



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA TENSIÓN INDIRECTA DEL
CONCRETO ASFÁLTICO VARIANDO LA GRANULOMETRÍA Y EL
CONTENIDO DE LIGANTE**

TESIS

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

PRESENTA:

DANIEL RANGEL GALICIA

DIRECTOR:

DRA. ALEXANDRA OSSA LÓPEZ

MÉXICO D.F. 2015





UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/099/15

Señor
DANIEL RANGEL GALICIA
Presente

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

**"DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA TENSIÓN INDIRECTA DEL CONCRETO ASFÁLTICO
VARIANDO LA GRANULOMETRÍA Y EL CONTENIDO DE LIGANTE"**

- INTRODUCCIÓN
I. MARCO TEÓRICO
II. CARACTERIZACIÓN Y DOSIFICACIÓN DE MATERIALES
III. RESISTENCIA A LA TENSIÓN INDIRECTA
IV. CONCLUSIONES

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 23 de septiembre del 2015.
EL PRESIDENTE


M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

Designación de Sinodales de Examen Profesional.

Presidente: M.I. Miguel Ángel Rodríguez Vega

Vocal: Dra. Alexandra Ossa López

Secretario: M.I. Juan Luis Umaña Romero

1er. Suplente: M.I. Miguel Ángel Zúñiga Bravo

2do. Suplente: Ing. Josué Garduño Chávez

Dedicatoria.

A mi Familia.

A mis padres J. Antonio Rangel Olvera y Raquel Galicia Morales.

A mi hermano Antonio Gabino Rangel Galicia.

Agradecimientos.

A Dios.

Por darme una gran familia, mucha salud y la fuerza para concluir por completo mis estudios.

Particularmente a la Dra. Alexandra Ossa López, por todas las facilidades y apoyo para la realización de este trabajo, así como la dedicación y orientación indispensables.

Al Ing. Francisco Armando Rangel Ordóñez que con su experiencia ha colaborado y ayudado desinteresadamente.

A la Facultad de Ingeniería de la UNAM, por ser parte indispensable de mi formación como ingeniero.

De forma especial a Leonardo Velasco Luis.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, al Laboratorio de Vías Terrestres “Fernando Espinoza Gutiérrez” y su personal técnico: Hugo Guzmán Silva, Joel Anzures Bocanegra, José Francisco Álvarez Vázquez y Roberto Romero Braulio.

A mis amigos y compañeros Alberto Gaxiola Hernández, Armando Castelán, Daniel Mejía, Gonzalo Valencia, Hugo Orozco, Ignacio Figueroa, José González, Leticia Ontiveros, Luis Antonio Esparza, Maribel Trujillo y Richard Raúl Josephia Santos.

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

Resumen.

En la presente investigación se realiza el ensayo de compresión diametral conforme a las normas ASTM D 4123 y NLT 346/90 para determinar la resistencia a la tensión indirecta del concreto asfáltico elaborado con distintas granulometrías y contenidos de ligante. Para ello se fabricaron especímenes de concreto asfáltico con nueve distribuciones granulométricas diferentes que variaron de abiertas a densas. Adicionalmente, en la dosificación de las mezclas asfálticas se consideraron tres contenidos de cemento asfáltico medidos con respecto al total de la mezcla: 5.7%, 6.0% y 6.3%.

La caracterización volumétrica de cada uno de los especímenes evaluados permitieron determinar que los valores de vacíos de aire V_a y vacíos en el agregado mineral VAM, disminuyen y los valores de vacíos llenos de asfalto VAF aumentan en la medida que las granulometrías se acercan a la línea de Fuller y el contenido de cemento asfáltico aumenta.

Los resultados de las pruebas de compresión diametral indican que existe una clara tendencia de aumento en la resistencia a la tensión indirecta de los especímenes de concreto asfáltico elaborados con granulometrías abiertas conforme los vacíos de aire disminuyen y una disminución de dicha resistencia en la medida que el contenido de cemento asfáltico aumenta.

Por otra parte para el caso de los especímenes fabricados con granulometrías densas se observa que de manera opuesta a lo que sucede para el caso de granulometrías abiertas, hay una tendencia de aumento en la resistencia a la tensión indirecta conforme los vacíos de aire aumentan. Se observa además que dicha resistencia disminuye con el contenido de cemento asfáltico.

Índice

DEDICATORIA	IV
AGRADECIMIENTOS	IV
RESUMEN	V
LISTA DE FIGURAS	VIII
LISTA DE TABLAS	X
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	- 1 -
1.1 OBJETIVO	- 2 -
1.2 ALCANCES.....	- 2 -
1.3 METODOLOGÍA.....	- 2 -
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO	- 3 -
2.1 CONCRETO Y MEZCLAS ASFÁLTICAS.....	- 3 -
2.1.1 PROPIEDADES DEL CONCRETO ASFÁLTICO	- 3 -
2.2 CLASIFICACIÓN DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS COMPACTADAS	- 4 -
2.2.1 CLASIFICACIÓN SEGÚN LA TEMPERATURA DE MEZCLADO	- 4 -
2.2.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN LA RELACIÓN DE VACÍOS	- 6 -
2.2.3 CLASIFICACIÓN SEGÚN GRANULOMETRÍA	- 8 -
2.3 USOS DEL CONCRETO ASFÁLTICO	- 8 -
2.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES USADOS EN LA ELABORACIÓN DE CONCRETOS ASFÁLTICOS.....	- 11 -
2.4.1 AGREGADOS	- 11 -
2.4.2 CEMENTO ASFÁLTICO	- 16 -
2.5 RELACIONES VOLUMÉTRICAS DEL CONCRETO ASFÁLTICO	- 21 -
2.5.1 DIAGRAMA DE FASE	- 21 -
2.5.2 RELACIÓN DE MASAS Y VOLÚMENES	- 23 -
2.5.3 PARÁMETROS VOLUMÉTRICOS.....	- 26 -
2.6 MÉTODOS DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS	- 27 -
2.6.1 MÉTODO MARSHALL.....	- 27 -
2.6.2 MÉTODO SUPERPAVE	- 27 -
2.7 ENSAYO DE TENSIÓN INDIRECTA	- 28 -
CAPÍTULO 3. CARACTERIZACIÓN Y DOSIFICACIÓN DE MATERIALES	- 33 -
3.1 AGREGADO PÉTREO.....	- 33 -
3.2 CEMENTO ASFÁLTICO.....	- 34 -
3.3 PROPUESTA DE GRANULOMETRÍAS	- 35 -
3.4 DOSIFICACIÓN DEL AGREGADO	- 41 -
3.5 DOSIFICACIÓN DEL CEMENTO ASFÁLTICO.....	- 41 -
3.6 DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA TEÓRICA MÁXIMA (GMM).....	- 42 -
3.7 ELABORACIÓN DE ESPECÍMENES CILÍNDRICOS.....	- 46 -
3.7.1 MEZCLADO.....	- 46 -
3.7.2 COMPACTACIÓN	- 46 -
3.7.3 CORTE DE ESPECÍMENES	- 48 -
3.8 DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA NETA (GMB)	- 49 -
3.9 OBTENCIÓN DE ESPECÍMENES CILÍNDRICOS	- 51 -

CAPÍTULO 4. RESISTENCIA A LA TENSIÓN INDIRECTA	- 52 -
4.1 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA TENSIÓN INDIRECTA	- 52 -
4.2 PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	- 56 -
4.2.1 PROPIEDADES VOLUMÉTRICAS DE LOS ESPECÍMENES ENSAYADOS	- 56 -
4.2.2 RESISTENCIA A LA TENSIÓN INDIRECTA.....	- 61 -
CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES	- 66 -
REFERENCIAS.....	- 67 -

Lista de Figuras

Figura 1.1. Metodología de trabajo	- 2 -
Figura 2.1. Mezcla asfáltica caliente elaborada en laboratorio.....	- 5 -
Figura 2.2. Mezcla asfáltica tibia elaborada en laboratorio con aditivo (Josephia, R., 2015)	- 5 -
Figura 2.3. Colocación de mezcla asfáltica fría	- 6 -
Figura 2.4. Mezcla asfáltica compactada densa elaborada en laboratorio.....	- 6 -
Figura 2.5. Mezcla asfáltica compactada abierta elaborada en laboratorio.....	- 7 -
Figura 2.6. Mezcla asfáltica tipo SMA (Martínez, O., 2014).....	- 8 -
Figura 2.7. Uso del concreto asfáltico en carreteras.....	- 9 -
Figura 2.8. Uso del concreto asfáltico en obras hidráulicas	- 10 -
Figura 2.9. Ensayo de equivalente de arena	- 12 -
Figura 2.10. Agregado grueso con caras fracturadas (Martínez, O., 2014).....	- 12 -
Figura 2.11. Dispositivo para la angularidad del agregado fino (Josephia, R., 2015)	- 13 -
Figura 2.12. Dispositivo para partículas alargadas y planas (Josephia, R., 2015).....	- 13 -
Figura 2.13. Cilindro y esferas para el ensayo de Los Ángeles	- 14 -
Figura 2.14. Material pétreo cribado después del desgaste	- 14 -
Figura 2.15. Proceso del intemperismo acelerado (Josephia, R., 2015)	- 15 -
Figura 2.16. Determinación de la gravedad específica del agregado grueso (Josephia, R., 2015)	- 16 -
Figura 2.17. Determinación de la gravedad específica del agregado fino (Josephia, R., 2015).....	- 16 -
Figura 2.18. Ensayo de viscosidad dinámica (Josephia, R., 2015).....	- 17 -
Figura 2.19. Ensayo de viscosidad cinemática (Josephia, R., 2015).....	- 17 -
Figura 2.20. Ensayo de punto de reblandecimiento (Martínez, O., 2014).....	- 18 -
Figura 2.21. Ensayo de penetración del cemento asfáltico (Martínez, O., 2014).....	- 18 -
Figura 2.22. Ensayo de punto de inflamación (Martínez, O., 2014).....	- 19 -
Figura 2.23. Ensayo de viscosidad Saybolt-Furol (Josephia, R., 2015)	- 19 -
Figura 2.24. Ensayo de reómetro de corte dinámico (Martínez, O., 2014)	- 20 -
Figura 2.25. Ensayo de película fina en horno rotatorio (Josephia, R., 2015).....	- 20 -
Figura 2.26. Determinación del peso específico del cemento asfáltico (Josephia, R., 2015).....	- 21 -
Figura 2.27. Diagrama de fases de una mezcla asfáltica compactada	- 21 -
Figura 2.28. Ilustración del volumen de aire, volumen de cemento asfáltico efectivo y volumen de cemento asfáltico absorbido en una mezcla asfáltica compactada	- 23 -
Figura 2.29. Compactador Marshall	- 27 -
Figura 2.30. Compactador giratorio Superpave.....	- 28 -
Figura 2.31. Diagrama de esfuerzos en el plano diametral horizontal.....	- 29 -
Figura 2.32. Diagrama de esfuerzos en el plano diametral vertical.....	- 30 -
Figura 2.33. Esquema de aplicación de la carga y sistema de ejes de referencia	- 31 -
Figura 3.1. Gráfica de la curva de Fuller con $n=0.45$	- 35 -
Figura 3.2. Granulometrías propuestas	- 39 -
Figura 3.3. Máquina para cribado por tamaño de mallas	- 41 -
Figura 3.4. Almacenamiento del material pétreo.....	- 42 -
Figura 3.5. Dosificación de material pétreo	- 43 -
Figura 3.6. Preparación del cemento asfáltico	- 43 -
Figura 3.7. Mezcla asfáltica suelta para densidad de Rice.....	- 44 -
Figura 3.8. Picnómetro con mezcla (izquierda) y sistema de desaire de la mezcla (derecha).....	- 45 -
Figura 3.9. Preparación de los instrumentos y el agregado para la mezcla	- 46 -

<i>Figura 3.10. Compactación de la mezcla asfáltica</i>	- 47 -
<i>Figura 3.11. Esquema del funcionamiento del compactador giratorio Superpave (Josephia, R., 2015)</i>	- 47 -
<i>Figura 3.12. Extracción de la mezcla compactada</i>	- 48 -
<i>Figura 3.13. Extractor de núcleos de concreto asfáltico</i>	- 48 -
<i>Figura 3.14. Extracción de núcleos</i>	- 49 -
<i>Figura 3.15. Determinación de la densidad bruta Gmb</i>	- 50 -
<i>Figura 3.16. Máquina con disco de corte</i>	- 51 -
<i>Figura 3.17. Procesos de corte</i>	- 51 -
<i>Figura 4.1. Mordazas Lottman</i>	- 53 -
<i>Figura 4.2. Ejecución del ensayo</i>	- 54 -
<i>Figura 4.3. Espécimen fallado</i>	- 54 -
<i>Figura 4.4. Grietas de falla en especímenes ensayados</i>	- 55 -
<i>Figura 4.5. Muestra de la falla después del ensayo</i>	- 55 -
<i>Figura 4.6. Vacíos de aire</i>	- 56 -
<i>Figura 4.7. Vacíos del agregado mineral</i>	- 57 -
<i>Figura 4.8. Vacíos llenos de asfalto</i>	- 57 -
<i>Figura 4.9. Vacíos de aire y contenido de cemento asfáltico</i>	- 58 -
<i>Figura 4.10. Vacíos de agregado mineral y contenido de cemento asfáltico</i>	- 59 -
<i>Figura 4.11. Vacíos llenos de asfalto y contenido de cemento asfáltico</i>	- 60 -
<i>Figura 4.12. Relación entre la tensión indirecta del concreto asfáltico, la granulometría y el contenido de cemento asfáltico</i>	- 62 -
<i>Figura 4.13. Correspondencia de %Va y RTI para granulometrías abiertas</i>	- 63 -
<i>Figura 4.14. Correspondencia de %Va y RTI para granulometrías densas</i>	- 63 -
<i>Figura 4.15. Resistencia de Tensión Indirecta y contenido de arena-fino</i>	- 64 -
<i>Figura 4.16. Variación del contenido de ligante y la RTI</i>	- 65 -

