



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Evaluación del daño por humedad de
concretos asfálticos con diferentes
contenidos de vacíos de aire mediante
pruebas de tensión indirecta**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Manuel Gómez Ángeles

DIRECTORA DE TESIS

Dra. Alexandra Ossa López



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIA

Esta investigación se la dedico a mis padres María Ángeles Jacinto y Manuel Gómez Domingo, quienes han brindado sus consejos y apoyo para alcanzar mis metas y convertirme en el ser humano que soy ahora. A mis hermanos Miguel Ángel Gómez Ángeles, María Gómez Ángeles y Nikole Ángeles Rivera, por todo su apoyo y convertirse en mi inspiración para seguir adelante. A mi gran amigo Enrique Crisanto Garrido por todo su apoyo brindado y ser parte importante de mi vida.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por haberme permitido culminar con mis estudios.

En especial a la Dra. Alexandra Ossa López por toda la disponibilidad, orientación y apoyo brindado en el desarrollo de esta investigación e impulsar la formación de profesionistas.

Agradezco al Ing. Francisco Armando Rangel Ordóñez, a la M. en I. Maribel Trujillo Valladolid, al M. en I. Richard Raúl Josephia Santos, al Dr. Mario Flores Guzmán y al Dr. Alberto Gaxiola por su colaboración y orientación metodológica en el desarrollo de esta investigación.

A la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) que en conjunto con la Facultad de Ingeniería y al Laboratorio de Vías Terrestres “Fernando Espinoza Gutiérrez” del Instituto de Ingeniería de la UNAM, han sido participes de mi formación académica.

A mi gran amigo Edmundo Nahúm Lazcano Sánchez por su colaboración en los ensayos realizados para el desarrollo de esta investigación.

Al personal técnico del instituto de ingeniería: Hugo Guzmán Silva, Joel Anzures Bocanegra, José Francisco Álvarez Vázquez, Roberto Romero Braulio y Crescencio Santiago.

A la planta de agregado pétreo Pinfra ubicada en Ixtapaluca, Estado de México, por su donación de material para el desarrollo de esta investigación.

A todos mis profesores de la Facultad de Ingeniería.

RESUMEN

En la presente investigación se evaluó la resistencia a la tensión indirecta (RTI) y susceptibilidad a la humedad (TSR) variando el porcentaje de vacíos de aire de los especímenes de concreto asfáltico, conforme a la norma AASHTO T – 283. Para ello se caracterizó el agregado pétreo y el cemento asfáltico y se compararon los resultados con las especificaciones de la American Society for Testing and Materials (ASTM) y la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT).

Posteriormente a partir de una propuesta granulométrica se elaboraron cuatro mezclas asfálticas las cuales fueron compactadas con vacíos de aire del 4%, 5%, 6% y 7% de acuerdo a la metodología SUPERPAVE (Superior Performing Asphalt Pavements). Para cada grupo de especímenes elaboradas de acuerdo a las especificaciones descritas por la norma AASHTO T – 283, se ensayaron dos especímenes en condición seca y las otras dos en condición saturada para simular la condición más crítica a la que es sometido el concreto asfáltico en un pavimento durante su vida útil y de esta manera evaluar los valores de RTI y TSR.

Finalmente, se compararon los resultados de resistencia a la tensión indirecta de los especímenes acondicionados con los no acondicionados, así como la variabilidad de susceptibilidad a la humedad y resistencia a la tensión indirecta tras ir aumentando el porcentaje de vacíos de la mezcla asfáltica.

ÍNDICE

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTOS	II
RESUMEN.....	III
LISTA DE IMAGENS	VII
LISTA DE TABLAS	IX

CAPÍTULO 1.....	1
------------------------	----------

INTRODUCCIÓN.....	1
--------------------------	----------

1.1 Objetivo de la investigación	2
1.2 Alcances de la investigación.....	2
1.3 Justificación de la investigación.....	2
1.4 Desarrollo metodológico	4

CAPÍTULO 2.....	5
------------------------	----------

MARCO TEÓRICO	5
----------------------------	----------

2.1 Características del cemento asfáltico.....	5
2.2 Características del agregado mineral.....	6
2.3 Características de las mezclas asfálticas.....	6
2.4 Métodos de caracterización de agregados	8
2.4.1 Propiedades de consenso.....	8
2.4.1.1 Angularidad del agregado fino.....	8
2.4.1.2 Angularidad del agregado grueso.....	9
2.4.1.3 Equivalente de arena	10
2.4.1.4 Partículas alargadas y planas.....	10
2.4.2 Propiedades de origen	11
2.4.2.1 Desgaste de los ángeles	11
2.4.2.2 Sanidad del agregado grueso.....	12
2.4.3 Pruebas de rutina.....	13
2.4.3.1 Gravedad específica y absorción del agregado grueso.....	13

2.4.3.2	Gravedad específica y absorción del agregado fino	14
2.4.4	Pruebas en el cemento asfáltico	16
2.4.4.1	Punto de reblandecimiento	16
2.4.4.2	Prueba de penetración	17
2.4.4.3	Punto de inflamación.....	18
2.5	Relaciones volumétricos y gravimétricas de la mezcla asfáltica.....	18
2.5.1	Diagrama de fase de una mezcla asfáltica compactada	19
2.5.2	Parámetros volumétricos del agregado pétreo	20
2.5.3	Parámetros volumétricos de la mezcla asfáltica	22
2.5.4	Gravedad específica teórica máxima (G_{mm}).....	24
2.5.5	Gravedad específica neta de la mezcla asfáltica (G_{mb}).....	27
2.5.6	Determinación del porcentaje de vacíos	29
2.6	Daño por humedad o fenómeno de stripping.....	29
2.7	Resistencia a la tensión indirecta.....	30
2.8	Resistencia a la tensión indirecta en mezclas asfálticas en caliente (HMA)	32
2.8.1	Medición de la susceptibilidad al daño por humedad mediante pruebas de tensión indirecta.	36
CAPÍTULO 3.....		37
CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES Y ELABORACION DE ESPECIMENES.....		37
3.1	Agregado mineral	37
3.2	Cemento asfáltico	39
3.3	Curva granulométrica	39
3.4	Dosificación del agregado mineral y cemento asfáltico.....	41
3.5	Gravedad específica teórica máxima (G_{mm}).....	43
3.6	Elaboración de especímenes.....	43
3.6.1	Mezclado.....	43
3.6.2	Compactación de la mezcla asfáltica	44
3.6.3	Corte de especímenes.....	47
3.7	Gravedad específica neta de la mezcla asfáltica (G_{mb}).....	48
3.8	Determinación del porcentaje de vacíos.....	49

CAPÍTULO 4.....	50
EVALUACIÓN DEL DAÑO POR HUMEDAD MEDIANTE PRUEBAS TSR.....	50
4.1 Acondicionamiento.....	51
4.2 Ensaye de resistencia a la tensión indirecta.....	54
4.3 Análisis de resultados	55
CAPÍTULO 5.....	64
CONCLUSIONES.....	64
REFERENCIAS	65

LISTA DE IMAGENES

Imagen 1.1 Desarrollo metodológico	4
Imagen 2.1 Partículas angulares y redondas	6
Imagen 2.2 Clasificación de las mezclas asfálticas	7
Imagen 2.3 Prueba de angularidad del agregado fino	9
Imagen 2.4 Angularidad del agregado grueso	9
Imagen 2.5 Equivalente de arena	10
Imagen 2.6 Partículas alargadas y planas	11
Imagen 2.7 Desgaste de los Ángeles	12
Imagen 2.8 Sanidad del agregado grueso	13
Imagen 2.9 Caída del pisón sobre la muestra	14
Imagen 2.10 Condición saturada superficialmente seca	15
Imagen 2.11 Aforo del picnómetro	15
Imagen 2.12 Reblandecimiento del cemento asfáltico	17
Imagen 2.13 Prueba de penetración	17
Imagen 2.14 Punto de ignición	18
Imagen 2.15 Diagrama de fase de una mezcla asfáltica	19
Imagen 2.16 Parámetros volumétricos del agregado pétreo	22
Imagen 2.17 Colocación del cemento asfáltico	25
Imagen 2.18 Mezcla asfáltica disgregada	25
Imagen 2.19 Presión a la mezcla asfáltica	26
Imagen 2.20 Mezcla asfáltica sumergida en agua	26
Imagen 2.21 Espécimen pesada en condición seca	27
Imagen 2.22 Espécimen pesado en condición saturada	28
Imagen 2.23 Espécimen saturado en condición saturado superficialmente seco	28
Imagen 2.24 Rodillos de concreto fracturados por la resistencia a la tensión indirecta	31
Imagen 2.25 Esfuerzos generados en el pavimento al aplicar una carga	32
Imagen 2.26 Diagrama de distribución de esfuerzos en el plano horizontal	34
Imagen 2.27 Diagrama de distribución de esfuerzos en el plano vertical	35
Imagen 3.1 Cantera de Ixtapaluca	37
Imagen 3.2 Curva granulométrica ajustada	40
Imagen 3.3 Cribadora del laboratorio de vías terrestres	42
Imagen 3.4 Mezclado de materiales	44
Imagen 3.5 Compactador giratorio Troxler	45
Imagen 3.6 Curva giros-%vacíos para compactar la mezcla	46
Imagen 3.7 Espécimen desmoldado	46
Imagen 3.8 Especímenes sin cortar	47
Imagen 3.9 Extractor de núcleos de concreto asfáltico	47

Imagen 3.10 Cortadora para concreto asfáltico y geometría de especímenes.....	48
Imagen 4.1 Saturación de los especímenes	51
Imagen 4.2 Recubrimiento de especímenes para acondicionamiento.....	53
Imagen 4.3 Acondicionamiento en agua a 60 °C	53
Imagen 4.4 Equipo para el ensaye de RTI	54
Imagen 4.5 Especímenes llevados a la falla a tensión indirecta.....	55
Imagen 4.6 Curva carga – deformación de especímenes con el 4 % de vacíos	55
Imagen 4.7 Curva carga – deformación de especímenes con el 5 % de vacío.....	56
Imagen 4.8 Curva carga – deformación de especímenes con el 6 % de vacíos	56
Imagen 4.9 Curva carga – deformación de especímenes con el 7 % de vacíos	57
Imagen 4.10 Espécimen 15, 4 %Va, Seca, al concluir del ensaye	59
Imagen 4.11 Espécimen 31, 4 %Va, Acondicionada, al concluir del ensaye	59
Imagen 4.12 Espécimen 23, 7 %Va, Seca, al concluir del ensaye	60
Imagen 4.13 Espécimen 10, 7 %Va, Acondicionada, al concluir del ensaye	60
Imagen 4.14 RTI acondicionadas vs RTI no acondicionadas	61
Imagen 4.15 Variación de TSR respecto al % Va.....	63

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1 Resumen de resultados obtenidos de las pruebas de consenso	38
Tabla 3.2 Resumen de resultados obtenidos en las pruebas de origen.....	38
Tabla 3.3 Resumen de resultados de las pruebas de rutina	39
Tabla 3.4 Resumen de resultados obtenidos en las pruebas al cemento asfáltico.....	39
Tabla 3.5 Resumen de resultados del análisis granulométrico.....	41
Tabla 3.6 Dosificación del agregado mineral.....	42
Tabla 3.7 Gravedad específica teórica máxima de la mezcla asfáltica	43
Tabla 3.8 Gravedad específica neta de los especímenes cortados	48
Tabla 3.9 Resumen de resultados de las propiedades volumetricas.....	49
Tabla 4.1 Geometría de los especímenes	50
Tabla 4.2 Resultados del porcentaje de saturación	52
Tabla 4.3 RTI de especímenes	58

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia de México, iniciando con las civilizaciones mesoamericanas hasta llegar a la actualidad, los mexicanos se han visto en la necesidad de usar su ingenio sobre la naturaleza para construir sus edificaciones y poder expandirse territorialmente en busca de recursos que les ofrezcan una mejor calidad de vida.

Con la llegada de los aztecas al lago de Texcoco, además de construir edificaciones (pirámides), también se construyeron caminos y brechas que les permitieron conseguir alimentos, generar comercio y aumentar sus dominios, conquistando otras civilizaciones. A medida que el tiempo transcurría fueron apareciendo nuevos artefactos que les permitieron transportar alimentos de forma más fácil y en mayor volumen, tal es el caso de la rueda. Para ello se tuvieron que revestir los caminos con piedras para evitar que las ruedas se incrustaran en el suelo tras la llegada de los españoles, no fue hasta el siglo XVI cuando se implementaron las carretas tiradas por caballos.

Para fines del siglo XVIII y comienzo del XIX, en la Ciudad de México comenzaban a circular los primeros vehículos y por ende se iniciaron a construir nuevas calles, avenidas y carreteras para poder circular sobre ellas, las cuales comúnmente han sido construidas de concreto hidráulico o concreto asfáltico.

Existen diversas formas de evaluar el comportamiento mecánico del concreto asfáltico, siendo una de ellas el ensaye a la resistencia de tensión indirecta o ensaye brasileño, la cual evalúa la cohesión y la adhesión que el agregado mineral tiene con el cemento asfáltico y el agrietamiento

del agregado mineral, al someter un espécimen cilíndrico de concreto asfáltico a compresión diametral, provocando una rotura a lo largo de todo el plano diametral vertical del espécimen.

1.1 Objetivo de la investigación

Analizar el desempeño de las mezclas asfálticas a la resistencia de tensión indirecta y evaluar su comportamiento mecánico por el daño a la humedad, variando el porcentaje de vacíos de la mezcla asfáltica sin modificar la granulometría ni el contenido de cemento asfáltico.

1.2 Alcances de la investigación

- I. Caracterización del agregado pétreo proveniente de la planta de Pinfra en Ixtapaluca, Estado de México y del cemento asfáltico proveniente de la refinería de Salamanca con grado PG 64-22, de acuerdo a las normas ASTM y el método Superpave.
- II. Evaluar el comportamiento mecánico a la resistencia de tensión indirecta y la susceptibilidad a la humedad de acuerdo a la norma AASHTO T – 283, en especímenes de concreto asfáltico elaborados con diferentes contenidos de vacíos de aire.

1.3 Justificación de la investigación

Al diseñar una mezcla asfáltica además de encontrar la manera más económica de poder combinar el agregado mineral con el cemento asfáltico sin que esta pierda sus propiedades (resistencia, impermeabilidad, trabajabilidad, flexibilidad y durabilidad), se debe verificar que las pruebas realizadas en laboratorio simulen las condiciones de servicio reales y en ocasiones extremas para obtener un mejor desempeño y una vida útil mayor.

Normalmente cuando se construye una carretera esta se diseña con un 4% de vacío, para ello en campo la mezcla es compactada con un porcentaje de vacíos mayor y que con el paso del tiempo al estar sometida a cargas esta alcance el porcentaje de vacíos deseado, sin embargo se debe contemplar los agentes climáticos como la humedad en el tiempo que le toma al pavimento

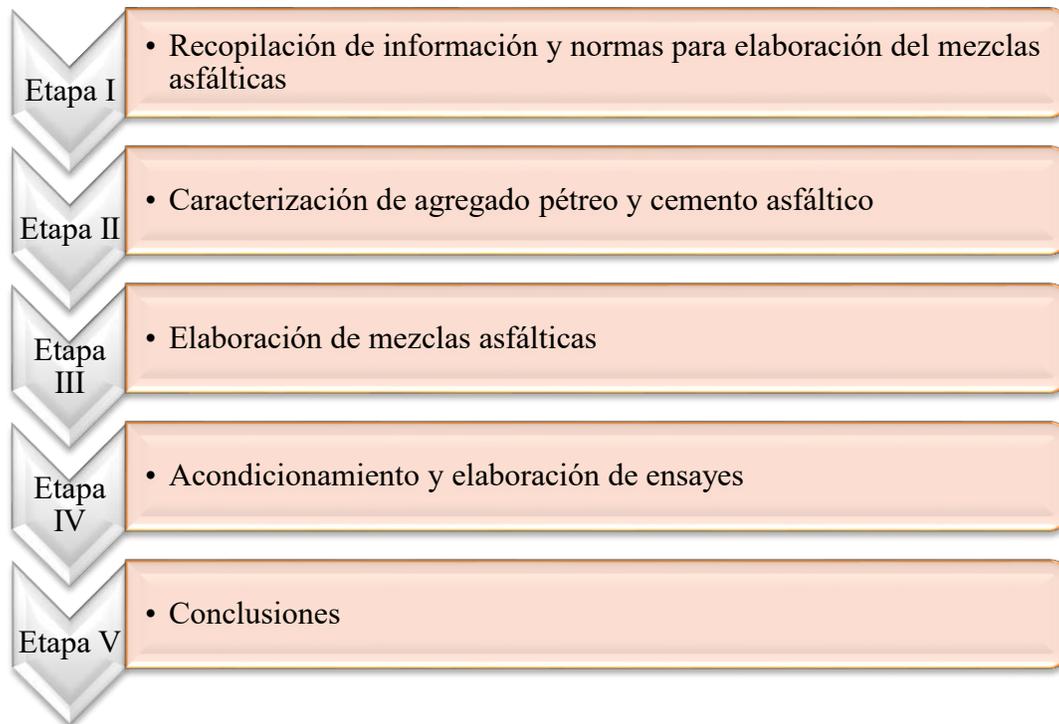
obtener los vacíos requeridos y si no llegara a cumplir con dichos vacíos, que efectos en cuanto a la resistencia se presentarían.

