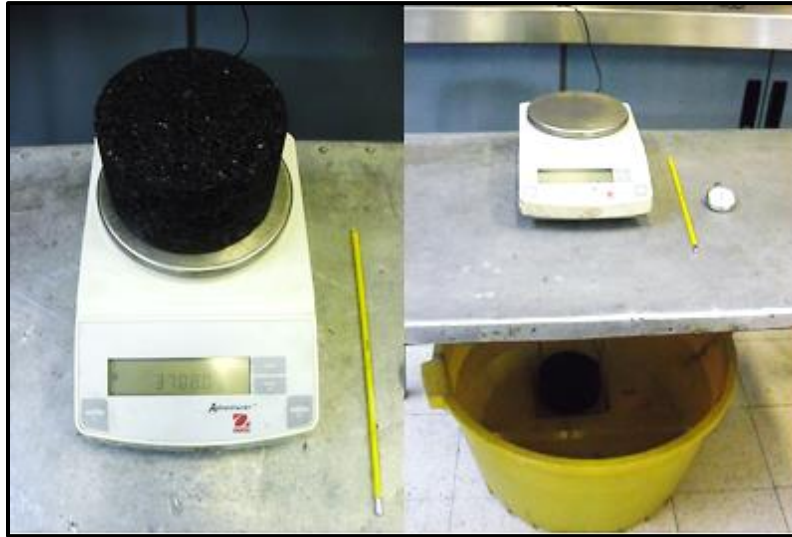


Figura 4-31 Determinación de la gravedad específica total de la mezcla compacta

La gravedad específica máxima teórica de la mezcla asfáltica se determinó de acuerdo con el método de prueba ASTM D 2041 “Método de prueba estándar para determinar la gravedad específica máxima teórica y densidad de mezclas bituminosas de pavimentos”.

Se determina la gravedad específica teórica máxima de la mezcla asfáltica en su estado suelto; esta prueba consiste en saturar de agua un picnómetro con la mezcla y aplicar vacío, con el fin de extraer todo el aire que contiene la mezcla. La prueba se hace para al menos dos contenidos de asfalto; de preferencia en un rango en donde se estime que podrá encontrarse el contenido óptimo.

Para calcular la gravedad teórica máxima de la mezcla asfáltica, se utiliza la fórmula siguiente:

$$G_{mm} = \frac{A}{A + B - C}$$

Donde:

A: masa de la mezcla, en g.

B: masa del picnómetro con agua, en g.

C: masa del picnómetro con agua y muestra, en g.



Figura 4-32 Bomba y Picnómetro para determinar la gravedad específica máxima teórica

En el presente trabajo se determinó la gravedad específica máxima teórica para los siguientes contenidos de asfalto:

% CA	Gmm
5.3	2.466
5.8	2.442
6.3	2.418
6.8	2.395

Con dichos resultados se hizo una regresión lineal y de esta grafica se tomó el valor de *Gmm* para cada uno de los demás porcentajes de cemento asfaltico.

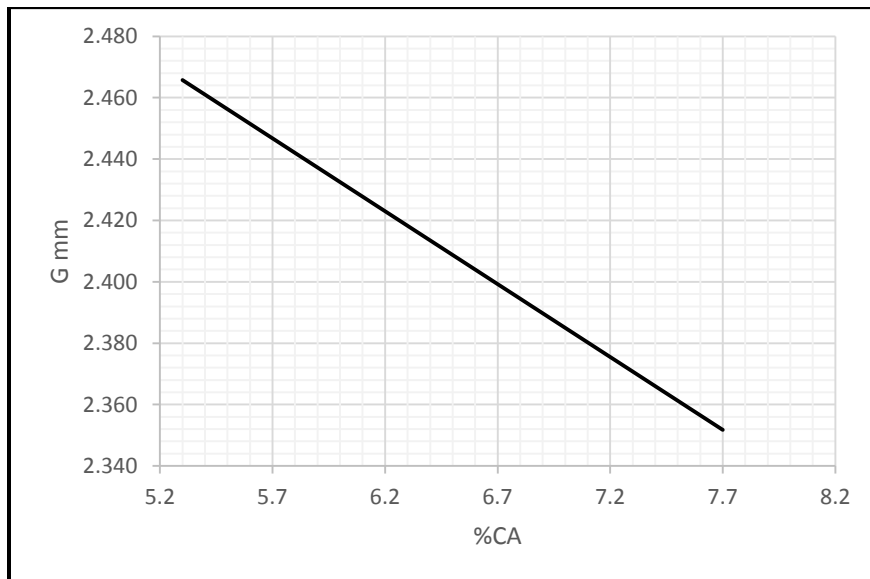


Figura 4-33 Gmm para diferentes contenidos de asfalto

Determinación del contenido óptimo

Se ha encontrado que las curvas que representan las propiedades de las mezclas asfálticas de granulometría densa son siempre semejantes unas a otras. Las características que se estudian normalmente son las siguientes:

- La estabilidad, usada en el diseño Marshall, crece con el contenido de asfalto hasta un máximo, después del cual disminuye.
- El flujo, usado en el diseño Marshall, aumenta con contenidos de asfalto crecientes.
- La curva correspondiente a peso específico de la mezcla compacta es análogo a la curva de estabilidad, salvo que en general (pero no siempre) el contenido de asfalto correspondiente al peso específico de la mezcla compacta máximo es ligeramente superior al correspondiente a la estabilidad máxima.
- El porcentaje vacíos en la mezcla compacta disminuye con contenidos crecientes de asfalto, aproximándose finalmente a un mínimo.
- El porcentaje de vacíos llenos con asfalto aumenta con contenidos crecientes de asfalto, aproximándose finalmente a un máximo.

Con los ensayos de densidad para la mezcla asfáltica suelta (G_{mm}) y compactada (G_{mb}) para las probetas elaboradas con la metodología Marshall y Superpave, se tiene toda la información necesaria para determinar los parámetros volumétricos de la mezcla asfáltica, y obtener el contenido óptimo de asfalto para cada metodología. Las relaciones para determinar los porcentajes de vacíos de aire, vacíos en el agregado mineral y vacíos llenos de asfalto son las descritas en el capítulo 3.

En la siguiente figura se muestran las gráficas para el análisis volumétrico de la mezcla asfáltica en estudio, compactada con el método Marshall.



Figura 4-34 Probetas del diseño Marshall

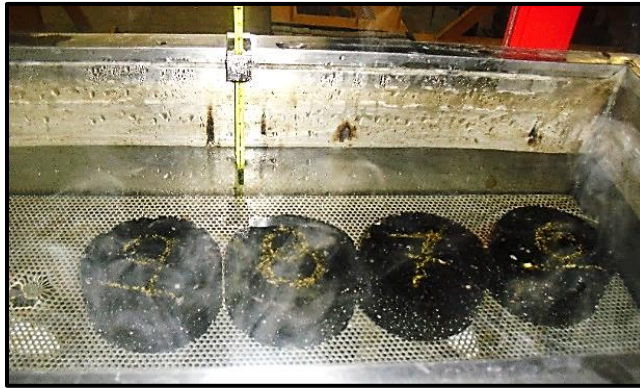


Figura 4-35 Acondicionamiento de probetas a 60°C



Figura 4-36 Configuración de prueba de estabilidad y flujo Marshall



Figura 4-37 Fin de la prueba de estabilidad y flujo Marshall

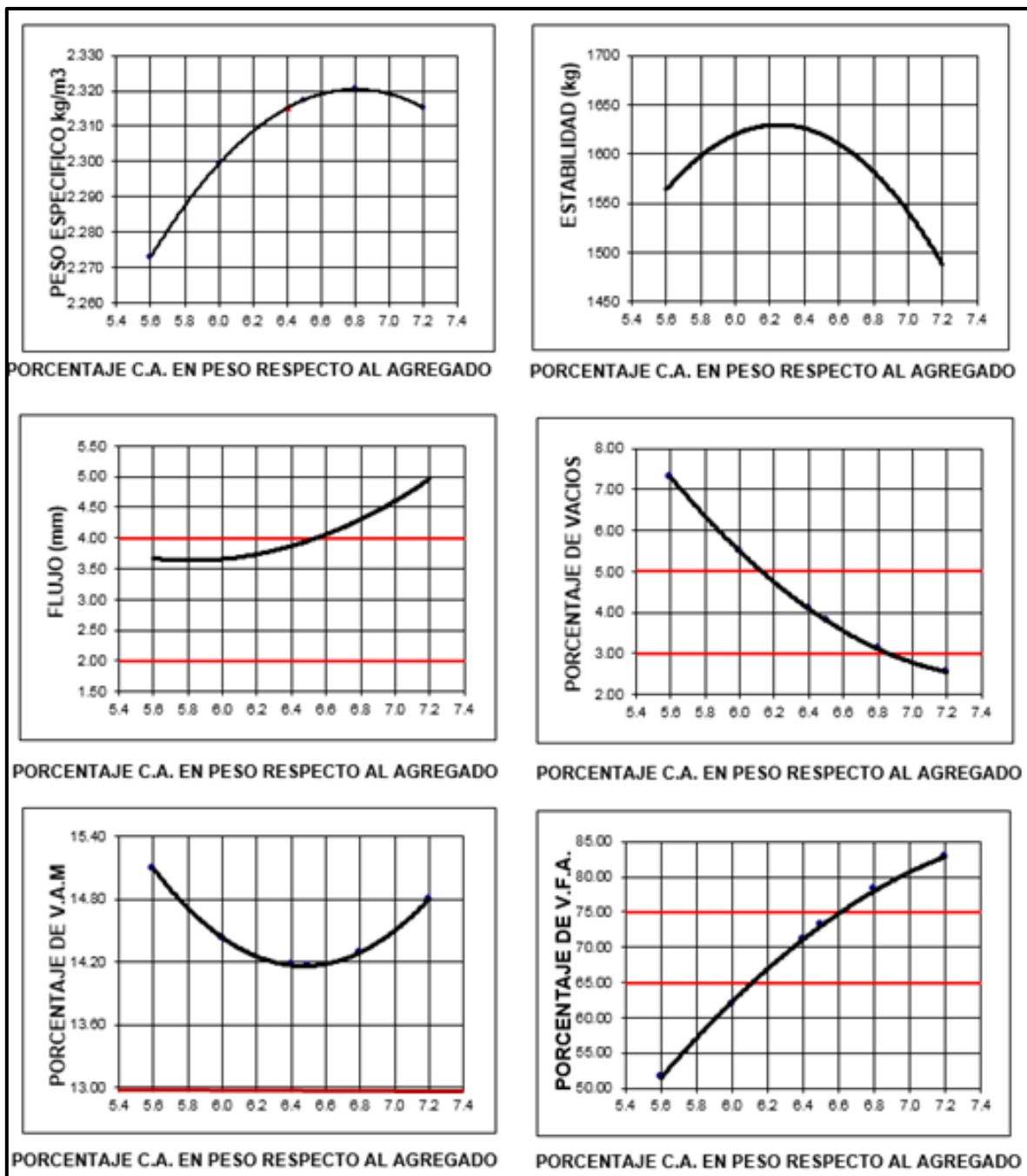


Figura 4-38 Diseño Marshall

Para la elección del contenido óptimo de asfalto, se recomienda como primer criterio de selección elegir aquel contenido de asfalto correspondiente al 4% de vacíos de aire, y verificar después que los parámetros volumétricos restantes se encuentren dentro de los rangos establecidos por el método.

Para nuestro diseño vemos que un porcentaje de 6.4% de asfalto es el correspondiente al 4% de vacíos de aire; sin embargo, también se puede ver que la estabilidad Marshall para este contenido de asfalto está en la rama descendente húmeda (a la derecha de la máxima estabilidad

Marshall); en cuanto al flujo, está muy cercano al límite máximo permitido, cosas que no son deseables en el diseño de las mezclas. En base a las anteriores observaciones se decide utilizar un porcentaje 6.3 como contenido óptimo de asfalto, el cual, cumple con los límites especificados.

A continuación se muestran los parámetros volumétricos del diseño Superpave.

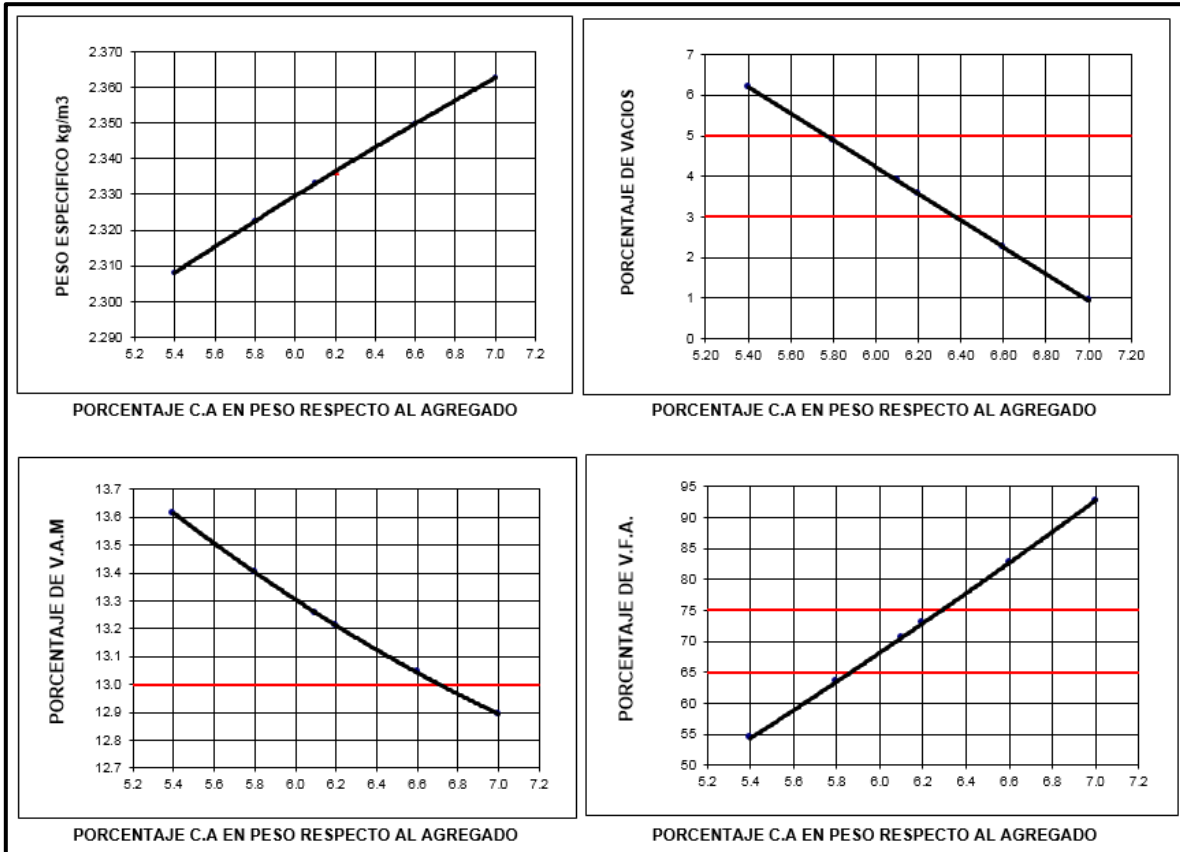


Figura 4-39 Diseño Superpave

Para la selección de contenido óptimo de asfalto en el diseño Superpave, el contenido de vacíos de aire es una propiedad importante, la cual, es la base para la selección de este contenido. En Superpave, el contenido de vacíos de aire de diseño es 4%. Haciendo el mismo análisis que se hizo para el método Marshall, se puede ver que 6.1 es el contenido de asfalto correspondiente a 4% de vacíos y además cumple con los demás parámetros establecidos.

Otro requerimiento de la mezcla, especificado por Superpave, es la proporción de polvo. Esta se calcula como la relación entre el porcentaje de agregado que pasa la malla número 200 y el contenido de asfalto efectivo, en porcentaje en peso del total de la mezcla. Una aceptable proporción de polvo está en un rango de 0.6 a 1.2, para todas las mezclas.

Asfalto absorbido respecto al agregado:

$$P_{ba} = 100 * \frac{G_{se} - G_{sb}}{G_{se} G_{sb}} * G_b$$

$$P_{ba} = 100 * \frac{2.708 - 2.534}{2.708 * 2.534} * 1.03 = 2.61$$

Asfalto efectivo con respecto a la mezcla:

$$P_{be} = P_b - \frac{P_{ba}}{100} * P_s$$

$$P_{be} = 5.75 - \frac{2.61}{100} * 94.25 = 3.29 \%$$

$$\text{Proporción de polvo} = \frac{4}{3.29} = 1.21$$

Se puede ver que la proporción de polvo cumple con el requisito.

Finalmente, Superpave, establece tres parámetros de diseño en función del contenido de vacíos de aire para $N_{\text{diseño}}$, N_{inicial} y $N_{\text{máximo}}$. Donde para nuestra mezcla dichos valores son comparados con los criterios de diseño establecido por Superpave. Para hacer esta revisión se compacto una probeta con el número máximo de giros y se verifico que cumpliera.