Lista de Tablas

Tabla 2.1. Formas de aplicación de material asfáltico en estructuras hidráulicas (Asphalt Institute, 1976) - 11	-
Tabla 3.1. Resumen de la caracterización del agregado pétreo (Martínez, O., 2014).....	- 33 -
Tabla 3.2. Resumen de la caracterización del agregado pétreo	- 33 -
Tabla 3.3. Gravedades específicas de agregado grueso (Martínez O., 2014).....	- 33 -
Tabla 3.4. Gravedades específicas del agregado fino.....	- 34 -
Tabla 3.5. Resumen de la caracterización del cemento asfáltico (Josephia, R., 2015).....	- 34 -
Tabla 3.6. Propuestas granulométricas 1 y 2.....	- 36 -
Tabla 3.7. Propuestas granulométricas 3 y 4.....	- 36 -
Tabla 3.8. Propuestas granulométricas 5 y 6.....	- 37 -
Tabla 3.9. Propuestas granulométricas 7 y 8.....	- 37 -
Tabla 3.10. Propuesta granulométrica 9 (Fuller).....	- 38 -
Tabla 3.11. Valores de D_{10} , D_{30} y D_{60} para cada granulometría.....	- 40 -
Tabla 3.12. Valores de C_c y C_u para cada granulometría.....	- 40 -
Tabla 3.13. Porcentaje retenido en malla #4 y pasa #200.....	- 41 -
Tabla 3.14. Clasificación SUCS de las granulometrías	- 41 -
Tabla 3.15. Contenidos de cemento asfáltico utilizados en esta investigación	- 42 -
Tabla 3.16. Temperaturas de mezclado según la clasificación AC.....	- 44 -
Tabla 3.17. Densidad teórica máxima o Rice (Gmm)	- 45 -
Tabla 3.18. Gravedades específicas netas G_{mb}	- 50 -
Tabla 4.1. Dimensiones de los especímenes de concreto asfáltico.....	- 52 -
Tabla 4.2. Propiedades volumétricas de las mezclas evaluadas	- 56 -
Tabla 4.3. Resultados del ensayo de tensión indirecta para un contenido de cemento asfáltico de 5.7%... - 61	- 61 -
Tabla 4.4. Resultados del ensayo de tensión indirecta para un contenido de cemento asfáltico de 6%..... - 61	- 61 -
Tabla 4.5 Resultados del ensayo de Tensión indirecta para un contenido de cemento asfáltico de 6.3%... - 62	- 62 -

Capítulo 1. *Introducción*

La ingeniería civil trata de modificar el medio ambiente para satisfacer las necesidades de cada civilización. Para lograr el desarrollo de los satisfactores, es imprescindible la utilización de materiales con características específicas, algunos muy utilizados a lo largo del desarrollo humano han sido la madera, la piedra, el barro, el acero y el concreto.

El origen de cada material utilizado en la construcción es distinto, algunos de ellos son casi completamente naturales como es el caso de la madera y la piedra, mientras que otros presentan un origen sintético, tal es el caso del cemento Portland, el cemento asfáltico, los polímeros, el acero, etc. Cada uno tiene características físicas distintas, algunos de ellos son frágiles y quebradizos mientras que otros son dúctiles, plásticos o viscosos.

Sin embargo, el que los materiales tengan características muy distintas puede aprovecharse para crear productos que reúnan los comportamientos particulares de cada uno para crear un material con desempeño diferente.

Un caso de éxito en la combinación de materiales es el concreto. Este material se crea a partir de la combinación de agregados pétreos, como es la grava y la arena, y un cementante. El concreto en general puede ser concreto hidráulico y concreto asfáltico.

Para los propósitos establecidos en el presente trabajo de investigación, el tipo de concreto estudiado es el concreto asfáltico. Este es un material creado aprovechando el comportamiento visco-plástico del cemento asfáltico y la dureza y resistencia del agregado pétreo. Como resultado de la combinación de las propiedades físicas de estos materiales, se crean concretos con características mecánicas e hidráulicas que se han aprovechado ampliamente a lo largo de la historia, de hecho, el asfalto es uno de los materiales más antiguamente utilizados por el hombre y uno de los más versátiles (ASPHALT INSTUTUTE, 1989).

De las cualidades hidráulicas que se obtienen con la fabricación de este material está la baja permeabilidad. Por ello su uso es adecuado para construir distintas estructuras como son las barreras impermeables, los revestimientos de canales, cortinas y núcleos de presas. Para estos fines no se cuentan con procedimientos tan detallados de diseño, sin embargo, algunos procesos como el mezclado, la colocación y compactación del material suelen ser muy similares al de pavimentación. La aplicación del concreto asfáltico se encuentra concentrada en los pavimentos; en este campo es mundialmente conocido.

En este material, cualquiera que fuese su aplicación, las variaciones de la granulometría y del contenido del cemento asfáltico influyen puntualmente en las propiedades hidráulicas y mecánicas.

Existen varias formas de evaluar el comportamiento mecánico del concreto asfáltico, una forma sencilla es con el ensayo de tensión indirecta. Se utiliza este ensayo principalmente porque muestra la adhesión del asfalto con el agregado, la cohesión y la susceptibilidad al fisuramiento por

esfuerzos de tensión del material. Adicionalmente, este ensayo permite analizar los esfuerzos de tensión en un plano vertical de falla. Este plano es una grieta del espécimen, apreciable a simple vista en la ejecución del ensayo.

1.1 Objetivo

Analizar el efecto que tienen las variaciones de la granulometría y del ligante en el comportamiento mecánico a tensión indirecta del concreto asfáltico.

1.2 Alcances

Los alcances de éste trabajo están definidos a continuación:

1. Caracterización del agregado pétreo y cemento asfáltico utilizado en la elaboración de especímenes de concreto asfáltico según las normas ASTM.
2. Evaluar la resistencia a la tensión indirecta del concreto asfáltico elaborado a partir de distintas propuestas de dosificación de materiales y determinar las diferencias entre sus comportamientos.

1.3 Metodología

En la figura 1.1 se presenta la metodología llevada a cabo para el desarrollo de este trabajo de tesis.

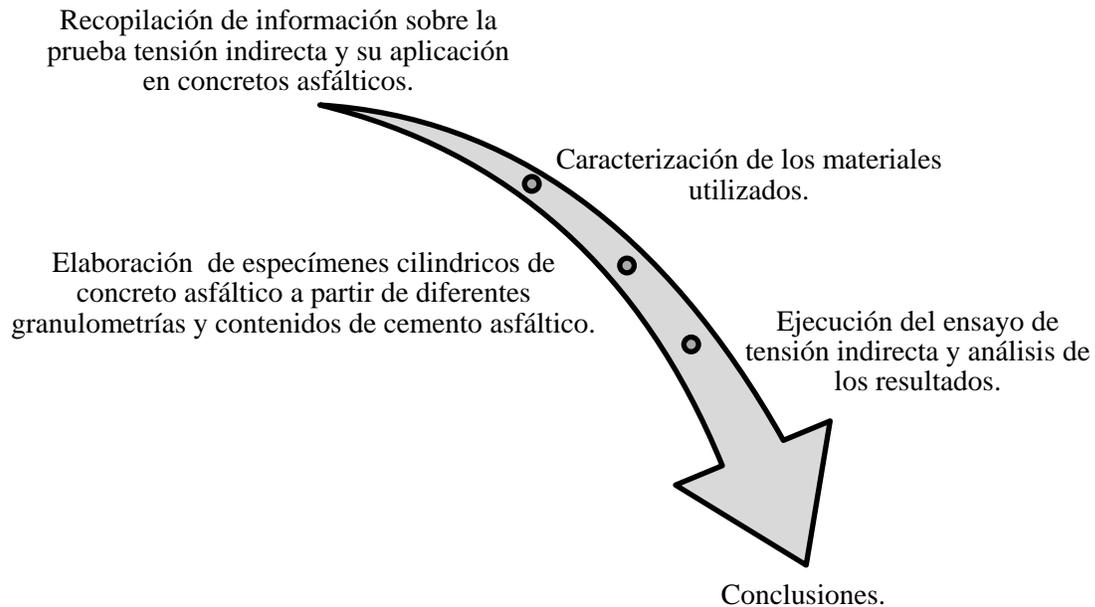


Figura 1.1. Metodología de trabajo

Capítulo 2. *Marco teórico*

2.1 Concreto y mezclas asfálticas

El concreto asfáltico es una mezcla compactada de agregado pétreo y cemento asfáltico en estado endurecido. La interacción entre el agregado y el cemento asfáltico afecta el comportamiento de este material según las características de cada uno, el cemento asfáltico sirve como ligante para mantener unidas las partículas de agregado y el material pétreo sirve como una estructura que aporta rigidez y resistencia mecánica.

Como resultado de la integración de los comportamientos de sus componentes, el concreto asfáltico presentan un comportamiento visco-elasto-plástico. Por un lado, el agregado pétreo tiene un comportamiento elasto-plástico y por el otro, el mastico (cemento asfáltico más polvo mineral) tiene un comportamiento visco-elástico. Por tanto, las mezclas asfálticas poseen un comportamiento que se puede llamar visco-elástico-plástico (Martínez, O., 2014).

Este material es estable con la presencia de las sustancias químicas. No es afectado por concentraciones usuales de ácido, sal, u otras soluciones residuales. Es inerte ante la presencia de agua, no se produce sabor ni olor.

2.1.1 Propiedades del concreto asfáltico

Estabilidad.

Es la capacidad del concreto asfáltico de resistir deformaciones permanentes causadas por la aplicación de cargas continuas, en el caso de los pavimentos es el ahuellamiento causado por el tránsito. Depende de la fricción y cohesión interna de la mezcla. La fricción se relaciona con el agregado y la forma de partícula de éste. La cohesión depende de las propiedades y cantidad del ligante.

Durabilidad.

La durabilidad del concreto asfáltico, es la capacidad de resistir afectaciones como la oxidación del cementante y la desintegración o desmoronamiento del agregado causadas por el agua o la aplicación de cargas. Para mejorar la duración del concreto asfáltico se recurre generalmente al uso de aditivos promotores de la adherencia entre los agregados y el cemento asfáltico. La durabilidad del concreto asfáltico está altamente relacionada con el grado de impermeabilidad.

Impermeabilidad.

La impermeabilidad es la resistencia del concreto asfáltico al paso de aire y de agua a través de ella. Esta característica está relacionada con los vacíos que contiene la mezcla compactada. El contenido

de vacíos es un indicador del potencial del paso de aire y agua, las características de estos (interconectados o no) juegan un papel importante en la impermeabilidad del concreto asfáltico.

Trabajabilidad.

La trabajabilidad es la facilidad con que se puede colocar y compactar una mezcla asfáltica. Aquellas que contienen en su mayoría agregado grueso, se segregan y son difíciles de compactar, y las que tienen un exceso de agregado fino pueden volverse duras o gomosas. La forma de partícula del agregado y la granulometría intervienen en la facilidad del manejo de la mezcla asfáltica, así como la temperatura, la cual afecta la viscosidad del ligante.

Flexibilidad.

Es la habilidad que tiene el concreto asfáltico para ajustarse sin romperse a los asentamientos y movimientos ocasionados en los materiales que los subyacen, provocados por cargas o expansiones. Es una característica deseable en todos los concretos asfálticos.

Generalmente un concreto asfáltico elaborado a partir de una mezcla abierta con mucho ligante es más flexible que una densa con poco ligante. La flexibilidad algunas veces se contrapone a la estabilidad de la mezcla por lo que se debe hacer un balance entre ambas.

Resistencia de fatiga.

Es la resistencia del concreto asfáltico cuando es sometida a cargas y descargas repetidas de forma constante tal como sería en los pavimentos el tránsito. Los vacíos de aire y la viscosidad del aglutinante tienen efectos significativos en la fatiga. Si el porcentaje de vacíos aumenta ya sea por el diseño o la falta de compactación la vida de fatiga se acorta drásticamente. Igualmente si el ligante del concreto asfáltico ha sido envejecido se reduce la resistencia a la fatiga.

2.2 Clasificación de las mezclas asfálticas compactadas

Existen diferentes tipos de mezclas asfálticas y se clasifican de diferentes formas tal como se describe a continuación.

2.2.1 Clasificación según la temperatura de mezclado

Mezclas asfálticas en caliente.

Son las elaboradas y compactadas generalmente a temperaturas mayores a 100 °C, utilizando cemento asfáltico y materiales pétreos, en una planta mezcladora estacionaria o móvil, provista del equipo necesario para calentar los componentes de la mezcla. En la figura 2.1 se ilustra el procedimiento de mezclado de una mezcla en caliente.



Figura 2.1. Mezcla asfáltica caliente elaborada en laboratorio

Mezclas asfálticas tibias.

El concepto de mezclas tibias involucra a una serie de nuevas tecnologías a partir de las cuales es posible producir y colocar los concretos asfálticos a temperaturas sensiblemente inferiores (de 20°C a 40°C) a las utilizadas en las mezclas en caliente. Lo anterior, debido a la adición de un agente modificador de la viscosidad del cemento asfáltico (ver figura 2.2).



Figura 2.2. Mezcla asfáltica tibia elaborada en laboratorio con aditivo (Josephia, R., 2015)

Mezclas asfálticas en frío.