Es por ello que en la presente investigación a partir de una propuesta granulométrica se elaboraron mezclas con vacíos del 4%, 5%, 6% y 7%, para analizar el aumento o disminución a la resistencia de tensión indirecta y susceptibilidad a la humedad de cada mezcla.

Para caracterizar los materiales se utilizaron las normas ASTM (American Society for Testing and Materials) ya que estas son las más utilizadas en los laboratorios en vías terrestres y de geotecnia, así mismo se tomaron en cuenta las recomendaciones Superpave (Superior Performing Asphalt Pavements) y de la SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transportes). Sin embargo, el acondicionamiento de los especímenes y ejecución del ensayo para el cálculo del TSR se utilizó la norma AASHTO T-283 y la norma ASTM D - 6934 para calcular los valores para el RTI, estas dos últimas normas están dirigidas a mezclas asfálticas a diferencia de la norma ASTM C – 496 que también analiza la tensión indirecta pero dirigida a las mezclas de concreto.

1.4 Desarrollo metodológico

La imagen 1.1 muestra las etapas que se siguieron para la elaboración de la presente investigación.



*Imagen 1.1 Desarrollo metodológico
“Imagen elaborada por Gómez A., Manuel”*

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 Características del cemento asfáltico

El cemento asfáltico es un material aglomerante proveniente de la refinación del petróleo, capaz de resistir cargas y proporcionar una buena cohesión, adhesión e impermeabilización en toda la estructura del pavimento, teniendo un comportamiento visco-elástico ya que sus propiedades dependen de la temperatura a la que se encuentre sometido, es decir a altas temperaturas el cemento asfáltico se comporta como un fluido viscoso y cuando este se encuentra expuesto a bajas temperaturas su comportamiento es como un sólido elástico, es por ello que se tiene que analizar la temperatura óptima para su elaboración, colocación y medio en el que este expuesto.

Otra de las características que se deben tomar en cuenta en el cemento asfáltico es la reacción con el oxígeno, pues al estar en contacto con dicho medio, cambia su estructura. Este fenómeno conocido como endurecimiento por envejecimiento se puede acelerar por el incremento de temperatura en el cemento asfáltico. Por otra parte, el cemento asfáltico puede ser modificado, es decir que se puede adicionar un polímero o hule molido de neumático o algún tipo de compuesto químico no orgánico para modificar sus propiedades reológicas y físicas para obtener un mejor comportamiento ante altas temperaturas, en presencia de la humedad, para obtener mejor resistencia a la fatiga entre otras.

2.2 Características del agregado mineral

Una de las características del agregado mineral es poder aportar rigidez y resistencia a la estructura del pavimento, el agregado puede ser natural, triturado o sintético. Sin importar su procedencia, la mineralogía con el que esté compuesto el agregado es lo que definirá su resistencia, sin embargo, existe otra característica como la textura la que ayuda a dar resistencia al pavimento, ya que las partículas con textura rugosa tienen mejor estabilidad y un mayor ángulo de reposo a comparación de las partículas redondeadas, a pesar de que se tenga la misma resistencia o composición mineralógica.

Esto se debe a que las partículas con textura rugosa tienden a tener un mejor reacomodo entre partículas al momento de la compactación o aplicación de carga, provocando que la estructura se cierre más, como se muestra en la imagen 2.1

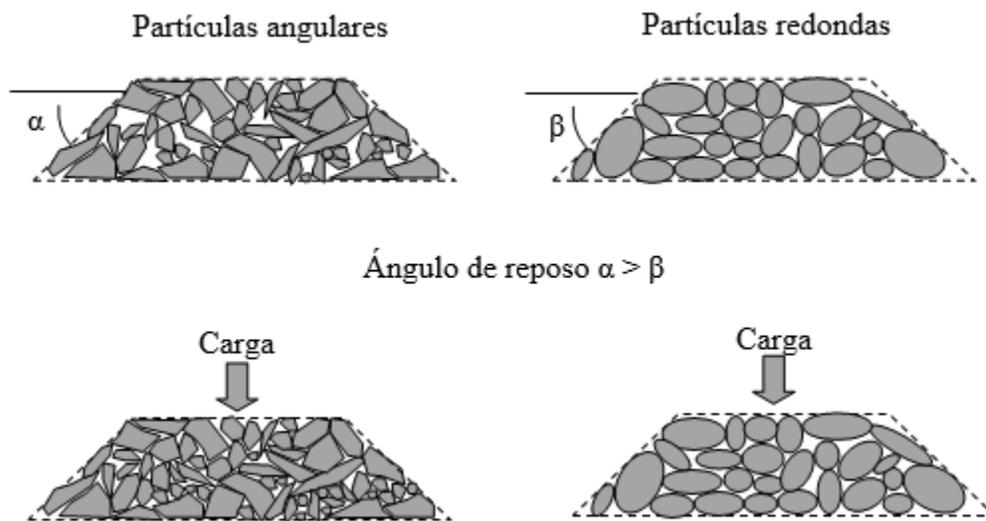


Imagen 2.1 Partículas angulares y redondas
Imagen elaborada por Gómez A., Manuel, en base a "Instituto del Asfalto. 1966. p. 5"

2.3 Características de las mezclas asfálticas

Una mezcla asfáltica principalmente está compuesta del cemento asfáltico y del agregado mineral, donde el cemento asfáltico además de impermeabilizar a la estructura, aporta la parte cohesiva entre las partículas, por su parte el agregado mineral aporta la rigidez y estabilidad para

soportar las cargas de trabajo a las que será sometida. Las mezclas asfálticas pueden ser clasificadas según la imagen 2.2

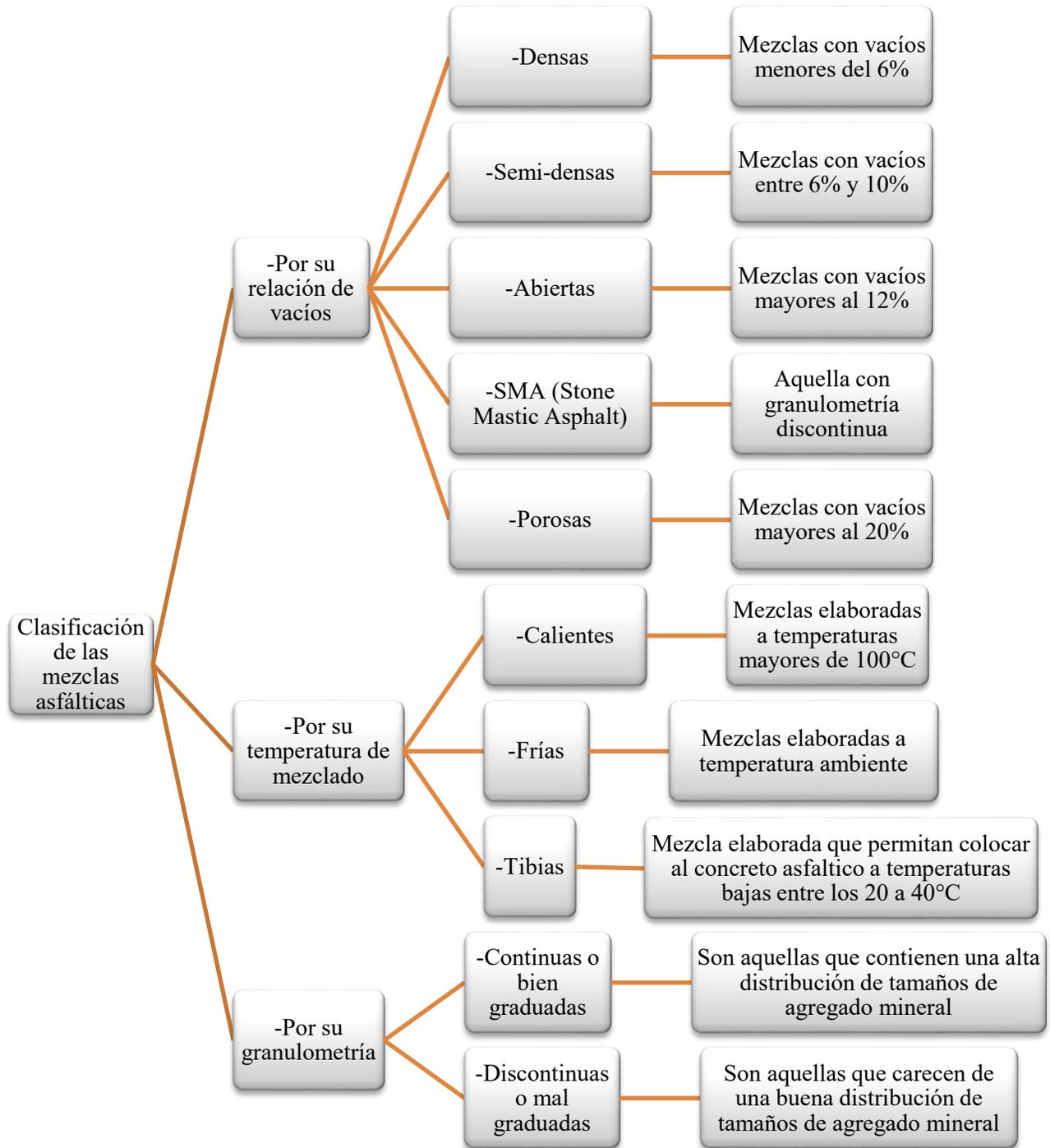


Imagen 2.2 Clasificación de las mezclas asfálticas
"Imagen elaborada por Gómez A. Manuel"

2.4 Métodos de caracterización de agregados

2.4.1 Propiedades de consenso

Las propiedades de consenso son aquellas características que debe de cumplir el agregado mineral, para que pueda tener un elevado desempeño de calidad y seguridad. De esta manera se puede brindar un buen comportamiento del agregado en las mezclas asfálticas a la hora de manipularlo en cada una de las etapas a los que está sometida, las cuales son:

- ❖ Producción
- ❖ Colocación y compactación
- ❖ Servicio

De acuerdo a la metodología Superpave las propiedades de consenso son:

- ❖ Angularidad del agregado fino
- ❖ Angularidad del agregado grueso
- ❖ Equivalente de arena
- ❖ Partículas alargadas y planas

2.4.1.1 Angularidad del agregado fino

Norma ASTM C-1252, esta prueba permite determinar el contenido de vacíos del agregado fino menor a la malla no.4 (4.75 mm) bajo condiciones estandarizadas, está depende de la forma y textura del agregado mineral. Cuando el agregado presenta un contenido de vacío alto se debe a que el material es muy anguloso y no tan esférico.

La importancia de conocer la angularidad del agregado fino radica en que este parámetro mejora las características del agregado. La adición de agregado fino a la mezcla asfáltica le confiere al concreto asfáltico una mejor resistencia al corte, ahuellamiento y fricción interna debido a sus propiedades cementantes y angulosidad. En la imagen 2.3 se muestra una parte de la ejecución de la prueba y el equipo utilizado para su elaboración.



*Imagen 2.3 Prueba de angularidad del agregado fino
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

2.4.1.2 Angularidad del agregado grueso

El propósito del ensayo es el mismo que la prueba de angularidad del agregado fino, solo que ahora se aplica al agregado mineral retenido en la malla no.4 (4.75 mm). El procedimiento del ensayo se describe en la norma ASTM D – 5821.

El análisis consiste en observar las caras fracturadas del agregado mineral, para considerar una cara fracturada, está debe ser mayor al 25% de la cara transversal proyectada, los resultados obtenidos en dicha prueba son muy subjetivos, pues dependen del criterio de quien ejecuta la prueba. La imagen 2.4 ilustra la angularidad algunas partículas mayores a la malla no. 4 (4.75 mm) donde se puede apreciar su angulosidad.

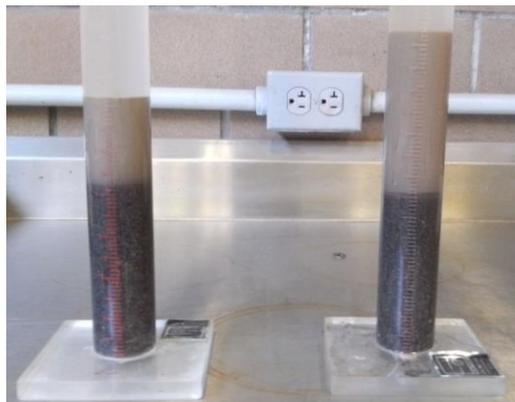


*Imagen 2.4 Angularidad del agregado grueso
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

2.4.1.3 Equivalente de arena

El equivalente de arena determina la cantidad de limos y arcillas que contiene el agregado fino, es decir menor a la malla no.4 (4.75 mm), la prueba indica un valor basado en la práctica y la experiencia, limitando así la cantidad de limo y arcilla permisible de un suelo granular, la elaboración del ensaye se describe en la norma ASTM D – 241.

Dicha prueba permite conocer la cantidad de arcilla contenida, un valor bajo de este material permite obtener una mejor unión entre el cemento asfáltico y el agregado, mejorando la resistencia de la mezcla asfáltica a la hora de su producción y colocación: En la imagen 2.5 se comparan dos muestras con el mismo material pero con diferente tiempo de reposo donde se observa la separación de los finos con el agregado grueso para la elaboración de la prueba.



*Imagen 2.5 Equivalente de arena
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

2.4.1.4 Partículas alargadas y planas

Norma ASTM D – 4791, este ensayo determina el porcentaje de partículas alargada, partículas plana y partículas alargadas y planas del agregado grueso mayor a la malla no.4 (4.75 mm), dicha prueba es importante ya que los resultados que se obtienen permiten caracterizar relativamente al agregado mineral, al verificar que esté cumpla con las especificaciones y así

tener un buen comportamiento a la hora de ser manipulado, sin embargo la prueba no analiza otras propiedades del agregado como la textura.

La forma que pueda tener la partícula influye mucho en la orientación o asentamiento del agregado en la mezcla, es por ello que el estudio relaciona la susceptibilidad a la degradación y fractura del agregado mineral durante la elaboración y colocación de la mezcla asfáltica. La imagen 2.6 muestra como es el análisis de las partículas, para la elaboración de la prueba.



*Imagen 2.6 Partículas alargadas y planas
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

2.4.2 Propiedades de origen

2.4.2.1 Desgaste de los ángeles

Norma ASTM C – 131, este método permite medir relativamente la calidad del agregado grueso, retenido entre la malla no.1 $\frac{1}{2}$ '' (37.5 mm) y la malla no.8 (2.36 mm), sometiendo las partículas a desgaste de abrasión y degradación. De esta manera se puede comparar la calidad relativa de aquellos agregados cuya composición mineral es muy parecida; sin embargo, los resultados obtenidos en la prueba no descartan la calidad de aquellos materiales con diferente origen, estructura o composición. La prueba consiste en someter una muestra de agregado de un determinado tamaño de acuerdo a las propuestas indicadas en la norma y con ayuda de esferas, someter la muestra a la degradación aplicando 500 giros entre 30 a 33 revoluciones en cada minuto (ver imagen 2.7) y cuantificar su desgaste por medio del cálculo de masas.



*Imagen 2.7 Desgaste de los Ángeles
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

2.4.2.2 Sanidad del agregado grueso

La prueba determina la sanidad del agregado mineral la que a su vez es un parámetro que evalúa relativamente el comportamiento que éste puede tener al ser utilizado en la elaboración de concreto o una mezcla asfáltica al estar expuesta al intemperismo. De acuerdo a la norma ASTM C – 88, el agregado es sometido a inmersión en sulfato de sodio o sulfato de magnesio durante un lapso de tiempo y después se deja al horno a una temperatura de 105 ± 5 °C hasta alcanzar una masa constante, este proceso se realiza durante 5 ciclos.

Cuando el agregado es sumergido en la solución de sulfato de magnesio o sulfato de sodio, esta logra entrar por los poros permeables durante el tiempo que dura el ciclo, la solución se rehidrata provocando una expansión interna, simulando el comportamiento del agregado con el agua cuando este entra por los poros permeables y se congela, por último se cuantifica su desgaste al calcular su masa.

Normalmente esta prueba es conveniente realizarla cuando no se tienen registros del comportamiento del agregado al intemperismo, cabe mencionar que la evaluación de dicho parámetro no es contundente, pues la muestra debe ser sometido a otras pruebas y no tiene que ser descartado para su uso en el caso de no cumplir con ciertas las especificaciones. La imagen 2.8 muestra al agregado mineral sometido a la inmersión en sulfato de magnesio en uno de los cinco ciclos y los cristales que se forman después de la inmersión.