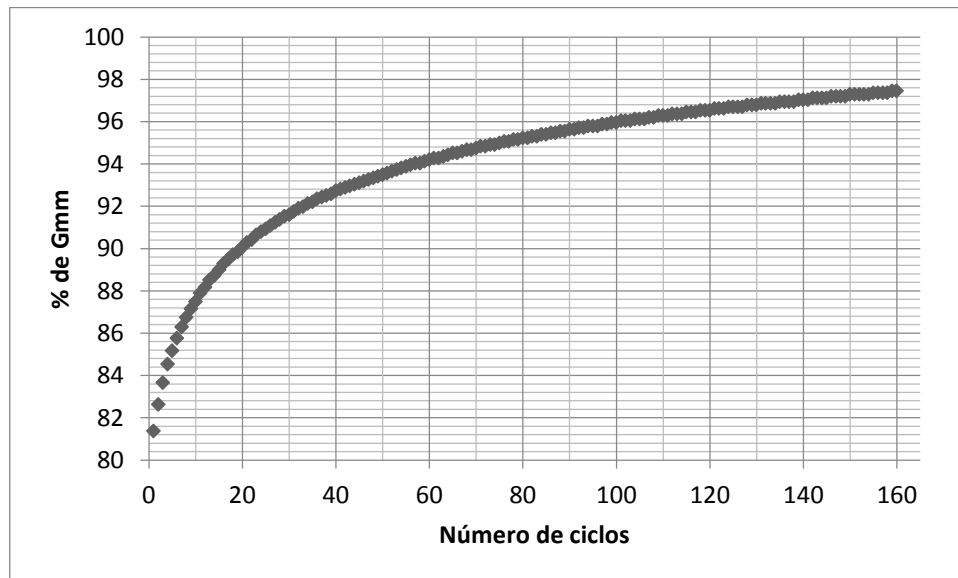


Figura 4-40 Densificación de los especímenes Superpave, llevados al número máximo de giros

Tabla 21 Criterio y valores observados de la densificación de Superpave

Numero de giros	Criterio para % G _{mm}	% G _{mm} observado
N_{ini} (8)	<89.0	86.8
N_{dis} (100)	96	96
N_{máx} (160)	<98	97.5

La revisión del Nmax, es una prueba en la que la mezcla se somete a una energía de compactación mayor a la utilizada para el diseño, simulando el efecto del tránsito de proyecto sobre la mezcla. El hecho de que la Gmb de la mezcla después del Nmax no alcance el 98% de la Gmm, indica que es una mezcla estable, resistente a la deformación permanente.

Comparando los métodos de diseño, se observa que la compactación giratoria produce mayores densidades de las mezclas asfálticas compactadas; lo cual influye en los demás parámetros volumétricos. También se puede observar que los vacíos de aire son mayores para las mezclas elaboradas con el método Marshall.

Como se tiene más espacio intergranular en las mezclas elaboradas con el método Marshall, se tienen valores más altos de VAM para estas probetas. Por la misma razón, Superpave tiene mayores valores de VFA, ya que se tiene menos espacio entre las partículas para alojar el asfalto efectivo. En la tabla siguiente se muestran los contenidos óptimos para ambos métodos.

Tabla 22 Resumen de los diseños

Parámetro	Marshall	Superpave	Especificación*
Contenido de asfalto (respecto al agregado), %	6.3	6.1	---
Gmb	2.312	2.333	---
Va, %	4.5	4	3-5
VAM, %	14.20	13.27	13 Mín.
VFA, %	69	70.49	65-75
Estabilidad, kg	1630	----	815.77 Mín.
Flujo, mm	3.80	---	2-4

*Valores tomados de la norma N-CMT-4-05-003/08

El contenido óptimo de asfalto con la metodología Marshall resultó mayor en 0.2% con respecto al obtenido por Superpave. También se observa que el método Marshall genera densidades más bajas con respecto al procedimiento Superpave.

Tomando en cuenta que la carpeta de concreto asfáltico es la superficie más costosa de la estructura del pavimento flexible, es importante mencionar que se vuelve más costosa la elaboración de la mezcla asfáltica utilizando más volumen de asfalto.

4.3. Selección de nivel de compactación de los especímenes de ensayo

De acuerdo con la norma N-CMT-4-05-003/08, *Calidad de Mezclas Asfálticas para carreteras*, de la SCT, en el apartado referente a las *condiciones para la elaboración y uso adecuado de las mezclas asfálticas*; establece lo siguiente:

E.7. Las capas construidas con mezcla asfáltica, serán compactadas como mínimo al noventa y cinco (95) por ciento de su masa volumétrica máxima, determinada en cada caso de acuerdo con los métodos de prueba que fije la Secretaria. En el caso de las mezclas asfálticas de granulometría discontinua, tipos SMA, la capa construida será compactada como mínimo al noventa y ocho (98) por ciento de su masa volumétrica máxima, determinada en el diseño de la mezcla.

Es decir, las mezclas asfálticas compactadas en campo deben alcanzar como mínimo el 95% de la gravedad específica total de la mezcla compactada, dato determinado en el diseño de la mezcla.

Así también, se encuentra en la bibliografía el *Protocolo AMAAC 00/2008: Diseño de Mezclas Asfálticas de Granulometría Densa de Alto Desempeño*, la cual es una metodología necesaria para diseñar una mezcla asfáltica que se utilice en la construcción de pavimentos para carreteras en donde se desee obtener altos niveles de desempeño. Dicha publicación establece lo siguiente:

La densidad de la mezcla compactada en campo deberá ser de al menos el 97% del peso volumétrico de la mezcla compactada en el laboratorio y deberá de ser medida con densímetro nuclear o electromagnético previamente calibrado en la franja de prueba.

Por otro lado, en la bibliografía referente al tema, se encuentran algunas de las ventajas como resultado de la compactación de pavimentos al 100 por ciento de la densidad de laboratorio, dichas ventajas son observaciones que se han tenido en la práctica. A continuación se mencionan algunas:

- Cuanto mayor es la cantidad de vacíos dejados en la mezcla luego de la compactación, más rápida es la velocidad de endurecimiento del asfalto, hecho que ocasionaría deterioros prematuros en el pavimento a poco tiempo de su construcción, según lo han demostrado diversas experiencias. Este fenómeno puede evitarse con la compactación de las mezclas al 100% de la gravedad específica determinada en laboratorio.
- Se ha demostrado que al 95 y 97% de la gravedad específica de laboratorio, la estabilidad Marshall es solo del 20 y el 40%, aproximadamente, de la estabilidad lograda al 100% en laboratorio.
- A medida que se aumenta la densificación de una mezcla asfáltica, aumenta el módulo de rigidez de la capa compactada.
- La compactación de una mezcla por debajo del 100% de la gravedad específica de laboratorio afecta de forma importante los espesores requeridos para un pavimento asfáltico.

Las anteriores referencias sirvieron para delimitar el nivel de compactación con el cual se realizó el análisis de comportamiento de las mezclas asfálticas.

En el presente trabajo se elaboraron probetas compactadas al 100, 98 y 95 por ciento de la gravedad específica total de la mezcla compactada, determinada con los métodos de diseño Marshall y Superpave, valores que corresponden a la densidad de diseño, el mínimo especificado por normas de la SCT y un valor intermedio.

4.3.1. Influencia del nivel de compactación en los parámetros volumétricos

Al reducir el nivel de compactación de las mezclas, los parámetros volumétricos cambian, por lo que las mezclas con menor compactación ya no tendrán las mismas características determinadas en el diseño.

A continuación se muestra para cada diseño, Marshall y Superpave, los parámetros volumétricos para cada una de las condiciones a estudiar.

Tabla 23 Influencia del nivel de compactación en los parámetros volumétricos del diseño Marshall

Nivel de compactación %	Parámetros volumétricos del diseño Marshall para un %CA= 6.3 respecto al agregado			
	Gmb	Va	VAM	VFA
100	2.312	4.50	14.20	69.13
98	2.266	6.30	15.92	60.45
95	2.196	9.16	18.49	50.44

Se observa un aumento del doble en el volumen de vacíos de aire de la mezcla compactada al 95% respecto de la compactada al 100%. Los parámetros de mezclas bien compactadas cumplen con las especificaciones de la SCT; para las mezclas compactadas al 98% y 95%, no cumplen las especificaciones de Va y VFA; los VAM, si cumplen la especificación debido a que hay más vacíos de aire, los cuales son parte de los VAM.

Tabla 24 Influencia del nivel de compactación en los parámetros volumétricos del diseño Superpave

Nivel de compactación %	Parámetros volumétricos del diseño Superpave para un %CA= 6.1 respecto al agregado			
	Gmb	Va	VAM	VFA
100	2.333	4.0	13.27	70.49
98	2.286	5.83	14.99	61.09
95	2.216	8.72	17.60	50.46

Para el diseño Superpave, ocurre lo mismo que en el diseño Marshall. Por lo tanto, las mezclas compactas al 98% y 95% no cumplen con dos de los parámetros de Va y VFA, y se tienen altos porcentajes de VAM; la variación de estos parámetros afectarían el comportamiento de las mezclas.

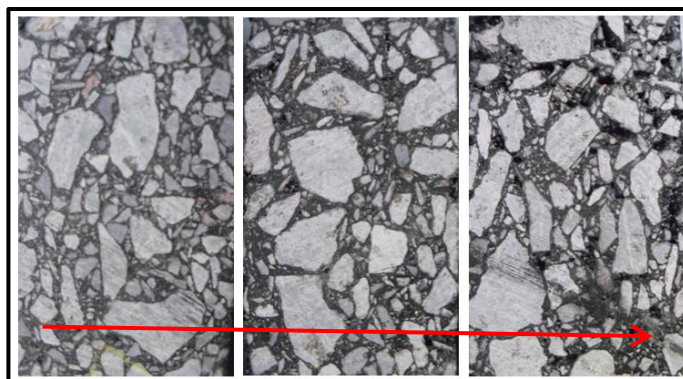


Figura 4-41 Aumento de vacíos conforme disminuye el nivel de compactación en probetas Superpave

La impermeabilidad de un pavimento asfáltico es la resistencia al paso del aire y del agua hacia su interior o a través de él. Esta característica se relaciona con el contenido de vacíos de la mezcla compactada. Aunque el contenido de vacíos es una indicación del paso potencial del aire y agua a través del pavimento, la naturaleza de estos vacíos es más importante que su cantidad.

La impermeabilidad es esencial para la durabilidad de las mezclas compactadas, en general todas las mezclas asfálticas usadas en la construcción de carreteras tienen cierto grado de permeabilidad. Esto es aceptable, siempre y cuando la permeabilidad este dentro de límites especificados.

4.4. Elaboración de las mezclas y compactación para su estudio de comportamiento

En el presente trabajo se analiza el comportamiento de las mezclas en pruebas de tensión indirecta, susceptibilidad a la humedad, deformación permanente y fatiga en vigas. Para dichas pruebas se fabricaron los especímenes siguiendo el método de mezclado descrito anteriormente y la compactación de cada condición (95, 98 y 100, porcentajes de compactación) se realizó de la siguiente manera.

Para las pruebas de tensión indirecta y susceptibilidad a la humedad se utilizaron probetas con las siguientes dimensiones:

Tabla 25 Dimensiones de probetas para tensión indirecta y susceptibilidad a la humedad

Método	Altura, mm	Diámetro, mm
Marshall	63.5	101
Superpave	95	150

Para la compactación de los especímenes Marshall, se logró el 100 % de compactación, con 75 golpes por cara con el martillo de impactos como lo establece el método. Para lograr compactaciones menores, se disminuyó el número de golpes en especímenes de prueba a los que se les determino la gravedad específica total y se obtuvo un gráfico donde se representa el número de golpes por cara contra la densidad alcanzada en la mezcla. Dicho grafico es el que a continuación se presenta.

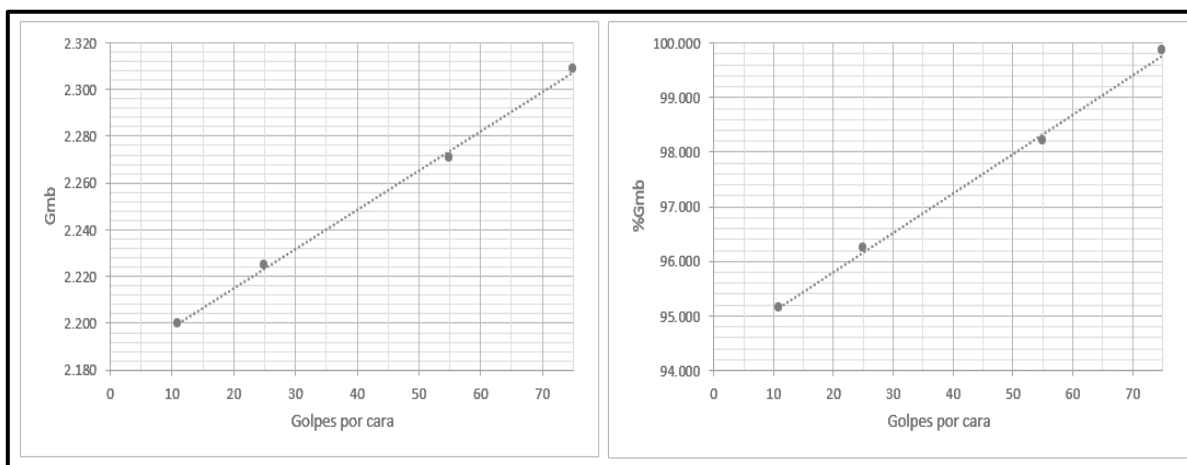


Figura 4-42 Densificación de las probetas Marshall

Con lo cual se determinó que para alcanzar un 98% de compactación se necesitan 55 golpes por cara y en el caso de 95% de compactación son necesarios 11 golpes por cara.

Para el caso de Superpave, la compactación de los especímenes es registrada en cada giro; esto es debido a que conociendo el peso del material contenido en el molde, el diámetro del molde, y la altura del espécimen, pude estimarse la gravedad específica del espécimen en todo momento durante el proceso de compactación. La gravedad específica del espécimen es calculada dividiendo el peso por el volumen del mismo. El volumen del espécimen se calcula como el volumen del cilindro de superficie lisa con un diámetro de 150 mm y la altura medida. El registro

de altura se efectúa continuamente, midiendo la posición del pistón antes y durante el ensayo. El cambio vertical en la posición del pistón acompaña al cambio de altura en el espécimen.

Este cálculo supone que el espécimen es un cilindro de bordes lisos, lo cual, dista de ser cierto. El volumen del espécimen es ligeramente menor que el volumen de un cilindro de bordes lisos, pues la superficie es irregular. Esta es la razón por la cual la G_{mb} estimada difiere de la medida después de que termina la compactación y se ha enfriado el espécimen. Para corregir esta diferencia, la G_{mb} estimada a cualquier número de giros es multiplicada por la relación entre la gravedad específica bruta medida y la gravedad específica bruta estimada. De esta manera se obtiene la gráfica siguiente, de donde se tomaron el número de giros necesarios para las condiciones de 98 y 95 por ciento de compactación.

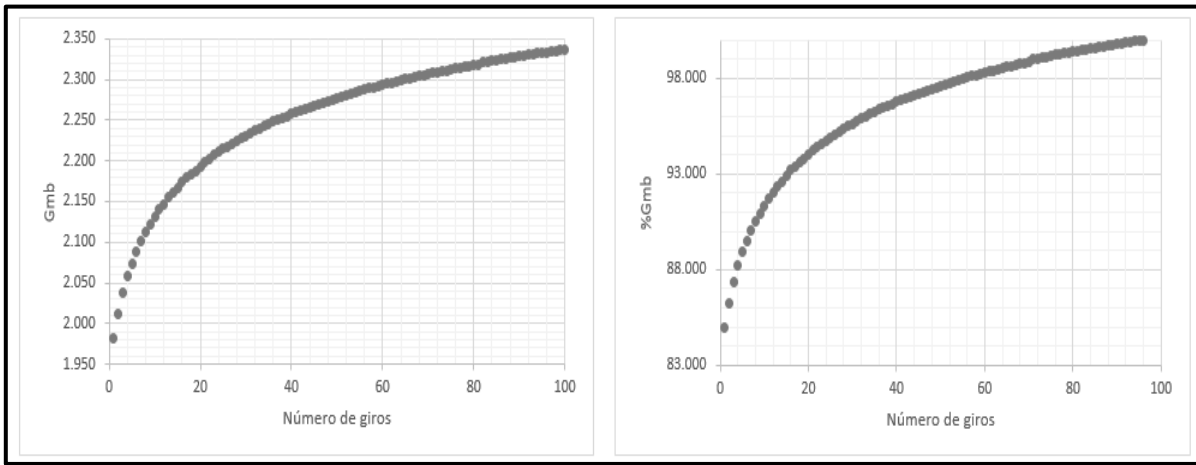


Figura 4-43 Densificación de los especímenes de Superpave

Para la prueba de deformación permanente, se fabricaron placas de 22 cm de ancho, 40 cm de largo y 6 cm de alto, dimensiones elegidas en función del tamaño máximo de agregado y lo establecido en la norma española UNE-EN-12697-22:2008+A1. Estas placas se compactaron mediante el compactador de rodillo mostrado en la *Figura 4-45*.

Este compactador alcanza las densidades que el operador le indique introduciendo el peso de la mezcla, el cual es calculado para la densidad deseada, y las dimensiones de la placa. El equipo con los datos calcula una densidad, la cual debe de coincidir con la densidad deseada, y aplica una serie de pasos con distintas cargas hasta llegar a la densidad.



Figura 4-44 Dosificación y mezclado de placas para deformación plástica



Figura 4-45 Compactador de rodillo

Por ultimo para la prueba de fatiga en vigas, se fabricaron placas con el compactador de rodillo y después se cortaron las vigas de 6.3 cm de ancho, 38 cm de largo y 5 cm de alto.



Figura 4-46 Corte de placas para obtener vigas

Capítulo 5. Pruebas mecánicas y análisis de resultados

Los ensayos de comportamiento se emplean para relacionar el diseño de la mezcla con el comportamiento de campo. En este capítulo se describirán brevemente los métodos para caracterizar el comportamiento de la mezcla en el laboratorio.

5.1. Comportamiento de las mezclas a la deformación permanente

La deformación permanente es el deterioro representado por la existencia de una sección transversal de la superficie que ya no ocupa su posición original. Se llama deformación permanente porque representa la acumulación de pequeñas deformaciones producidas con cada aplicación de carga, esta deformación es irrecuperable. Si bien el ahuellamiento puede tener varias causas, por ejemplo: debilidad de la mezcla por daño de humedad, abrasión y densificación de tránsito. A continuación se destacan dos de las causas más comunes.