Son las elaboradas a temperatura ambiente, en una planta mezcladora móvil, utilizando emulsiones asfálticas y materiales pétreos. Las emulsiones asfálticas están en fase líquida por lo que en el mezclado y compactación no se necesita elevar la temperatura. La figura 2.3 muestra la colocación de una mezcla fría.



Figura 2.3. Colocación de mezcla asfáltica fría

2.2.2 Clasificación según la relación de vacíos

Mezclas asfálticas cerradas o densas.

Son mezclas de granulometría con tamaño nominal entre 37.5 mm [1 ½"] y 9.5 mm [3/8"] con una buena distribución en los tamaños. Los vacíos de aire son menores al 6%. Son elaboradas con cemento asfáltico y materiales pétreos bien graduados. En la figura 2.4 se muestra un espécimen cilíndrico de mezcla cerrada o densa.



Figura 2.4. Mezcla asfáltica compactada densa elaborada en laboratorio

Mezclas asfálticas semi-cerradas o semi-densas.

En estas mezclas la porción de vacíos de aire está entre el 6% y 10%. Son elaboradas con cemento asfáltico y materiales pétreos bien graduados. El tamaño máximo es de 19.05 mm [3/4"].

Mezclas asfálticas abiertas.

Son mezclas de granulometría con tamaño nominal entre 12.5 mm [1/2"] y 6.3 mm [1/4"]. Con un alto porcentaje de vacíos que supera el 12%, elaboradas con cemento asfáltico y materiales pétreos. En la figura 2.5 se muestra una mezcla abierta compactada.



Figura 2.5. Mezcla asfáltica compactada abierta elaborada en laboratorio

Mezcla asfáltica porosa o drenantes.

Son mezclas similares a las abiertas, pero en ellas los vacíos de aire superan el 20%. Estas mezclas se componen principalmente de agregado grueso por lo que la cohesión es muy baja y puede desmoronarse con facilidad.

Mezcla asfáltica tipo SMA (Stone Mastic Asphalt).

Son mezclas elaboradas con cemento asfáltico y materiales pétreos de granulometría discontinua, es decir con una limitación de distribución en los distintos tamaños. Se forman con tamaño nominal de 19.05 mm [3/4"] y 9.5 mm [3/8"]. Es elaborada en mezclas calientes y tibias. En la figura 2.6 se muestra una mezcla asfáltica del tipo SMA.



Figura 2.6. Mezcla asfáltica tipo SMA (Martínez, O., 2014)

Mortero asfáltico.

Es una mezcla uniforme elaborada con emulsión asfáltica o asfalto rebajado, agua y arena con tamaño máximo de 9.53 mm [3/8"]. En general este tipo de mezclas pueden ser elaboradas y compactadas en caliente, tibio o frío.

2.2.3 Clasificación según granulometría

Granulometrías continuas. Tienen una cantidad muy distribuida de diferentes tamaños de agregado.

Granulometrías discontinuas. Se conforman con una muy limitada distribución de tamaños de agregado.

2.3 Usos del concreto asfáltico

El concreto asfáltico tiene cualidades ampliamente aprovechadas en todo el mundo. Su uso se concentra principalmente en la pavimentación de carreteras y vialidades urbanas, sin embargo las propiedades de este material se han utilizado para fines distintos a la pavimentación, la más sobresaliente son las obras hidráulicas. En esta área, el empleo principal del concreto es en la fabricación de elementos impermeables.

Carreteras.

El concreto asfáltico ha sido utilizado ampliamente en el campo de las carreteras debido a que es un material que permite obtener superficies apropiadas para el tránsito. En la construcción de caminos, este material es colocado como base y superficie de rodadura. En la figura 2.7 se ilustra la colocación y compactación del concreto asfáltico para un camino.

De los tipos de mezcla que se producen para los caminos se encuentran las densas, semi-densas y abiertas. Según las necesidades de la construcción, una mezcla densa puede otorgar una baja

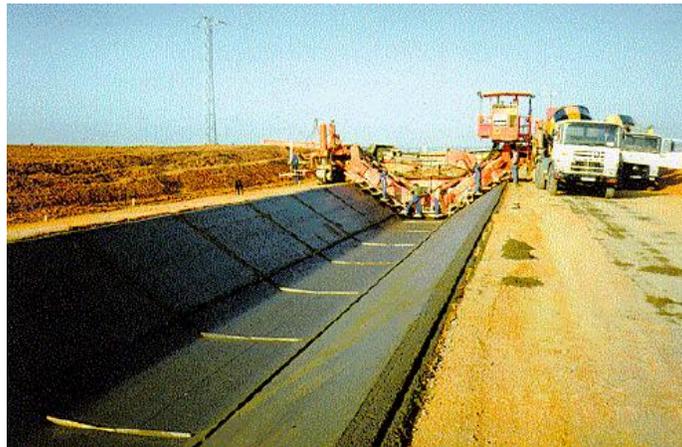
permeabilidad en la carpeta asfáltica. Una mezcla semi-densa puede ser colocada como base para la superficie de rodadura. Las mezclas abiertas se utilizan principalmente como drenaje del agua y para la protección de las capas inferiores.



Figura 2.7. Uso del concreto asfáltico en carreteras

Estructuras hidráulicas.

El concreto asfáltico es utilizado en la construcción de estructuras hidráulicas tales como canales, núcleos de presas y caras impermeables de presas de enrocamiento tal como se ilustra en la figura 2.8.



a) Canales



b) Núcleos de presas de enrocamiento



c) Cara aguas arriba de presas de enrocamiento

Figura 2.8. Uso del concreto asfáltico en obras hidráulicas

En aplicaciones hidráulicas el concreto asfáltico principalmente es usado como elemento impermeabilizante, es decir con relaciones de vacíos menores al 4%. No obstante, el concreto asfáltico puede tener propiedades drenantes y en este caso su función será como su nombre lo indica, la de permitir el drenaje de agua o la de elemento protector de la capa impermeable.

Adicionalmente, existen otros tipos de materiales asfálticos que se utilizan en la construcción de estructuras hidráulicas, los cuales se presentan a continuación:

- Macillas asfálticas. Mezcla de agregado, filler y asfalto en porciones tales que puede ser aplicada por escurrimiento o por medios mecánicos; se forma una masa sin vacíos de aire sin ser compactada.
- Cemento asfáltico.

En la tabla 2.1 se presentan los usos de diferentes materiales asfálticos en estructuras hidráulicas.

Tabla 2.1. Formas de aplicación de material asfáltico en estructuras hidráulicas (Asphalt Institute, 1976)

Material	Función		
	Impermeabilizar	Proteger	Reforzar
Mezcla impermeable	Superficies o revestimientos expuestos	Superficies o revestimientos expuestos	
Mezcla porosa		Revestimientos superficiales permeables, subcapa de drenaje graduada abierta	
Macilla de asfalto	Revestimientos de superficie, capas de sellado, juntas de muros, núcleos de presas, inyección de subcapas	Revestimientos de superficie, capas de sellado	Rejuntado, tratamientos de penetración
Cemento asfáltico	Membranas, capas de sellado, inyección presurizada en subcapas		Rejuntado, tratamientos de penetración

2.4 Propiedades de los materiales usados en la elaboración de concretos asfálticos

2.4.1 Agregados

- **Propiedades de consenso**

Estas propiedades promueven el desempeño mecánico adecuado del concreto asfáltico. Estas propiedades están relacionadas con la angularidad del agregado, la cantidad de partículas planas y alargadas y la presencia de arcillas y limos en el agregado fino.

Las propiedades de consenso se describen a continuación:

Equivalente de arena.

El equivalente de arena es una medida de la cantidad de contaminación de limo o arcilla en el agregado fino menor de 4.75 mm (tamiz No. 4). Este método de ensayo, asigna un valor empírico a la cantidad relativa, finura y características del material fino presente en una muestra de ensayo formado por suelo granular que pasa el tamiz No. 4. El término “Equivalente de Arena” transmite el concepto que la mayoría de los suelos granulares y agregados finos son mezcla de partículas gruesas, arenas y generalmente finos. El contenido de arcilla adherida al agregado impide la adherencia del cemento asfáltico, generando el fenómeno de “stripping” o peladura. En la figura 2.9 se muestra el material de laboratorio utilizado para realizar esta prueba.

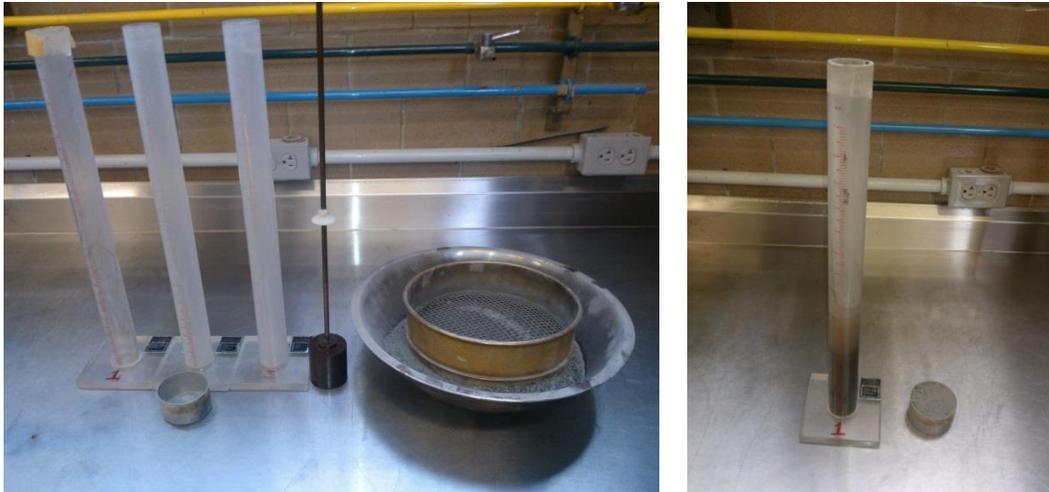


Figura 2.9. Ensayo de equivalente de arena

Angularidad del agregado grueso.

Este ensayo se realiza en materiales retenidos en la malla No. 4 (4.75 mm). Normalmente desarrollado en gravas que necesitan triturarse para obtener caras fracturadas. Una cara será considerada “cara fracturada” solamente si esta tiene un área mínima proyectada tan grande como un cuarto de la máxima área proyectada (máxima área de la sección transversal) de la partícula y la cara tiene aristas bien definidas; esto excluye las pequeñas irregularidades. En la figura 2.10 se ilustra un conjunto de agregado con caras fracturadas.



Figura 2.10. Agregado grueso con caras fracturadas (Martínez, O., 2014)

Angularidad del agregado fino.

El ensayo se realiza en agregado que pasa la malla No. 4 (4.75 mm). Esta propiedad mide la influencia de la forma de la partícula, textura superficial y graduación. Altos contenidos de vacíos indican mayores valores de caras fracturadas. Valores menores indican formas más redondeadas relacionadas con arenas naturales. De este modo, se tiene un índice para asegurar un alto nivel de fricción interna y resistencia a las deformaciones permanentes. El procedimiento de ensayo consiste

en verter una muestra de agregado fino, lavado y secado, dentro de un cilindro calibrado a través de un embudo. Para realizar el ensayo previamente se deberá conocer la granulometría del material y la gravedad específica neta del agregado fino. En la figura 2.11 se ilustra esta prueba.



Figura 2.11. Dispositivo para la angularidad del agregado fino (Josephia, R., 2015)

Forma de partículas alargadas y planas.

Las partículas planas y alargadas son poco deseables en las mezclas asfálticas porque tienden a romperse durante la compactación y la construcción. Este procedimiento se realiza en agregados mayores al tamiz No 4 (4.75 mm). Superpave especifica que una mezcla asfáltica debe contener un máximo de 10% de partículas planas y alargadas de relación 5:1 para la combinación de agregados.

La elongación de partículas se evalúa comparando largo a ancho, y su aplanamiento comparando ancho con espesor. Con este procedimiento de ensayo es posible tener agregados que sean planas, alargadas, planas y alargadas o ninguno de los dos. Este método usa un dispositivo de calibración para identificar las partículas planas o alargadas ensayándolas individualmente. El porcentaje de partículas planas, alargadas y planas y alargadas se calcula por peso o por número de partículas. En la figura 2.12 se muestra el dispositivo utilizado para esta prueba.

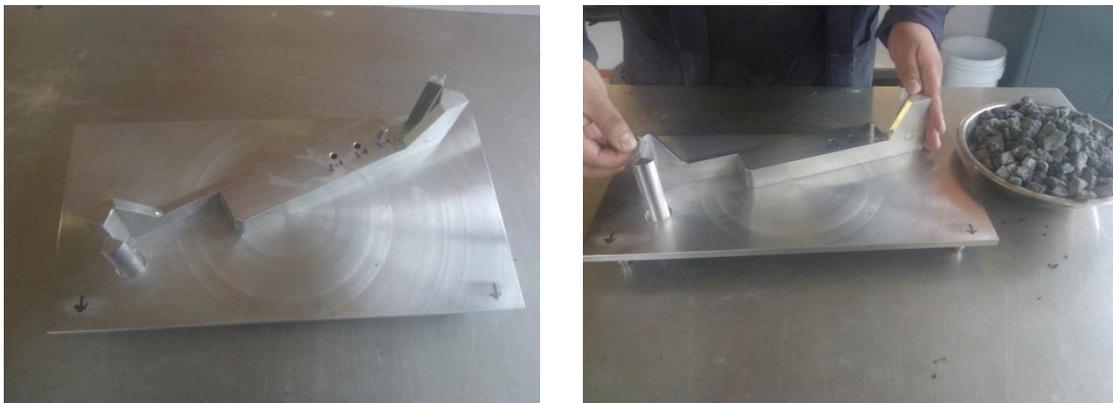


Figura 2.12. Dispositivo para partículas alargadas y planas (Josephia, R., 2015)

- **Propiedades de origen**

Estas propiedades califican la fuente del material pétreo, se determinan mediante las siguientes pruebas:

Desgaste de Los Ángeles.