*Imagen 2.8 Sanidad del agregado grueso
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

2.4.3 Pruebas de rutina

Cuando se diseña una mezcla asfáltica, es importante conocer la absorción de cemento asfáltico que el agregado adquiere durante la elaboración de la mezcla, debido a la porosidad del material, así como el volumen que ocupa, es por ello que se realizan pruebas en el agregado grueso y el fino para estimar su densidad, absorción y peso específico, estas propiedades ayudan a determinar la cantidad de cemento asfáltico necesario para la mezcla, de esta forma se tratan de evitar problemas de adherencia entre las partículas debido al exceso o carencia de cemento asfáltico, provocando un diseño poco eficiente.

Las pruebas para determinar dichas propiedades, son las siguientes:

- ❖ Gravedad específica y absorción del agregado grueso
- ❖ Gravedad específica y absorción del agregado fino

2.4.3.1 Gravedad específica y absorción del agregado grueso

Esta prueba se realiza de acuerdo a la norma ASTM C – 127, cuyo procedimiento consiste en tomar una muestra representativa de 2 kg de agregado grueso, es decir agregado retenido en la malla no.4 (4.75 mm) y un tamaño máximo nominal de 1/2 (12.5 mm). La muestra se deja secar a 110 ± 5 °C hasta alcanzar una masa constante, posteriormente la muestra se sumerge en agua a temperatura ambiente durante 24 ± 4 horas, una vez cumplido el tiempo se registra la masa de la muestra en estado saturado superficialmente seco, nuevamente se registra la masa pero en estado

saturado o masa aparente en agua a 25 °C, finalmente se seca la muestra a 110 ± 5 °C hasta alcanzar una masa constante y se registra su masa.

2.4.3.2 Gravedad específica y absorción del agregado fino

La elaboración de la prueba se realiza de acuerdo a la norma ASTM C – 128, dicha prueba se puede realizar con el procedimiento gravimétrico o volumétrico. El procedimiento gravimétrico consiste en tomar una muestra representativa de 1 kg de agregado de tamaño menor a la malla no.4 (4.75 mm), seguidamente la muestra se deja secar al horno a una temperatura de 110 ± 5 °C, una vez que se tiene una masa constante la muestra se coloca en una charola y se le agrega 6% de agua de acuerdo a su masa y se cubre la muestra durante 24 ± 4 horas, posteriormente se agrega una corriente ligera de aire y se disgrega el material hasta que este se encuentre en un estado saturado superficialmente seco, para ello la muestra se coloca en un molde en forma de cono sin punta, con un pisón se le dan 25 golpes a la muestra a una altura de 5 mm por encima del material como se muestra en la imagen 2.9, después se retira el molde y si el agregado llega a presentar un ligero desplome entonces se llegó a la condición saturada superficialmente seca, como se muestra en la imagen 2.10



*Imagen 2.9 Caída del pisón sobre la muestra
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*



*Imagen 2.10 Condición saturada superficialmente seca
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

Inmediatamente se colocan 500 gr de muestra en un picnómetro y se le agrega agua destilada hasta el 90% de la capacidad del picnómetro, este se tapa y se agita durante 20 minutos, consecuentemente se termina de llenar el picnómetro, cuidando que toda la muestra se encuentre a 25 °C y se registra su masa, se retira la muestra y se pone al horno a 110 ± 5 °C hasta que alcance una masa constante para registra su masa, por último se registra la masa del picnómetro completamente lleno de agua destilada a 25 °C. La imagen 2.11 muestra el aforo del picnómetro de agua destilada con el agregado.



*Imagen 2.11 Aforo del picnómetro
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

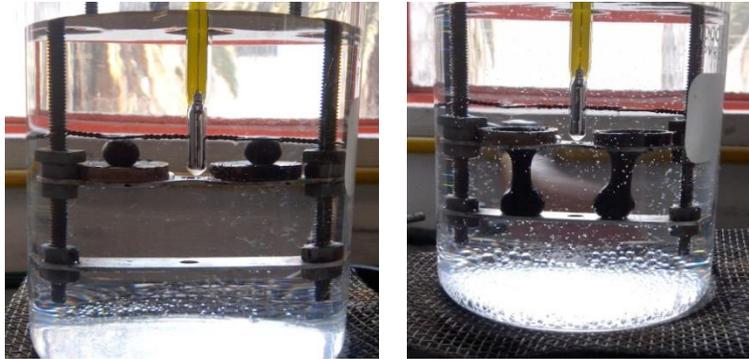
2.4.4 Pruebas en el cemento asfáltico

Una mezcla asfáltica está compuesta de dos elementos principalmente, los cuales son el agregado mineral y el cemento asfáltico. El conocer las características del cemento asfáltico es de vital importancia para el diseño de mezclas asfálticas, ya que se puede determinar las temperaturas de mezclado y compactación, además de predecir su comportamiento sin que esté represente un riesgo a lo largo de su vida útil. A continuación, se describirán las pruebas realizadas al cemento asfáltico y su importancia, cabe mencionar que existen más pruebas a los que el cemento asfáltico puede estar sometido, como son las de tipo reológico, las cuales no se encuentran dentro de los alcances de este estudio.

2.4.4.1 Punto de reblandecimiento

El cemento asfáltico es un material térmicamente susceptible, siendo el punto de reblandecimiento una prueba que permite observar de manera general la temperatura en que el cemento asfáltico empieza a fluir, esta prueba estrictamente no caracteriza el material asfáltico.

De acuerdo a la norma ASTM D 36 M – 14 el procedimiento consiste en colocar cemento asfáltico en un par de anillos y acondicionarlos, mientras en un vaso de precipitado se coloca agua destilada, la prueba comienza con una temperatura inicial de 5 °C, colocando las esferas de acero dentro del vaso durante 15 minutos para ambientarlos, mientras tanto se colocan los anillos con cemento asfáltico sobre unos soportes dentro del vaso, así como las esferas metálicas, una vez terminado el tiempo y manteniendo la temperatura inicial, se comienza incrementar la temperatura 5 °C por minuto, registrando el tiempo de cada una de las esferas hasta que estas toquen el fondo del vaso. En la imagen 2.12 se observa la posición inicial y final de las esferas.



*Imagen 2.12 Reblandecimiento del cemento asfáltico
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

2.4.4.2 Prueba de penetración

El ensaye de penetración permite conocer la rigidez del cemento asfáltico y poder clasificarlo, de acuerdo a la norma ASTM D 5 – 06 el procedimiento consiste en colocar cemento asfáltico en una cápsula y con ayuda de un penetrómetro se coloca la aguja al ras del cemento asfáltico y esta se deja caer con una masa de 100 g sobre la muestra durante 5 segundos y registrar la medición del penetrómetro, la prueba debe desarrollarse con una temperatura en el cemento asfáltico de 25°C, por lo que se requiere realizar la prueba en un baño de agua para mantener dicha temperatura. Este procedimiento se repite sobre diferentes puntos de la cara superior de la muestra, cuidando que se tenga una separación de 1 cm entre cada punto. La imagen 2.13 muestra el momento en que la aguja penetra a una muestra de cemento asfáltico y las perforaciones que presentan las muestras al término del ensaye.



*Imagen 2.13 Prueba de penetración
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

2.4.4.3 Punto de inflamación

Esta prueba permite conocer la temperatura máxima de trabajo a la que el cemento asfáltico puede ser calentado bajo condiciones seguras, a este punto se le denomina punto de inflamación, así mismo se puede determinar la temperatura en el que el cemento asfáltico alcanza su máxima temperatura, haciendo combustión, al cual se le denomina punto de ignición. De acuerdo a la norma ASTM D – 92, el proceso consiste en colocar cemento asfáltico dentro de la copa de Cleveland hasta la marca de aforo, se va elevando ligeramente la temperatura de la copa, mientras se hace pasar una flama muy pequeña por encima de la copa, cuando se observan unas ligeras chispas sobre la muestra, entonces se llegó al punto de inflamación, se sigue elevando la temperatura hasta que el cemento asfáltico empiece a arder, entonces se llegó al punto de ignición, la imagen 2.14 muestra el instante donde el cemento asfáltico alcanza el punto de ignición.



*Imagen 2.14 Punto de ignición
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

2.5 Relaciones volumétricos y gravimétricas de la mezcla asfáltica

En el diseño de las mezclas asfálticas es importante conocer las relaciones volumétricas y el comportamiento de cada una de las fases que la conforman, ya que estas constituyen la estructura que soportara las cargas aplicadas al pavimento. Según el método Superpave las mezclas asfálticas son diseñadas de acuerdo al nivel de tránsito al que el pavimento será sometido, dando lugar a 3 niveles de diseño volumétrico. El diseño volumétrico de una mezcla implica la

fabricación de especímenes, para ello se debe usar el compactador giratorio Superpave y el contenido de cemento asfáltico se debe determinar con base en los vacíos de aire (V_a), vacíos de agregado mineral (VAM), vacíos llenos de cemento asfáltico (VFA), y la relación de filler con el contenido de cemento asfáltico efectivo.

2.5.1 Diagrama de fase de una mezcla asfáltica compactada

A diferencia de los suelos donde su diagrama de fase está conformado por agua, aire y suelo, en las mezclas asfálticas lo conforman el aire, cemento asfáltico, cemento asfáltico absorbido y el agregado mineral. A continuación, la imagen 2.15 muestra el diagrama de fase de una mezcla asfáltica compactada con sus parámetros volumétricos.

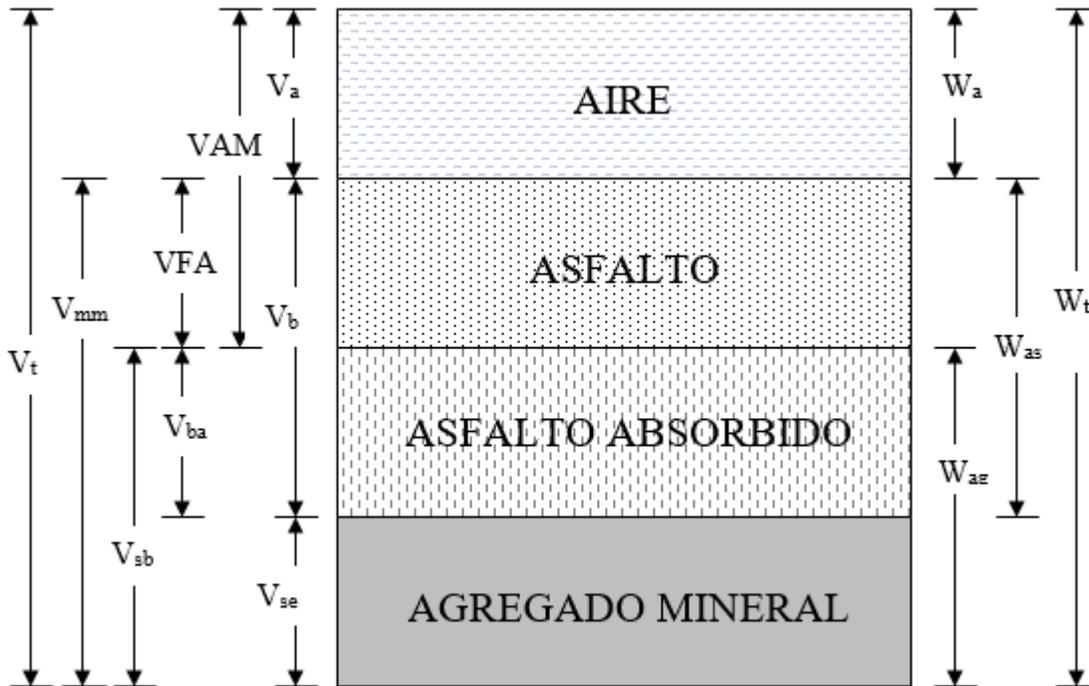


Imagen 2.15 Diagrama de fase de una mezcla asfáltica

Imagen elaborada por Gómez A., Manuel en base a "Rangel G., Daniel. 2015. p. 21"

Donde:

W_a – Masa de aire

W_{as} – Masa del cemento asfáltico

W_{ag} – Masa del agregado mineral

W_t – Masa total de la mezcla asfáltica

V_a – Volumen de vacíos de aire

V_b – Volumen de cemento asfáltico

V_{se} – Volumen de agregado mineral (gravedad específica efectiva)

VAM – Volumen de vacíos del agregado mineral

VFA – Volumen de vacíos rellenos de cemento asfáltico

V_{ba} – Volumen de cemento asfáltico absorbido

V_{sb} – Volumen de agregado mineral

V_{mm} – Volumen de la mezcla asfáltica sin vacíos

V_t – Volumen total de la mezcla asfáltica

2.5.2 Parámetros volumétricos del agregado pétreo

Los parámetros del agregado pétreo son los siguientes:

- ❖ Gravedad específica neta del agregado pétreo (G_{sb}): se define como la relación entre masa seca del agregado y el volumen neto de agregado, es decir el volumen de la masa sólida del agregado en aire más el volumen de agua contenida en los poros superficiales (ver imagen 2.16). Cabe señalar que la gravedad específica neta es variable según el tamaño, la mineralogía y la estructura del agregado, para poder determinar el G_{sb} total de la mezcla se puede emplear la siguiente ecuación.

$$G_{sb,m} = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_{n-1} + P_n}{\frac{P_1}{G_1} + \frac{P_2}{G_2} + \dots + \frac{P_{n-1}}{G_{n-1}} + \frac{P_n}{G_n}} \quad (2.1)$$

“Instituto del Asfalto. 1966. p. 148”

Donde:

$G_{sb,m}$ – Gravedad específica neta del agregado pétreo, total de la mezcla

$P_1, P_2, \dots, P_{n-1}, P_n$ – Porcentajes de la masa de cada agregado

$G_1, G_2, \dots, G_{n-1}, G_n$ – Gravedad específica neta de cada porción de agregado

- ❖ Gravedad específica efectiva (G_{se}): se define como la relación entre la masa seca del agregado y el volumen efectivo del agregado, donde el volumen efectivo es la suma de volumen de la masa solida del agregado y el volumen de los poros permeables al agua sin incluir el volumen de los poros superficiales cubiertos con cemento asfáltico (ver imagen 2.16). A diferencia de los demás parámetros volumétricos del agregado pétreo, la gravedad específica efectiva depende del contenido de cemento asfáltico (P_b) y la gravedad específica teórica máxima (G_{mm}) para su cálculo. La gravedad específica efectiva de la granulometría se calcula con la siguiente expresión.

$$G_{se} = \frac{P_{mm} - P_b}{\frac{P_{mm}}{G_{mm}} - \frac{P_b}{G_b}} \quad (2.2)$$

“Instituto del Asfalto. 1966. p. 149”

Donde:

G_{se} – Gravedad específica efectiva de la combinación de agregado seleccionado

P_{mm} – Porcentaje de masa del total de la masa suelta = 100

G_{mm} – Gravedad específica teórica máxima

P_b – Contenido de cemento asfáltico, porcentaje con respecto al total de la mezcla

G_b – Gravedad específica del cemento asfáltico

- ❖ Gravedad específica aparente (G_{sa}): se define como la relación entre la masa seca del agregado y el volumen aparente del agregado, donde el volumen aparente es el volumen de la masa solida del agregado sin incluir el volumen de agua contenida en los poros superficiales.