El ahuellamiento es causado por muchas aplicaciones repetidas de carga al suelo natural, es decir, a la subrasante o la base. Aunque la utilización de materiales viales más rígidos reduce parcialmente este tipo de deformación, el fenómeno es normalmente considerado como un problema estructural más que un problema de los materiales. Frecuentemente es el resultado de una sección de pavimento demasiado delgada, sin el suficiente espesor para reducir a niveles tolerables las tensiones sobre la subrasante cuando las cargas son aplicadas.

Podría ser también el resultado de una subrasante debilitada por el ingreso inesperado de la humedad. La acumulación de la deformación permanente ocurre más en la subrasante que en las capas de la estructura del pavimento.

El otro tipo principal de ahuellamiento se debe a la acumulación de deformaciones en las capas asfálticas. Este tipo de deformación es causado por una mezcla asfáltica cuya resistencia al corte está demasiado baja para soportar las cargas pesadas repetidas a las cuales está sometida. A veces el ahuellamiento ocurre en una capa superficial débil. En otros casos, la capa superficial no es en sí misma propensa al ahuellamiento pero acompaña la deformación de una capa inferior más débil.

Cuando una mezcla asfáltica se deforma, es evidente que tiene una mala resistencia al corte. Cada vez que un vehículo aplica una carga, se ocasiona una deformación pequeña, pero permanente. La deformación por corte se caracteriza por un movimiento de la mezcla hacia abajo y lateralmente. Con un número dado de repeticiones de carga aparecerán las roderas. Los pavimentos asfálticos deformados tienen una seguridad deficiente, porque los surcos que se forman retienen suficiente agua para provocar hidroplaneo o acumulación de hielo.

Para revisar la susceptibilidad de la mezcla a la deformación permanente se puede emplear los ensayos siguientes:

- Especificaciones Hamburgo: Susceptibilidad a la Humedad y a la Deformación Permanente por Rueda, sobre una mezcla asfáltica Tendida y Compactada, por medio del Analizador de la Rueda Cargada de Hamburgo.
- Especificaciones APA: Susceptibilidad a la deformación por rodera de una mezcla Asfáltica, por medio del Analizador de Pavimentos Asfálticos.
- Especificaciones Pista Española: Resistencia a la Deformación Plástica de las Mezclas Asfálticas mediante la Pista de Ensayo de Laboratorio.

Para caracterizar el comportamiento de la mezcla asfáltica a la deformación permanente se utilizó la Pista Española, conforme a la norma UNE-EN-12697-22:2008+A1.

Esta prueba consiste en someter una probeta de la mezcla asfáltica, al paso de una rueda en condiciones determinadas de presión y temperatura, midiéndose periódicamente la profundidad de la deformación producida.

El equipo consta de una cámara controlada termostáticamente que proporciona una temperatura constante durante todo el ensayo, con una variación máxima de ± 1 °C. Cuenta con una rueda metálica y dotada de una banda de rodadura de goma maciza de 50 mm de ancho y 20 mm de espesor, con una dureza de 80 en la escala de Dunlop. La presión de contacto normalizada de la rueda sobre la superficie de la probeta durante todo el ensayo, es de 900 ± 25 KN/m². La deformación que sufren los especímenes durante el ensayo se mide mediante un transductor colocado en la misma posición de la rueda. El recorrido de ensayo es de 230 ± 10 mm y una frecuencia de 26.5 ± 1 ciclos de carga cada 60 s.

El ensayo se lleva a cabo a un temperatura de 60 ± 1 °C y una presión de contacto de 900 ± 25 KN/m², para todo tipo de mezclas y zonas climáticas. Existen dos tipos de prueba A y B, en la tabla siguiente se muestran los parámetros para cada prueba.

Tabla 26 Configuración de la prueba

Tipo de prueba	No. de ciclos	Deformación permitida, mm	Tiempo, minutos
A	1 000	15	38
B	10 000	20	377

La prueba puede terminar cuando se termine el número de ciclos programado o cuando se alcance la deformación permitida, lo primero que ocurra.

Los ciclos se definen como dos pasadas, ida y vuelta, de la rueda cargada. Al final de los ciclos, los datos son proporcionados en formato numérico y gráfico en Excel.

5.1.1. Resultados y análisis

Las placas elaboradas con el contenido óptimo Marshall, fueron 7. Se analizaron dos placas por condición, es decir, dos placas compactadas al 95% de la gravedad específica total de la mezcla compactada determinada en el diseño; dos para el 98% y dos para el 100% de compactación. Adicionalmente se incluye una placa compactada al 96%, la cual se elaboró en los tanteos para fabricar las demás placas. A continuación se muestran los resultados de deformación para dichas placas.

Tabla 27 Resultados del ensayo para diseño Marshall

Placa	Gmb	% de compactación	Deformación, mm	No. de ciclos
M-100-1	2.302	99.56	14.81	10000
M-100-2	2.322	100.44	15.14	10000
M-98-1	2.262	97.83	16.93	10000
M-98-2	2.260	97.74	18.36	10000
M-96-1	2.228	96.35	19.82	7000
M-95-1	2.208	95.49	19.66	5000
M-95-2	2.204	95.35	19.71	6250

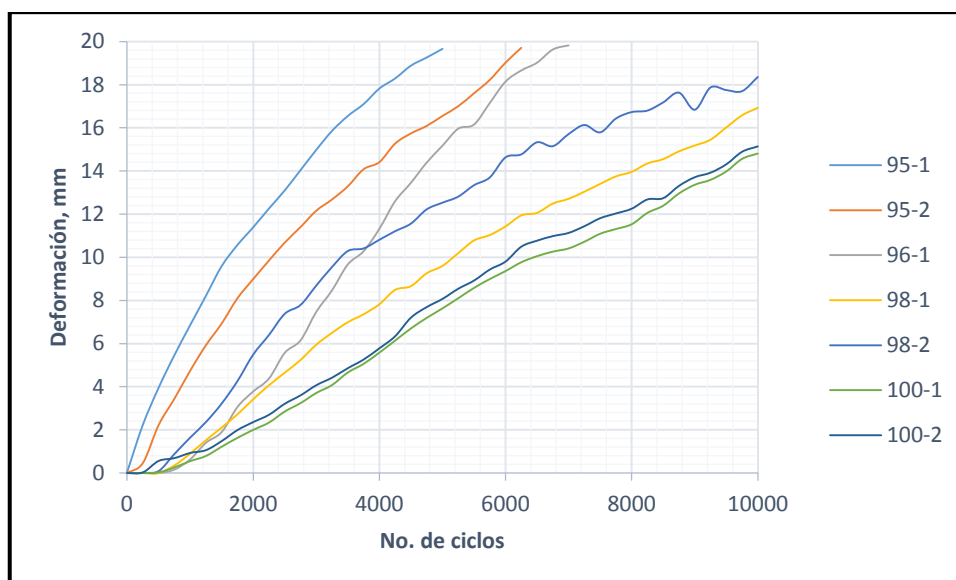


Figura 5-1 Número de ciclos vs deformación, resultados de los especímenes Marshall

De los resultados anteriores se puede observar que las mezclas compactadas al 100% (Gmb=2.312), se deforman más lentamente y al término de los 10 000 ciclos alcanzan una deformación promedio de 14.98 mm. Para las mezclas compactadas al 98%, la deformación promedio al término de los 10 000 ciclos es de 17.65 mm, un 18% más respecto a la deformación de las compactadas al 100%.

Para la mezcla compactada al 96%, se alcanza una deformación de 19.82 a los 7 000 ciclos. La deformación promedio de las mezclas compactadas al 100% a los 7 000 ciclos, es de 10.77 mm. Al compararlas se tiene un 84% más de deformación en mezclas compactadas al 96% con respecto a las del 100%.

Por último, las mezclas compactadas al 95% alcanzan una deformación promedio de 19.69 mm a los 5 750 ciclos. Para las mezclas compactas al 100% a los mismos ciclos, se tiene una deformación de 9.21 mm. La mezcla compacta al 95% tiene un 113% más de deformación con respecto a la compactada al 100%.

Para el caso de las placas con el contenido óptimo Superpave, se fabricaron 7. Se analizó el comportamiento de dos placas con 100%, una con 98%, dos con 96% y dos con 95% de compactación. Los resultados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 28 Resultados del ensayo para diseño Superpave

Placa	Gmb	% de compactación	Deformación, mm	No. de ciclos
S-100-1	2.332	99.94	15.57	10000
S-100-2	2.327	99.75	13.91	10000
S-98-1	2.280	97.74	19.77	9750
S-96-1	2.251	96.47	19.94	7750
S-96-2	2.249	96.41	19.77	7250
S-95-1	2.217	95.04	19.69	4000
S-95-2	2.215	94.92	19.85	5500

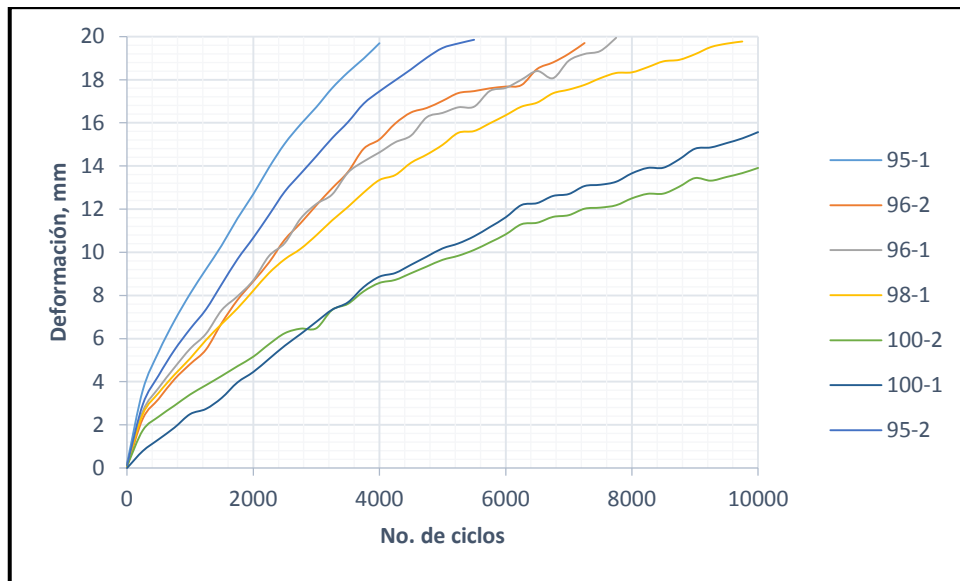


Figura 5-2 Número de ciclos vs deformación, resultados de los especímenes Superpave

Haciendo el mismo análisis que se hizo con las palcas elaboradas con Marshall, se tienen que las mezclas compactadas al 100% ($G_{mb}=2.333$), se deforman más lentamente y al término de los 10 000 ciclos alcanzan una deformación promedio de 14.74 mm. Para la mezcla compactada al 98%, la deformación promedio a los 9 750 ciclos es de 17.65 mm, un 20% más respecto a la deformación de las compactadas al 100%.

Para las mezclas compactadas al 96%, se alcanza una deformación promedio de 19.82 a los 7 500 ciclos. La deformación promedio de las mezclas compactadas al 100% a los 7 500 ciclos, es de 12.21 mm. Al compararlas se tiene un 62% más de deformación en mezclas compactadas al 96% con respecto a las del 100%.

Por último, las mezclas compactadas al 95% alcanzan una deformación promedio de 19.77 mm a los 4 750 ciclos. Para las mezclas compactas al 100% a los mismos ciclos, se tiene una deformación de 9.57 mm. La mezcla compacta al 95% tiene un 106% más de deformación con respecto a la compactada al 100%.

Por otro lado, la mezcla en estudio compactada al 100%, presenta un buen comportamiento, pues la máxima profundidad de deformación permanente fue de 15 mm

aproximadamente la cual es menor a 20 mm, deformación permanente máxima para la prueba realizada en la Pista Española.

Al comparar los resultados obtenidos en ambos métodos se observa una similitud, la diferencia del contenido de asfalto en ambos diseños, para nuestro caso, no influyo en la deformación permanente, pues se tiene valores muy cercanos. Cabe mencionar que la compactación se realizó mediante el mismo método con el rodillo compactador en laboratorio.

5.1.2. Reporte fotográfico



Figura 5-3 Espécimen antes del ensayo



Figura 5-4 Preparación del ensayo



Figura 5-5 Rueda apoyada en el espécimen



Figura 5-6 Especimen después del ensayo

En la última figura se observa como la deformación de los especímenes forman un canal por donde pasa la rueda. Parte del material es compactado bajo la rueda y otra parte es desplazada a los lados formando una curvatura.

5.2. Comportamiento de las mezclas a la fatiga

Los materiales se pueden romper si se les aplica repetidamente un gran número de sollicitaciones cuya amplitud sea menor que su resistencia a la ruptura instantánea. Este fenómeno de fatiga es muy importante en las construcciones, como por ejemplo la sollicitación de los materiales utilizados en vías debido al paso repetido de vehículos pesados. Una carga puede generar micro-grietas en el pavimento, estas micro-grietas acumuladas con la repetición de cargas pueden generar macro-grietas visibles.

Wöhler fue uno de los primeros científicos que se dedicaron a estudiar este fenómeno hace unos 150 años. Gracias a esto y numerosas investigaciones sobre los metales, ya se tienen conocimientos muy importantes al respecto; lo mismo debe de hacerse con los materiales utilizados en la construcción de vías.

El comportamiento de la fatiga de un material consiste en someter una probeta a sollicitaciones repetitivas e idénticas para determinar el número de repeticiones que llevan a la ruptura. La curva resultante se conoce como la curva de Wöhler.

El valor de la sollicitación para la cual la probeta soportaría N ciclos antes de romperse se llama resistencia a la fatiga. El número de ciclos antes de la ruptura se denomina duración de vida, y su representación esquemática se muestra en la figura siguiente.

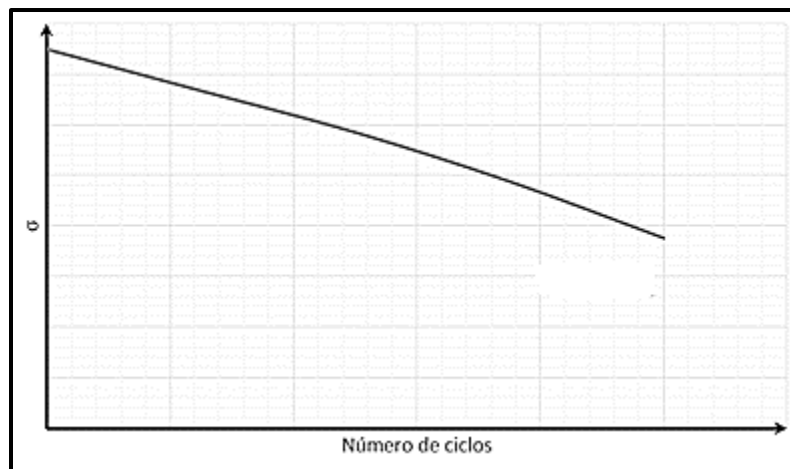


Figura 5-7 Curva de Wöhler

La determinación experimental de la curva de Wöhler no es fácil porque al repetir muchas veces el ensayo de fatiga sobre probetas idénticas el número de ciclos a la ruptura es disperso. La duración de vida comprobada para los metales, con la aplicación de una misma sollicitación y repitiendo el ensayo sobre una centena de probetas, ha arrojado una relación de 1 a 10 entre la duración más baja y la más alta. Para los concretos bituminosos esta relación es de 1 a 50.

Esto es una característica fundamental, inherente al fenómeno de la fatiga, y no una dispersión que provenga únicamente de una insuficiencia de los métodos de ensayo o de una mala reproducción en la fabricación de las probetas. Las consecuencias de esta dispersión son muy importantes, por lo que resulta definitivo apreciar de manera estadística la duración de vida o la resistencia a la fatiga para N ciclos. Este tipo de ensayos se realizan para estimar el comportamiento estructural en la carretera.

Existen dos clases de ensayos:

- A esfuerzo constante: el ensayo puede efectuarse ejerciendo un esfuerzo que se mantiene constante durante la totalidad de éste. En este caso y teniendo en cuenta el daño de la probeta, el desplazamiento crece constantemente durante el ensayo.
- A deformación constante: el ensayo de fatiga, efectuado a deformación constante, es menos disperso que el ensayo hecho a esfuerzo constante. El esfuerzo inicial para mantener una deformación constante, disminuye constantemente durante el ensayo.

Para niveles de sollicitaciones idénticos, el ensayo con esfuerzo constante es más severo que el ensayo de deformación constante, es decir, que la ruptura de la probeta se produce primero.

En el presente trabajo se caracterizó el comportamiento a la fatiga de la mezcla mediante ensayos de resistencia a la flexión en cuatro puntos usando la norma AASTHO T 321-07 *Determinación de la resistencia a la fatiga en mezclas asfálticas sometidas a flexión repetida*.

La muestra es una viga prismática con dimensiones de 380 mm de largo, 50 mm de espesor y 63 mm de ancho; sometida a cargas periódicas con rotación y traslación libres en todos los puntos de carga, utilizando el modo de deformación controlada.