Los agregados deben ser capaces de resistir el desgaste irreversible, degradación durante la producción, colocación y compactación del concreto. Por esta razón los agregados que están en la superficie o expuestas a la intemperie, deben ser más resistentes que los agregados usados en las capas inferiores. Por otro lado, los agregados transmiten los esfuerzos a través de los puntos de contacto donde actúan presiones altas. El Ensayo de Desgaste de Los Ángeles mide básicamente la resistencia de los puntos de contacto de un agregado al desgaste y/o a la abrasión. En la figura 2.13 muestra el dispositivo (tambor) y las esferas para generar el desgaste en el agregado; en la figura 2.14 se observa el material cribado después del desgaste.



Figura 2.13. Cilindro y esferas para el ensayo de Los Ángeles



Figura 2.14. Material pétreo cribado después del desgaste

Intemperismo acelerado.

Esta prueba permite estimar la resistencia del agregado a la degradación por los agentes atmosféricos y dependerá directamente de la calidad del material. Es importante la información debido a que durante la vida útil de una obra, ésta será sometida a las distintas condiciones climáticas del lugar.

Para realizar esta prueba se somete una muestra de agregado a ciclos alternativos de inmersión en una solución de sulfato de sodio y secado en horno. Una inmersión y un secado se consideran un ciclo de intemperismo. Durante la fase de secado, las sales precipitan en los vacíos del agregado. En la inmersión las sales se rehidratan y ejercen fuerzas de expansión internas que simulan las fuerzas de expansión del agua congelada. El resultado del ensayo es el porcentaje total de pérdida de peso sobre varios tamices para un número requerido de ciclos. En la figura 2.15 se ilustra el proceso de inmersión, secado y pesado de agregados.



Figura 2.15. Proceso del intemperismo acelerado (Josephia, R., 2015)

- **Pruebas de rutina**

Estas pruebas son necesarias para obtener el peso o gravedad específica y la absorción del agregado, con estos datos se realizan los cálculos de los parámetros volumétricos de la mezcla asfáltica.

Gravedad específica y absorción.

Agregado grueso. La prueba consiste en la determinación de la densidad promedio de una cantidad de partículas de agregado grueso (no incluye el volumen de vacíos entre las partículas), la densidad relativa (gravedad específica), y la absorción. La gravedad específica de un agregado es útil para determinar la relación peso-volumen del agregado compactado y así calcular el contenido de vacíos de las mezclas asfálticas en caliente compactada. Por definición, la gravedad específica de un agregado es la relación del peso por unidad de volumen de un material respecto del mismo volumen de agua a aproximadamente 23°C. En la figura 2.16 se ilustra el proceso de determinación de la gravedad específica del agregado grueso mediante un recipiente calibrado.



Figura 2.16. Determinación de la gravedad específica del agregado grueso (Josephia, R., 2015)

Agregado fino. “Peso específico” y “gravedad específica” son a menudo intercambiables, lo cual sugiere un significado común a ambos. En efecto, en unidades métricas, ellos tienen el mismo valor numérico. Si bien este uso es técnicamente incorrecto, el contexto muchas veces aclara el sentido deseado (Josephia, R., 2015).

La obtención de la gravedad específica es distinta para partículas ligeras. La absorción, es el incremento en masa del agregado debido a la penetración de agua en los poros de las partículas durante un período de tiempo preestablecido, pero no incluye el agua adherida a la superficie exterior de las partículas, expresada como un porcentaje de la masa seca. En la figura 2.17 ilustra la preparación del agregado fino para el ensayo.



Figura 2.17. Determinación de la gravedad específica del agregado fino (Josephia, R., 2015)

2.4.2 Cemento asfáltico

Viscosidad dinámica.

Esta propiedad permite determinar las características de flujo de un material asfáltico a 60°C y es el parámetro principal para clasificar un asfalto sin envejecer. En el ensayo se toma el tiempo que tardan en pasar 20 ml del material a través de un tubo capilar al vacío, bajo condiciones de presión y temperatura preestablecidas, corregido por el factor de calibración del viscosímetro. En la figura 2.18 se muestran el tubo capilar con el cemento asfáltico y el equipo para el ensayo.



Figura 2.18. Ensayo de viscosidad dinámica (Josephia, R., 2015)

Viscosidad cinemática.

Esta propiedad permite determinar las características de flujo de un material asfáltico a 135°C. Se realiza a una temperatura de 135°C y mide el tiempo requerido para que el volumen definido de asfalto líquido fluya, por capilaridad, a través de un viscosímetro; a esa temperatura la fuerza de gravedad basta para que el asfalto fluya. La viscosidad cinemática se calcula multiplicando el tiempo de flujo en segundos por el factor de calibración del viscosímetro. En la figura 2.19 se muestra el viscosímetro conteniendo cemento asfáltico en su interior.



Figura 2.19. Ensayo de viscosidad cinemática (Josephia, R., 2015)

Punto de reblandecimiento.

El ensayo permite determinar la susceptibilidad de los asfaltos al cambio de temperatura. Los asfaltos que tienen puntos de reblandecimiento más altos para una determinada penetración a 25° C son menos susceptibles a los cambios de consistencia debidos a la temperatura. Se coloca el asfalto líquido en los anillos y se deja enfriar. Se sumerge el anillo en agua o en glicerina. Sobre la muestra de material se colocan las esferas de acero y se aplica calor para aumentar la temperatura. Cuando la temperatura sube a cierto grado, el asfalto se reblandece y caen las esferas de acero. El punto de

reblandecimiento es la temperatura en la que las esferas caen por completo del anillo con el asfalto; la distancia de caída es de 25 mm. En la figura 2.20 se ilustra el procedimiento llevado a cabo para la elaboración de este ensayo.



Figura 2.20. Ensayo de punto de reblandecimiento (Martínez, O., 2014)

Penetración.

El ensayo se realiza a una temperatura media de 25° C. Esta prueba se determina permitiendo que una aguja de dimensiones especificadas de 100 g penetre en el material durante 5 segundos. Se determina la penetración por la profundidad a que la aguja se hunde en el asfalto, medida en decimas de milímetro. La penetración y la consistencia son inversamente proporcionales; es decir, cuanto mayor es la penetración, más blando es el asfalto. En la figura 2.21 se ilustra el procedimiento de elaboración de este ensayo.



Figura 2.21. Ensayo de penetración del cemento asfáltico (Martínez, O., 2014)

Punto de inflamación.

El punto de inflamación es la alta temperatura cuando los vapores del cemento asfáltico y éste mismo se incendian al contacto con fuego. Se emplea usualmente la copa abierta de Cleveland para

determinar puntos de inflamación altos. Es la temperatura crítica a partir de la cual deben tomarse precauciones adecuadas para evitar peligros de incendio durante su calentamiento y manipulación. En la figura 2.22 se observa la inflamación del cemento asfáltico.



Figura 2.22. Ensayo de punto de inflamación (Martínez, O., 2014)

Viscosidad segundos Saybolt-Furol.

Este ensayo se utiliza para clasificar el cemento asfáltico sin envejecer. La determinación de la viscosidad se hace por medio de un instrumento estándar conocido como Viscosímetro Furol y los resultados obtenidos son expresados como Viscosidad Furol. El ensayo se realiza a la temperatura de 135°C registrándose el tiempo en segundos que tardan, 60 centímetros cúbicos del producto, en pasar a través de un tubo de dimensiones standard a un frasco graduado. Cuanto más viscosos son los materiales más tiempo es necesario para que pasen a través del orificio. En la figura 2.23 se observa la preparación del equipo y el cemento asfáltico para el ensayo.

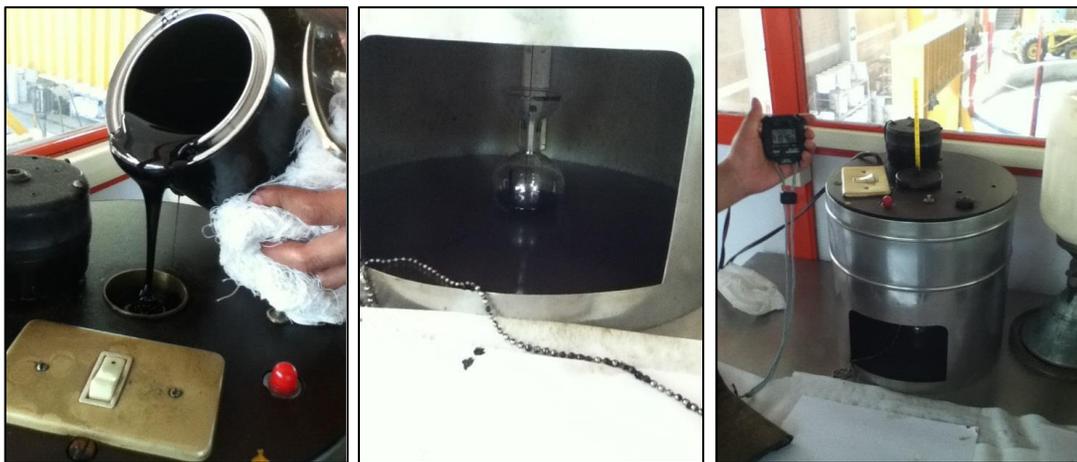


Figura 2.23. Ensayo de viscosidad Saybolt-Furol (Josephia, R., 2015)

Reómetro de corte dinámico.

Ésta prueba nos permite conocer las propiedades reológicas (esfuerzo-deformación) del cemento asfáltico y su variación con la temperatura. Para esto se somete a una muestra de asfalto de geometría circular a una fuerza de torsión cíclica a temperatura controlada mediante un reómetro de

corte. Este equipo, permite medir la deformación que experimenta la muestra de asfalto cuando se le aplica una fuerza de torsión dada. En la figura 2.24 se observa el equipo para realizar este ensayo.

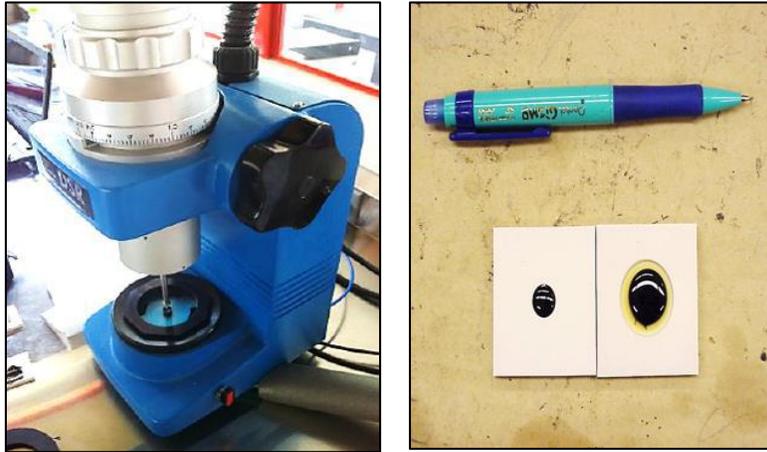


Figura 2.24. Ensayo de reómetro de corte dinámico (Martínez, O., 2014)

Residuo de película delgada en horno rotatorio.

Ésta prueba permite estimar el cambio de masa que sufre el ligante asfáltico en películas de pequeño espesor que se someten a los efectos del calor y aire. La prueba consiste en someter una muestra de cemento asfáltico a un proceso de calentamiento, para producir el efecto simulado del envejecimiento en el asfalto por mezclado y colocación de la mezcla en el lugar. En la prueba, el cemento asfáltico en forma de película fina es sometido a calentamiento y un flujo de aire. El procedimiento de ensayo requiere de un horno eléctrico con base circular giratoria. La base circular sujeta envases de muestra que rotan alrededor de su centro. Se aplicará flujo de aire dentro de cada envase de muestra con una boquilla ubicada en la parte inferior de la base rotatoria. El horno RTFO debe ser precalentado a la temperatura de envejecimiento de 163°C, por un período mínimo de 16 horas antes de ser usado. En la figura 2.25 se observan los moldes y la base rotatoria del horno para el ensayo.

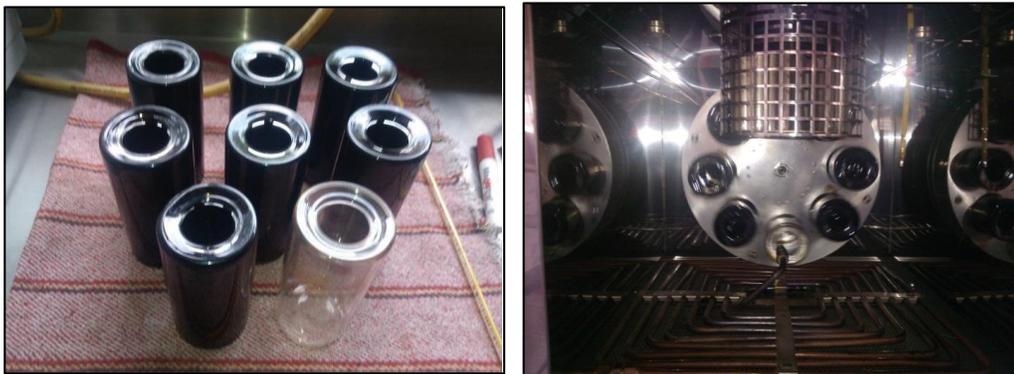


Figura 2.25. Ensayo de película fina en horno rotatorio (Josephia, R., 2015)

Gravedad específica del cemento asfáltico.