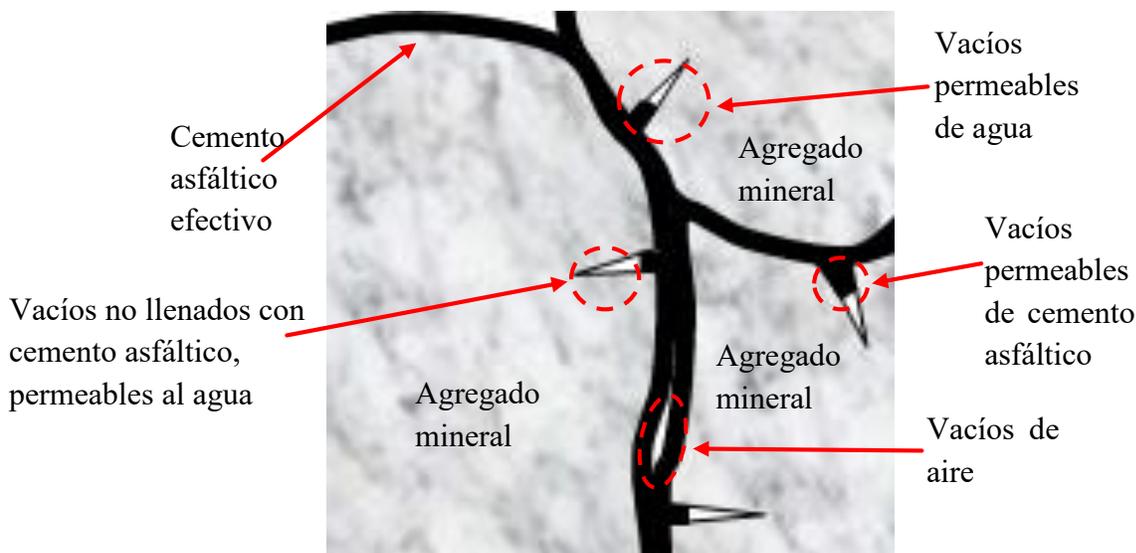


Imagen 2.16 Parámetros volumétricos del agregado pétreo
"Imagen elaborada por Gómez A., Manuel"

2.5.3 Parámetros volumétricos de la mezcla asfáltica

Los parámetros de la mezcla asfáltica se definen de la siguiente manera:

- ❖ Gravedad específica neta de la mezcla asfáltica (G_{mb}): se define como la relación de la masa de mezcla asfáltica ya compactada de volumen conocido y la masa de agua con el mismo volumen.
- ❖ Gravedad específica del cemento asfáltico (G_b): se define como la relación entre la masa de un volumen determinado de cemento asfáltico y la masa de agua con un mismo volumen, la norma ASTM D – 70 describe el procedimiento para determinar la gravedad específica del cemento asfáltico.
- ❖ Gravedad específica teórica máxima (G_{mm}): también llamada gravedad específica RICE, se define como la suma de masas del agregado pétreo y cemento asfáltico de la mezcla, sobre la suma de sus volúmenes sin considerar los vacíos, determinar la gravedad específica teórica máxima en una mezcla sirve para calcular el porcentaje de vacíos de la misma. La norma ASTM D – 2041 describe el procedimiento para determinar el G_{mm} en una mezcla asfáltica, el G_{mm} de toda la mezcla se determina con la siguiente expresión.

$$G_{mm} = \frac{P_{mm}}{\frac{P_s}{G_{se}} - \frac{P_b}{G_b}} \quad (2.3)$$

“Instituto del Asfalto. 1966. p. 149”

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 agregado pétreo respecto al total de la mezcla = (100 – P_b)

P_b – Contenido de cemento asfáltico, porcentaje con respecto al total de la mezcla

G_b – Gravedad específica del cemento asfáltico

- ❖ Contenido de cemento asfáltico (P_b): se define como el porcentaje de cemento asfáltico de la masa total de la mezcla asfáltica o de la masa total de agregado.
- ❖ Contenido de cemento asfáltico efectivo (P_{be}): se define como la cantidad de cemento asfáltico no absorbido por el agregado mineral en la mezcla asfáltica.
- ❖ Contenido de cemento asfáltico absorbido (P_{ba}): se define como la cantidad de cemento asfáltico absorbido por el agregado mineral en la mezcla asfáltica.
- ❖ Contenido de vacíos de aire (V_a): los vacíos de aire dentro de una mezcla asfáltica son aquellos espacios o huecos que aparecen entre las partículas del agregado, los vacíos dependen de la compactación y del reacondicionamiento entre las partículas.

El porcentaje de vacíos se calcula con la siguiente expresión:

$$\%V_a = \frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}} \times 100 \quad (2.4)$$

“Instituto del Asfalto. 1966. p. 150”

Donde:

$\%V_a$ – Porcentaje de vacíos

G_{mm} – Gravedad específica teórica máxima

G_{mb} – Gravedad específica neta

- ❖ Vacíos en el agregado mineral (VAM): se define como el espacio intergranular de una mezcla asfáltica, la cual representa el volumen de vacíos de aire y el volumen de cemento asfáltico efectivo, sin considerar el cemento asfáltico absorbido por el agregado, el VAM se expresa en porcentaje respecto al volumen total y se calcula con la siguiente expresión:

$$VAM = 100 - \frac{G_{mb} * P_s}{G_{sb}} \quad (2.5)$$

“Instituto del Asfalto. 1966. p. 149”

- ❖ Vacíos llenos con cemento asfáltico (VFA): se define como el porcentaje de VAM que representa el volumen de cemento asfáltico efectivo, los vacíos llenos de cemento asfáltico de la mezcla asfáltica se calculan con la siguiente expresión:

$$VFA = \frac{VAM - V_a}{VAM} \times 100 \quad (2.6)$$

“Instituto del Asfalto. 1966. p. 149”

2.5.4 Gravedad específica teórica máxima (G_{mm})

La gravedad específica teórica máxima (G_{mm}) o Rice en honor a James Rice quien desarrollo el método, es un parámetro que ayuda a determinar el porcentaje de vacíos en una mezcla asfáltica, asimismo se puede determinar el cemento asfáltico adsorbido por el agregado mineral, estos parámetros dependerán de la porosidad que presente el agregado.

Con base en la norma ASTM D – 2041, la prueba consiste en tomar 2500 g de agregado retenido en la malla #4 (4.75 mm) según la curva granulométrica, la muestra es colocada al horno a 110 ± 5 °C hasta alcanzar una masa constante, posteriormente se introduce el 6% cemento asfáltico al horno junto a la muestra y se eleva la temperatura a 160 °C durante una hora y media para alcanzar la temperatura de mezclado, ya que si se deja pasar más de 2 horas, el cemento asfáltico

comienza a reaccionar con la temperatura y pierde sus propiedades, una vez que paso el tiempo el cemento asfáltico, el agregado mineral y el filler son colocados en la olla para su mezclado (ver imagen 2.17).



*Imagen 2.17 Colocación del cemento asfáltico
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

Una vez que se mezclan todos los materiales, esta es colocada en una charola para ser puesta al horno a 135 °C durante 4 horas para su envejecimiento, ya que es el tiempo promedio que tarda una mezcla asfáltica en ser transportada o colocada en sitio a partir de su mezclado. Al haber concluido las 4 horas, la mezcla se retira del horno y es colocada a temperatura ambiente hasta alcanzar una temperatura manejable, mientras tanto la mezcla debe disgregarse (ver imagen 2.18).



*Imagen 2.18 Mezcla asfáltica disgregada
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

Cuando la mezcla ha alcanzado una temperatura manejable, esta es colocada en el picnómetro y se le agrega agua a 25°C asegurándose de cubrir toda la mezcla, se tapa el recipiente para aplicar presión y desairar la muestra por 15 minutos (ver imagen 2.19).



*Imagen 2.19 Presión a la mezcla asfáltica
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

Al haber transcurrido el tiempo se libera la presión y se llena completamente el recipiente con agua a 25°C previamente desairada, finalmente el recipiente es sumergido en agua a 25°C para medir su masa, como se muestra en la imagen 2.20



*Imagen 2.20 Mezcla asfáltica sumergida en agua
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

La gravedad específica teórica máxima (G_{mm}) se puede determinar con la siguiente expresión:

$$G_{mm} = \frac{A}{A - (C - B)} \quad (2.7)$$

“ASTM D-2041. 2003. p. 3”

Donde:

G_{mm} – Gravedad específica teórica máxima

A – Masa de la muestra seca en el aire, g

B – Masa del recipiente sumergido en agua, g

C – Masa del recipiente y muestra sumergidos en agua, g

2.5.5 Gravedad específica neta de la mezcla asfáltica (G_{mb})

Una mezcla asfáltica está compuesta de fracciones de agregado de distinto tamaño las cuales tienen diferentes gravedades específicas, de acuerdo con la norma ASTM D – 2726 el procedimiento para calcular el G_{mb} consiste en lo siguiente:

- ❖ Medir la masa del espécimen en estado seco, como se muestra en la imagen 2.21
- ❖ Sumergir el espécimen en agua a 25 °C por diez minutos y medir su masa en estado saturado, ver imagen 2.22
- ❖ Envolver el espécimen con un trapo húmedo y secar superficialmente el espécimen para medir su masa en estado saturado superficialmente seco, como se muestra en la imagen 2.23



Imagen 2.21 Especimen pesada en condición seca
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”



*Imagen 2.22 Espécimen pesado en condición saturada
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*



*Imagen 2.23 Espécimen saturado en condición saturada superficialmente seco
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

La gravedad específica neta se calcula con la siguiente expresión:

$$G_{mb} = \frac{A}{B - C} \quad (2.8)$$

“ASTM D-2726. 2005. p. 2”

Dónde:

A – Masa del espécimen en estado seco, g

B – Masa del espécimen en estado saturado superficialmente seco, g

C – Masa del espécimen sumergido en agua, g

2.5.6 Determinación del porcentaje de vacíos

Una vez que se determina la gravedad específica neta (G_{mb}) de cada uno de los especímenes y la gravedad específica teórica máxima (G_{mm}) de la mezcla, el porcentaje de vacíos de la muestra se define por la siguiente expresión:

$$\%Va = \left(1 - \frac{G_{mb}}{G_{mm}}\right) * 100 \quad (2.9)$$

“Instituto del Asfalto. 1966. p. 150”

Donde:

$\%Va$ – Porcentaje de vacíos

G_{mb} – Gravedad específica neta

G_{mm} – Gravedad específica teórica máxima

2.6 Daño por humedad o fenómeno de stripping

En el diseño de una mezcla asfáltica además de tomar en cuenta las cargas que se transitarán en el concreto asfáltico se deben considerar las acciones del medio ambiente que generan cambios en las propiedades físicas y químicas del concreto asfáltico a largo plazo, uno de estos fenómenos es el daño por humedad.

Como ya se ha mencionado, principalmente una mezcla asfáltica está compuesta de agregado mineral el cual proporciona la resistencia y el cemento asfáltico que aporta la adhesión y cohesión en el concreto asfáltico. Sin embargo la presencia de humedad, disminuye la resistencia mecánica entre el cemento asfáltico y el agregado mineral, a esta pérdida de resistencia también es denominada como fenómeno de Stripping.

Dicho fenómeno puede ser acelerado si el concreto asfáltico es expuesto a ciclos de humedecimiento y secado o congelamiento y deshielo, o que el agregado mineral en la mezcla presente una angulosidad alta, otro factor es la edad del concreto asfáltico ya que estos son más propensos al daño por humedad. A lo largo del tiempo se han creado diferentes aditivos para mejorar la adherencia entre el agregado mineral y el cemento asfáltico como lo son:

- ❖ Tenso activo catiónicos
- ❖ Naftenato de hierro
- ❖ Cal hidratada
- ❖ Cemento portland

Otra de las recomendaciones para disminuir el fenómeno de Stripping, es aumentar la cantidad de cemento asfáltico en la mezcla, de esta forma se aumenta el espesor de la película que recubre al agregado mineral y de esta forma aumentar la adherencia. No obstante el exceso de cemento asfáltico generaría otros problemas en el concreto asfáltico como el ahuellamiento.

Existen diferentes ensayos para acondicionar especímenes y observar la penetración de agua, tomando en cuenta que además del daño por humedad, la composición química del agua contiene oxígeno que hace reacción con el cemento asfáltico. Algunos de los ensayos para evaluar el daño por humedad se mencionan a continuación:

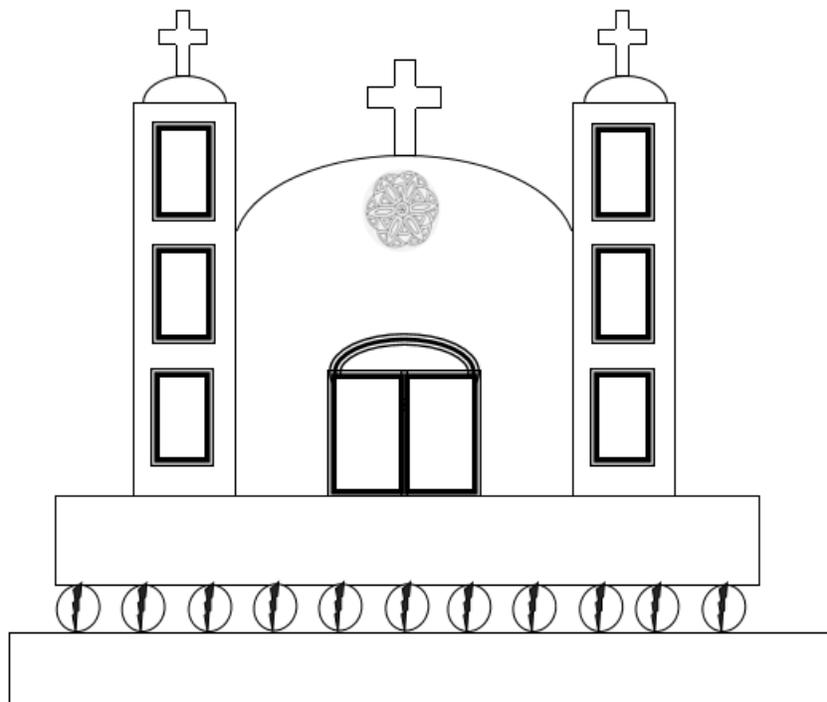
- ❖ Compresión simple D-2166
- ❖ Inmersión estática AASHTO T-182
- ❖ Agua hirviendo ASTM D-3625
- ❖ Ensayo a la tensión indirecta ASHTO T-283

2.7 Resistencia a la tensión indirecta

La resistencia a la tensión indirecta o ensayo brasileño tiene su origen en el año de 1943 precisamente en Brasil, en dicho año el país se encontraba en remodelación urbanística, por lo que la construcción de avenidas era fundamental para la movilidad urbana. Entre los tantos problemas que se tuvieron para el diseño y trazado de dichas avenidas, se presentaba un problema en el trazado de lo que sería la “Avenida Presidente Vargas”, pues en uno de sus tramos la avenida tenía que atravesar a la iglesia de San Pedro construida en 1732, en primera instancia por tratarse de un recinto religioso se decidió trasladarla a otro sitio sin tener que demolerla, para ello se contrató a una empresa especializada, cuya solución era colocar rodillos de acero por debajo de la losa de cimentación de la estructura que funcionaran como ruedas para poder moverla, sin

embargo en ese momento el acero era escaso ya que toda la producción estaba destinada a la industria bélica, pues en esos años el mundo se encontraba en plena segunda guerra mundial.

Dada esta situación se tuvo que cambiar el material de los rodillos por unos de concreto, esto provoco que la empresa no se hiciera responsable de los resultados, pues se tenía una gran incertidumbre en el funcionamiento de los rodillos de concreto, para esta importante tarea se acudió al ingeniero Fernando Luis Lobo Carneiro para analizar el comportamiento de los rodillos, dándose cuenta que estos rompían a tracción al aplicarles una carga a compresión a lo largo de su diámetro (ver imagen 2.24). Con los malos resultados obtenidos por los rodillos provocaron que la estructura se debilitara y por los altos costos que se generaron para tratar de rescatarla se decidió demolerla.



*Imagen 2.24 Rodillos de concreto fracturados por la resistencia a la tensión indirecta
“Imagen elaborada por Gómez A., Manuel”*

Pero esta situación no detuvo al ingeniero Carneiro para seguir su investigación, pues le inquietaban las fisuras verticales que se presentaban a lo largo del diámetro de los rodillos al aplicar una carga lineal, por lo que tuvo que elaborar especímenes de 15 cm de diámetro por 30

cm de longitud y las ensayo obteniendo resultados de tensión indirecta tolerables a lo que se presentaba en el campo y en septiembre de 1943 presentó los resultados obtenidos en el 5° congreso de la Assiciacao Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), posteriormente en 1947 la investigación fue presentada a la International Meeting of Materials Testing Laboratoires en París, para 1962 el ensaye fue admitido por la American Society for Testing Material (ASTM) y en 1980 por la International Organization for Standardization (ISO). Entre las normas para determinar la resistencia a la tensión indirecta se encuentra la norma americana ASTM C – 496 enfocada a mezclas de concreto, para el caso de mezclas asfálticas se encuentra la norma NLT – 346 y la AASHTO T – 283, en mecánica de rocas se cuenta con la norma UNE 22 – 950 – 90 aunque los resultados a la tensión indirecta en esta área no son favorables.

2.8 Resistencia a la tensión indirecta en mezclas asfálticas en caliente (HMA)

Durante la operación, los pavimentos son sometidos a diferentes cargas que generan esfuerzo de tensión y compresión, estos esfuerzos se presentan en diferentes puntos de la carpeta asfáltica al mismo tiempo en el que se aplica una carga (ver imagen 2.25).

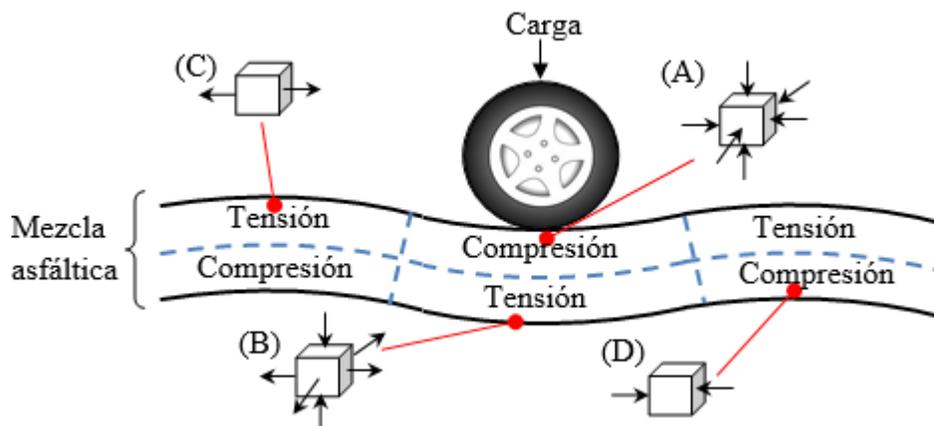


Imagen 2.25 Esfuerzos generados en el pavimento al aplicar una carga

Imagen elaborada por Gómez A., Manuel en base a “Instituto del Asfalto. 1966. p. 13”

Donde:

- ❖ En el punto A se presenta una compresión simple en el punto de contacto entre la carpeta asfáltica y la carga (rueda de automóvil).