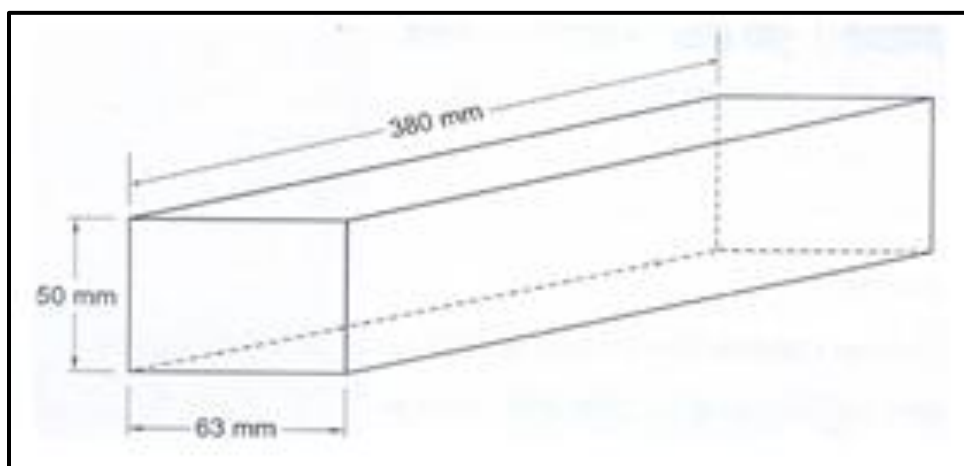


Figura 5-8 Dimensiones de los especímenes

Los dispositivos de ensayo deben ser dimensionalmente los adecuados según lo especificado por la norma. La flexión se debe realizar por la aplicación de la carga en dos puntos interiores (mordazas interiores), en sentido vertical y perpendicularmente al eje longitudinal de la probeta. Se debe fijar la posición vertical de los soportes de los extremos (mordazas exteriores). Esta configuración de carga debe crear un momento constante, y por tanto, una deformación constante entre las mordazas interiores. Durante el ensayo, se debe de medir la carga necesaria para la deformación constante de la probeta. Además debe existir un sensor para la medición de la deformación.

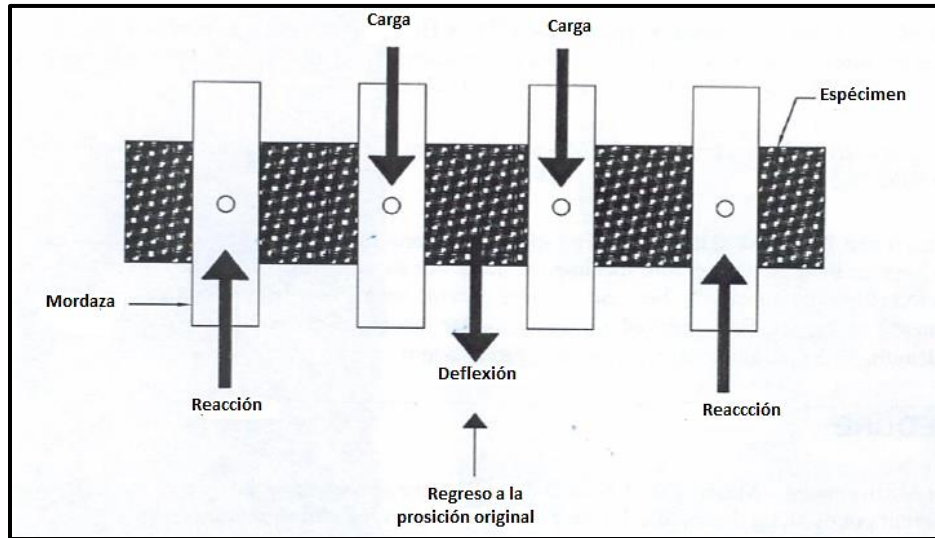


Figura 5-9 Configuración de la prueba

El procedimiento de ensayo consta de los siguientes pasos:

- Determinar las dimensiones de altura, ancho y largo de cada uno de los especímenes con una precisión de 0.01 mm.
- Se acondiciona la muestra a una temperatura de $20 \pm 0.5^\circ\text{C}$ durante dos horas para asegurar que la muestra este a la temperatura requerida antes de iniciar la prueba.
- Una vez ambientada la probeta, se abre las abrazaderas y se coloca la probeta en su posición. Cuando la muestra y las abrazaderas están en su posición correcta, se aplica una presión suficiente para mantener la muestra en su lugar.
- Ya fija la probeta, se ajusta el sensor de deformación con una lectura cercana a cero.
- El paso siguiente es la configuración de la prueba. Mediante el software se indica la amplitud de deformación, la frecuencia de carga y el criterio de fin del ensayo; el criterio de fin de ensayo puede ser un número de ciclos o cuando la rigidez inicial se reduce al 50%, cuando la muestra alcanza el 50% de la rigidez inicial o menos, se considera por norma que la probeta ha fallado por fatiga.

A partir del ensayo experimental se puede determinar los siguientes parámetros:

Tensión de tracción máxima (Pa)

$$\sigma_t = \frac{0.357P}{bh^2}$$

Donde:

P: carga aplicada por el actuador, en N

b: promedio del ancho de la muestra, en m

h: promedio de la altura de la muestra, en m

Deformación máxima a la tracción (m/m)

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

Donde:

δ : Máxima deflexión en el centro de la viga, en m
 a: el espacio entre las piezas de su interior, 0.357/3 m, (0.119m)
 L: longitud de la barra entre las piezas de exterior, 0.357

La rigidez a la flexión (Pa)

$$S = \frac{\sigma_t}{\varepsilon_t}$$

Los criterios utilizados para el ensayo fueron los siguientes:

- Amplitud de deformación: $750\mu\varepsilon$
- Frecuencia: 10 Hz
- Temperatura: 20°C
- Criterio de termino de ensayo: al termino de 500 000 ciclos o cuando la muestra alcance el 50% de la rigidez inicial.

5.2.1. Resultados y análisis

Los resultados obtenidos para las mezclas elaboradas con el contenido óptimo del método Marshall son los siguientes:

Tabla 29 Resultados obtenidos del ensayo para especímenes Marshall

Viga	Gmb	% de compactación	Rigidez inicial (MPa)	Rigidez final (MPa)	Duración de vida. No. Ciclos	Promedio de la rigidez inicial (MPa)	Promedio del No. Ciclos
M-100-1	2.302	99.56	1214.63	601.62	184012	1502.15	182502
M-100-2	2.322	100.44	1789.68	936.96	180992		
M-98-1	2.262	97.83	1209.93	599.76	43000	1173.74	125001
M-98-2	2.260	97.74	1137.55	522.11	207002		
M-95-1	2.208	95.49	1332.33	526.49	68758	1080.46	64612
M-95-2	2.204	95.35	828.59	409.25	60466		

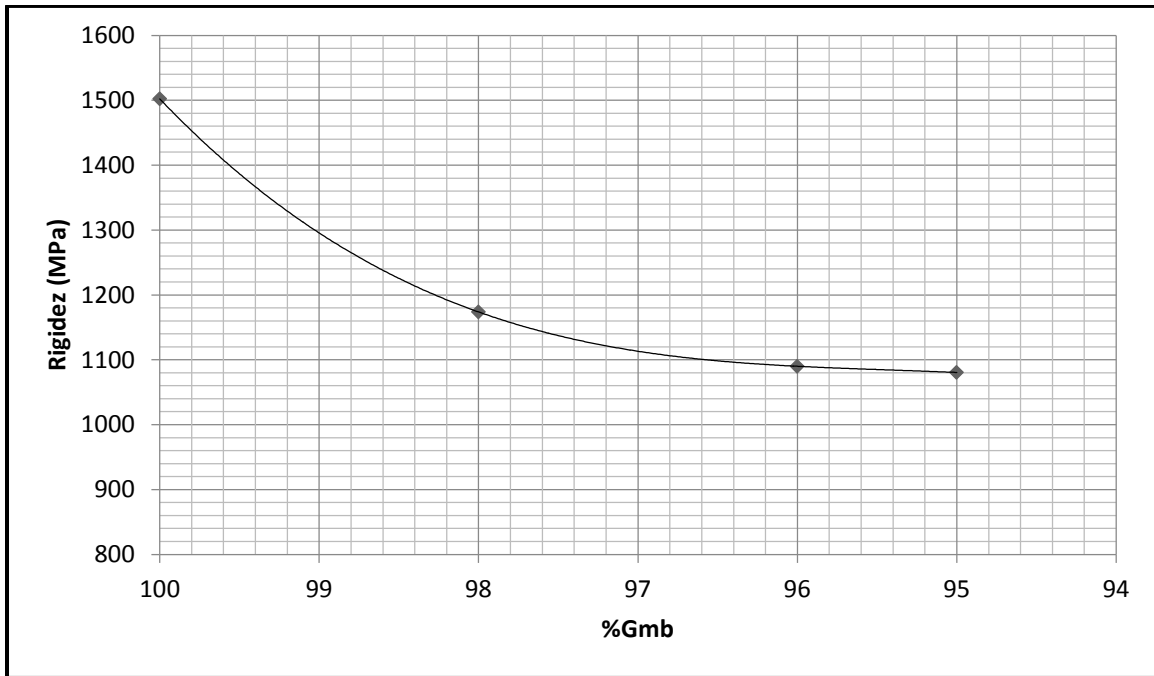


Figura 5-10 Perdida de la rigidez inicial conforme disminuye el nivel de compactación en diseño Marshall

Se observa que hay dispersión en los resultados, lo cual como ya se había mencionado es una característica inherente al fenómeno de la fatiga. Para poder hacer una conclusión solamente se tomara en cuenta el promedio de la rigidez inicial y el promedio del número de ciclos.

Se observa que al disminuir el nivel de compactación disminuyen la rigidez inicial y la duración de vida (número de ciclos necesarios para disminuir la rigidez de la muestra al 50%). Las muestras compactadas al 98% pierden un 21.86% de la rigidez inicial y las muestras compactadas al 95% pierden un 28.07% de la rigidez inicial.

Para las mezclas elaboradas con el contenido óptimo de Superpave, se tienen los siguientes resultados:

Tabla 30 Resultados obtenidos del ensayo para especímenes Superpave

Viga	Gmb	% de compactación	Rigidez inicial (MPa)	Rigidez final (MPa)	Duración de vida. No. Ciclos	Promedio de la rigidez inicial (MPa)	Promedio del No. Ciclos
S-100-1	2.332	99.94	1576.51	726.57	140010	1720.33	145005
S-100-2	2.327	99.75	1864.15	846.9	150000		
S-98-1	2.280	97.74	1344.72	672.36	98000	1344.72	98000
S-95-1	2.217	95.04	1160.75	540.91	251015	949.58	178185
S-95-2	2.215	94.92	738.41	370	105355		

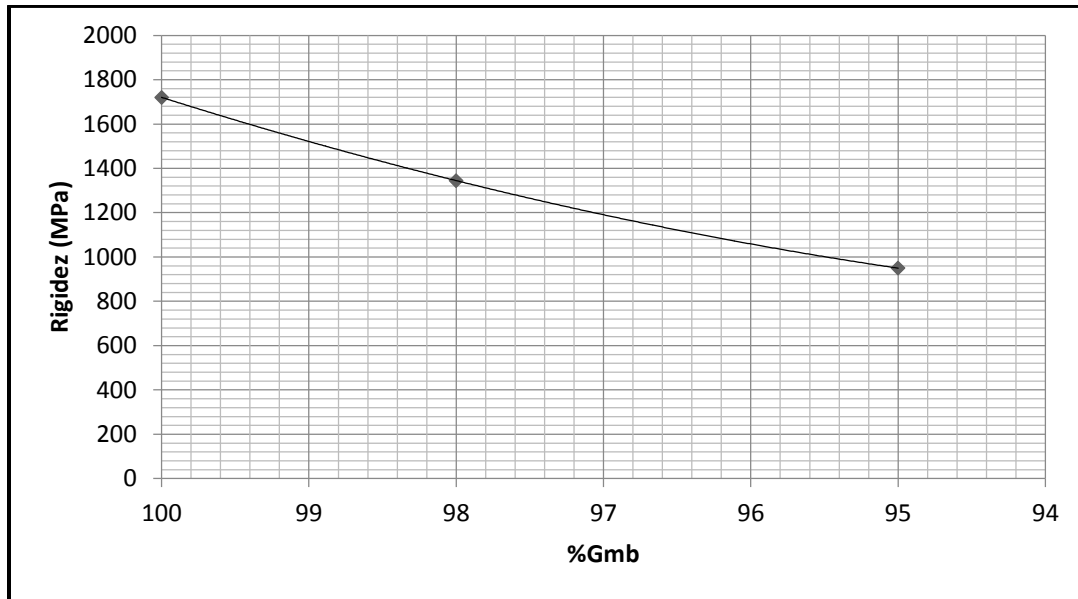


Figura 5-11 Perdida de la rigidez inicial conforme disminuye el nivel de compactación en diseño Superpave

Nuevamente se observa dispersión en los datos y que al disminuir el nivel de compactación disminuyen la rigidez inicial; el promedio de la duración de vida es disperso, pero aparentemente tiende a disminuir conforme disminuye el nivel de compactación. Las muestras compactadas al 98% pierden un 21.83% de la rigidez inicial. Las muestras compactadas al 95% pierden un 44.80% de la rigidez inicial en promedio, si se descarta la muestra S-95-2, se pierde un 32.53% de la rigidez inicial, valor que es más parecido a los obtenidos con el contenido óptimo del método Marshall.

Para tener mayor claridad en los resultados de esta prueba es necesario realizar muchos más ensayos, hasta obtener una aproximación más precisa del comportamiento de las mezclas a fatiga. Sin embargo, de manera general se puede apreciar que la rigidez inicial disminuye para condiciones de menor compactación, situación que ocurre para ambos casos.

Por ultimo las rigideces obtenidas con el contenido óptimo de Superpave, son poco mayores que las obtenidas con el contenido óptimo Marshall.

5.2.2. Reporte fotográfico



Figura 5-12 Vigas cortadas para ensayo de fatiga

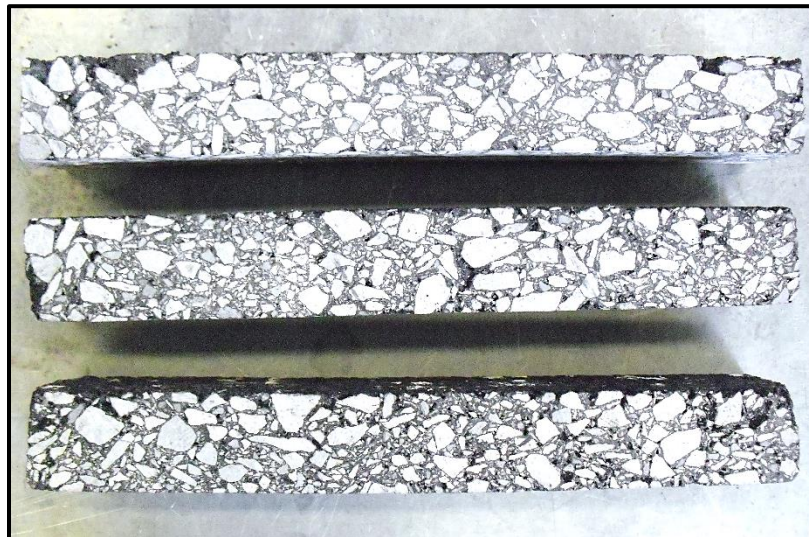


Figura 5-13 Aumento de vacíos conforme disminuye el nivel de compactación

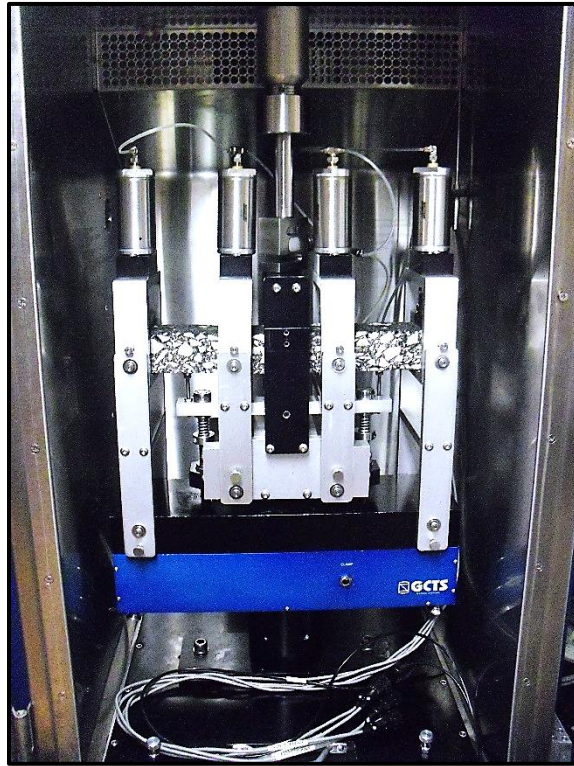


Figura 5-14 Configuración de la prueba de fatiga



Figura 5-15 Vigas después del ensayo

5.3. Comportamiento de las mezclas a la tensión por compresión

Se relaciona con el agrietamiento de la mezcla asfáltica, especialmente para bajas temperaturas. La resistencia a la tensión es un buen indicador del potencial de agrietamiento. Una deformación alta a la falla, indica que la mezcla asfáltica puede tolerar deformaciones altas antes de fallar, lo cual significa que probablemente resistirá más al agrietamiento que una mezcla con una deformación baja a la falla.

El ensayo de tensión indirecta consiste en aplicar una carga de compresión a lo largo de los ejes diametrales del espécimen cilíndrico. La carga se aplica por medio de dos barras, debido a la forma cilíndrica de la probeta; la carga de compresión produce un esfuerzo de tensión en el plano que corresponde a los diámetros. Durante el ensayo, la carga y la deformación son registradas hasta que ocurre la falla del espécimen.

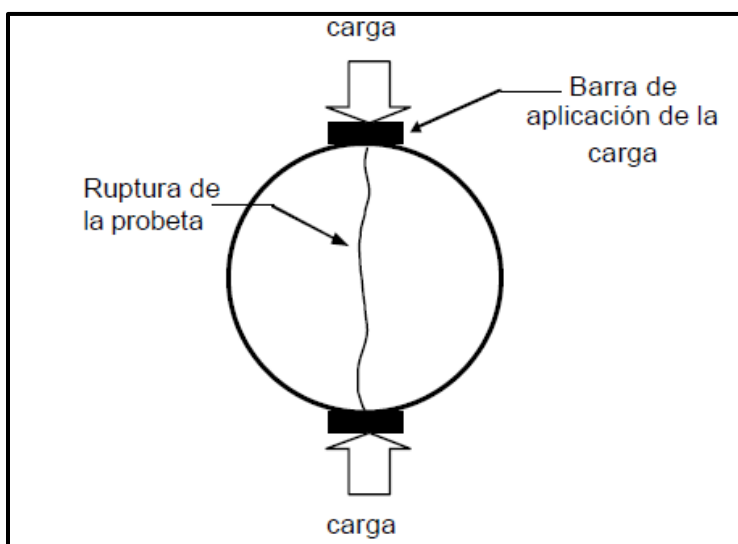


Figura 5-16 Ruptura de un espécimen en el ensayo de tensión indirecta

La caracterización de la resistencia a la tensión indirecta de la mezcla se realizó conforme a la norma NLT-346/90: *Resistencia a compresión diametral (ensayo brasileño) de mezclas bituminosas*. Esta norma describe el procedimiento que debe de seguirse para determinar la resistencia a compresión diametral de mezclas asfálticas utilizadas en pavimentación de carreteras.