Este parámetro se emplea en la determinación de los vacíos en las mezclas asfálticas compactadas y endurecidas. El peso específico es la relación de peso de un volumen determinado del material al

peso de igual volumen de agua, estando ambos materiales a temperaturas especificadas. Así, un peso específico de 1,05 significa que el material es 1,05 veces más pesado que el agua a la temperatura fijada. En la figura 2.26 se muestra el recipiente (picnómetro) utilizado para este procedimiento.



Figura 2.26. Determinación del peso específico del cemento asfáltico (Josephia, R., 2015)

2.5 Relaciones volumétricas del concreto asfáltico

Las relaciones volumétricas son parámetros que se utilizan para determinar propiedades físicas en una mezcla asfáltica compactada y endurecida llámese también concreto asfáltico.

2.5.1 Diagrama de fase

Es una representación esquemática de las fases de los materiales mezclados. A continuación en la figura 2.27 se presenta el correspondiente al de una mezcla asfáltica compactada.

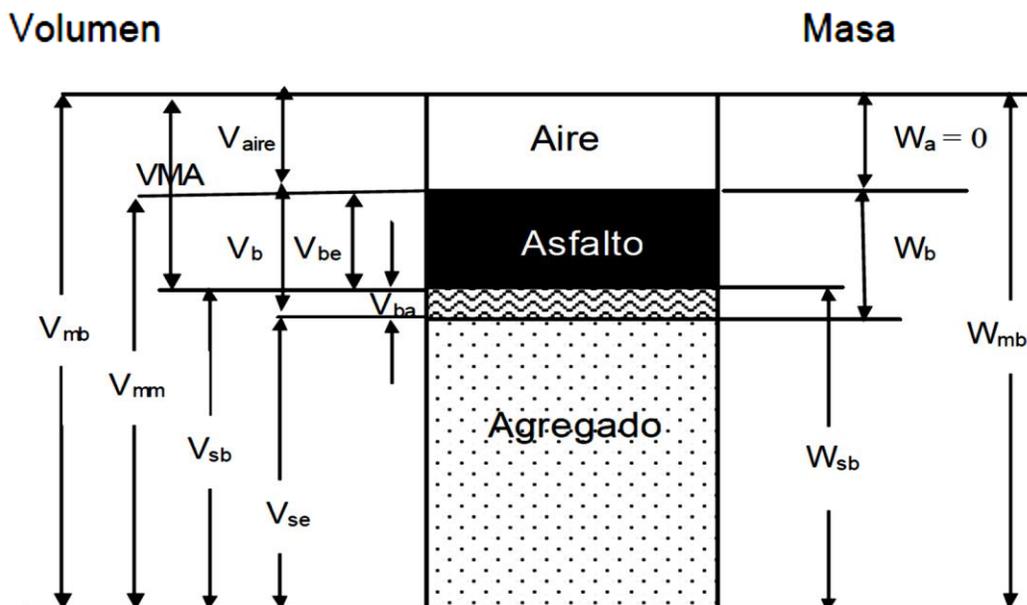


Figura 2.27. Diagrama de fases de una mezcla asfáltica compactada

Donde:

- Vmb: volumen total de la mezcla compactada.
- Vmm: volumen de la mezcla sin vacíos.
- VMA: volumen de vacíos en el agregado mineral.
- Vsb: volumen total del agregado.
- Vse: volumen efectivo de agregado.
- Vb: volumen total de cemento asfáltico.
- Vbe: volumen efectivo de cemento asfáltico.
- Vba: volumen de cemento asfáltico absorbido.
- Vaire: volumen de aire.
- Wmb: masa total de la mezcla compactada.
- Wa: masa del aire.
- Wb: masa del cemento asfáltico.
- Wsb: masa total del agregado.

Las fases de asfalto efectivo y de aire de la mezcla, se consideran como volumen de vacíos en el agregado mineral; y la fase de aire como el volumen de aire en la mezcla. Cuando los vacíos contienen únicamente asfalto ($V_a=0$), se dice que los vacíos están llenos, y se estima que la mezcla ha alcanzado su densidad máxima teórica; cuando existe tanto aire como asfalto, se considera que parte de los vacíos están llenos con asfalto, y que la mezcla ha alcanzado un determinado grado de saturación.

La mezcla asfáltica compactada debe analizarse con base en el volumen, por tanto, es importante definir y entender cada uno de los volúmenes del diagrama de fases.

- Volumen de cemento asfáltico efectivo. Vbe.

Es el volumen de cemento asfáltico que cubre las partículas de agregado; es decir, es el cemento asfáltico que no es absorbido por los poros del agregado.

- Volumen de cemento asfáltico absorbido. Vba.

Es el volumen de cemento asfáltico que es absorbido por los poros externos del agregado.

- Volumen total del agregado. Vsb.

Es el volumen total del agregado que comprende el volumen del sólido y el de los poros permeables al agua.

- Volumen efectivo del agregado. Vse.

Es el volumen del agregado que comprende el volumen del sólido y el de los poros permeables al agua no llenos con cemento asfáltico.

- Volumen aparente del agregado. Vsa.

Es el volumen del sólido del agregado, es decir, no incluye el volumen de los poros permeables al agua.

En la figura 2.28 se ilustran los volúmenes de aire, de cemento asfáltico efectivo y el absorbido, para una mezcla compactada.

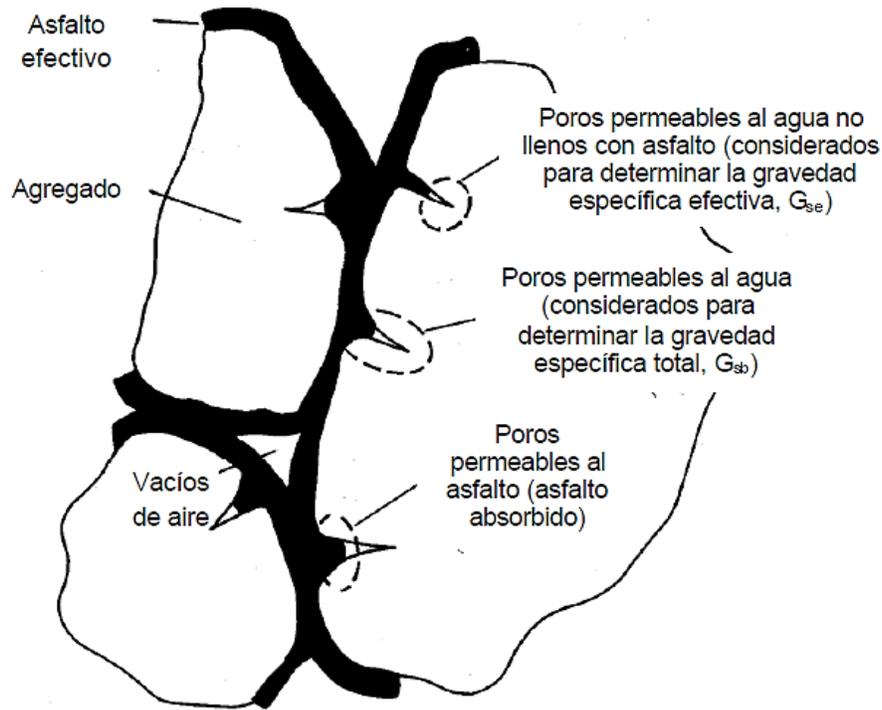


Figura 2.28. Ilustración del volumen de aire, volumen de cemento asfáltico efectivo y volumen de cemento asfáltico absorbido en una mezcla asfáltica compactada

2.5.2 Relación de masas y volúmenes

En mecánica de suelos se relaciona la masa de las distintas fases de un suelo con sus volúmenes correspondientes por medio del concepto de masa específica; es decir, por la relación entre la masa de un material y su volumen (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1995).

Se define como gravedad específica o relativa a la relación entre la masa de un volumen dado de una sustancia y la masa de igual volumen de agua; ambos, a la misma temperatura. Esta es la única propiedad del material a partir de la cual se puede determinar el volumen, conociendo su masa (FHWA, 1995).

Con la gravedad específica se determina la masa específica del material.

$$G_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_w}$$

La gravedad específica de un material también puede expresarse de la siguiente forma.

$$G_m = \frac{W_m}{V_m \gamma_w}$$

Donde:

G_m : gravedad específica del material.

γ_m : masa específica del material [g/cm^3].

γ_w : masa específica del agua [$1 \text{ g}/\text{cm}^3$, a $25 \text{ }^\circ\text{C}$].

W_m : masa del material.

V_m : volumen del material.

Gravedad específica total del agregado (G_{sb})

Es la relación entre la masa en el aire de un volumen unitario de agregado (considera sólo el volumen de los poros permeables al agua) y la masa de igual volumen de agua; ambos a la misma temperatura (FHWA, 1995).

Cada una de las fracciones del agregado (grueso, fino y filler) tienen diferentes gravedades específicas por lo tanto la gravedad específica será función de la de cada uno de sus componentes, tal como se indica en la siguiente expresión:

$$G_{sb} = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{\frac{P_1}{G_1} + \frac{P_2}{G_2} + \dots + \frac{P_n}{G_n}}$$

Donde:

G_{sb} : gravedad específica neta para el agregado total.

P_1, P_2, P_n : porcentajes individuales por masa de agregado.

G_1, G_2, G_n : gravedad específica total individual del agregado.

La gravedad específica neta del filler mineral es difícil determinarlo actualmente. Sin embargo, si se sustituye por la gravedad específica aparente del filler, el error es mínimo.

Gravedad específica aparente del agregado (G_{sa})

Es la relación entre la masa en el aire de un volumen unitario de agregado (considera sólo el volumen del sólido del agregado) y la masa de igual volumen de agua destilada, ambos a la misma temperatura (FHWA, 1995).

La gravedad específica aparente total del agregado de manera similar al caso anterior, se calcula tomando en cuenta la contribución de cada una de sus fracciones. .

Gravedad específica efectiva del agregado (G_{se})

Es la relación entre la masa en el aire de un volumen unitario de agregado (considera sólo el volumen de los poros permeables al agua no llenos con cemento asfáltico) y la masa de igual volumen de agua, ambos a la misma temperatura (FHWA, 1995).

Esta gravedad depende del volumen de cemento asfáltico absorbido, por lo que se determina a partir de la gravedad específica máxima teórica de la mezcla (en esta prueba se tiene un período de curado de la mezcla suelta, que permite la absorción de cemento asfáltico).

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

Donde:

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

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

G_{mm} : gravedad específica máxima (ASTM D 2041) de la mezcla suelta (sin vacíos de aire).

P_b : contenido de cemento asfáltico, porcentaje con respecto al total de la mezcla.

G_b : gravedad específica del cemento asfáltico.

Gravedad específica del cemento asfáltico (G_b)

Es la relación entre la masa en el aire de un volumen dado de cemento asfáltico y la masa de igual volumen de agua, ambos a la misma temperatura (FHWA, 1995).

Gravedad específica total de la mezcla asfáltica compactada (G_{mb})

Es la relación entre la masa en el aire de un volumen dado de mezcla asfáltica compactada y la masa de igual volumen de agua destilada, ambos a la misma temperatura (FHWA, 1995).

Gravedad específica teórica máxima de la mezcla asfáltica (G_{mm})

Es la relación entre la masa de un volumen dado de mezcla asfáltica sin vacíos de aire y la masa de igual volumen de agua, ambos a la misma temperatura (FHWA, 1995). También se llama gravedad específica RICE, en reconocimiento al investigador James Rice, quien desarrolló el método de prueba.

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

Donde:

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

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

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

P_s : porcentaje de masa del agregado pétreo= (100- P_b).

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

G_b : gravedad específica del asfalto.

En el diseño de una mezcla asfáltica es necesario determinar la G_{mm} , para cada contenido de asfalto con el fin de calcular el porcentaje de vacíos de aire correspondiente.

2.5.3 Parámetros volumétricos

Vacíos de aire. Es la relación entre el volumen de aire y el volumen total de la mezcla y se expresa como porcentaje:

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

Vacíos en el agregado mineral. Es la relación entre el volumen de cemento asfáltico efectivo más el volumen de aire y el volumen total de la mezcla compactada y se expresa como porcentaje:

$$VMA = \frac{V_{be} + V_{aire}}{V_{mb}} \times 100$$

Vacíos llenos de cemento asfáltico. Es la relación entre el volumen de cemento asfáltico efectivo y el volumen de vacíos en el agregado mineral de una mezcla compactada y se expresa como porcentaje:

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

Contenido de cemento asfáltico. Es la relación entre la masa de cemento asfáltico y la masa total de la mezcla compactada y se expresa como porcentaje:

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

El contenido de cemento asfáltico puede expresarse como un porcentaje de la masa total de la mezcla asfáltica, o como un porcentaje de la masa del agregado.

Contenido de cemento asfáltico efectivo. Es la relación entre la masa de cemento asfáltico efectivo y la masa total de la mezcla compactada y se expresa como porcentaje:

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

Contenido de cemento asfáltico absorbido. Es la relación entre la masa de cemento asfáltico absorbido y la masa total del agregado de la mezcla asfáltica compactada y se expresa como porcentaje:

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

2.6 Métodos de diseño de mezclas asfálticas

El diseño de una mezcla asfáltica considera varios parámetros como el agregado, el cemento asfáltico, la compactación, las relaciones volumétricas, gravimétricas y el contenido óptimo de ligante. Sin embargo los métodos de diseño actuales tienen un enfoque de pavimentación de carreteras y caminos, para otros usos del concreto asfáltico como en las obras hidráulicas mencionadas, no existe una metodología completa que se adapte a tales necesidades.

Las metodologías más utilizadas en el diseño de mezclas asfálticas destinadas a la construcción de pavimentos son:

2.6.1 Método Marshall

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

Este método sólo es aplicable a las mezclas asfálticas en caliente para pavimentos empleando ligantes asfálticos y agregados cuyo tamaño máximo sea de una pulgada o menor. Puede usarse tanto para proyecto en el laboratorio como para control de calidad en obra.