- ❖ El punto B se encuentra en la parte inferior de la carpeta asfáltica justo debajo de la carga la cual está sometida a compresión vertical con tensión horizontal y transversal.
- ❖ El punto C se encuentra en la parte inferior de la carpeta asfáltica donde se generan esfuerzos de tensión horizontal.
- ❖ El punto D se encuentra en la parte superior de la carpeta asfáltica donde se presentan esfuerzos de compresión horizontal.

Para cada uno de los puntos presentados anteriormente existen ensayos que los evalúan, siendo el más crítico el punto B que se analiza con el ensayo de resistencia a la tensión indirecta, a continuación, se explica la distribución teórica de las tensiones en los planos horizontal y vertical del espécimen cilíndrico al estar sometida a carga diametral, así como las ecuaciones propuestas por M. Frocht para determinar dichas tensiones.

- ❖ Distribución de tensiones en el plano horizontal (eje x)

El esfuerzo σ_x , σ_y y τ_{xy} están definidas por las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_x = \frac{2*P}{\pi*t*d} * \left(\frac{d^2 - (4*x^2)}{d^2 + (4*x^2)} \right)^2 \quad (2.10)$$

$$\sigma_y = -\frac{2*P}{\pi*t*d} * \left(\frac{4*d^2}{d^2 + (4*x^2)} - 1 \right) \quad (2.11)$$

$$\tau_{xy} = 0 \quad (2.12)$$

“Rangel G., Daniel. 2015. p. 29”

Donde:

P – Carga máxima (N)

t – Altura o espesor del espécimen (mm)

d – Diámetro del espécimen (mm)

x – Coordenada respecto al centro del espécimen

Si se evalúan las ecuaciones 2.10 y 2.11 en la coordenada $x = 0$ se obtienen los esfuerzos principales del plano horizontal, de acuerdo a la convención de signos las tensiones se toman

positivas y las compresiones como negativas, los esfuerzos principales se indican en la imagen 2.26 donde también se observa la distribución de esfuerzos.

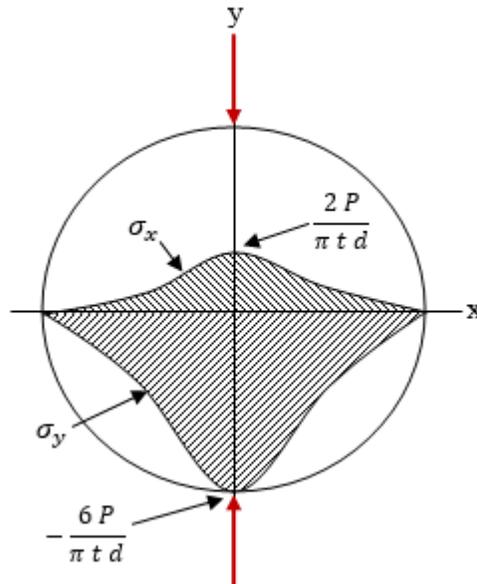


Imagen 2.26 Diagrama de distribución de esfuerzos en el plano horizontal
Imagen elaborada por Gómez A. Manuel en base a “Rangel G., Daniel. 2015. p. 29”

❖ Distribución de tensiones en el plano vertical (eje y)

El esfuerzo σ_x , σ_y y τ_{xy} están definidas por las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_x = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot t \cdot d} \quad (2.13)$$

$$\sigma_y = -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot t \cdot d} * \left(\frac{2}{d - (2 \cdot y)} + \frac{2}{d + (2 \cdot y)} - \frac{1}{d} \right) \quad (2.14)$$

$$\tau_{xy} = 0 \quad (2.15)$$

“Rangel G., Daniel. 2015. p. 30”

Donde:

P – Carga máxima (N)

t – Altura o espesor del espécimen (mm)

d – Diámetro del espécimen (mm)

y – Coordenada respecto al centro del espécimen

Si se evalúa la ecuación 2.14 en la coordenada $y = 0$ se obtiene el esfuerzo principal menor del plano vertical, la ecuación 2.13 es el esfuerzo principal mayor, los cuales se indican en la imagen 2.27 donde también se observa la distribución de esfuerzos para dicho plano.

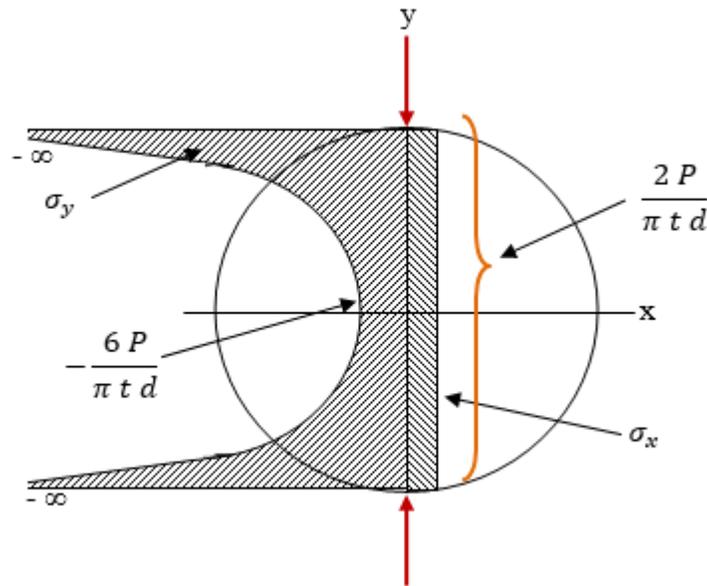


Imagen 2.27 Diagrama de distribución de esfuerzos en el plano vertical
 Imagen elaborada por Gómez A. Manuel en base a “Rangel G., Daniel. 2015. p. 30”

Al haber obtenido los esfuerzos principales, la resistencia a la tensión indirecta (RTI) se calcula con la siguiente ecuación:

$$RTI = \frac{2 * P}{\pi * t * d} \quad (2.16)$$

“Asociación Mexicana del Asfalto, A.C. (AMAAC). 2010. Norma RA 04/2010. p.9”

Donde:

P – Carga máxima (N)

t – Altura o espesor del espécimen (mm)

d – Diámetro del espécimen (mm)

La prueba para determinar la resistencia a la tensión indirecta consiste en someter a compresión diametral a un espécimen cilíndrico, cuya carga provoca un esfuerzo de tensión relativamente uniforme a lo largo de todo el diámetro. En el caso de los pavimentos flexibles además de

determinar la carga máxima para llevar a la falla al espécimen, esta prueba permite obtener información cualitativa de la cohesión del concreto asfáltico y que tan susceptible es de agrietarse.

2.8.1 Medición de la susceptibilidad al daño por humedad mediante pruebas de tensión indirecta

A partir de 1965 los estudios para evaluar la resistencia a la tensión indirecta empezaron a ser más profundos, pues la elaboración del ensaye a la tensión indirecta presenta diversas ventajas que permite analizar otros parámetros si se cuentan con los equipos adecuados, como medir la deformación transversal y longitudinal que el espécimen sufre al aplicar la carga durante el ensaye. “De esta manera empezaron a surgir diversas investigaciones para evaluar distintos parámetros en el concreto asfáltico, como la susceptibilidad a la humedad en los pavimentos” (Montalar Enrique, 2011).

Desde que se empezaron a diseñar las mezclas asfálticas para la construcción de carreteras, calles, avenidas, etc., los agentes climáticos como la humedad, congelamiento y las altas temperaturas han sido uno de los principales problemas que disminuyen la vida útil de la carpeta asfáltica, es por ello que en 1978 Robert Lottman publicó una metodología para evaluar el daño causado por la humedad a la que le llamo TSR (tensile strength ratio), la cual consiste en realizar una prueba de resistencia a la tensión indirecta a un espécimen acondicionado y uno seco, para estimar el cociente de resistencias, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$TSR = \frac{RTI_{acondicionada}}{RTI_{seca}} \quad (2.17)$$

“Asociación Mexicana del Asfalto, A.C. (AMAAC). 2010. Norma RA 04/2010. p.10”

Con el acondicionamiento se trata de representar la condición más crítica a la que estará expuesta la carpeta asfáltica durante su vida útil.

“El procedimiento definido por Lottman fue modificado más tarde por Tuniclift y estandarizado como la norma AASHTO T-283” (Figueroa y Reyes, 2015).

CAPÍTULO 3

CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES Y ELABORACION DE ESPECIMENES

3.1 Agregado mineral

El agregado pétreo que se usó en la presente investigación tiene origen basáltico, cuya cantera se ubica en el km 28 de la carretera México-Puebla, Ixtapaluca, Estado de México, la imagen 3.1 muestra los montículos de agregado grueso que se obtienen en la cantera de Ixtapaluca.



*Imagen 3.1 Cantera de Ixtapaluca
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

A continuación, las tablas 3.1 a 3.3 señalan los resultados que se obtuvieron de las pruebas de consenso, de origen y de rutina realizadas al agregado pétreo.

Tabla 3.1 Resumen de resultados obtenidos de las pruebas de consenso

Pruebas de consenso				
Ensayo	Resultados	Especificación Superpave	Especificación SCT	Norma ASTM
Angularidad del agregado grueso (%)	100/100	95/90 mínimo	-	D-5821
Angularidad del agregado fino (%)	48	45 mínimo	-	C-1252
Equivalente de arena (%)	66	45 mínimo	50 mínimo	D-2419
Partículas alargadas y lajeadas (%)	3	10 máximo	35 máximo	D-4791

“Tabla elaborada por Gómez A., Manuel”

Tabla 3.2 Resumen de resultados obtenidos en las pruebas de origen

Pruebas de origen					
Ensayo	Tamaño de agregado (in)	Resultados	Especificación Superpave	Especificación SCT	Norma ASTM
Desgaste de Los Ángeles (%)	3/8 - 1/2	16	35 máximo	30 máximo	C-131
	# 4 - 1/4	18			
	# 8	18			
Sanidad del agregado grueso (%)	# 4 - 1/2	6.1	10 máximo	-	C-88
	# 50 - # 4	4.1			

“Tabla elaborada por Gómez A., Manuel”

Tabla 3.3 Resumen de resultados de las pruebas de rutina

Pruebas de rutina						
Tipo de agregado	Tamaño (in)	Gravedad específica neta Gsb	Gravedad específica, saturada superficialmente seca Gs, sss	Gravedad específica aparente Gsa	% Absorción	Norma ASTM
Grueso	(1/2 - # 4)	2.577	2.629	2.720	2.0	C - 127
Fino	(# 8 - Filler)	2.612	2.659	2.740	1.8	C - 128

“Tabla elaborada por Gómez A., Manuel”

3.2 Cemento asfáltico

El cemento asfáltico que se utilizó en esta investigación tiene un grado PG 64 – 22 proveniente de la refinería de Salamanca. La tabla 3.4 muestra los resultados que se obtuvieron en cada uno de los ensayos que se aplicaron al cemento asfáltico.

Tabla 3.4 Resumen de resultados obtenidos en las pruebas al cemento asfáltico

Pruebas en el cemento asfáltico				
Ensayo	Resultados	Especificación Superpave	Especificación SCT	Norma ASTM
Punto de reblandecimiento (°C)	56	-	48-56	D-36
Penetración a 25°C, 100 g, 5 s, (10 ⁻¹ mm)	69	-	60 mínimo	D-5
Punto de inflamación (°C)	280	-	232 mínimo	D-92

“Tabla elaborada por Gómez A., Manuel”

3.3 Curva granulométrica

Para la elaboración de esta investigación se utilizó la curva granulométrica propuesta por (Trujillo M., 2016) en la investigación “Evaluación del comportamiento mecánico de pavimentos fotocatalíticos”. Debido a la geometría de los especímenes para el ensaye de resistencia a la tensión indirecta se propuso una masa total de 3322.9 g de agregado mineral, por lo que se tuvo

que hacer un ajuste en cuanto a las cantidades de pesos retenidos para cada tamaño, proporcional a la distribución de la curva granulométrica (ver imagen 3.2).

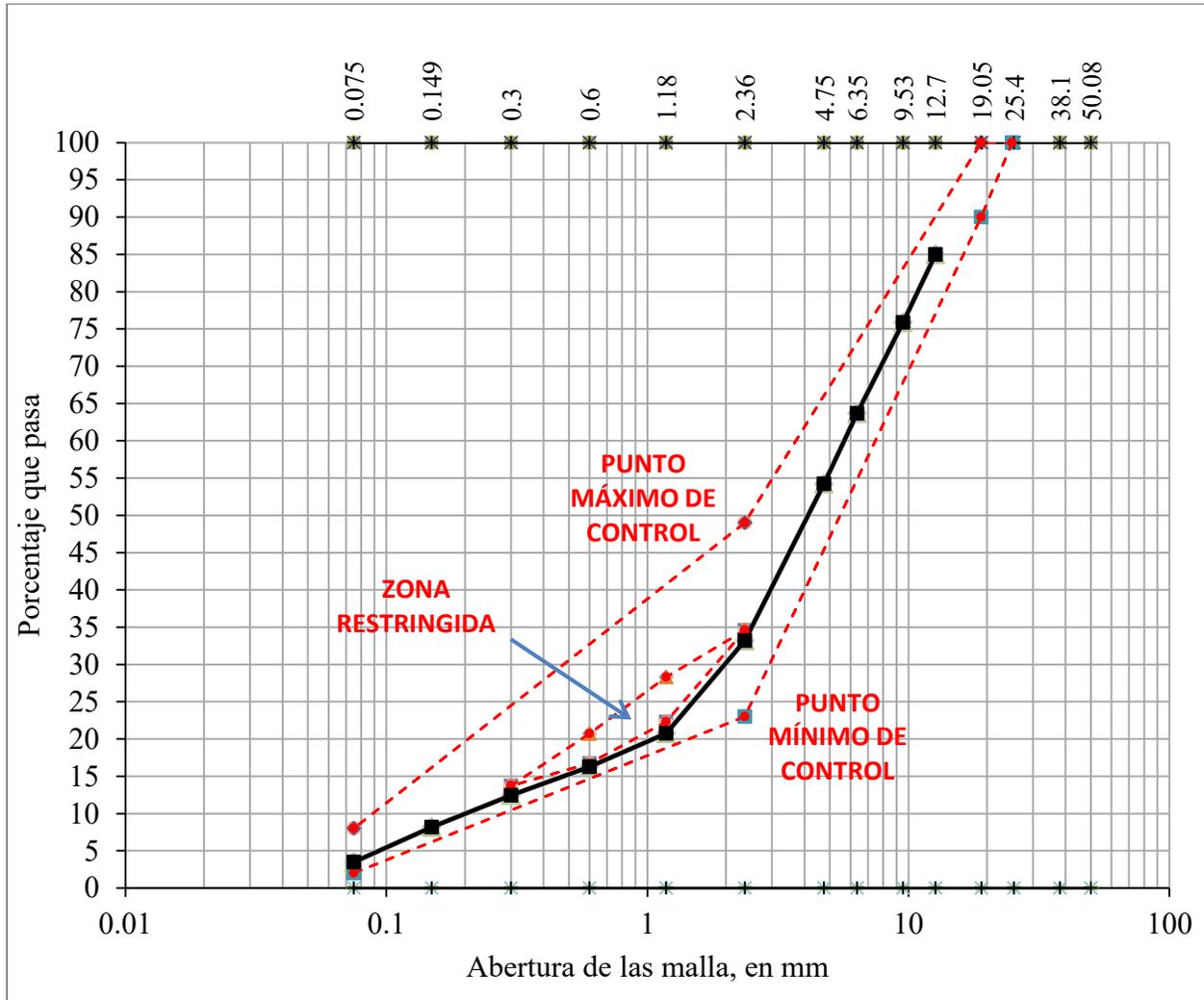


Imagen 3.2 Curva granulométrica ajustada

Realizando un análisis de la curva granulométrica anterior, se determinaron los coeficientes de uniformidad C_u y de curvatura C_c expresados en la siguiente tabla:

Tabla 3.5 Resumen de resultados del análisis granulométrico

Análisis de la curva granulométrica		
Coefficiente	Expresión	Resultado
Uniformidad Cu	$\frac{D_{60}}{D_{10}}$	29.25
Curvatura Cc	$\frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}}$	3.42

“Tabla elaborada por Gómez A., Manuel”

Aplicando el Sistema Unificado de Clasificación de suelos (SUCS) en la curva granulométrica anterior, se presentan las siguientes condiciones para su clasificación:

- ❖ Más del 50% del agregado se retiene en la malla No. 200 (0.075mm)
- ❖ El porcentaje de arena es mayor al porcentaje de grava
- ❖ El porcentaje de finos es menor al 5%
- ❖ El porcentaje de grava es mayor al 15%

De acuerdo a las características descritas, la curva granulométrica se clasifica como una arena bien graduada con grava (SW), recordando que la clasificación SUCS clasifica a las gravas entre 75 a 4.75 mm de diámetro, a las arenas entre 0.075 mm y menores a 4.75 mm de diámetro y para los finos (limos y arcillas) aquellos que son menores a 0.075 mm de diámetro.