Para el ensayo se utilizó una prensa de compresión, la cual proporciona durante la aplicación de la carga una velocidad uniforme de desplazamiento del sistema de carga de 50.8 mm/minuto.

El procedimiento de prueba de tensión indirecta, consiste en:

1. Se determinan las dimensiones de los especímenes, promediando varias lecturas. Aunque las dimensiones de las probetas no son característica privada del ensayo, se deben utilizar especímenes que cumplan una relación entre la altura y el diámetro mayor a 0.33.
2. Acondicionamiento térmico de los especímenes. Se introducen las probetas en el baño termostático regulado a 25 ± 1 °C, durante 6 h, y se sacan del mismo una a una, inmediatamente antes de ensayarlas.
3. Se retira la probeta del baño termostático y se sitúa en el dispositivo de sujeción.

4. Se aplica la carga a la probeta manteniendo la velocidad de deformación de 50.8 mm/minuto constante hasta que se rompa la probeta.

La resistencia a la tensión indirecta se calcula con la siguiente formula:

$$RTI = \frac{2P}{\pi hd}$$

Donde:

RTI: resistencia a la tensión indirecta

P: carga máxima, kgf

h: altura del espécimen, cm

d: diámetro del espécimen, cm

π : 3.1416

5.3.1. Resultados y análisis

En la siguiente tabla se muestran los valores de resistencia a la tensión indirecta de los especímenes elaborados con el método Marshall.

Tabla 31 Resultados de los ensayos de Resistencia a la Tensión indirecta para el diseño Marshall

Probeta	Gmb	% de compactación	H (mm)	D (mm)	Carga máx. de rotura (kgf)	Desplazamiento vertical (mm)	Resistencia a la tensión indirecta (kgf/cm ²)
100-1	2.313	100.06	63.15	101.54	858.51	2.15	8.52
100-2	2.305	99.69	61.68	101.50	880.24	1.83	8.95
100-3	2.312	100.00	62.43	101.69	922.41	1.67	9.25
98-1	2.266	98.02	63.73	101.71	851.60	1.75	8.36
98-2	2.272	98.29	63.41	101.66	869.58	1.86	8.59
98-3	2.268	98.10	63.86	101.78	827.38	2.02	8.10
96-1	2.225	96.24	67.05	101.74	770.85	2.13	7.19
96-2	2.229	96.40	66.48	101.74	720.16	2.11	6.78
96-3	2.227	96.33	65.55	101.69	682.24	2.08	6.52
95-1	2.173	94.01	67.05	101.60	442.22	2.36	4.13
95-2	2.195	94.92	67.05	101.60	479.64	2.32	4.48
95-3	2.215	95.81	67.05	101.60	465.12	2.46	4.35

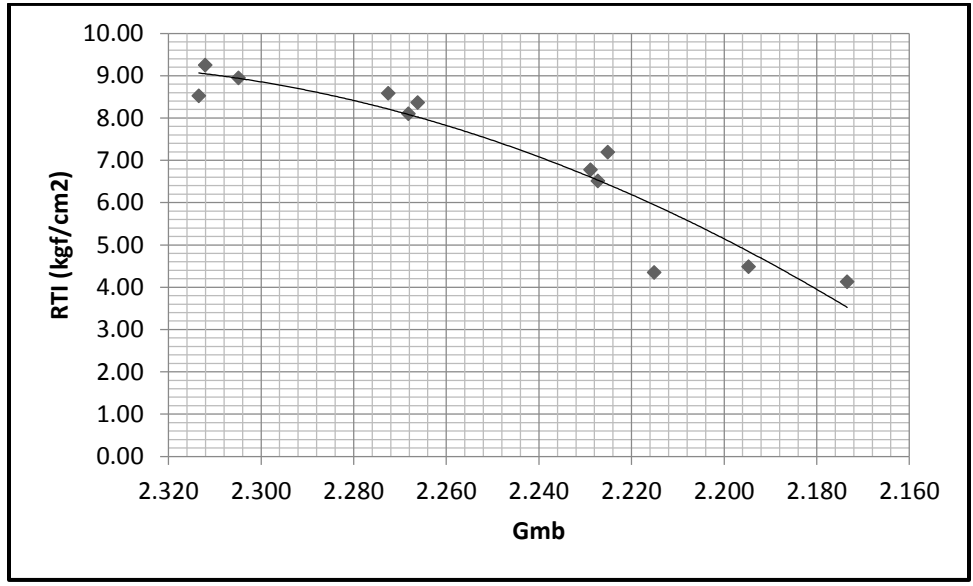


Figura 5-17 Disminución de la RTI conforme disminuye el nivel de compactación en probetas Marshall

De los datos anteriores se obtienen los valores promedio para cada nivel de compactación, quedando la siguiente tabla.

Tabla 32 Resumen de resultados de RTI Marshall

% de compactación	Resistencia a la tensión indirecta (kgf/cm²)	% de RTI respecto a la RTI inicial	Deformación vertical (mm)
100	8.91	100.00	1.89
98	8.35	93.76	1.87
96	6.83	76.66	2.10
95	4.32	48.50	2.38

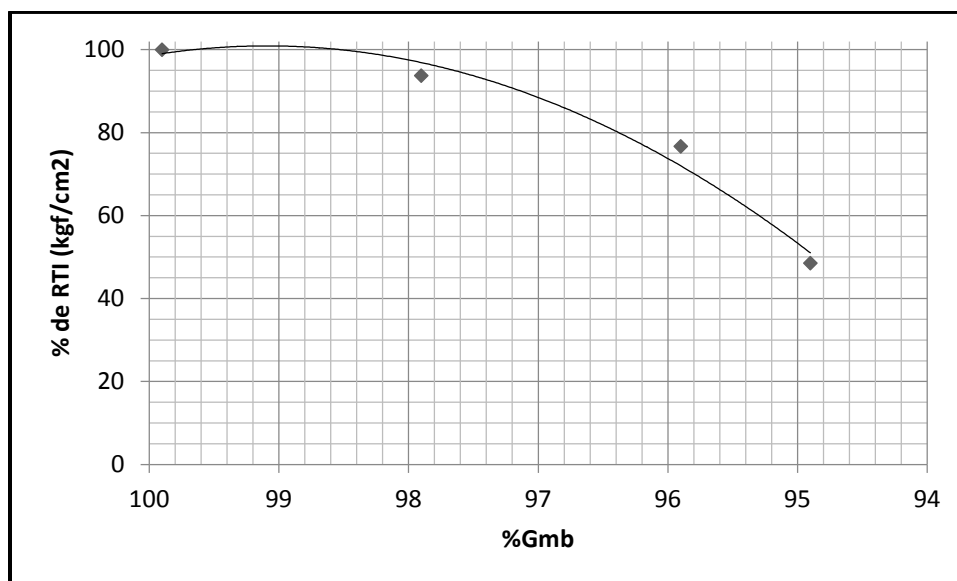


Figura 5-18 %RTI vs % Gmb (Marshall)

De los datos anteriores puede verse como la resistencia a la tensión indirecta disminuye conforme es menor el nivel de compactación. Una mezcla compacta al 98% de la Gmb, pierde un 6.24% de resistencia respecto a la Gmb de diseño; para una mezcla compactada al 95% de la Gmb, la pérdida es considerablemente mayor, se tiene una pérdida de 51.5%.

Por otro lado, también se observa que la deformación vertical aumenta conforme disminuye el nivel de compactación y la resistencia a la tensión indirecta.

Para el caso de los especímenes compactados con el método Superpave, se tienen los siguientes resultados.

Tabla 33 Resultados de los ensayos de Resistencia a la Tensión indirecta para el diseño Superpave

Probeta	Gmb	% de compactación	H (cm)	D (cm)	Carga máx. de rotura (kgf)	Desplazamiento vertical (mm)	Resistencia a compresión diametral (kgf/cm ²)
100-1	2.324	99.60	91.30	149.85	2059.64	3.03	9.58
100-2	2.336	100.11	91.85	149.85	2050.35	2.99	9.48
100-3	2.312	99.09	92.70	149.85	1976.56	2.97	9.06
98-1	2.301	98.64	92.90	149.85	2000.53	3.23	9.15
96-1	2.241	96.07	92.40	149.85	1519.14	3.90	6.98
96-2	2.233	95.71	92.70	149.85	1404.17	3.52	6.44
95-1	2.225	95.35	92.20	149.85	1299.21	4.01	5.99
95-2	2.216	95.00	92.80	149.85	1274.24	3.71	5.83

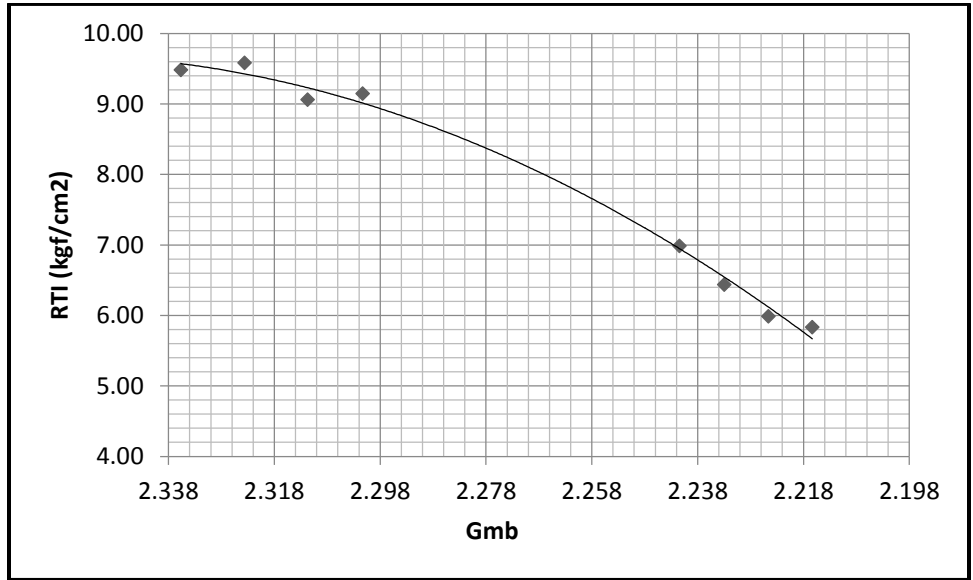


Figura 5-19 Pérdida de la RTI conforme disminuye el nivel de compactación en probetas Superpave

Tomando el promedio de los datos anteriores, se tiene la siguiente la siguiente tabla.

Tabla 34 Resumen de resultados de RTI Superpave

% de compactación	Resistencia a compresión diametral (kgf/cm2)	% respecto a la resistencia inicial	Deformación vertical (mm)
100	9.38	100	3.00
98	9.15	97.58	3.23
96	6.71	71.57	3.71
95	5.91	63.04	3.86

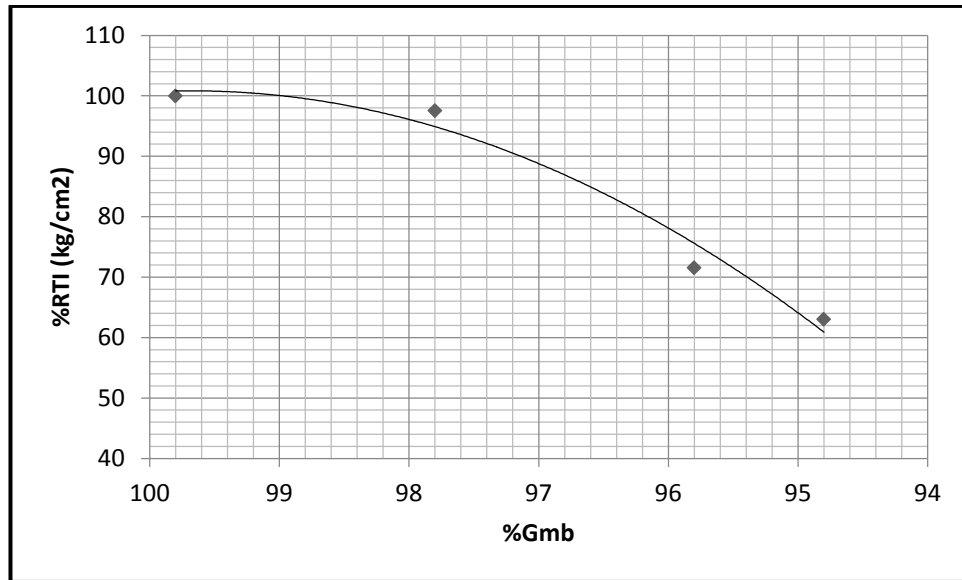


Figura 5-20 %RTI vs %Gmb (Superpave)

De la misma manera que ocurre con las probetas compactadas con el método Marshall, la resistencia a la tensión indirecta disminuye conforme es menor el nivel de compactación. Una mezcla compacta al 98% de la Gmb, pierde un 2.42% de resistencia respecto a la Gmb de diseño; para una mezcla compactada al 95% de la Gmb, la pérdida es considerablemente mayor, se tiene una pérdida de 36.96%. Así también, la deformación vertical aumenta conforme disminuye el nivel de compactación y la resistencia a la tensión indirecta.

Al comparar ambos métodos de compactación, se observó que es menor la pérdida de resistencia a la tensión indirecta, debida al nivel de compactación, de los especímenes compactados por la metodología de Superpave.

5.3.2. Reporte fotográfico



Figura 5-21 Configuración de la prueba de Tensión Indirecta en especímenes Marshall

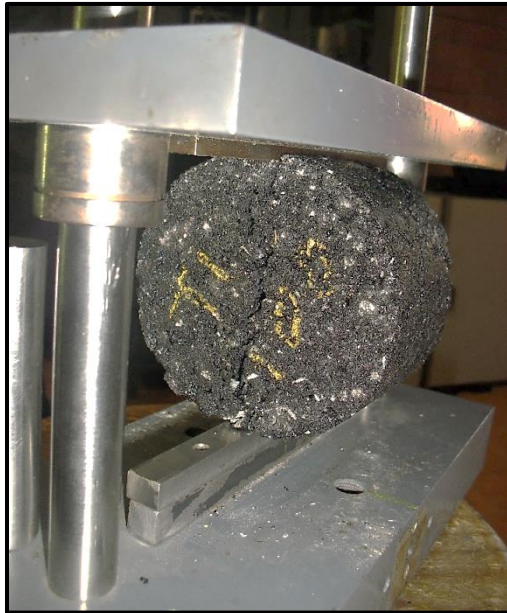


Figura 5-22 Ruptura de probeta Marshall, ensayada a Tensión indirecta

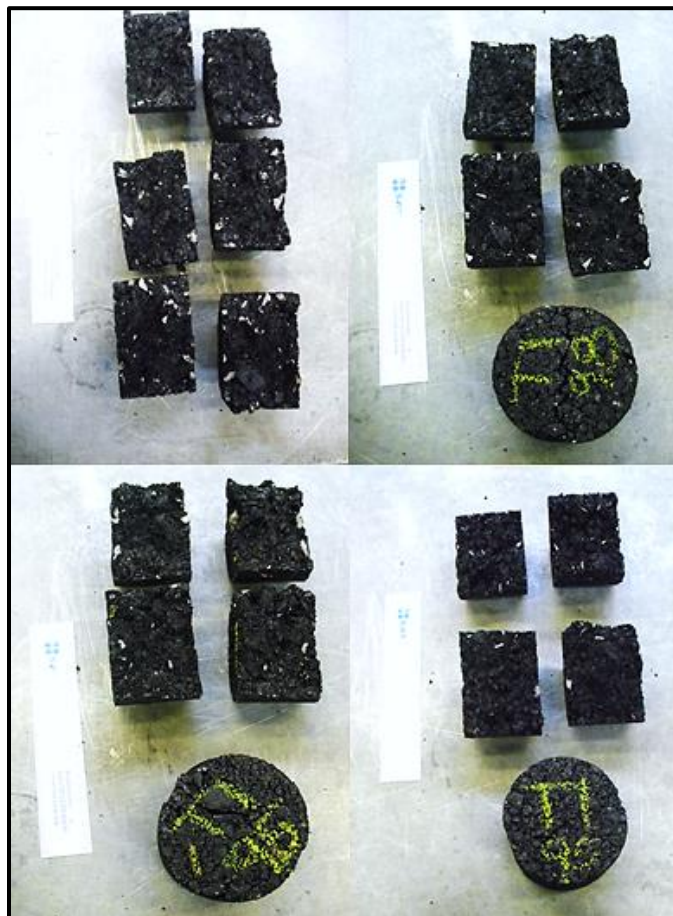


Figura 5-23 Zona de falla en probetas Marshall debido a la RTI

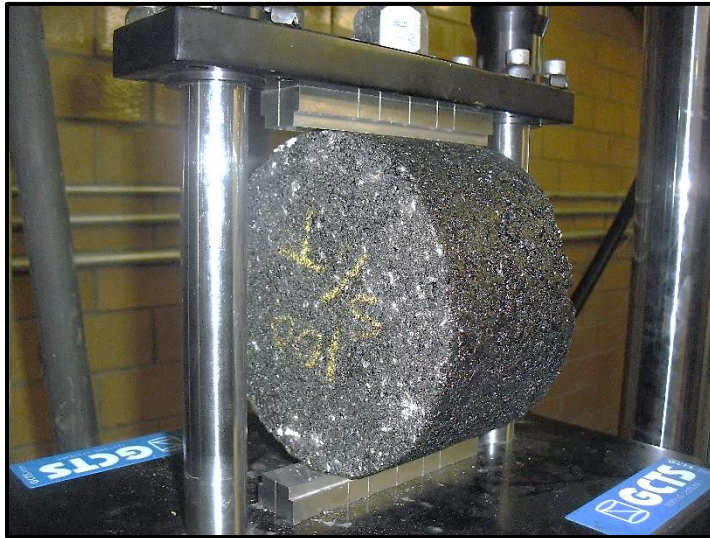


Figura 5-24 Configuración de la prueba de Tensión indirecta en especímenes Superpave