El método de diseño de mezclas asfálticas Marshall sólo establece requisitos para la granulometría y los parámetros volumétricos de la mezcla. Los requisitos de calidad del agregado y del cemento asfáltico los fijan las dependencias encargadas del desarrollo de la infraestructura. La compactación del diseño Marshall es por impacto con un martillo mecánico tal como el que se muestra en la figura 2.29.



Figura 2.29. Compactador Marshall

2.6.2 Método Superpave

En 1987, el Strategic Highway Research Program (SHRP) comenzó el desarrollo de un nuevo sistema para especificar materiales asfálticos, el producto final del programa es un nuevo sistema

llamado Superpave (Superior Performing Asphalt Pavement). Este método evalúa los componentes de la mezcla asfáltica en forma individual (agregado mineral y asfalto), y su interacción cuando están mezclados esto último mediante pruebas de desempeño que permiten predecir el comportamiento del material durante sus uso. La compactación, a diferencia del método Marshall se realiza por amasado. En la figura 2.30 se muestra el compactador giratorio Superpave.



Figura 2.30. Compactador giratorio Superpave

Esta metodología define tres niveles de diseño en función del tránsito de la carretera o vialidad:

Nivel 1. Primer nivel de análisis para el tránsito más ligero. Requiere un diseño volumétrico.

Nivel 2. Análisis intermedios ara tránsitos intermedios. Requiere un diseño volumétrico y pruebas de predicción del comportamiento.

Nivel 3. Análisis completo para tránsito pesado. Requiere diseño volumétrico, pruebas de predicción del comportamiento y pruebas adicionales.

Si bien estos métodos de diseño están concebidos para aplicaciones carreteras, son una guía para para la elaboración de concretos asfálticos a utilizarse en estructuras hidráulicas.

2.7 Ensayo de tensión indirecta

El ensayo de tensión indirecta aplicado en concretos asfálticos, principalmente ha sido utilizado para caracterizar cada mezcla compactada mediante la optimización del contenido de ligante. Esta optimización relaciona la resistencia, deformación y cohesión que presenta el concreto. La resistencia a la tensión indirecta es una medida para determinar la susceptibilidad al agrietamiento o fisuración que presentará el material ante la aplicación de una carga.

El ensayo de tensión indirecta o “ensayo brasileño” es uno de los más sencillos y simples de realizar para determinar el máximo esfuerzo de tensión que puede soportar un material antes de romperse.

En 1943 el ensayo de tensión indirecta fue desarrollado por el ingeniero brasileño Fernando Luiz Lobo Barboza Carneiro (1913-2001) y fue presentado en el 5º Congreso de la “Asociación Brasileña de Normas Técnicas”. De manera simultánea en Akazawa, Japón, se desarrolló un ensayo muy similar.

La prueba fue admitida por la *American Society for Testing Material* (ASTM) en 1962, por la *International Society for Rock Mechanics* (ISRM) en 1978 y por la *International Organization for Standardization* (ISO) en 1980.

El estudio teórico del ensayo se desarrolló principalmente por Stephen Timoshenko (1951) y Max M. Frocht (1957). Ambos autores parten de un sistema de ecuaciones de coordenadas rectangulares para describir el esfuerzo en un punto. La solución de las ecuaciones para un punto o para un plano considera la teoría de la elasticidad lineal.

Las ecuaciones de distribuciones de esfuerzos en un plano desarrolladas por Frocht son las siguientes (de 2.1 a 2.6):

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi h d} \left[\frac{d^2 - 4x^2}{d^2 + 4x^2} \right]^2 \quad (2.1)$$

$$\sigma_y = -\frac{2P}{\pi h d} \left[\frac{4d^4}{(d^2 + 4x^2)^2} - 1 \right] \quad (2.2)$$

$$\tau_{xy} = 0 \quad (2.3)$$

La distribución de esfuerzos en el eje x para el plano diametral horizontal durante el ensayo de compresión diametral se presenta en la figura 2.31.

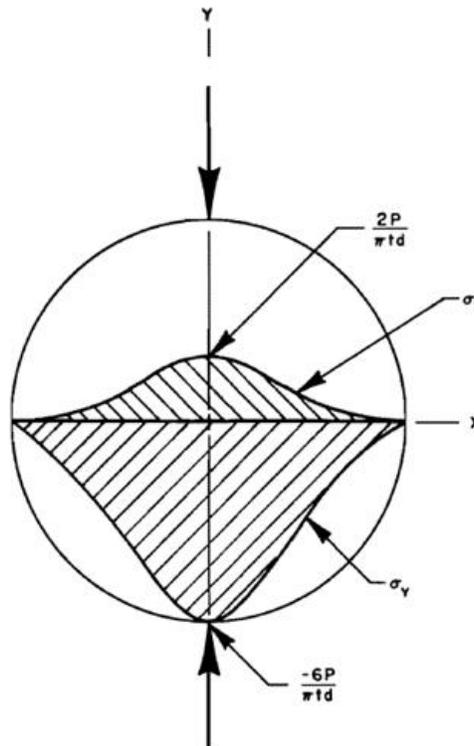


Figura 2.31. Diagrama de esfuerzos en el plano diametral horizontal

El esfuerzo vertical σ_y a lo largo del diámetro horizontal es de compresión y tiene variación de magnitud máxima de $\frac{6P}{\pi t d}$ hasta cero en el centro de la circunferencia. El esfuerzo horizontal σ_x a lo largo del diámetro horizontal es de tensión y tiene variación de magnitud máxima de $\frac{2P}{\pi t d}$ hasta cero en el centro de la circunferencia.

Los esfuerzos en el eje y para el plano diametral vertical están dados bajo las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi t d} = \text{Constante} \quad (2.4)$$

$$\sigma_y = -\frac{2P}{\pi t d} \left[\frac{2}{d-2y} + \frac{2}{d+2y} - \frac{1}{d} \right] \quad (2.5)$$

$$\tau_{xy} = 0 \quad (2.6)$$

La distribución de esfuerzos en el eje y para el plano diametral vertical durante el ensayo de compresión diametral se presenta en la figura 2.32.

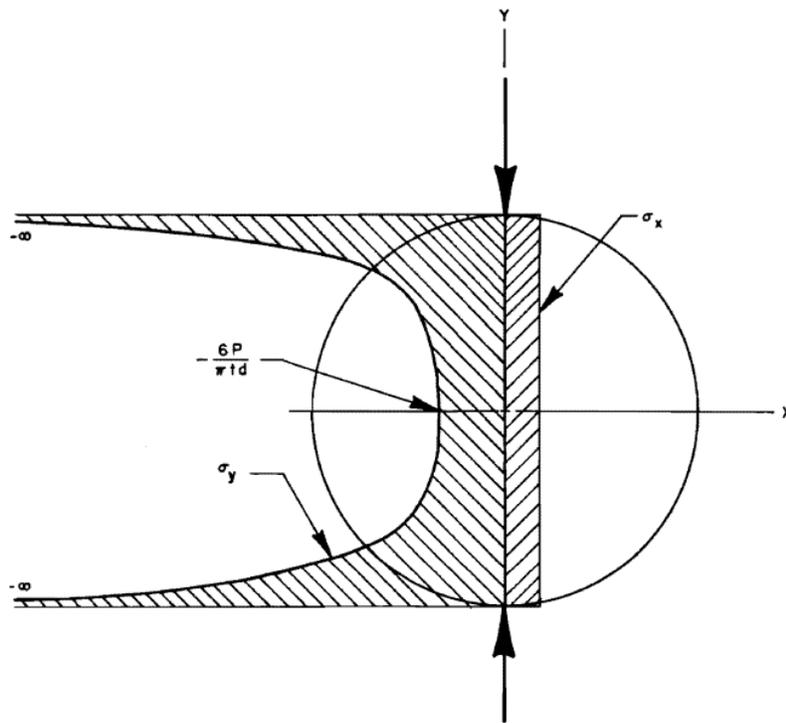


Figura 2.32. Diagrama de esfuerzos en el plano diametral vertical

El esfuerzo horizontal σ_x a lo largo del diámetro vertical es un esfuerzo de tensión constante de magnitud $\frac{2P}{\pi t d}$ cuando el esfuerzo vertical σ_y es compresión y tiene variación mínima de $\frac{6P}{\pi t d}$ al centro de la circunferencia y un máximo infinito en la circunferencia debajo de la carga.

Como ya se mencionó, el ensayo de tensión indirecta es una prueba que permite obtener el máximo esfuerzo de tensión que puede desarrollar un material antes de romperse. La falla por el esfuerzo máximo de tensión de acuerdo a las ecuaciones anteriores en el plano diametral vertical está dada por la ecuación 2.7:

$$RTI = \frac{2P}{\pi hD} \quad (2.7)$$

Donde:

RTI: Resistencia a la tensión indirecta [kg/cm²].

P: Carga máxima [kg].

h: Altura del espécimen [cm].

D: Diámetro del espécimen [cm].

En la figura 2.33 se ilustra la aplicación de la carga a un espécimen cilíndrico y los sistemas de ejes de referencia para identificar las direcciones de los esfuerzos que se generan.

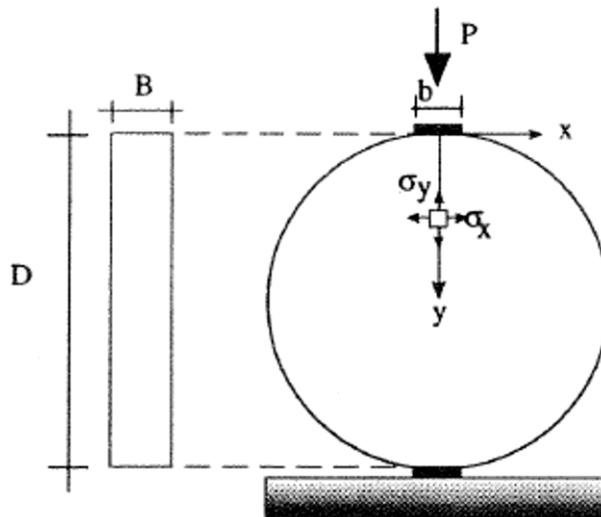


Figura 2.33. Esquema de aplicación de la carga y sistema de ejes de referencia

Donde:

b: Ancho de la tira de carga.

σ_x : Esfuerzo dirección x.

σ_y : Esfuerzo en dirección y.

Existen varios parámetros que influyen en el ensayo de tensión indirecta, siendo los más relevantes, el material a ensayar, la temperatura de prueba, el material y ancho de la placa de carga.

El material a ensayar determina la resistencia y la deformación, éstas serán proporcionales a las características del módulo de elasticidad y la relación de Poisson.

La temperatura de prueba puede ser ajustada según las necesidades y aplicaciones de la investigación, con el fin de obtener un rango de valores más amplios. En concretos asfálticos se consideran generalmente tres valores de temperatura para la realización del ensayo: 5, 25 y 40 °C. Se recomienda que para ensayos típicos, la temperatura se establezca a $25\text{ °C} \pm 1\text{ °C}$.

Las tiras en los extremos de la circunferencia de aplicación de la carga modifican el fisuramiento en los extremos del espécimen. El ancho de reparto de la carga (ver figura 2.34, dimensión b) en la zona de apoyo de la probeta tiene un efecto sobre la tensión nominal de rotura. Esta tensión se reduce con la reducción del ancho de reparto. Es de esperar que en la medida que se reduce el ancho de reparto los valores de tensión tiendan al valor de la resistencia obtenida en el ensayo de tensión directa. (Rocco, C., Guinea G. V., Planas, J. y Elices, M., 1995)

Las barras generatrices de los esfuerzos, tienen una longitud de 5 pulgadas [127 mm], un radio de curvatura igual al del espécimen y un ancho de 1 pulgada [25.4 mm]. Es importante señalar que las dimensiones y forma de las barras de la mordaza afectan los esfuerzos y la grieta de falla. Una barra muy ancha produce un esfuerzo cortante en los apoyos del espécimen y una barra muy delgada produce un aplastamiento.

Capítulo 3. *Caracterización y dosificación de materiales*

3.1 Agregado pétreo

El agregado pétreo triturado utilizado en esta investigación es de origen basáltico y es obtenido de la explotación a cielo abierto de un banco, ubicado en el km 28 de la carretera México-Puebla, en Ixtapaluca, Estado de México.

En las tablas 3.1 a 3.4 se presentan los resultados de las pruebas de consenso y rutina del agregado pétreo utilizado en esta investigación.

Tabla 3.1. Resumen de la caracterización del agregado pétreo (Martínez, O., 2014)

Pruebas de consenso				
Ensayo	Resultado	Especificación de la SCT	Superpave	Norma ASTM
Equivalente de arena [%]	68.63	50 mínimo	45 mínimo	D 2419
Angularidad del agregado grueso [%]	100/100	-	95/90 mínimo	D5821
Angularidad del agregado fino [%]	42.37	-	45 mínimo	C1252
Forma de partícula [%]	2	35 máximo	10 máximo	D 4791

Tabla 3.2. Resumen de la caracterización del agregado pétreo

Pruebas de origen				
Desgaste de Los Ángeles [%]	13.38	30 máximo	35 máximo	C 131
Intemperismo acelerado [%]	4.755	-	10 máximo	C 88

Tabla 3.3. Gravedades específicas de agregado grueso (Martínez O., 2014)

Pruebas de rutina						
Tamaño de partícula		Gsb (Neta del agregado)	Gss (Saturada superficialmente seca)	Gsa (Aparente del agregado)	Absorción de agua [%]	Norma ASTM
Pulgadas	mm					
1/2"	12.5	2.608	2.649	2.270	1.586	C 127
3/8"	9.5	2.613	2.654	2.726	1.586	
1/4"	6.3	2.608	2.653	2.729	1.691	
# 4	4.75	2.602	2.647	2.723	1.697	C 128

Tabla 3.4. Gravedades específicas del agregado fino

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

3.2 Cemento asfáltico

El cemento asfáltico utilizado en esta investigación es EKBE PG 64-22 proveniente de la refinería de Tula ubicada en el Estado de Hidalgo. En la tabla 3.5 se muestran los resultados de los ensayos de la caracterización de dicho material llevados a cabo por Josephia (2015). Se comparan los resultados con los límites e intervalos que establece la metodología Superpave y la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. También se indican las normas ASTM para cada ensayo.