3.4 Dosificación del agregado mineral y cemento asfáltico

Para dosificar el agregado pétreo primero se deben separar en los tamaños requeridos de acuerdo a la norma ASTM E-11, la cual indica el tamaño de los tamices que se puede utilizar para la separación del agregado mineral. La imagen 3.3 muestra la cribadora junto con las mallas, para la separación del agregado pétreo utilizada en esta investigación.



*Imagen 3.3 Cribadora del laboratorio de vías terrestres
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

Cuando el agregado mineral ya se encuentra separado por tamaños, éste es lavado con agua para asegurarse que no contenga partículas más finas adheridas en la superficie de la partícula, después es secada al horno a 110 ± 5 °C hasta alcanzar una masa constante. Una vez que se define la curva granulométrica, la cual indica el tamaño de la partícula y la cantidad necesaria para la elaboración de una mezcla asfáltica, el material es dosificado para la elaboración de la mezcla asfáltica, la tabla 3.6 indica la dosificación del agregado mineral que se utilizó en esta investigación, para la elaboración de los especímenes.

Tabla 3.6 Dosificación del agregado mineral

Tamaño de la partícula in (mm)	Masa (g)
1/2 (12.5)	499.0
3/8 (9.5)	303.1
1/4 (6.3)	404.6
4 (4.75)	314.4
8 (2.36)	698.3
16 (1.18)	413.8
30 (0.6)	149.1
50 (0.3)	127.3
100 (0.15)	141.3
200 (0.075)	156.2

< 200 (0.075)	115.9
Total	3322.9

“Tabla elaborada por Gómez A., Manuel”

Siguiendo la propuesta de (Trujillo M., 2016) en la investigación “Evaluación del comportamiento mecánico de pavimentos fotocatalíticos”, la cantidad de cemento asfáltico que se usó para la elaboración de la mezcla asfáltica es del 6% respecto al total de la mezcla.

3.5 Gravedad específica teórica máxima (G_{mm})

De acuerdo a la ecuación 2.7, a continuación se muestra la tabla 3.7 la cual muestra los valores obtenidos para determinar la gravedad específica teórica máxima de la mezcla, de dos muestras de mezcla asfáltica elaboradas de igual manera.

Tabla 3.7 Gravedad específica teórica máxima de la mezcla asfáltica

	PRUEBA 1	PRUEBA 2
A (g)	2588.7	2593.3
B (g)	1578.9	1578.9
C (g)	3092.3	3071.9
G_{mm} (1)	2.407	2.357
$G_{mm_{prom}}$ (1)	2.382	

“Tabla elaborada por Gómez A., Manuel”

3.6 Elaboración de especímenes

3.6.1 Mezclado

Para la elaboración de los especímenes que serán ensayados para las pruebas a tensión indirecta y de acuerdo a las dimensiones que se requieren para el ensaye, se dosificaron 3535 g de mezcla asfáltica, esto quiere decir que si el 6% (212.1 g) del total de la mezcla es cemento asfáltico entonces 3322.9 g es agregado pétreo distribuido en tamaños tal como se indica en la tabla 3.6. Se consideró una merma del 1% durante el mezclado de tal manera que al final, la mezcla ya compactada tuviera una masa de 3500 g aproximadamente.

Una vez que se tuvieron las dosificaciones, se aseguró que el agregado se encontrara totalmente seco, para ello el agregado es colocado en el horno a 110 ± 5 °C hasta alcanzar una masa constante. Consecutivamente el cemento asfáltico se colocó junto al agregado en el horno y se incrementó su temperatura a 160°C durante una hora y media, posteriormente el material fue colocado en la olla con el filler para ser mezclado durante 4 minutos, como se muestra en la imagen 3.4



Imagen 3.4 Mezclado de materiales
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”

3.6.2 Compactación de la mezcla asfáltica

Después del mezclado, la muestra fue colocada en una charola y llevada al horno a 135 °C durante 4 horas para su curado, en la última hora se aumentó la temperatura a 145 °C que es la temperatura de compactación. Luego de cumplirse el tiempo la mezcla se colocó en el molde para su compactación, para esta investigación se utilizó el compactador giratorio Troxler el cual aplica una carga de 600 kPa con un ángulo de giro de 1.25°, el compactador giratorio realiza un amasado sobre la mezcla simulando la compactación realizada en campo (ver imagen 3.5).



*Imagen 3.5 Compactador giratorio Troxler
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

Para lograr los vacíos del 4%, 5%, 6% y 7% requeridos, se tuvo que variar el número de giros aplicados por el compactador Troxler sin modificar la masa de la mezcla asfáltica. Para ello se elaboraron varias mezclas asfálticas con una masa de 3535 g y se le aplicaron a cada una un diferente número de giros para construir una curva giros - % vacíos, como la que se muestra en la imagen 3.6, donde el porcentaje de vacíos corresponden a los de los especímenes ya cortados con las dimensiones especificadas en la norma.

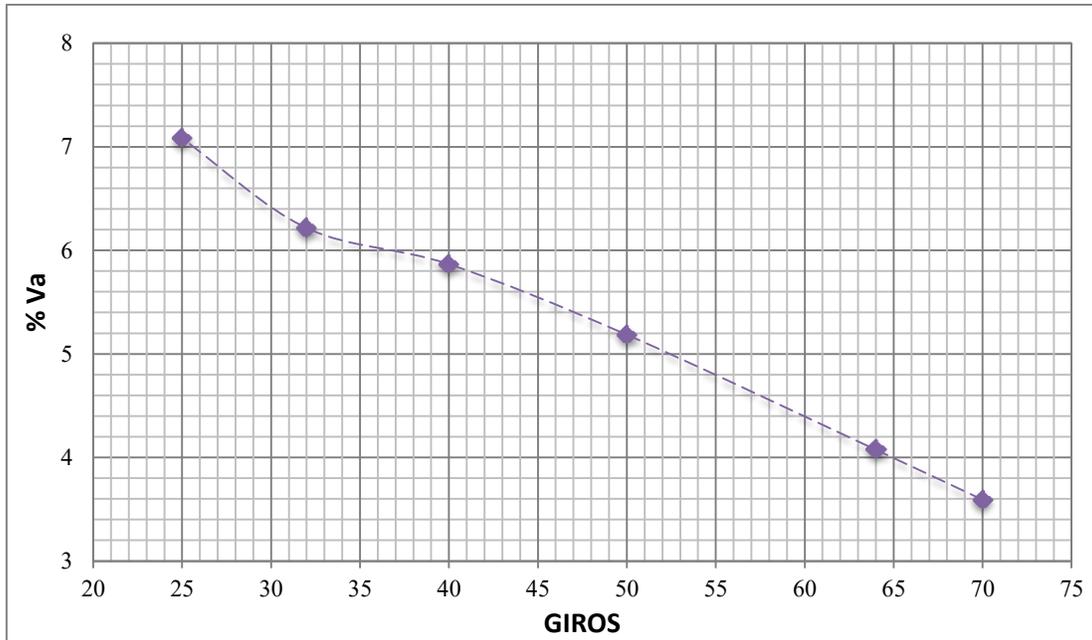


Imagen 3.6 Curva giros-%vacíos para compactar la mezcla
“Imagen elaborada por Gómez A., Manuel”

Debe señalarse que la curva giros-%vacíos arroja resultados muy aproximados ya que el reacomodo entre las partículas a la hora de la compactación es variable provocando que los vacíos se modifiquen. Una vez que la mezcla asfáltica ha sido compactada, el espécimen debe dejarse reposar 24 horas antes de ser desmoldada para evitar alguna expansión en la geometría del espécimen provocando alguna modificación en sus propiedades como el porcentaje de vacíos. La imagen 3.7 se observa el instante en que se está desmoldando un espécimen.



Imagen 3.7 Especimen desmoldado
“Imagen elaborada por Gómez A., Manuel”

3.6.3 Corte de especímenes

De acuerdo a la norma AASHTO T – 283 la geometría de los especímenes puede ser de 150 mm de diámetro por 95 ± 5 mm de altura o 100 mm de diámetro por 63.5 ± 2.5 mm de altura, siendo esta última geometría la que se utilizó en esta investigación. La imagen 3.8 muestra la geometría de los especímenes antes de ser cortados.



*Imagen 3.8 Especímenes sin cortar
“Imagen elaborada por Gómez A., Manuel”*

Para lograr tener un diámetro de 100 mm se utilizó el extractor de núcleos, la imagen 3.9 se observa el extractor y la geometría del espécimen.



*Imagen 3.9 Extractor de núcleos de concreto asfáltico
“Imagen elaborada por Gómez A., Manuel”*

Finalmente, para obtener la altura de 63.5 ± 2.5 mm se cortaron la cara inferior y superior, como se muestra en la imagen 3.10, así como la geometría final de los especímenes.



*Imagen 3.10 Cortadora para concreto asfáltico y geometría de especímenes
“Imagen elaborada por Gómez A., Manuel”*

3.7 Gravedad específica neta de la mezcla asfáltica (G_{mb})

De acuerdo a la ecuación 2.8, se determinó la gravedad específica neta de la mezcla asfáltica de los especímenes ya cortados con la geometría especificada por la norma, cuyos resultados se muestran a continuación en la tabla 3.8.

Tabla 3.8 Gravedad específica neta de los especímenes cortados

No. Especímen	Masa en aire (g)	Masa saturada superficialmente seca (g)	Masa saturada (g)	G_{mb}
10	1130.2	1141.2	630.6	2.213
12	1130.6	1134.5	642.2	2.297
15	1152.5	1154.2	652.9	2.299
16	1115.8	1121.5	621.9	2.233
17	1118.4	1125.3	629.3	2.255
19	1132.9	1139.2	632.1	2.234
20	1142.0	1146.4	642.3	2.265
21	1150.3	1153.7	650.3	2.285
22	1120.2	1125.6	624.2	2.234
23	1104.4	1113.3	616.0	2.221
28	1143.7	1145.2	639.5	2.262
29	1112.0	1116.5	618.4	2.232
31	1145.6	1146.9	644.0	2.278
32	1087.4	1094.6	602.2	2.208
33	1118.1	1123.6	616.5	2.205
35	1123.6	1126.6	630.1	2.263

“Tabla elaborada por Gómez A., Manuel”

3.8 Determinación del porcentaje de vacíos

Una vez conocidos tanto la gravedad específica neta (G_{mb}) y la gravedad específica teórica máxima (G_{mm}), de acuerdo a la ecuación 2.9 se determinó el porcentaje de vacíos de los especímenes ya cortados con la geometría requerida para el ensaye de tensión indirecta. Dichos resultados son mostrados en la tabla 3.9.

Tabla 3.9 Resumen de resultados de las propiedades volumetricas

No. Espécimen	G_{mb}	G_{mm}	% Va	$G_{sb,m}$	VAM (%)	VFA (%)
12	2.292	2.382	3.8	2.596	11.754	67.769
15	2.291	2.382	3.8	2.596	11.797	67.489
21	2.285	2.382	4.1	2.596	12.018	66.083
31	2.283	2.382	4.2	2.596	12.116	65.478
20	2.265	2.382	4.9	2.596	12.774	61.638
35	2.263	2.382	5.0	2.596	12.866	61.134
28	2.262	2.382	5.1	2.596	12.921	60.836
17	2.255	2.382	5.3	2.596	13.182	59.453
22	2.234	2.382	6.2	2.596	13.979	55.549
19	2.234	2.382	6.2	2.596	13.981	55.537
16	2.233	2.382	6.2	2.596	14.008	55.415
29	2.232	2.382	6.3	2.596	14.043	55.255
23	2.221	2.382	6.8	2.596	14.493	53.259
10	2.213	2.382	7.1	2.596	14.774	52.071
32	2.208	2.382	7.3	2.596	14.971	51.268
33	2.205	2.382	7.4	2.596	15.105	50.734

“Tabla elaborada por Gómez A., Manuel”

Así mismo, a partir de la propuesta granulométrica se determinó para cada una de las mezclas elaboradas la gravedad específica neta de la mezcla ($G_{sb,m}$), el volumen de agregado mineral (VAM) y los vacíos llenos con cemento asfáltico (VFA), cuyos resultados se muestran en la tabla 3.9. Donde se puede apreciar que los vacíos del agregado mineral (VAM) incrementan conforme aumentan los vacíos de la mezcla asfáltica (Va), caso contrario ocurre con los vacíos llenos con cemento asfáltico (VFA), que disminuyen tras aumentar los vacíos (Va).

CAPÍTULO 4

EVALUACIÓN DEL DAÑO POR HUMEDAD MEDIANTE PRUEBAS TSR

La prueba de determinación de la susceptibilidad al daño por humedad de una mezcla asfáltica compara la resistencia a la tensión indirecta de un espécimen de concreto asfáltico en condición húmeda contra otra en condición seca, en esta investigación además de determinar la resistencia a la tensión indirecta entre una muestra seca contra una húmeda también se analizará la variación de resistencia al modificar el porcentaje de vacío.

Para la elaboración de esta prueba se consultó la norma AASHTO T – 283, la cual describe el acondicionamiento, geometría y falla de los especímenes.

Tabla 4.1 Geometría de los especímenes

No. Especimen	Altura (mm)	Diámetro (mm)
10	64.11	101
12	62.02	101
15	63.33	101
16	62.44	101
17	62.21	101
19	63.80	101
20	63.80	101
21	63.23	101
22	62.99	101
23	62.62	101

28	63.29	101
29	62.31	101
31	62.88	101
32	62.11	101
33	63.35	101
35	62.09	101

“Tabla elaborada por Gómez A., Manuel”

4.1 Acondicionamiento

Para evaluar la susceptibilidad al daño por humedad, se elaboraron 4 especímenes por cada porcentaje de vacíos (4%, 5%, 6% y 7%), de los cuales dos especímenes de cada grupo se acondicionaron y los otros dos especímenes se ensayaron en condición seca.

El acondicionamiento de los especímenes consistió en saturar cada una de las muestras entre un 70% y 80%, para ello se midió su masa en estado seco, posteriormente el espécimen se colocó en un recipiente de vacío y se le agregó agua hasta cubrir la muestra por lo menos 2.5 cm. Luego se aplicó presión de vacío de 19 in de Hg entre 5 y 10 minutos (ver imagen 4.1).



*Imagen 4.1 Saturación de los especímenes
 “Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

Una vez que se cumplió el tiempo de saturación, se retiró la presión y se dejó en inmersión el espécimen por 10 minutos, finalmente se midió la masa del espécimen en estado saturado superficialmente seco, el porcentaje de saturación se calculó con la siguiente expresión:

$$\% S = 10^4 * \frac{B' - A}{\% Va * (B - C)} \quad (4.1)$$

“Asociación Mexicana del Asfalto, A.C. (AMAAC). 2010. Norma RA 04/2010. p.7”

Donde:

% S – Porcentaje de saturación

A – Masa de la muestra en estado seco (g), la cual debe ser la misma a la que se obtuvo para determinar el G_{mb}

B – Masa de la muestra en estado saturado superficialmente seco SSS (g), la que se obtuvo para determinar el G_{mb}

C – Masa de la muestra en estado saturado (g), la que se obtuvo para determinar el G_{mb}

B' – Masa de la muestra en estado saturado superficialmente seco SSS, a la hora de la saturación (g)

% Va – Porcentaje de vacíos

La tabla 4.2 muestra los porcentajes de saturación obtenidos de los especímenes que fueron seleccionados para ser acondicionados.