Figura 5-25 Ruptura de probeta Superpave, probada a Tensión indirecta

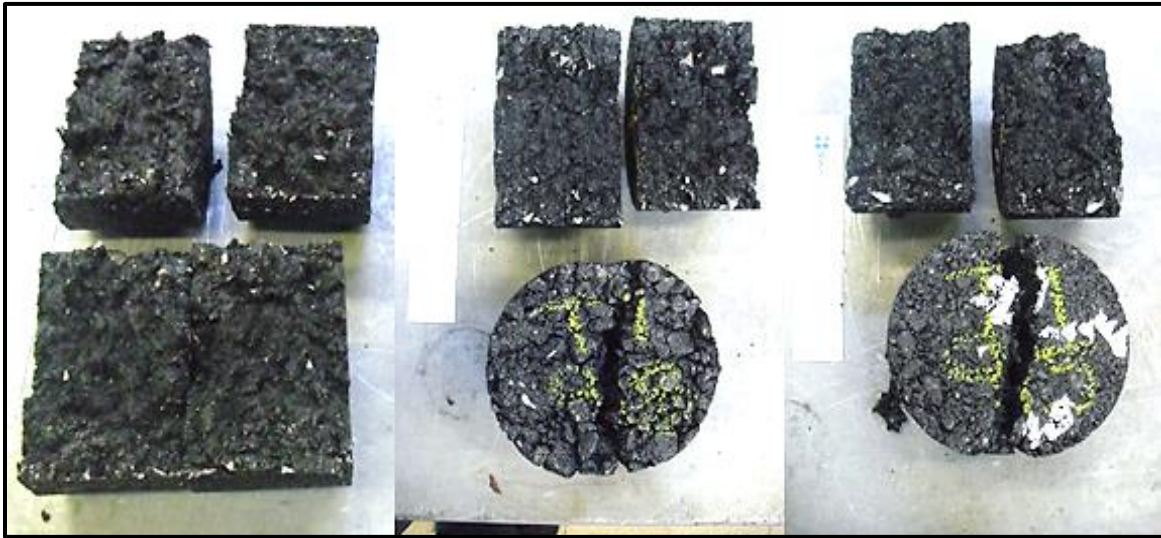


Figura 5-26 Zona de falla de probetas Superpave

5.4. Comportamiento de las mezclas por susceptibilidad a la humedad

El daño por agua en los pavimentos asfálticos puede ser causado por varios mecanismos, entre ellos la falta de adhesión entre el agregado y el asfalto, la falta de cohesión entre las moléculas del agregado, la emulsificación espontánea del asfalto y, en climas extremos, el congelamiento del agua atrapada en la mezcla asfáltica.

En dichos mecanismos podemos distinguir entre físicos y químicos. Los químicos son aquellos que afectan la interacción en la superficie existente entre las moléculas de asfalto y las del agregado. Los mecanismos físicos se relacionan con la penetración del agua en dicha superficie. Es necesario identificar a qué tipo pertenecen para evitar su presencia en las mezclas asfálticas. A continuación revisaremos brevemente cada uno de ellos.

- *Falta de adhesión entre el agregado y el asfalto:* el principal mecanismo de daño a los pavimentos asfálticos por la acción del agua es el desprendimiento entre el asfalto y el agregado. Este desprendimiento se basa en un fenómeno químico en el que las moléculas de agua alteran las interacciones en la superficie que está entre ambos. Todos los agregados presentan mayor afinidad hacia el agua, por lo que son más rápidamente humedecidos por ésta que por el asfalto.
- *Falta de cohesión entre las moléculas del asfalto:* la fuerza con que se unen las moléculas del asfalto se denomina cohesión. Cuando la cohesión es grande, ya sea por su naturaleza misma o por la incorporación de polímeros, la resistencia de la mezcla al daño causado por la humedad aumenta. El agua que queda atrapada en los vacíos de la mezcla asfáltica se evapora conforme aumenta la temperatura, lo que rompe la película de asfalto.
- *Falta de cohesión entre las moléculas de agregado:* algunos investigadores proponen que otra de las causas del daño inducido por la humedad en las mezclas asfálticas es la falta de cohesión entre las moléculas del agregado, ya que una vez que el agua penetró por la película de asfalto, llegando hasta el agregado, éste es disuelto, lo cual genera esta falta de cohesión.
- *Emulsificación espontánea del asfalto:* ésta puede ocurrir cuando los agregados contienen cierto tipo de arcillas que funcionan como agentes emulsificantes. Éstos, una vez que son humectados por la presencia de agua en la mezcla asfáltica y activados por la energía de

fricción que producen los neumáticos de los vehículos, forman la emulsión asfáltica, lo que ocasiona el desprendimiento entre el asfalto y el agregado.

- *Congelamiento del agua atrapada en la mezcla*: otra posible causa por la que el asfalto se despega del agregado consiste en el congelamiento del agua que queda atrapada en la mezcla, pues ésta, al incrementar su volumen, rompe la cohesión entre las moléculas del asfalto.
- *Polaridad*: el asfalto es una mezcla de diversos compuestos orgánicos, generalmente hidrocarburos de distintos pesos moleculares y estructuras químicas, por lo que el mismo es un material no polar (no conduce la electricidad) en comparación del agregado, que es totalmente polar. A pesar de esta no polaridad del asfalto, algunos tipos contienen ciertos ácidos carboxílicos que le proporcionan una ligera carga negativa, los cuales, al estar en contacto con agregados ácidos (silicosos) cargados negativamente, generan una alta repulsión en la superficie, lo que explica que se desprendan con mucha facilidad del agregado en presencia del agua. Debido a esto, existen sustancias como la cal que cambia la carga del agregado para formar el enlace químico, y sustancias que tienen una parte no polar afín al agregado, con la misma finalidad; estos aditivos son llamados “aditivos promotores de adhesividad” o “aditivos antistripping”.

Para evaluar el daño de la humedad en las mezclas asfálticas existen diversos métodos. Los más utilizados en la mayoría de los países son:

- Método de ebullición: el objetivo de la prueba es determinar la pérdida de película asfáltica en los materiales pétreos, debido a la acción del agua en ebullición; este método se encuentra estandarizado por la norma ASTM D-3625.
- Método de tensión indirecta: éste método es el más utilizado en el mundo para evaluar la sensibilidad al agua de las mezclas asfálticas y está estandarizado en las normas AASHTO T-283 Y ASTM D-4867.
- Método de la rueda cargada Hamburgo: este método utiliza un equipo compuesto por dos ruedas de acero que se mueven axialmente sobre una muestra de mezcla asfáltica; los especímenes son probados típicamente a 50° C y sumergidos completamente en un baño de agua, con la temperatura constante en toda la prueba. El criterio general de falla es definido a 4 mm de deformación máxima en autopistas y 2.5 mm en zonas industriales.
- Método de inmersión-compresión: este método es muy utilizado en muchos países y está estandarizado en las normas AASHTO T-165 y ASTM D-1075.

Como ya se vio, la evaluación de la susceptibilidad a la humedad sirve para identificar si una combinación de ligante asfáltico y agregado, es susceptible a la acción del agua. En el presente trabajo se evaluará la susceptibilidad a la humedad de la mezcla en estudio mediante el método de tensión indirecta; dicho método consiste en los siguientes pasos:

1. *Fabricación de los especímenes*

El tamaño de los especímenes cilíndricos debe ser de 100 mm de diámetro por $63,5 \pm 2,5$ mm de altura o de 150 mm de diámetro por 95 ± 5 mm de altura.

Cuando la mezcla sea fabricada y compactada en laboratorio el procedimiento de preparación de la muestra es el siguiente:

Se mezcla y se coloca la cantidad suficiente de mezcla para un espécimen en una charola y se deja enfriar a temperatura ambiente por dos horas. Posteriormente se coloca en el horno a $60 \pm$

3° C por un periodo de 16 ± 1 horas para su curado. Después del curado, se sube la temperatura a temperatura de compactación $\pm 3^\circ$ C durante 120 ± 10 minutos. Transcurrido ese periodo la mezcla se compacta hasta alcanzar un volumen de vacíos (V_a) de $7,0 \pm 0,5\%$.

2. *Acondicionamiento de los especímenes*

- Se separan los especímenes en dos grupos. Se debe procurar que los vacíos de aire promedio de ambos grupos sean aproximadamente iguales. Uno de los dos grupos de especímenes se acondiciona.
- El acondicionamiento consiste en saturar los especímenes entre el 70 y 80%.
- Se cubre ajustadamente cada espécimen parcialmente saturado con la película de plástico. Posteriormente se coloca cada espécimen cubierto, en una bolsa de plástico que contenga 10 ± 0.5 ml de agua y se sella la bolsa. Se colocan las bolsas que contienen los especímenes en el refrigerador a una temperatura de $-18 \pm 3^\circ$ C por un periodo mínimo de 16 horas.
- Después del periodo dentro del refrigerador, se extraen los especímenes y se colocan en un baño de agua potable a $60 \pm 1^\circ$ C por un periodo de 24 ± 1 hora. Tan pronto como sea posible, después de colocar los especímenes en el baño, se retira la bolsa y la película de plástico de cada espécimen.
- Después de la inmersión de 24 horas, se retiran los especímenes y se colocan en otro baño a $25 \pm 0.5^\circ$ C por un periodo de 120 ± 10 minutos.

3. *Ensayo de los especímenes*

- Después del periodo de acondicionamiento se retiran los especímenes y se ensayan; en cuanto a los especímenes del otro subgrupo, solamente se mantienen a 25° C durante dos horas y se ensayan.
- Con lo anterior se obtiene un valor promedio de la fuerza por unidad de área para los dos grupos. También se obtiene el valor de relación de fuerza de tensión indirecta (RST) dividiendo el valor promedio de ambos especímenes; este valor debe de ser mayor a 80% para que la mezcla sea resistente a los daños causados por la humedad.

$$RST = \frac{S_2}{S_1}$$

Donde:

RST: es la relación de resistencia a la tensión

S_1 : es la resistencia a la tensión por medio de la muestra sin acondicionamiento, en kgf/cm²

S_2 : es la resistencia a la tensión por medio de la muestra acondicionada, en kgf/cm²

5.4.1. Resultados y análisis

Los datos obtenidos para los especímenes compactados mediante el método Marshall son los siguientes:

Tabla 35 Grupo A, sin acondicionamiento y ensayados a 25°C

Núm. Probeta	Gmb	% de compactación	H (mm)	D (mm)	Carga máx. de rotura (kgf)	Desplazamiento vertical (mm)	Resistencia a la tensión indirecta (kgf/cm ²)
100-2	2.295	99.28	64.05	101.63	802.44	1.88	7.85
100-4	2.316	100.16	62.51	101.46	860.76	1.63	8.64
100-8	2.313	100.06	63.60	101.60	884.27	1.57	8.71
98-3	2.251	97.37	65.88	101.71	841.90	1.87	8.00
98-4	2.284	98.79	63.98	101.50	993.43	1.58	9.74
98-6	2.258	97.66	64.88	101.63	868.38	1.67	8.38
96-3	2.250	97.33	66.66	101.55	874.75	2.12	8.23
96-5	2.222	96.11	66.90	101.59	845.94	1.69	7.92
96-6	2.223	96.16	67.14	101.53	652.75	1.99	6.10
95-3	2.203	95.30	68.83	101.65	730.46	2.07	6.65
95-4	2.198	95.07	68.56	101.68	689.18	2.12	6.29
95-6	2.202	95.23	68.15	101.60	794.08	1.68	7.30

Tabla 36 Grupo B, con acondicionamiento y ensayadas a 25°C

Núm. Probeta	Gmb	% de compactación	H (mm)	D (mm)	Carga máx. de rotura (kgf)	Desplazamiento vertical (mm)	Resistencia a la tensión indirecta (kgf/cm ²)
100-3	2.289	98.98	63.20	101.45	829.11	2.25	8.23
100-6	2.318	100.24	62.19	101.61	762.66	2.03	7.68
100-7	2.295	99.28	64.50	101.60	725.82	1.88	7.05
98-1	2.272	98.27	64.11	101.66	778.62	1.86	7.61
98-2	2.248	97.22	64.59	101.69	730.18	2.12	7.08
98-5	2.268	98.08	64.48	101.68	672.93	2.17	6.53
96-1	2.243	97.01	65.76	101.56	713.84	1.92	6.80
96-2	2.225	96.22	66.32	101.48	697.23	2.59	6.60
96-4	2.229	96.40	66.62	101.70	663.15	1.85	6.23
95-1	2.204	95.34	68.28	101.64	500.68	1.99	4.59
95-2	2.196	94.97	67.88	101.68	554.80	2.33	5.12
95-5	2.199	95.09	66.23	101.65	481.88	2.55	4.56

Graficando los datos de ambas tablas en un mismo gráfico, se observa la pérdida de resistencia a la tensión indirecta, entre ambos grupos.

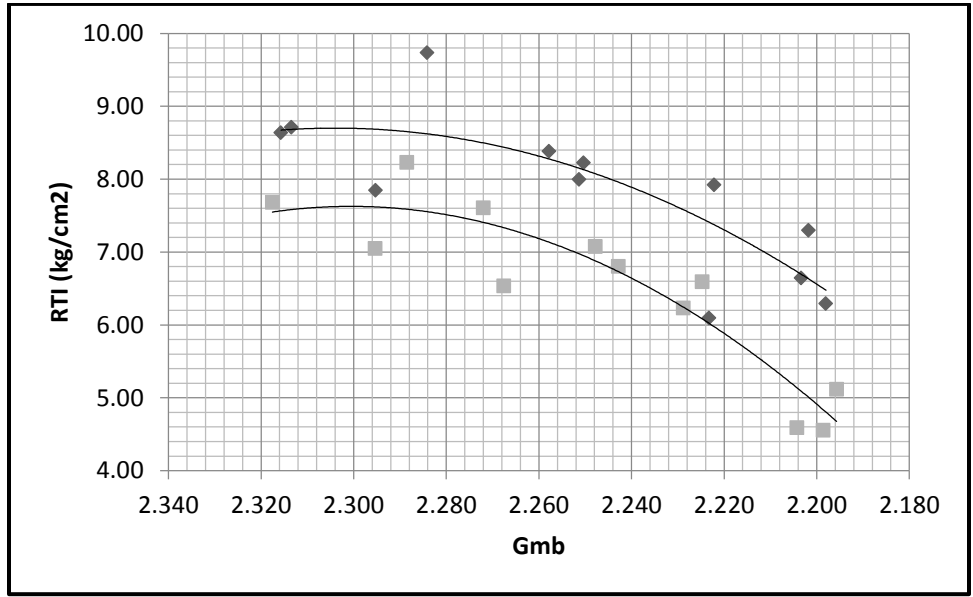


Figura 5-27 Perdida de la RTI en especímenes Marshall debido al acondicionamiento

Utilizando los valores promedio, se tiene que la perdida de resistencia por tensión directa es la siguiente.

Tabla 37 Resumen de Susceptibilidad a la Humedad en probetas Marshall

%Compactación	RTI de A (kgf/cm²)	RTI de B (kgf/cm²)	%RST
100	8.40	7.66	91.14
98	8.71	7.07	81.22
96	7.42	6.54	88.24
95	6.75	4.76	70.48

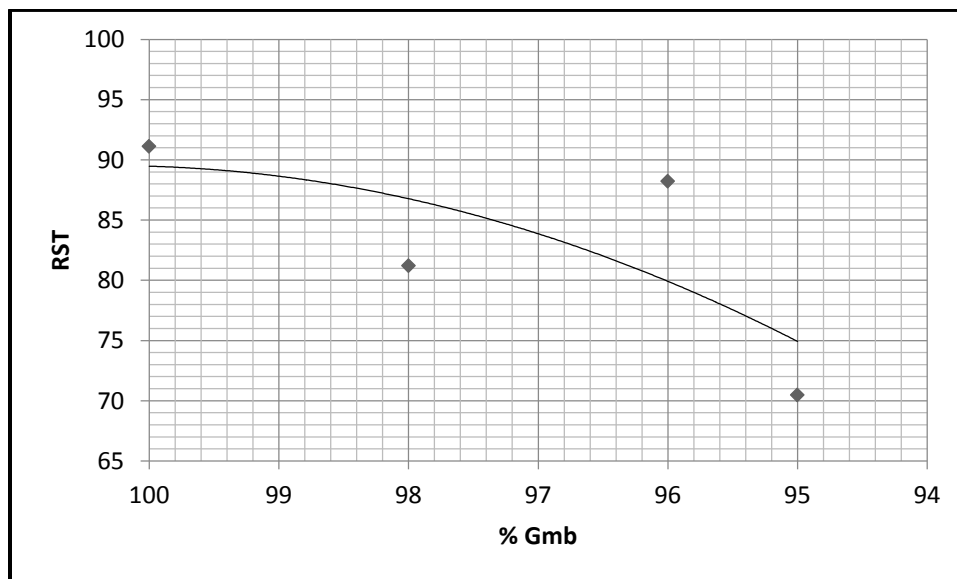


Figura 5-28 Aumento de la susceptibilidad a la humedad conforme disminuye el nivel de compactación en especímenes Marshall

Se observa cómo va disminuyendo la resistencia a la susceptibilidad a la humedad. Para un 100% se tiene un RST= 89.5%. Con un 98% de la Gmb se tiene un RST=87%, que es 2.8% menor respecto al RST para el 100% de la Gmb. El 100% y 98% de la Gmb tienen un RST mayor al 80%, por lo tanto son resistentes a los daños inducidos por la humedad.