Tabla 3.5. Resumen de la caracterización del cemento asfáltico (Josephia, R., 2015)

Ensayo	Resultado	Especificación de la SCT	Superpave	Norma ASTM
Viscosidad dinámica a 60 °C [Pa*s]	232	200 ± 40	-	D- 2171
Viscosidad cinemática a 135 °C [1 mm ² /s = 1 centistoke]	375	300 mínimo	-	D- 2170
Punto de reblandecimiento [°C]	48	48-56	-	D- 36
Penetración a 25 °C, 100 g, 5 s [10 ⁻¹ mm]	72	60 mínimo	-	D- 5
Punto de inflamación, Copa abierta de Cleveland [°C]	239	232 mínimo	-	D- 92
Viscosidad Saybolt-Furol a 135 °C [s]	231	120 mínimo	-	D- 88
Gravedad específica a 25 °C	1.025	-	-	D- 70
Película delgada en el horno rotatorio [%]	0.53	1 máximo	-	D- 2872
Del residuo de la prueba de la película delgada				
Penetración a 25 °C, 100 g, 5 s [10 ⁻¹ mm]	40	-	-	D- 5
Punto de reblandecimiento [°C]	55.2	-	-	D- 36

3.3 Propuesta de granulometrías

La granulometría es una dosificación por tamaños de partícula del material pétreo. Tal como se mencionó anteriormente, pueden elegirse y diferenciarse por ser abiertas, semi-densas o densas. A su vez, estas granulometrías pueden ser continuas o discontinuas.

Para hacer una selección adecuada, se deben considerar algunos factores como la aplicación de la mezcla asfáltica, el tipo de material pétreo y los parámetros volumétricos requeridos. Estos últimos están directamente asociados con la permeabilidad que tendrá el concreto asfáltico. En México, las recomendaciones y criterios principales para la selección de la granulometría de las mezclas asfálticas destinadas a pavimentación los establece la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Se espera que a finales de este año dicha entidad actualice estos requerimientos basados en la metodología Superpave.

La curva de Fuller define una granulometría para un material granular grueso no uniforme, de máxima densidad compactada en estado seco. En la figura 3.1 se presenta una gráfica de Fuller para $n = 0.45$ también conocida como línea de máxima densidad.

Con la ecuación de Fuller, la graduación de agregados para una mezcla asfáltica se expresa por el coeficiente de forma (n) y el tamaño máximo ($D_{m\acute{a}x}$). Tal como lo indica Josephia (2015), la literatura sugiere que cuando el factor de forma tiene un valor de 0.45 teóricamente la mezcla es capaz de alcanzar las máximas densidades cuando se compacta, aspecto que se ha desvirtuado en la actualidad.

Se define a la ecuación como:

$$p_i = \left(\frac{D_i}{D_{m\acute{a}x}} \right)^n \quad (3.1)$$

Donde:

p_i : acumulado que pasa, en decimal, para el diámetro de partícula D_i

D_i : diámetro de la partícula

$D_{m\acute{a}x}$: tamaño máximo del material

n : valor asociado a la forma de la curva

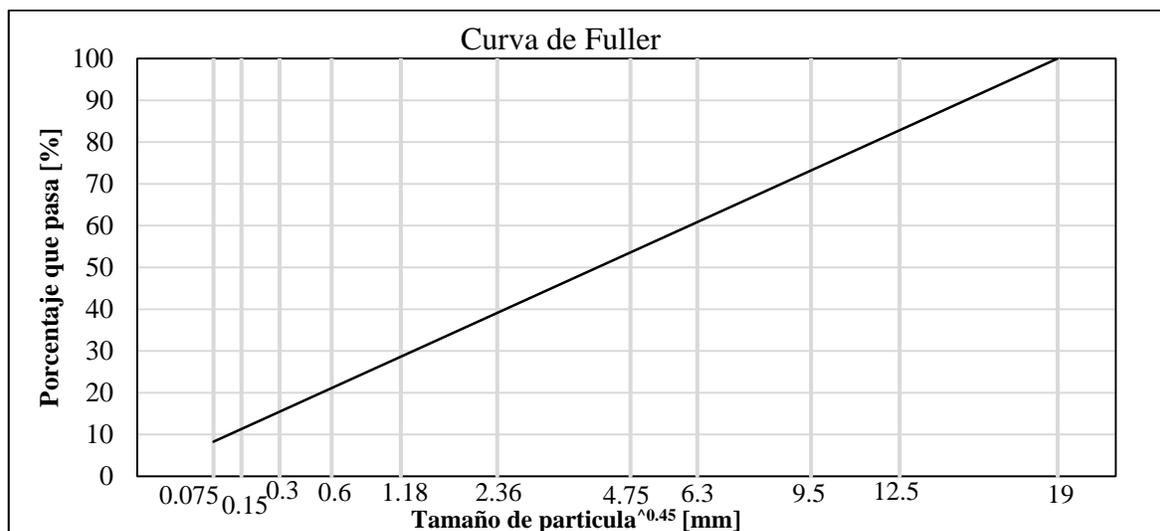


Figura 3.1. Gráfica de la curva de Fuller con $n=0.45$

En este trabajo de investigación se utilizaron las mismas nueve propuestas granulométricas utilizadas por (Gaxiola, *et al.*, 2014) para el estudio de la permeabilidad de materiales, las cuales son mostradas en la figura 3.2 y en las tablas 3.6 a 3.10.

Tomando en cuenta que el tamaño máximo nominal del agregado es la abertura del menor tamiz donde se retiene más del 10% del material y que el tamaño máximo es el siguiente tamiz mayor que el tamaño máximo nominal; las granulometrías propuestas en este trabajo de investigación tienen un tamaño máximo de 3/4" [19 mm] y un tamaño máximo nominal de 1/2" [12.5 mm].

Tabla 3.6. Propuestas granulométricas 1 y 2

Abertura de tamices		Propuesta 1		Propuesta 2	
		Porcentaje que pasa	Porcentaje retenido	Porcentaje que pasa	Porcentaje retenido
Pulgadas	Milímetros				
3/4"	19	100	0	100	0
1/2"	12.5	60	40	70	30
3/8"	9.5	40	20	50	20
1/4"	6.3	20	20	30	20
No. 4	4.75	12	8	20	10
No. 8	2.36	6	6	12	8
No. 16	1.18	5	1	9	3
No. 30	0.60	4	1	7	2
No. 50	0.30	3	1	5	2
No. 100	0.15	2	1	3	2
No. 200	0.075	1	1	1	2
Filler	-	0	1	0	1

Tabla 3.7. Propuestas granulométricas 3 y 4

Abertura de tamices		Propuesta 3		Propuesta 4	
		Porcentaje que pasa	Porcentaje retenido	Porcentaje que pasa	Porcentaje retenido
Pulgadas	Milímetros				
3/4"	19	100	0	100	0
1/2"	12.5	78	22	90	10
3/8"	9.5	62	16	70	20
1/4"	6.3	40	22	50	20
No. 4	4.75	30	10	40	10
No. 8	2.36	20	10	28	12
No. 16	1.18	14	6	16	12
No. 30	0.60	10	4	11	5
No. 50	0.30	7	3	8	3
No. 100	0.15	5	2	6	2
No. 200	0.075	2	3	3	3
Filler	-	0	2	0	3

Tabla 3.8. Propuestas granulométricas 5 y 6

Abertura de tamices		Propuesta 5		Propuesta 6	
		Porcentaje que pasa	Porcentaje retenido	Porcentaje que pasa	Porcentaje retenido
Pulgadas	Milímetros				
3/4"	19	100	0	100	0
1/2"	12.5	78	22	76	24
3/8"	9.5	65	13	63	13
1/4"	6.3	50	15	48	15
No. 4	4.75	43	7	41	7
No. 8	2.36	30	13	28	13
No. 16	1.18	21	9	19	9
No. 30	0.60	15	6	13	6
No. 50	0.30	11	4	9	4
No. 100	0.15	8	3	6	3
No. 200	0.075	6	2	4	2
Filler	-	0	6	0	4

Tabla 3.9. Propuestas granulométricas 7 y 8

Abertura de tamices		Propuesta 7		Propuesta 8	
		Porcentaje que pasa	Porcentaje retenido	Porcentaje que pasa	Porcentaje retenido
Pulgadas	Milímetros				
3/4"	19	100	0	100	0
1/2"	12.5	77	23	80	20
3/8"	9.5	64	13	68	12
1/4"	6.3	49	15	53	15
No. 4	4.75	42	7	45	8
No. 8	2.36	29	13	31	14
No. 16	1.18	20	9	22	9
No. 30	0.60	14	6	15	7
No. 50	0.30	10	4	10	5
No. 100	0.15	7	3	6	4
No. 200	0.075	5	2	3	3
Filler	-	0	5	0	3

Tabla 3.10. Propuesta granulométrica 9 (Fuller)

Abertura de tamices		Granulometría de Fuller para n = 0.45	
		Porcentaje que pasa	Porcentaje retenido
Pulgadas	Milímetros		
3/4"	19	100	0
1/2"	12.5	82.827	17.173
3/8"	9.5	73.204	9.622
1/4"	6.3	60.850	12.354
No. 4	4.75	53.589	7.262
No. 8	2.36	39.118	14.471
No. 16	1.18	28.636	10.482
No. 30	0.60	21.122	7.514
No. 50	0.30	15.462	5.660
No. 100	0.15	11.319	4.143
No. 200	0.075	8.286	3.033
Filler	-	0	8.286

Tal como se observa en la figura 3.2, las granulometrías estudiadas son continuas sin embargo varían de abiertas a densas en la medida que su numeración aumenta y se acercan a la línea de máxima densidad o curva de Fuller para n = 0.45.

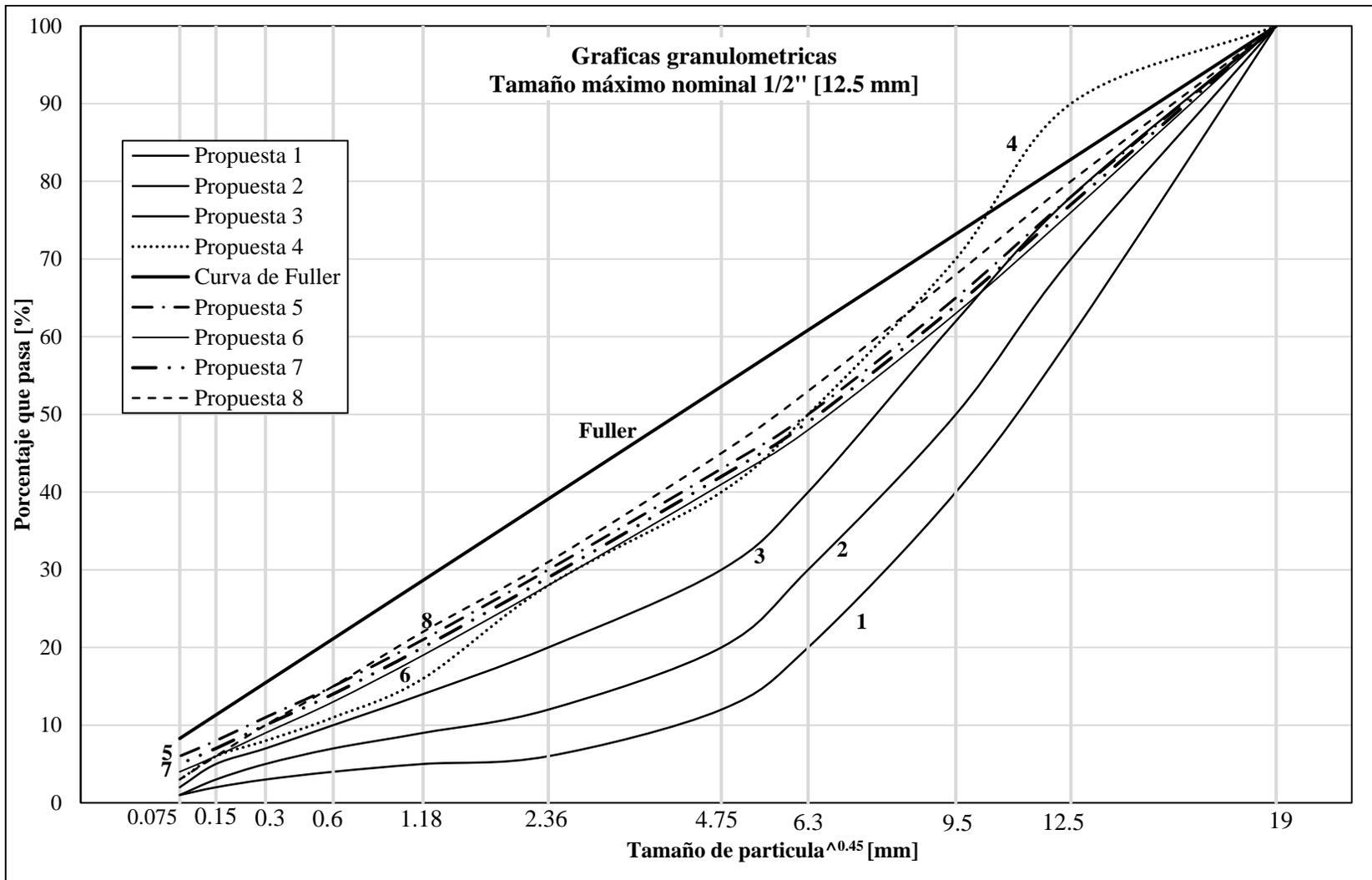


Figura 3.2. Granulometrías propuestas

A continuación se presenta la clasificación mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) para las nueve granulometrías mostradas anteriormente en las tablas 3.6 a 3.10.