Tabla 4.2 Resultados del porcentaje de saturación

No. Espécimen	Masa en aire (g)	Masa SSS (g)	Masa saturada (g)	% Va	Masa SSS B' (g)	Tiempo de saturación (minutos)	% Saturación
21	1150.3	1153.7	650.3	4.1	1166.6	7	79.44
31	1145.6	1146.9	645.0	4.2	1162.3	7	79.55
35	1123.6	1126.6	630.1	5.0	1143.2	6	78.94
17	1118.4	1125.3	629.3	5.3	1138.5	6	75.82
19	1132.9	1139.2	632.1	6.2	1157.4	5	77.72
16	1115.8	1121.5	621.9	6.2	1139.1	5	74.67
10	1130.2	1141.2	630.6	7.1	1156.8	3	73.57
33	1118.1	1123.6	616.5	7.4	1146.6	3	75.52

“Tabla elaborada por Gómez A., Manuel”

Enseguida los especímenes fueron emplayados con un plástico y colocados dentro de una bolsa hermética, a la que se le agrego 10 ± 0.5 ml de agua para que la muestra no pierda humedad, la bolsa fue sellada y se colocó en el refrigerador a -18 ± 3 °C por lo menos 16 horas, como se muestra en la imagen 4.2



Imagen 4.2 Recubrimiento de especímenes para acondicionamiento
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”

Al haber transcurrido el tiempo los especímenes son retirados de las bolsas herméticas y del recubrimiento plástico para ser sometidos a baño maría a 60 ± 1 °C durante 24 ± 1 hora, teniendo cuidado que los especímenes queden totalmente cubiertos por el agua por lo menos 2.5 cm como se muestra en la imagen 4.3

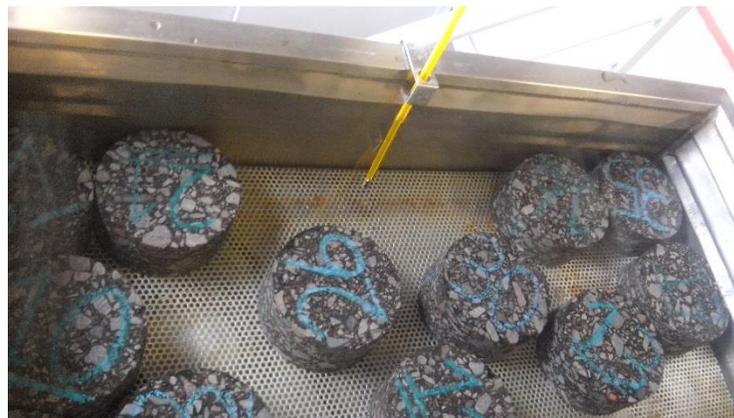
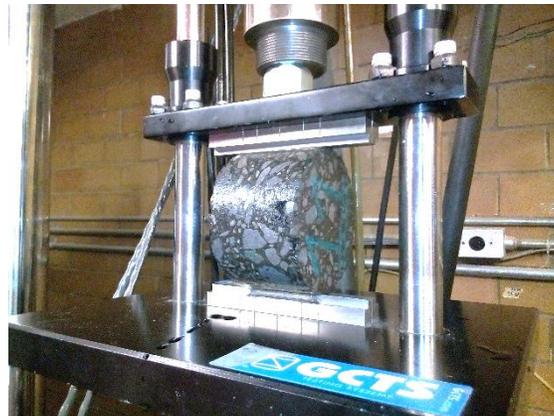


Imagen 4.3 Acondicionamiento en agua a 60 °C
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”

Finalmente, los especímenes son sometidos a otra inmersión en agua a 25 ± 5 °C durante 120 ± 10 minutos antes de ser ensayados a la tensión indirecta. En el caso de los especímenes que no fueron acondicionados, estos deben tener 25 ± 5 °C de temperatura para poder ser ensayados.

4.2 Ensayo de resistencia a la tensión indirecta

La prueba consistió en montar el espécimen en la mordaza Lottman, cuidando que el espécimen este correctamente colocado para que a la hora de aplicar la carga esta se transmita por todo el diámetro del espécimen. Finalmente se aplicó una carga con la máquina de ensayos a compresión MTS a una velocidad constante de 50.8 mm por minuto de acuerdo a la norma ASTM D 6931 y se registró la máxima carga aplicada, como se muestra en la imagen 4.4



*Imagen 4.4 Equipo para el ensayo de RTI
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

En el instante en que se llegó a la falla, el espécimen presento una grieta vertical a lo largo de su diámetro como se muestra en la imagen 4.5

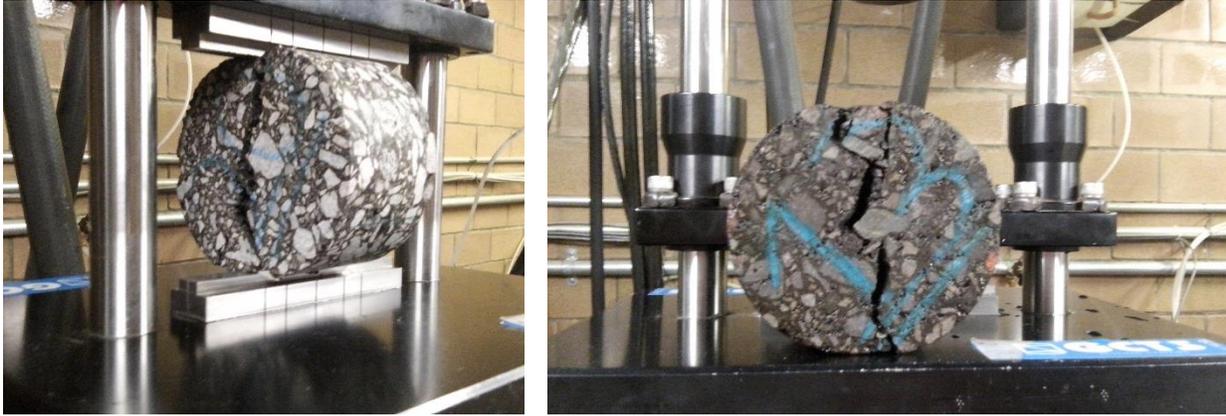


Imagen 4.5 Especímenes llevados a la falla a tensión indirecta
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”

4.3 Análisis de resultados

Con ayuda del marco de carga MTS se aplicó una carga controlada y con ayuda de su software se pudo generar la curva carga – deformación de cada uno de los especímenes, donde se observa la carga máxima de cada espécimen ya sea acondicionado o ambientado a 25 °C (seca). Las imágenes 4.6 a 4.9 exhiben las curvas carga – deformación obtenidas.

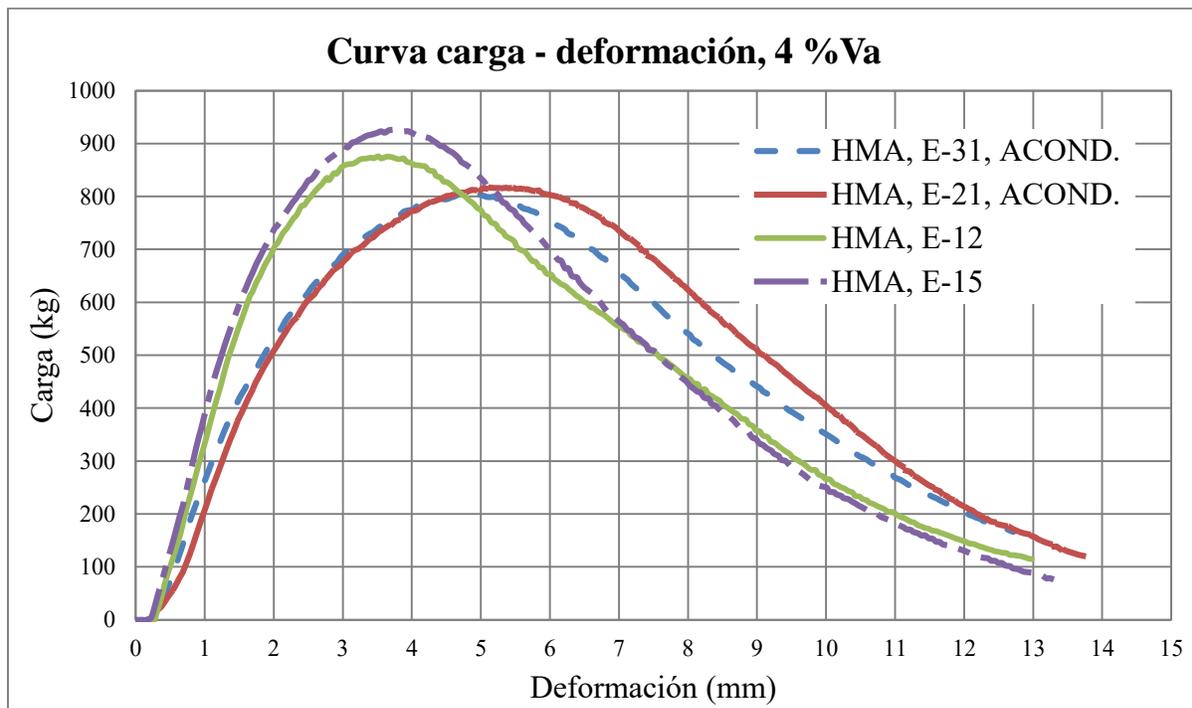


Imagen 4.6 Curva carga – deformación de especímenes con el 4 % de vacíos
“Imagen elaborada por Gómez A., Manuel”

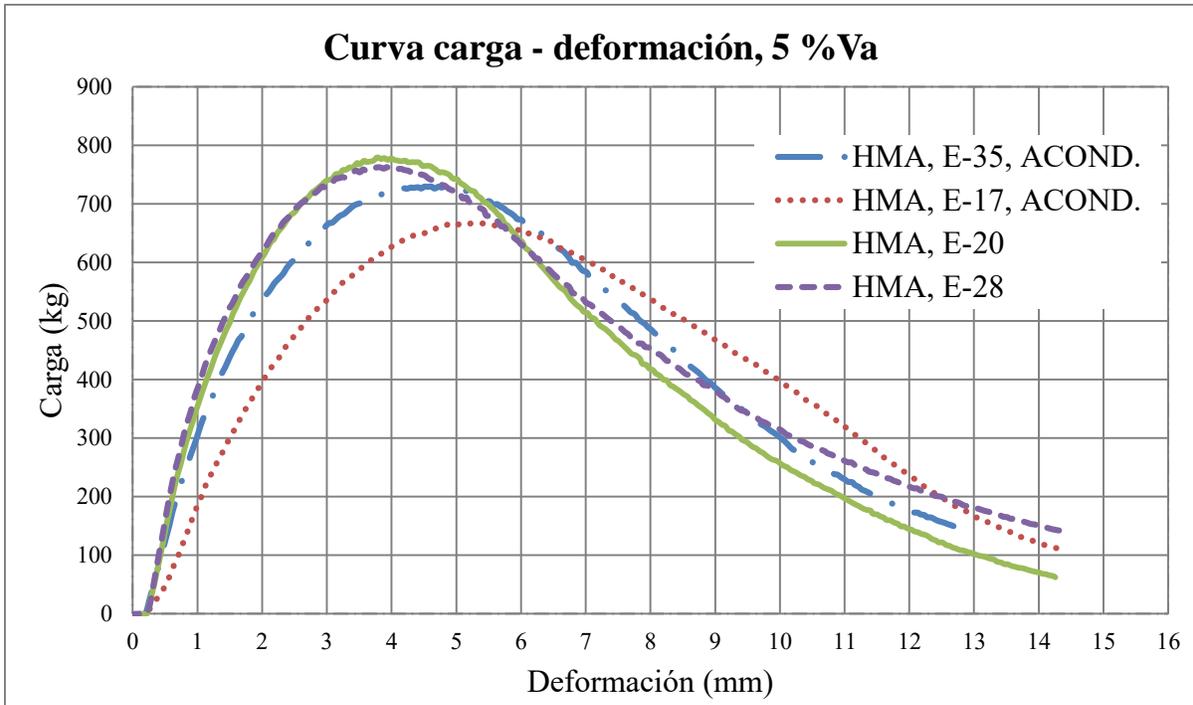


Imagen 4.7 Curva carga – deformación de especímenes con el 5 % de vacío
“Imagen elaborada por Gómez A., Manuel”

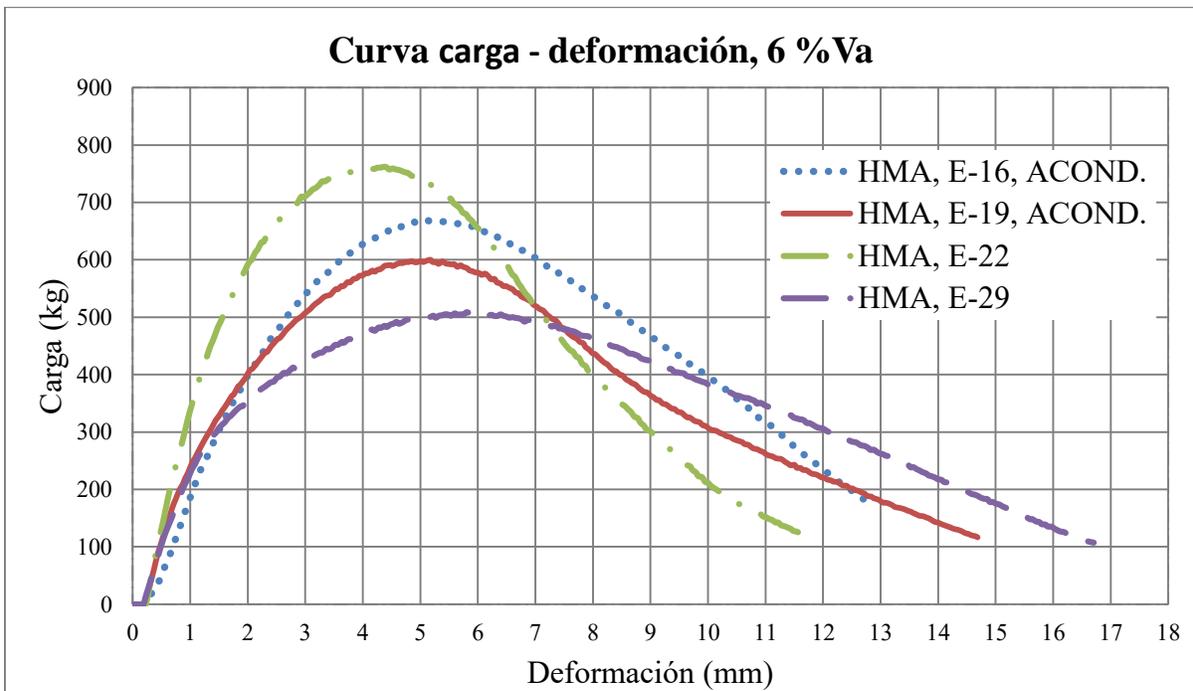


Imagen 4.8 Curva carga – deformación de especímenes con el 6 % de vacíos
“Imagen elaborada por Gómez A., Manuel”

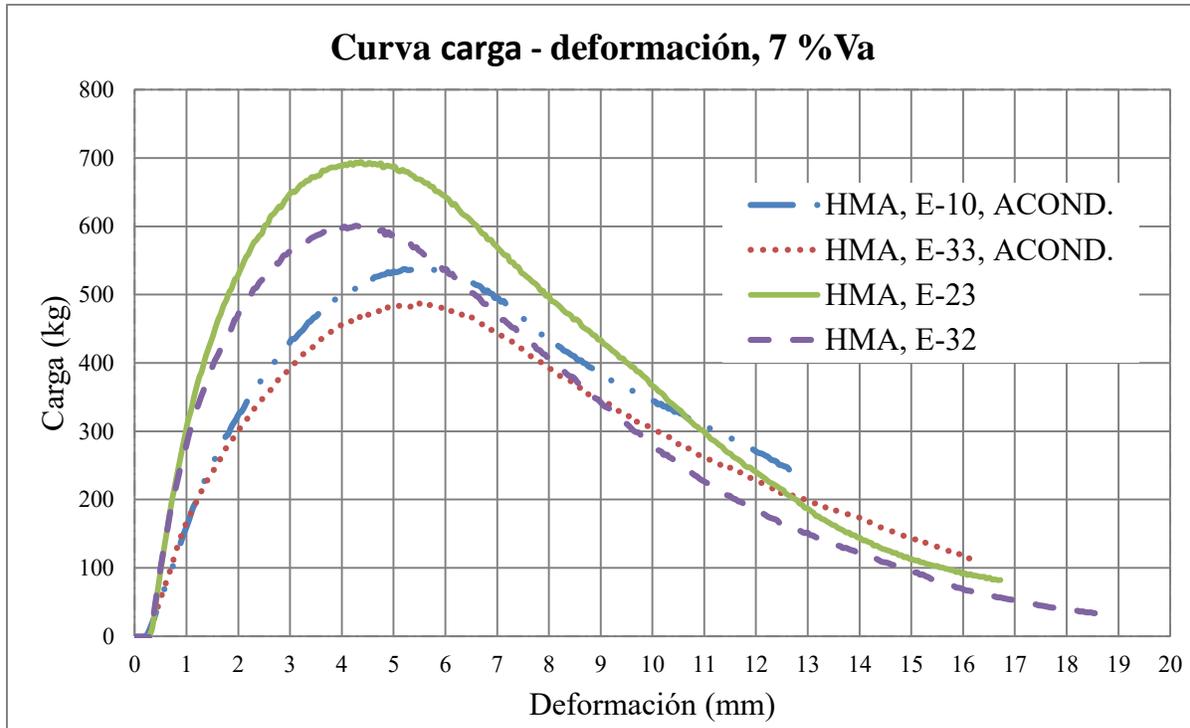


Imagen 4.9 Curva carga – deformación de especímenes con el 7 % de vacíos
 “Imagen elaborada por Gómez A., Manuel”

Para calcular los valores de TSR de los especímenes primero se calculó la resistencia a la tensión indirecta, la cual se define como el esfuerzo de compresión aplicado en el plano diametral vertical para llevar a la falla al espécimen, el RTI se determina con la siguiente ecuación:

$$RTI = 2000 * \frac{P}{H * D * \pi} \tag{4.2}$$

“Asociación Mexicana del Asfalto, A.C. (AMAAC). 2010. Norma RA 04/2010. p.9”

Donde:

RTI – Resistencia a la tensión indirecta (kPa)

P – Fuerza (N)

H – Altura o espesor del espécimen (mm)

D – Diámetro del espécimen (mm)

La tabla 4.3 muestra los resultados de la resistencia a la tensión indirecta (RTI) para cada uno de los especímenes, donde la fuerza (P) es la que se obtuvo de las imágenes 4.6 a 4.9 y estas son

multiplicadas por la gravedad (9.81 m/s^2) para obtener la carga en Newtons. Nótese que las casillas que están subrayadas con una diagonal no fueron tomadas en cuenta para obtener el promedio de RTI, debido a que sus resistencias son incongruentes con respecto a las otras.