Para la condición del 95% de la Gmb, se tiene un RST=75%, menor al mínimo, para esta condición, la mezcla es más susceptible a los daños inducidos por la humedad. Además el RST para el 95% de la Gmb es un 16.2% menor respecto al obtenido para 100% de la Gmb.

Analizando de la misma forma los datos correspondientes a los especímenes de Superpave se tiene:

Tabla 38 Grupo C, sin acondicionamiento y ensayadas a 25°C

Núm. Probeta	Gmb	% de compactación	H (mm)	D (mm)	Carga máx. de rotura (kgf)	Desplazamiento vertical (mm)	Resistencia a la tensión indirecta (kgf/cm ²)
100-1	2.301	98.61	93.40	149.85	2123.42	4.07	9.66
100-3	2.331	99.90	92.70	149.85	1957.43	2.73	8.97
98-1	2.282	97.81	93.78	149.85	1992.83	3.10	9.03
98-3	2.296	98.42	93.70	149.84	2330.53	2.80	10.57
97-1	2.260	96.89	94.38	149.86	2006.44	2.87	9.03
97-3	2.279	97.67	94.38	149.90	1968.24	3.08	8.86
95-2	2.203	94.43	93.40	150.44	1659.80	3.93	7.52
95-4	2.219	95.12	91.70	149.85	1696.82	3.30	7.86

Tabla 39 Grupo D, con acondicionamiento y ensayadas a 25°C

Núm. Probeta	Gmb	% de compactación	H (mm)	D (mm)	Carga máx. de rotura (kgf)	Desplazamiento vertical (mm)	Resistencia a la tensión indirecta (kgf/cm ²)
100-2	2.314	99.21	90.50	149.85	1591.09	3.73	7.47
100-4	2.304	98.75	91.80	149.85	1673.87	3.36	7.75
98-2	2.294	98.31	94.05	149.9	1640.21	4.17	7.41
98-4	2.284	97.91	94.23	149.78	1796.44	3.67	8.10
97-2	2.271	97.36	94.68	149.8	1418.50	3.90	6.37
97-4	2.268	97.21	94.40	149.85	1445.38	3.89	6.50
95-1	2.217	95.01	92.54	149.95	1068.79	4.41	4.90
95-3	2.214	94.92	93.20	149.93	1175.79	3.67	5.36

Graficando los datos de ambas tablas en un mismo gráfico, se observa la pérdida de resistencia a la tensión indirecta, entre ambos grupos.

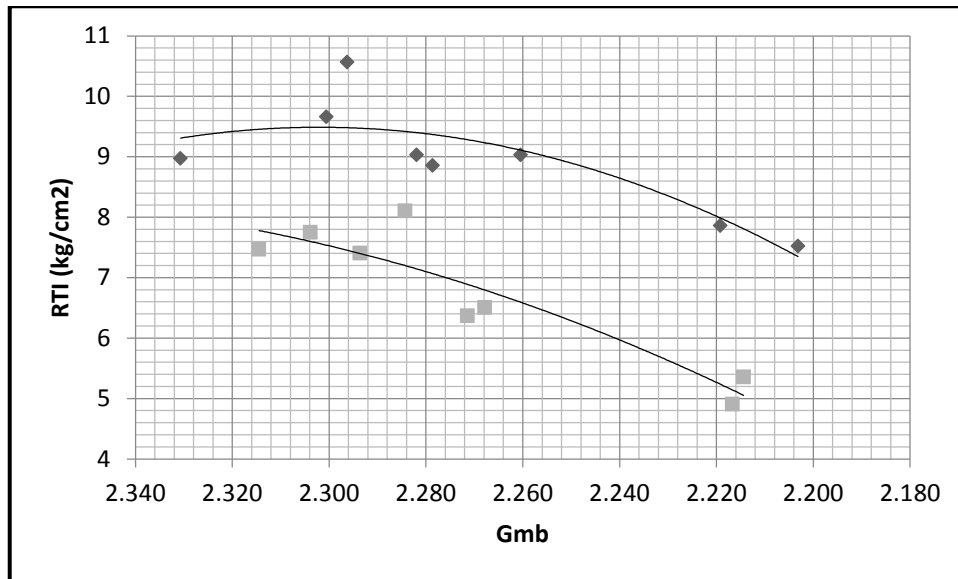


Figura 5-29 Pérdida de RTI en especímenes Superpave debido al acondicionamiento

Utilizando los valores promedio, se tiene que la pérdida de resistencia por tensión directa es la siguiente.

Tabla 40 Resumen de Susceptibilidad a la Humedad en probetas Superpave

%Compactación	RTI de C (kgf/cm ²)	RTI de D (kgf/cm ²)	%RST
100	9.31	7.61	81.68
98	9.80	7.75	79.15
97	8.94	6.44	71.96
95	7.69	5.13	66.71

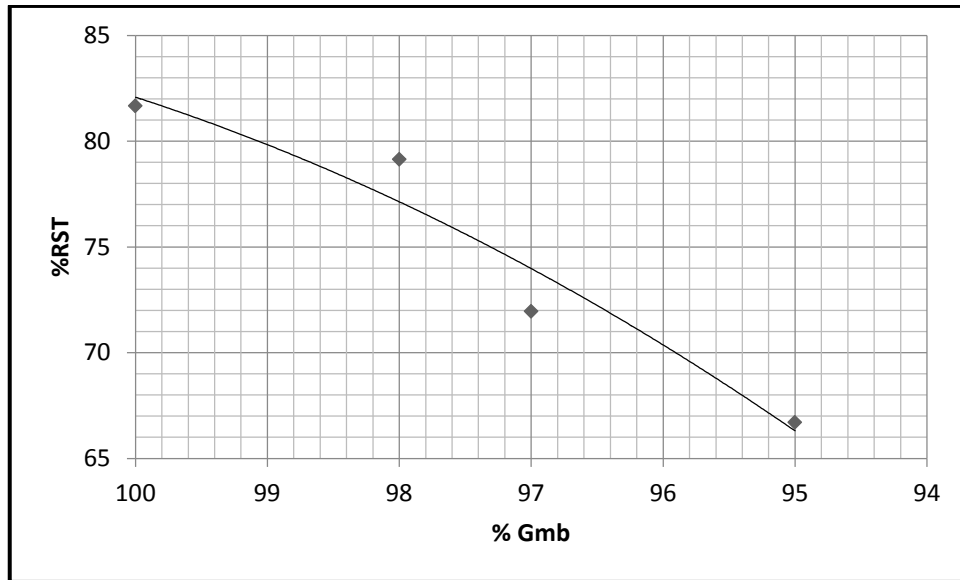


Figura 5-30 Aumento de la Susceptibilidad a la humedad conforme disminuye el nivel de compactación en especímenes Superpave

Para un 100% se tiene un RST= 81.68%. El 100% tienen un RST mayor al 80%, por lo tanto es resistente a los daños inducidos por la humedad.

Con un 98% de la Gmb se tiene un RST=77%, que es 6.0% menor respecto al RST para el 100% de la Gmb. El valor del RST para esta condición, es muy cercano al mínimo. De usarse esta mezcla, se tiene que considerar como elevar la resistencia de la susceptibilidad a la humedad o modificar el diseño.

Para la condición del 95% de la Gmb, se tiene un RST=66.5%, menor al mínimo, para esta condición, la mezcla es más susceptible a los daños inducidos por la humedad. Además el RST para el 95% de la Gmb es un 18.9% menor respecto al obtenido para 100% de la Gmb.

Se puede observar que la mezcla compactada con el contenido óptimo de Superpave, es más susceptible a la humedad, situación producto de que para Superpave el contenido óptimo de asfalto es menor respecto al Marshall. El hecho de que Superpave tenga un contenido menor de asfalto, implica que la película de asfalto que envuelve a las partículas de agregado pétreo sea más delgada y se tenga una mayor interacción entre el agua y agregado pétreo; así también, una menor cohesión entre las partículas.

El hecho de que Superpave tenga una mayor densidad que la Marshall, es producto del tipo de compactación, lo que da lugar a una menor cantidad de asfalto para cumplir las especificaciones volumétricas.

5.4.2. Reporte fotográfico

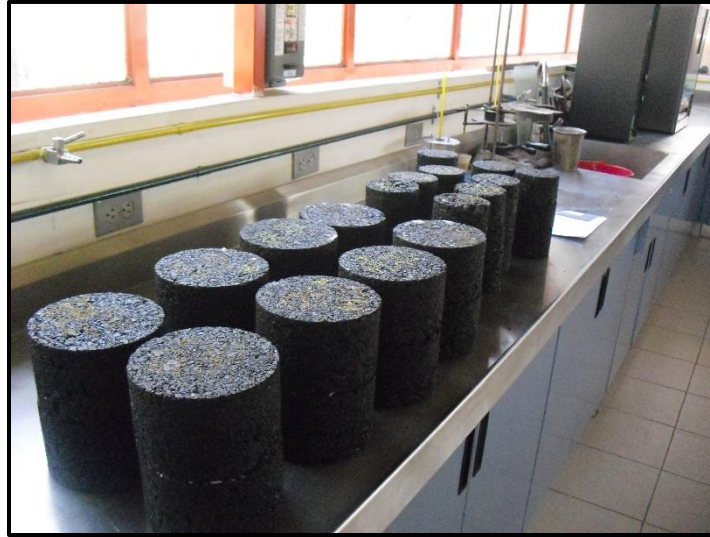


Figura 5-31 Especímenes Marshall y Superpave para ensayo de susceptibilidad a la humedad



Figura 5-32 Saturación de las probetas, como parte del acondicionamiento para el ensayo de Susceptibilidad a la humedad



Figura 5-33 Especímenes Superpave durante el ciclo de congelamiento a -18°C

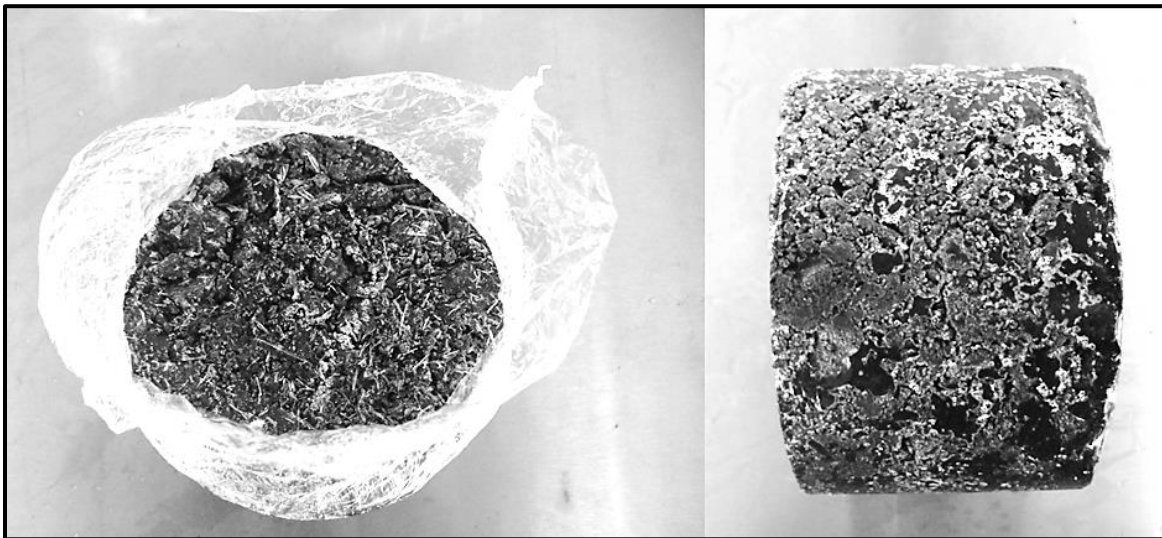


Figura 5-34 Apariencia de especímenes Superpave después del ciclo de congelamiento



Figura 5-35 Especímenes Superpave durante el ciclo de descongelamiento a 60°C

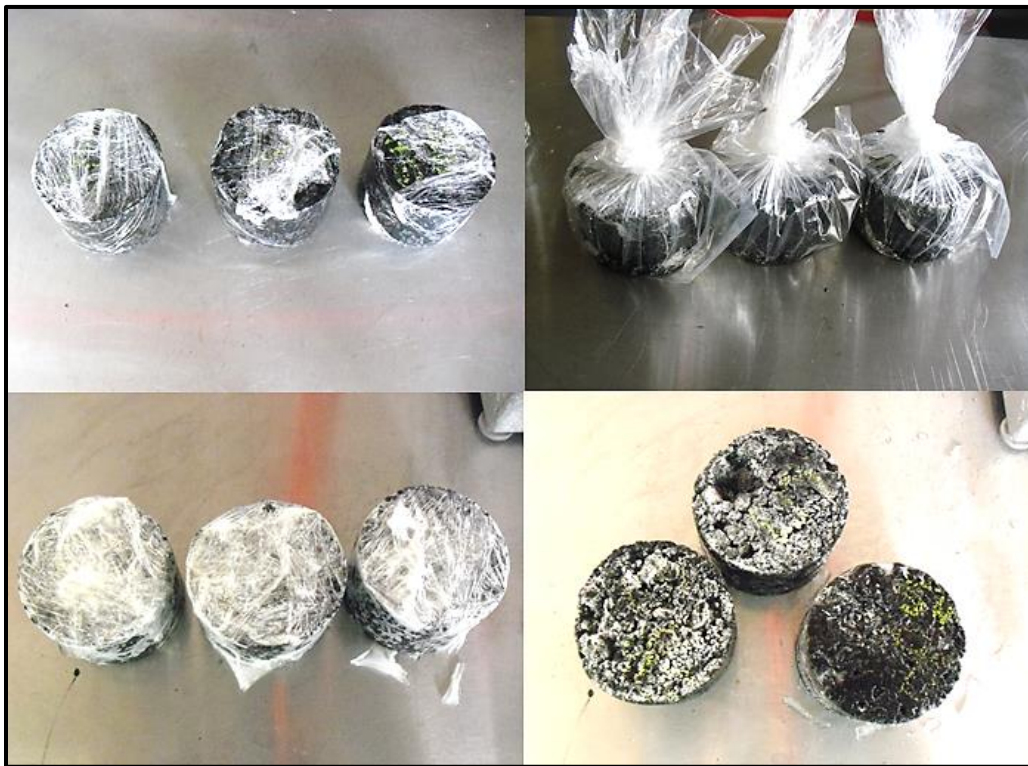


Figura 5-36 Acondicionamiento de especímenes Marshall

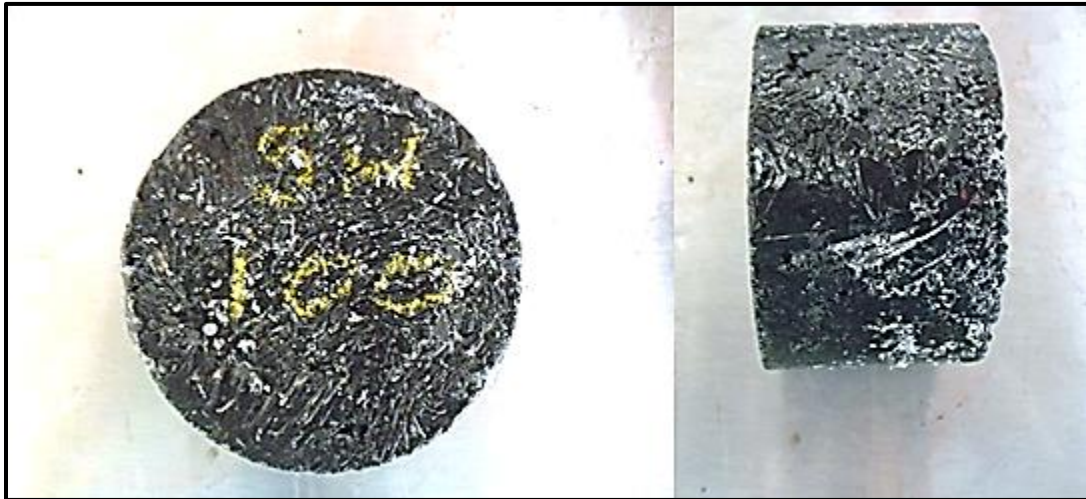


Figura 5-37 Apariencia de los especímenes Marshall después del ciclo de congelamiento



Figura 5-39 Especímenes Marshall durante el ciclo de descongelamiento

Capítulo 6. Conclusión y líneas de investigación

Las conclusiones de mayor relevancia encontradas en el presente trabajo se mencionan a continuación:

Respecto a los métodos de dosificación utilizados en la fabricación de probetas en laboratorio:

- Al utilizar el método de matrices en la dosificación, se tiene mayor exactitud en la cantidad de material fino que se agrega a la combinación de agregados de diseño. Con lo que se asegura que los espacios intergranulares estarán llenos con la combinación de asfalto y finos establecida en el diseño. Una cantidad mayor de finos cambiaría los parámetros volumétricos de la mezcla.
- El método gráfico es subjetivo, ya que depende mucho de la persona que dibuje las rectas utilizadas en el método. Es decir, dos personas con las mismas curvas granulométricas, pueden obtener dos resultados distintos; principalmente por la precisión que se tenga al dibujar.