Tabla 4.3 RTI de especímenes

No. Especímen	% Va	Estado	Carga (Kg)	Carga (N)	RTI (kPa)	RTI Promedio (kPa)
12	4	No Acondicionado	875.84	8592.04	873.219	888.412
15		Acondicionado	925.47	9078.83	903.606	
21		Acondicionado	816.83	8013.14	798.800	794.417
31			803.40	7881.32	790.033	
20	5	No Acondicionado	779.29	7644.83	755.276	750.175
28		Acondicionado	762.62	7481.29	745.075	
35		Acondicionado	729.68	7158.19	726.734	663.799
17			667.78	6550.93	663.799	
22	6	No Acondicionado	761.77	7473.01	747.855	747.855
29		Acondicionado	508.57	4989.11	504.669	
19		Acondicionado	599.99	5885.89	581.546	612.163
16			618.11	6063.69	612.163	
23	7	No Acondicionado	694.33	6811.34	685.667	598.305
32		Acondicionado	600.93	5895.09	598.305	
10		Acondicionado	537.43	5272.20	518.392	475.740
33			487.40	4781.42	475.740	

“Tabla elaborada por Gómez A., Manuel”

Además de evaluar matemáticamente la resistencia a la tensión indirecta se hizo una inspección visual del espécimen una vez que fue llevada a la falla, la cual consistió en observar el corte de la falla y determinar que predomina más, el fracturamiento del agregado mineral o el desprendimiento del cemento asfáltico con el agregado (ver imagen 4.10 a 4.13 donde se encierra con un círculo el fracturamiento de la partícula). En estas imágenes se pudo observar que la falla de los especímenes fue más de tipo adhesivo que cohesivo, pues la propagación de la fractura

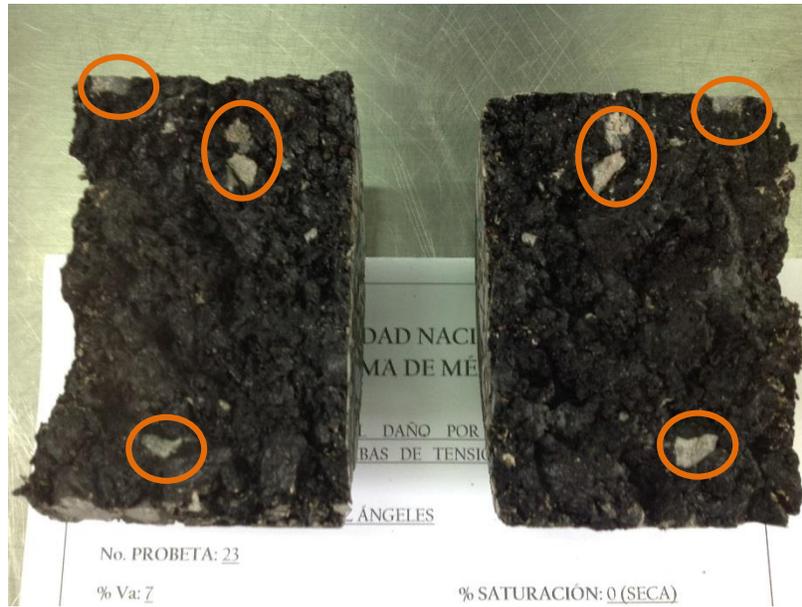
ocurrió en la mayoría de los casos a través de la interface agregado-cemento asfáltico y no a través del mastico (cemento asfáltico y finos).



*Imagen 4.10 Espécimen 15, 4 %Va, Seca, al concluir del ensaye
"Imagen capturada por Gómez A., Manuel"*



*Imagen 4.11 Espécimen 31, 4 %Va, Acondicionada, al concluir del ensaye
"Imagen capturada por Gómez A., Manuel"*



*Imagen 4.12 Espécimen 23, 7 %Va, Seca, al concluir del ensaye
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*



*Imagen 4.13 Espécimen 10, 7 %Va, Acondicionada, al concluir del ensaye
“Imagen capturada por Gómez A., Manuel”*

A continuación, en la imagen 4.14 se comparan los promedios de resistencias a la tensión indirecta de cada porcentaje de vacíos de aire, de los especímenes acondicionados contra los no

acondicionados, donde se observa que las resistencias de los especímenes no acondicionados son mayores a los acondicionados, así mismo las resistencias disminuyen al ir aumentando los vacíos. Lo anterior hace evidente que los especímenes sufrieron un daño por humedad el cual fue aumentando en la medida que la porosidad (vacíos de aire) de los especímenes aumentaban.

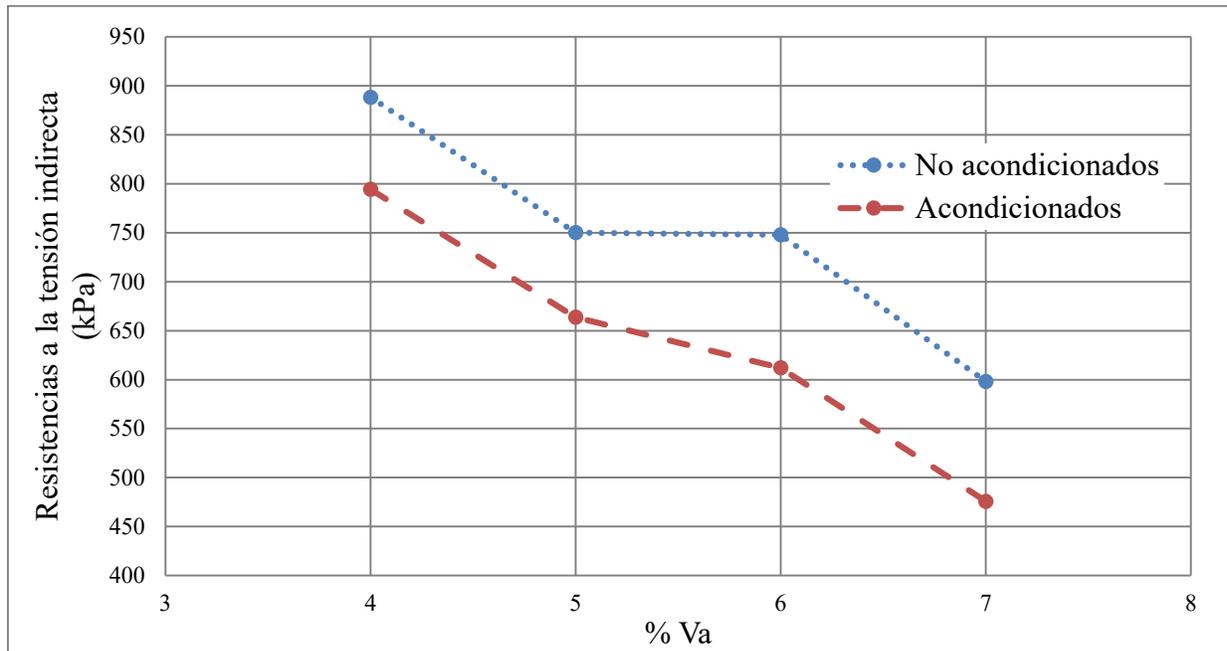


Imagen 4.14 RTI acondicionadas vs RTI no acondicionadas
 “Imagen elaborada por Gómez A., Manuel”

Para evaluar la susceptibilidad a la humedad se calculó el promedio de RTI entre especímenes acondicionados y otro promedio para los no acondicionados de cada porcentaje de vacío. La ecuación para determinar el TSR se describe a continuación:

$$TSR = \frac{RTI_2}{RTI_1} \quad (4.3)$$

“Asociación Mexicana del Asfalto, A.C. (AMAAC). 2010. Norma RA 04/2010. p.10”

Donde:

TSR – Susceptibilidad a la humedad

RTI₁ – Promedio de resistencias a la tensión indirecta de especímenes no acondicionados (kPa)

RTI₂ – Promedio de resistencias a la tensión indirecta de especímenes acondicionados (kPa)

La tabla 4.4 indica los resultados obtenidos de susceptibilidad a la humedad, con los promedios de resistencia a la tensión indirecta ya antes mostrados en la tabla 4.3

Tabla 4.4 Susceptibilidad a la humedad TSR

No. Espécimen	% Va	Estado	RTI Promedio (kPa)	TSR (%)
12	4	No Acondicionado	888.412	89.4%
15		Acondicionado	794.417	
21		Acondicionado		
31		Acondicionado		
20	5	No Acondicionado	750.175	88.5%
28		Acondicionado	663.799	
35		Acondicionado		
17		Acondicionado		
22	6	No Acondicionado	747.855	81.9%
29		Acondicionado	612.163	
19		Acondicionado		
16		Acondicionado		
23	7	No Acondicionado	598.305	79.5%
32		Acondicionado	475.740	
10		Acondicionado		
33		Acondicionado		

“Tabla elaborada por Gómez A., Manuel”

Finalmente, la imagen 4.15 muestra la tendencia de susceptibilidad a la humedad al ir aumentando el porcentaje de vacío de la mezcla asfáltica.

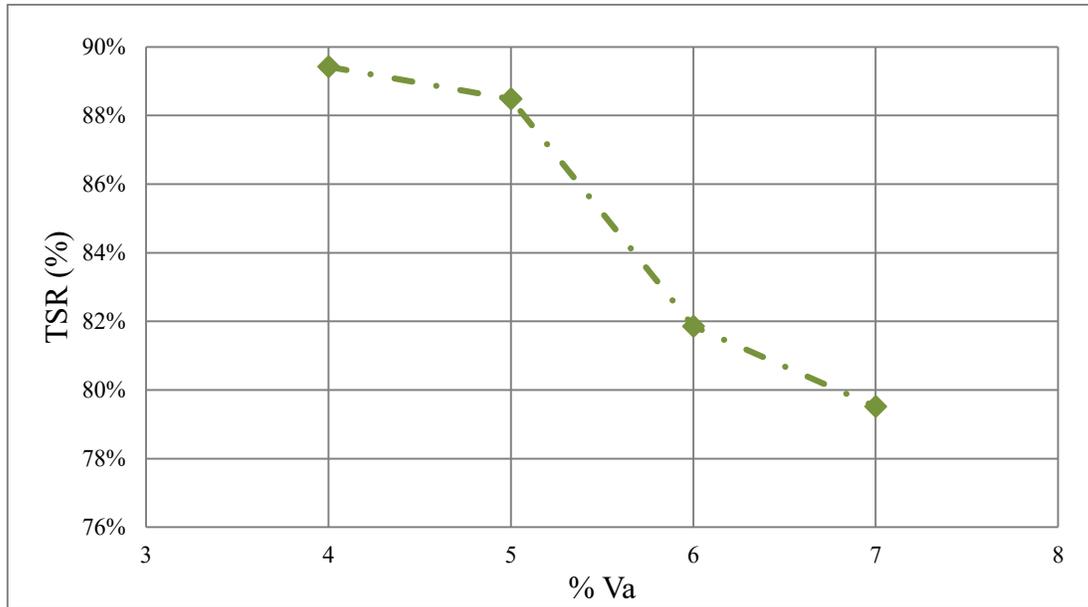


Imagen 4.15 Variación de TSR respecto al % Va
“Imagen elaborada por Gómez A., Manuel”

Cabe mencionar que en la práctica comúnmente se especifica que los valores de TSR para probetas elaboradas entre 6 y 8 % de vacíos debe ser mayor o igual al 80%, bajo este criterio la mezcla cumpliría con este criterio.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES

En el presente trabajo de investigación se evaluó la resistencia a la tensión indirecta y susceptibilidad al daño humedad de una mezcla asfáltica variando el porcentaje de vacíos. A continuación, se describen las conclusiones derivadas de los resultados obtenidos de la parte experimental de esta investigación.

Los resultados obtenidos en la caracterización del agregado pétreo y cemento asfáltico cumplieron con los requerimientos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y la American Society for Testing and Materials (ASTM) por lo que el material es de alta calidad y seguridad para la elaboración de mezclas asfálticas. En cuanto a los valores obtenidos en los vacíos del agregado mineral (VAM) aumentan, mientras los vacíos llenos con cemento asfáltico (VFA) disminuyen, conforme aumentan los vacíos de aire en la mezcla asfáltica.

Analizando las resistencias de tensión indirecta de los especímenes no acondicionados, estas son mayores respecto a las acondicionadas, así mismo las resistencias disminuyen al aumentar el porcentaje de vacíos en la mezcla asfáltica para las dos condiciones. Por otro parte, de acuerdo a los valores de TSR la susceptibilidad a la humedad aumenta al ir aumentando los vacíos.

Analizando visualmente la fractura generada en el ensaye de RTI, se observó una falla por cohesión ya que predominó el desprendimiento de cemento asfáltico y agregado pétreo en todos los especímenes elaborados. Sin embargo, se observa un ligero aumento de fracturamiento del agregado pétreo en los especímenes elaborados con vacíos del 7%, respecto a los elaborados con el 4%.

REFERENCIAS

- ❖ ASTM. (2013). *Standard Test Method for Penetration of Bituminous Materials*. ASTM designation D 5.
- ❖ ASTM. (2014). *Standard Test Method for Softening Point of Bitumen (Ring-and-Ball Apparatus)*. ASTM designation D 36.
- ❖ ASTM. (2005). *Standard Test Method for Uncompacted Void Content of Fine Aggregate (as influenced by Particle Shape, Surface Texture and Grading)*. ASTM designation C 1252-03.
- ❖ ASTM. (2012). *Standard Test Method for Flash and Fire Points by Cleveland Open Cup Tester*. ASTM designation D 92.
- ❖ ASTM. (2005). *Standard Test Method for Sand Equivalent Value of Soils and Fine Aggregate*. ASTM designation D 2419.
- ❖ ASTM. (2005). *Standard Test Method for Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate*. ASTM designation D 4791-99.
- ❖ ASTM. (2005). *Standard Test Method for Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate*. ASTM designation D 5821-01.
- ❖ ASTM, (2005). *Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine*. ASTM designation C 131-03.
- ❖ ASTM. (2005). *Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate*. ASTM designation C 88 – 99.
- ❖ ASTM. (1995). *Standard Test Method for Indirect Tension Test for Resilient Modulus of Bituminous Mixtures (Withdrawn 2003)*. ASTM designation D 4123-82.
- ❖ ASTM. (2005). *Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates*. ASTM designation C 136-05.
- ❖ ASTM. (2005). *Standard Test Method for Specific Gravity of Soils by Water Pycnometer*. ASTM designation D 854.

- ❖ ASTM. (2003). *Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures*. ASTM designation D 2041.
- ❖ ASTM. (2005). *Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Coarse Aggregate*. ASTM designation C 127-04.
- ❖ ASTM. (2005). *Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Non-Absorptive Compacted Bituminous Mixtures*. ASTM designation D 2726.
- ❖ ASTM, (2005). *Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Fine Aggregate*. ASTM designation C 128-04a.
- ❖ American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2007). *Resistance of Compacted Hot Mix Asphalt (HMA) to Moisture – Induced Damage*. AASHTO designation T 283 – 07
- ❖ Rangel Galicia, Daniel. (2015). *Determinación de la resistencia a la tensión indirecta del concreto asfáltico variando la granulometría y el contenido de ligante*. Informe final de investigación para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria. 70 p.
- ❖ NLT. (1990). *Resistencia a compresión diametral (ensayo brasileño) de mezclas bituminosas*. NLT-346/90. España: NLT.
- ❖ Trujillo Valladolid, Maribel. (2016). *Evaluación del comportamiento mecánico de pavimentos fotocatalíticos*. Segundo informe de investigación para optar al título de Doctora en Ingeniería Civil. Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad Universitaria 25p.
- ❖ Instituto de Asfalto. (1996). *Antecedentes del Diseño y Análisis de Mezclas Asfálticas de SUPERPAVE*. Departamento de Transporte de los Estados Unidos Administración Nacional de Carreteras. 159 p.
- ❖ Asociación Mexicana del Asfalto, A.C. (AMAAC). (2013). *Diseño de mezclas asfálticas de granulometría densa de alto desempeño*. Norma PA – MA 01/2013.
- ❖ Asociación Mexicana del Asfalto, A.C. (AMAAC). (2010). *Resistencia de las mezclas asfálticas compactadas al daño inducido por humedad*. Norma RA 04/2010.

- ❖ Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Instituto Mexicano del Transporte. (2005). *Análisis comparativo de los métodos MARSHALL y SUPERPAVE para compactación de mezclas asfálticas*. Publicación Técnica No. 271.

- ❖ Montalar Enrique. (2011). *Fernando Carneiro y el Ensayo Brasileño, 68 años de tracción Indirecta*. Un blog de geotecnia, ingeniería y opinión.