Respecto a los métodos de diseño:

- El diseño mediante el método Marshall, resultó con un contenido de asfalto óptimo mayor (3%) y un peso específico menor (0.9%), comparado con el contenido óptimo del diseño Superpave.
- Los Vacíos de Aire (Va), son mayores en el diseño Marshall, situación que trae consigo un porcentaje mayor de Vacíos en el Agregado Mineral (VAM) y un porcentaje menor de Vacíos Llenos con Asfalto (VFA), al compararlos con el diseño Superpave.
- En ambos diseños se dosificó (el agregado pétreo y asfalto) y mezcló de la misma forma. El método de compactación es el que provoca las diferencias de resultados entre ambos métodos.
- La tecnología desarrollada por Superpave, para compactar en laboratorio, está enfocada a simular de mejor manera la compactación de campo. Esta situación trae como consecuencia equipos sofisticados y costosos comparados con la tecnología desarrollada por Marshall. Así también, el control de calidad en campo con la tecnología de Superpave se complica, porque es difícil llevar los equipos a campo.
- Superpave controla en campo el peso volumétrico, granulometría y contenido de asfalto mientras que el método Marshall adicionalmente controla la estabilidad y el flujo. Ambos tienen cuidado de las temperaturas de mezclado, colocación y compactación.

Respecto al nivel de compactación

- Una disminución pequeña (5%), en el nivel de compactación de una mezcla, provoca un aumento de poco más del doble de vacíos de aire en la mezcla compacta, modificando así los demás parámetros volumétricos considerados en el diseño, con lo que aumenta la permeabilidad en la mezcla compactada.
- El nivel de compactación es la principal variable que influye en el comportamiento; mezclas con menor compactación disminuyen su desempeño de manera considerable.

Respecto al desempeño de las mezclas a deformación permanente

- El valor de la Gmb llevada al Nmax, para las mezclas estudiadas, es un valor que garantiza una mezcla estable; es decir, con una alta resistencia a la deformación permanente. Esta situación se comprueba con los ensayos en la Rueda de Pista Española; para especímenes compactados al 100% de la Gmb de proyecto, no se alcanza la deformación máxima permitida en la norma.
- Una mezcla compactada al 95% de la Gmb de proyecto, disminuye poco más del 50% su desempeño; es decir, la mitad de ciclos que resistiría la mezcla compactada al 100% del proyecto.
- La diferencia de contenido de asfalto, la cual era muy poca, no provocó gran diferencia de resultados entre los dos contenidos óptimos, pero sí se manifiesta.

Respecto al desempeño de las mezclas a fatiga

- Se tiene dispersión en los resultados, como ya se había aclarado, la dispersión es un fenómeno inherente a la prueba de fatiga. Analizando los promedios de los resultados, se observa que con un contenido de asfalto menor, en el caso del óptimo dado por Superpave, se tienen rigideces mayores a las del óptimo Marshall.
Con la observación anterior se concluye que la rigidez es una propiedad que resulta sensible a la variación del contenido de asfalto.
- Una mezcla compactada al 95% pierde en promedio un 35% de la rigidez inicial respecto a una mezcla compactada al 100% del proyecto. Ésta observación se presentó en ambos diseños

Respecto al desempeño de las mezclas a tensión indirecta

- Las probetas fabricadas con el compactador Superpave tienen mayores valores de resistencia a la tensión indirecta.
- En promedio una mezcla compactada al 95% pierde un 44% de resistencia respecto de las bien compactadas.
- Los resultados con el diseño Superpave tiene mayores deformaciones antes de la carga de rotura que las obtenidas con el diseño Marshall.

Respecto al desempeño de las mezclas a susceptibilidad a la humedad

- Para el óptimo Marshall la susceptibilidad a la humedad aumenta lentamente al compararlo con el óptimo Superpave.
- El diseño Superpave no cumple la susceptibilidad a la humedad, pero su valor es cercano al límite mínimo establecido.
- La variación del contenido de asfalto influye considerablemente en el desempeño frente a la humedad. Un mayor contenido de asfalto disminuye la susceptibilidad a la humedad.

Respecto al valor mínimo de compactación especificado en normas de la SCT

- Para las mezclas estudiadas en esta investigación, no se recomienda la compactación al 95% de Gmb de proyecto; se observa una gran disminución en el desempeño. No hay que olvidar que las sollicitaciones en las mezclas, que se intentan analizar con las pruebas, en campo ocurren al mismo tiempo y no por separado; es decir, se puede tener menor desempeño al considerar el efecto potenciado de todos los daños en conjunto.

- La compactación recomendada es al 100% del Gmb, lo cual se logra teniendo un alto control de calidad en el proceso de fabricación de la mezcla y en la construcción.

Futuras líneas de investigación

- Para poder lograr una mayor certeza del comportamiento de las mezclas compactadas en un rango de 100% al 95% de la Gmb de proyecto se puede realizar un trabajo más extenso que el presentado en esta tesis. Algunas de las condiciones a estudiar en ese trabajo más extenso serían las siguientes:
 - Estudiar con más de un material pétreo, considerando los materiales más utilizados en la pavimentación en el país.
 - Estudiar con asfaltos que se consideren que tendrán un desempeño satisfactorio para diferentes zonas climáticas en el país.
 - Utilizar varias curvas granulométricas, por ejemplo una fina, otra gruesa y una intermedia, verificando que cumplan con las zonas establecidas por normas.
- Es importante también saber la repercusión económica que se tendría al elevar el nivel mínimo de compactación, comparando la mejora de desempeño en el costo global actualizado de tramos carreteros bien compactados respecto de aquellos que se encuentre en el mínimo especificado.

Capítulo 7. Bibliografía

- AASHTO. (2003). *T 283-03 Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture-Induced Damage*. AASTHO.
- AASHTO. (2007). *T 321-07 Standard Method of Test for Determining the Fatigue Life of Compacted Hot Mix Asphalt (HMA) Subjected to Repeated Flexural Bending*. AASTHO.
- Asociación Mexicana del Asfalto, A. (2008). PA-MA 01/2008 Diseño de Mezclas Asfálticas de Granulometría Densa de Alto Desempeño. En A. Asociación Mexicana del Asfalto, *Protocolo AMAAC*. México: Asociación Mexicana del Asfalto, A.C.
- ASTM. (1999). *Standard Test Method for Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate*. ASTM.
- ASTM. (2000). *Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures*. ASTM.
- ASTM. (2001). *Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate*. ASTM.
- ASTM. (2001). *Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregate*. ASTM.
- Garnica P, D. H. (2005). Caracterización geomecánica de las mezclas asfálticas. *Publicación Técnica No 267, Instituto Mexicano del Transporte*, 105.
- Juárez Badillo, R. R. (1986). *Mecánica de Suelos. Tomo I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. México: Limusa.
- Lizcano, F. A. (2003). *Diseño racional de pavimentos*. Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- NLT. (1990). *NLT-346/90 Resistencia a compresión diametral (ensayo brasileño) de mezclas bituminosas*. España: NLT.
- Personal académico del laboratorio de Vías Terrestres, I. (2012). Modernización del laboratorio de Vías Terrestres. *Ingeniería Civil*, 44.
- Popovics, S. (1973). Methods for the determination of required blending proportions for aggregates. *Highway Research Record*, 128.
- Sánchez-Leal, F. J. (2002). *RAMCODES: metodología racional para el análisis de densificación y resistencia de geomateriales compactados*. SanFandila, Queretaro: IMT.
- SCT. (2000). 05 Materiales Asfálticos, Aditivos y Mezclas. 006 Penetración en Cementos y Residuos Asfálticos. En SCT, *MMP. Métodos de Muestreo y Pruebas de Materiales. 4 Materiales para Pavimentos*. México: SCT.
- SCT. (2000). 05 Materiales Asfálticos, Aditivos y Mezclas. 007 Punto de Inflamación Cleveland en Cementos Asfálticos. En SCT, *MMP. Métodos de Muestreo y Pruebas de Materiales. 4 Materiales para Pavimentos*. México: SCT.

- SCT. (2000). 05 Materiales Asfálticos, Aditivos y Mezclas. 009 Punto de Reblandecimiento en Cementos Asfálticos. En SCT, *MMP. Métodos de Muestreo y Pruebas de Materiales. 4 Materiales para Pavimentos*. México: SCT.
- SCT. (2002). 04 Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas. 002 Granulometría de Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas. En SCT, *MMP. Métodos de Muestreo y Pruebas de Materiales. 4 Materiales para pavimentos*. México: SCT.
- SCT. (2002). 04. Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas. 004 Equivalente de Arena de Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas. En SCT, *MMP. Métodos de Muestreo y Pruebas de Materiales. 4 Materiales para Pavimentos*. México: SCT.
- SCT. (2002). 04. Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas. Desgaste Mediante la Prueba de Losa Ángeles de Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas. En SCT, *MMP. Métodos de Muestreo y Pruebas de Materiales. 4 Materiales para Pavimentos*. México: SCT.
- SCT. (2002). 05 Materiales Asfálticos, Aditivos y Mezclas. 002 Viscosidad Dinámica de Cementos y Residuos Asfálticos. En SCT, *MMP. Métodos de Muestreo y Pruebas de Materiales. 4 Materiales para Pavimentos*. México: SCT.
- SCT. (2002). 05 Materiales Asfálticos, Aditivos y Mezclas. 010 Prueba en el Residuo de la Película Delgada de Cementos Asfálticos. En SCT, *MMP. Métodos de Muestreo y Pruebas de Materiales. 4 Materiales para Pavimentos*. México: SCT.
- SCT. (2002). 05 Materiales Asfálticos, Aditivos y Mezclas. 025Módulo Reológico de Corte Dinámico. En SCT, *MMP. Métodos de Muestreo y Pruebas de Materiales. 4 Materiales para Pavimentos*. México: SCT.
- SCT. (2006). 05. Materiales asfálticos, Aditivos y Mezclas.001 Calidad de materiales asfálticos. En SCT, *CMT. Características de los materiales. 4 Materiales para pavimentos*. México: SCT.
- SCT. (2008). 04 Materiales pétreos para mezclas asfálticas. En SCT, *CMT.Características de los materiales. 4. Materiales para pavimentos*. México: SCT.
- SCT. (2008). 05 Materiales Asfáltico, Aditivos y Mezclas. 004. Calidad de Materiales Asfálticos Grado PG. En SCT, *CMT. Cararcterísticas de los materiales.4 Materiales para pavimentos*. México: SCT.
- SCT. (2008). 05. Materiales Asfalticos , Aditivos y Mezclas. 003 Calidad de Mezclas Asfalticas para Carreteras. En SCT, *CMT. Caracterísitcas de los materiales. 4 Materiales para pavimentos*. México: SCT.
- SCT. (2009). 04 Materiales Pétreos para Mezclas asfálticas. 013 Partículas Trituradas de Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas. En SCT, *MMP. Métodos de Muestreo y Pruebas de Materiales. 4 Materiales para Pavimentos*. México: SCT.
- SHRP. (1995). *Antecedentes de los métodos de ensayo de ligantes asfalticos de SUPERPAVE*. EE.UU.: SHRP.
- SHRP. (1995). *Antecedentes del diseño y análisis de mezclas asfálticas de SUPERPAVE*. EE.UU.: SHRP.

UNE. (2008). *UNE-EN 12697-22:2008+AI Mezclas Bituminosas. Métodos de ensayo para mezclas bituminosas en caliente. Parte 22: Ensayo de Rodadura* . UNE.

Victor A. Sotelo Cornejo, Á. G. (2012). Métodos prácticos para determinar la sensibilidad al agua en las mezclas asfálticas. *Vías Terrestres*, 44.

Wallace, J. R. (1963). *Pavimentos asfáltico. Proyecto y construcción*. Madrid : Aguilar S. A. .

Anexo: Control recomendado de la colocación y compactación de mezclas asfálticas en campo.

Algunas recomendaciones que deben de tener en cuenta para la compactación de las mezclas asfálticas son:

- El Contratista de Obra determinará, mediante la carta de Viscosidad-Temperatura del material asfáltico utilizado, las temperaturas mínima y máxima convenientes para el mezclado y compactado de la mezcla asfáltica.
- Los materiales pétreos, asfálticos y aditivos que se empleen en la elaboración de las carpetas asfálticas con mezcla en caliente, se mezclarán con las proporciones necesarias para producir una mezcla homogénea, con las características establecidas en el proyecto.
- La SCT, pide la realización de un tramo de prueba sobre la superficie donde se construirá la carpeta asfáltica con mezcla en caliente. El tramo de prueba tendrá una longitud de 400 m, con la finalidad de evaluar el procedimiento y los equipos que se utilizarán. Una vez compactada la carpeta asfáltica, se comprobará que cumpla con lo establecido en el proyecto.

Los tramos de prueba sirven para establecer el patrón de compactación que debe de usarse para obtener la densidad deseada, lograr la calidad adecuada de la superficie y alcanzar el rendimiento óptimo del equipo. Para lo cual se determina la velocidad, el patrón de recorrido para el ancho de pavimentación y el número de pasadas como va a operar el equipo de compactación.

- Los equipos utilizados para la colocación y compactación, deben de estar listo y en condiciones óptimas para trabajar. El grado de compactación de una mezcla asfáltica en caliente depende de la cantidad de energía de compactación que se logre aplicar antes de que la mezcla se enfríe por debajo de una temperatura aproximada de 85°C. De acuerdo con esto, el número de compactadores necesarios debe estar directamente relacionado con la producción de la planta y el tiempo de enfriamiento de la mezcla extendida.
- En el momento que llega la mezcla asfáltica al frente de trabajo, el ingeniero a cargo, debe hacer una inspección antes de que sea descargada; esto con la finalidad de evitar una carga defectuosa que pueda ser resultado de una falla en la mezcla. Algunas indicaciones de deficiencia en la mezcla en caliente pueden ser:
 - Humo azul: mezcla recalentada o quemada. Hay que revisar temperatura.
 - Apariencia tiesa: puede haberse enfriado en el transcurso de la planta al frente de trabajo.
 - Aplastamiento de la mezcla: si la carga esta plana o casi plana, puede contener exceso de asfalto o de humedad.
 - Apariencia seca u opaca: puede indicar escasez de asfalto. Además, puede estar acompañada de una falta del lustre típico brillante y negro. El exceso de finos puede dar una apariencia similar.
 - Segregación: ocasionada por el transporte. Debe de corregirse durante la extensión.
 - Contaminación: la mezcla puede contaminarse por lo que los equipos deben de limpiarse cuidadosamente.
- La compactación se logra por la presión que ejerce la maquina sobre la carpeta y por la reacción ejercida por la capa que está debajo, que es igual y opuesta. Existen tres etapas de compactación estas son:

- Compactación inicial (cerrado de la mezcla): la primera pasada de la compactadora sobre la carpeta recién colocada.
 - Compactación intermedia: todas las pasadas siguientes de la compactadora para obtener la densidad requerida antes de que la mezcla se enfríe por debajo de la temperatura requerida de acuerdo al equipo empleado.
 - Compactación final: la compactación efectuada solo para mejorar la superficie mientras la mezcla todavía está lo suficientemente caliente para permitir la eliminación de cualquier marca de la compactadora.
- La colocación de la mezcla asfáltica en caliente puesta con una pavimentadora (terminadora o finisher) debe de hacerse a una temperatura adecuada, no debe dejarse vaciar la tolva y debe de hacerse con una sincronización entre la colocación e inicio de compactación. La pavimentadora es una máquina automotriz diseñada para colocar mezcla asfáltica uniforme, con un espesor determinado y para proporcionar una compactación preliminar de la carpeta.
 - Los rodillos lisos deben de ser de peso adecuado que eviten el desplazamiento; así también, deben de tener un diámetro adecuado para el acomodo inicial. Este tipo de rodillo puede utilizarse en la compactación inicial, en la intermedia y en la final. Es necesario revisar que las cuchillas raspadoras y las barras rociadoras de agua se hallen en buen estado para que no se pegue la mezcla a las ruedas ni queden desperfectos en el acabado.
 - Los compactadores de neumáticos (de llantas) pueden usarse para dos tipos de compactación: para la compactación intermedia y para el alisado final de la superficie. La acción amasadora del compactador de llantas puede conseguir el mismo grado de compactación que se logra con los compactadores de rodillo liso.
 - Para el uso de vibro compactadores, la frecuencia y la velocidad de la compactadora deben de ser iguales, de tal manera que se produzcan 30 impactos de vibración por cada metro de recorrido. el control de la amplitud permite al operador variar la fuerza desarrollada en la rueda, regulando de esta manera la energía impartida. Es muy importante que la compactadora este vibrando solo cuando está en movimiento. Si las vibraciones continúan cuando la compactadora está en reposo, o cuando está cambiando de dirección, cada rueda vibratoria dejará huella en el pavimento.
 - El control de campo, para cada método de diseño es el siguiente:
 - Superpave: revisión del % de cemento asfáltico, granulometría de proyecto y peso volumétrico en el lugar.
 - Marshall: revisión de % de cemento asfáltico, granulometría, peso volumétrico en el lugar y testigos de muestreos representativos; determinación de estabilidad y flujo.
 - Adicionalmente para el caso de Superpave, pueden hacerse probetas Marshall con el fin de controlar la estabilidad y flujo del diseño Superpave y tener mayor certeza de los trabajos realizados en campo.
 - Debe tenerse un historial de la variación del % de cemento asfáltico, granulometría y densidad en los tramos colocados como parte del control de calidad con la finalidad de corregir y afinar la colocación en los tramos siguientes.

Para controlar esta situación puede utilizarse la metodología RAMCODES propuesta por Sánchez-Leal, F.J. Este trabajo promueve la incorporación de todas las especificaciones en los criterios de control de campo, mediante la representación de los estados en el espacio CA-Gmb. En primer lugar se incorporan las especificaciones de vacíos por medio de una construcción gráfica denominada “polígono de vacíos” que se elabora intersectando las líneas de iso-valores de vacíos que son trazadas según las

ecuaciones de sus definiciones físicas. Luego se incorporan los contornos para estabilidad y flujo, para los valores de especificación, trazados a partir del mapeo de resultados de ensayos a compresión realizados en familias de especímenes elaborados con energía de compactación variable, en un amplio rango de contenidos de asfalto. La combinación de todos estos trazos genera un área de aceptación definida como la región más grande de posibles combinaciones de CA y Gmb donde se cumplen todas las especificaciones. A continuación se muestra un ejemplo de un lote controlado.