Para la determinación del D_{10} , D_{30} , y D_{60} se realizó una interpolación, en el porcentaje que pasa para cada granulometría. La tabla 3.11 muestra los valores obtenidos.

Tabla 3.11. Valores de D_{10} , D_{30} y D_{60} para cada granulometría

	Granulometrías								
	1	2	3	4	5	6	7	8	Fuller (9)
D_{60}	12.50	11.13	9.26	8.03	8.52	8.93	8.73	7.89	6.28
D_{30}	8.71	6.30	4.75	2.82	2.36	2.79	2.58	2.25	1.36
D_{10}	4.12	1.61	0.60	0.51	0.26	0.39	0.30	0.30	0.12

Los coeficientes de curvatura y uniformidad para cada curva granulométrica se obtuvieron con las ecuaciones 3.2 y 3.3 y sus valores se presentan en la tabla 3.12.

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}} \quad (3.2)$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3.3)$$

Tabla 3.12. Valores de C_c y C_u para cada granulometría

	Granulometrías								
	1	2	3	4	5	6	7	8	Fuller (9)
C_c	1.47	2.21	4.06	1.94	2.51	2.24	2.54	2.14	2.45
C_u	3.03	6.91	15.43	15.75	32.77	22.90	29.10	26.30	52.33

Adicionalmente, Se determinó si las granulometrías clasifican como gravas (G) o arenas (S) con o sin presencia de finos así como si se encuentran bien (W) o mal (P) graduadas, para esto se tiene en cuenta lo siguiente:

- Si $\text{Ret. \#4} > 50\%$ Ret. \#200 , hay más grava que arena, por lo tanto se trata de una grava.
- Si $\text{Ret. \#4} \leq 50\%$ Ret. \#200 , hay más arena que grava, por lo tanto se trata de una arena.
- Limpia (con poca presencia de finos), el % que pasa la malla #200 es $< 5\%$. Determinar si es bien graduada (W) o mal graduada (P).
- Intermedia, si el % que pasa la malla #200 está entre 5 y 12%. Determinar si es bien graduada (W) o mal graduada (P).
- Sucia (Con presencia de finos), el % que pasa la malla #200 es $> 12\%$.
- Una grava es bien graduada (W) si $C_u > 4$, $1 < C_c < 3$, y será mal graduada (P) si incumple alguno de los dos parámetros.
- Una arena es bien graduada (W) si $C_u > 6$, $1 < C_c < 3$, y será mal graduada (P) si incumple alguno de los dos parámetros

A continuación se muestran en la tabla 3.13 los porcentajes que retienen la malla # 4 y la malla # 200 para cada una de las granulometrías estudiadas.

Tabla 3.13. Porcentaje retenido en malla #4 y pasa #200

	Granulometrías								
	1	2	3	4	5	6	7	8	Fuller (9)
% retenido #4	88	80	70	60	57	59	58	55	46.41
% pasa #200	1	1	2	3	6	4	5	3	8.29

Por último la tabla 3.14 indica la clasificación SUCS de cada propuesta granulométrica.

Tabla 3.14. Clasificación SUCS de las granulometrías

Granulometrías								
1	2	3	4	5	6	7	8	Fuller (9)
GP	GW	GP	GW	GW	GW	GW	GW	SW
Grava limpia mal graduada	Grava limpia bien graduada	Grava limpia mal graduada	Grava limpia bien graduada	Grava intermedia bien graduada	Grava limpia bien graduada	Grava intermedia bien graduada	Grava limpia bien graduada	Arena bien graduada con grava

3.4 Dosificación del agregado

Para realizar las dosificaciones de todas las granulometrías, se utilizó el juego de mallas indicado en las tablas 3.6 a 3.10. El cribado para la separación por tamaños del material, se realizó de forma mecánica como se muestra en la figura 3.3.



Figura 3.3. Máquina para cribado por tamaño de mallas

3.5 Dosificación del cemento asfáltico

El contenido de cemento asfáltico óptimo es la adecuada cantidad de ligante con la que las partículas de agregado quedan completamente cubiertas en el mezclado y genera la suficiente

cohesión en el concreto para resistir las cargas a las que será sometido. Un exceso de ligante permite obtener concretos muy deformables y con baja resistencia. Un contenido bajo de ligante causa poca cohesión entre las partículas y también una baja resistencia. La determinación del contenido de cemento asfáltico óptimo es un proceso que se lleva a cabo en aplicaciones carreteras e hidráulicas mediante diferentes metodologías. Un ejemplo de ello son la metodología Marshall y Superpave comúnmente utilizadas en pavimentos y en algunas ocasiones en obras hidráulicas, en este caso con algunas modificaciones.

En esta investigación se evaluaron los tres contenidos de cemento asfáltico indicados en la tabla 3.15 a fin de conocer su influencia en el comportamiento mecánico del concreto asfáltico. La dosificación del cemento asfáltico durante la elaboración de cada una de las mezclas asfálticas se hizo aplicando los contenidos mencionados en porcentaje respecto a la masa total de la mezcla.

Tabla 3.15. Contenidos de cemento asfáltico utilizados en esta investigación

Contenidos de cemento asfáltico (C.C.A.)
5.7 %
6.0 %
6.3 %

3.6 Determinación de la gravedad específica teórica máxima (Gmm)

Se determinó la gravedad específica teórica máxima o “densidad de Rice” de cada una de las mezclas a evaluar como paso preliminar a la determinación de las propiedades volumétricas de los concretos asfálticos elaborados. Dicho procedimiento se basó en la norma ASTM D 2041 el cual se describe brevemente a continuación:

- Cribado mecánico del agregado pétreo, y almacenamiento por tamaños como se muestra en las figuras 3.3 y 3.4 respectivamente.



Figura 3.4. Almacenamiento del material pétreo

- Tratamiento de lavado para eliminar cualquier material ajeno al agregado, principalmente del tipo orgánico como hojas de árboles o ramas. Además de limpiar el agregado del posible filler adherido en la superficie. Este tratamiento se realiza del tamaño de partícula de ½” [12.5 mm] al retenido en la malla No.200 [0.075 mm].

- Dosificación del agregado según la granulometría propuesta como se muestra en la figura 3.5.
- Acondicionamiento del agregado dosificado en horno eléctrico por lo menos durante 4 horas antes del mezclado, a una temperatura de $150\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 1\text{ }^{\circ}\text{C}$.



Figura 3.5. Dosificación de material pétreo

- Acondicionamiento del cemento asfáltico a una temperatura de $160\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 1\text{ }^{\circ}\text{C}$, con el fin de alcanzar la viscosidad óptima que permita cubrir totalmente cada partícula de agregado. Lo anterior, procurando que el material no permanezca por más de una hora en el horno a fin de que no se envejezca. En la figura 3.6 se muestra la selección del cemento asfáltico.



Figura 3.6. Preparación del cemento asfáltico

- Mezclado de los materiales a una temperatura de $145\text{ }^{\circ}\text{C}$, por 10 minutos aproximadamente siguiendo la recomendación de la norma N-CMT-4-05-003/02 para cementos asfálticos tipo AC – 20 (ver tabla 3.16).

Tabla 3.16. Temperaturas de mezclado según la clasificación AC

Clasificación del cemento asfáltico	Temperatura de mezclado [°C]
AC – 5	120 – 145
AC – 10	120 – 155
AC – 20	130 – 160
AC - 30	130 – 165

- Una vez preparada la mezcla asfáltica suelta, se procede a su enfriamiento a temperatura ambiente como se muestra en la figura 3.7.



Figura 3.7. Mezcla asfáltica suelta para densidad de Rice

- Determinación de la masa de la muestra seca.
- Determinación de la masa del recipiente conteniendo la mezcla asfáltica sumergida en agua a 25 °C.
- Eliminación del aire atrapado en la mezcla a través de una bomba de vacío a 25 mm de Hg durante 15 minutos (ver figura 3.8).
- Determinación de la masa del recipiente conteniendo la mezcla desairada, sumergidos en agua a 25 °C.



Figura 3.8. Picnómetro con mezcla (izquierda) y sistema de desaire de la mezcla (derecha)

- Determinación de la densidad teórica máxima de la mezcla mediante la siguiente ecuación:

$$G_{mm} = \frac{A}{A+B-C} \quad (3.2)$$

Donde:

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

A: masa de la mezcla asfáltica seca [g].

B: masa del recipiente sumergido [g].

C: masa del recipiente con muestra sumergido [g].

Nota: La determinación de G_{mm} se realizó al menos tres veces por cada mezcla a fin de obtener un valor más preciso de este parámetro.

A continuación en la tabla 3.17 se muestran los resultados de la densidad teórica máxima promedio de todas las mezclas evaluadas. En dicha tabla se puede observar como el valor de G_{mm} disminuye en la medida que aumenta el contenido de cemento asfáltico.

Tabla 3.17. Densidad teórica máxima o Rice (G_{mm})

Contenido de cemento asfáltico [%]	Granulometrías (G_{mm})								
	Fuller	1	2	3	4	5	6	7	8
5.7	2.435	2.463	2.448	2.443	2.436	2.435	2.434	2.442	2.449
6	2.425	2.444	2.443	2.434	2.431	2.425	2.427	2.419	2.432
6.3	2.419	2.440	2.421	2.418	2.415	2.416	2.418	2.412	2.424

3.7 Elaboración de especímenes cilíndricos

3.7.1 Mezclado

El proceso de elaboración de especímenes es similar al descrito anteriormente para la determinación de la densidad de Rice en cuanto a la preparación de materiales, temperaturas y tiempo de mezclado se refiere. Adicionalmente, los moldes cilíndricos que se utilizan para la elaboración de los especímenes cilíndricos son calentados hasta la temperatura de compactación de 135 °C. En la figura 3.9 se observa la preparación de los instrumentos necesarios y el agregado dentro del horno.



Figura 3.9. Preparación de los instrumentos y el agregado para la mezcla

3.7.2 Compactación

La compactación de la mezcla se realiza a 135 °C de temperatura. El material se vacía en los moldes de acero los cuales se colocan en el compactador giratorio Superpave, dispositivo que opera aplicando una presión de 600 kPa, 50 giros bajo un ángulo de inclinación a 1.25° (bajo estas condiciones se obtienen cilindros de concreto asfáltico de 15 cm de diámetro y 20 cm \pm 1 cm de altura de diferente masa (Gaxiola *et. al*, 2014)). En la figura 3.10 se muestra el equipo y los moldes utilizados. La figura 3.11 describe el funcionamiento del compactador.



Figura 3.10. Compactación de la mezcla asfáltica

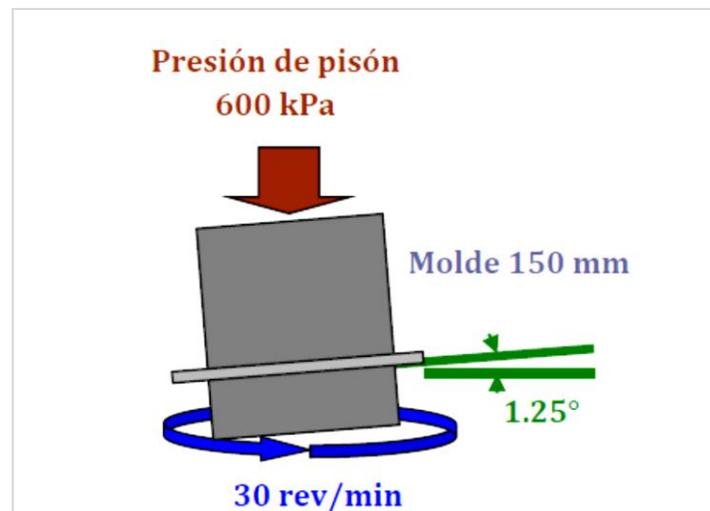


Figura 3.11. Esquema del funcionamiento del compactador giratorio Superpave (Josephia, R., 2015)

Posterior a la compactación de cada espécimen de concreto asfáltico, se dejaron enfriar y se extrajeron del molde. Se tiene cuidado en el procedimiento a fin de no afectar el volumen del espécimen ni su densidad tal como se muestra en la figura 3.12.



Figura 3.12. Extracción de la mezcla compactada

3.7.3 Corte de especímenes

Debido a que durante la compactación de especímenes, el material que está en contacto con los extremos del molde metálico sufre una mayor densificación, se recurre al corte lateral de dichos especímenes a fin de obtener muestras de condiciones aproximadamente uniformes. Para ello se utiliza un taladro giratorio con una broca hueca de acero de 10.1 cm de diámetro interior (ver figura 3.13). Para sujetar el material se usan unas mordazas instaladas en el contenedor de corte.



Figura 3.13. Extractor de núcleos de concreto asfáltico

Una vez extraídos los núcleos de concreto asfáltico como se muestra en la figura 3.14, se procede a determinar la gravedad específica neta de cada muestra.



Figura 3.14. Extracción de núcleos

3.8 Determinación de la gravedad específica neta (Gmb)

Para la determinación de este parámetro se siguió el procedimiento indicado en la norma ASTM D 2726 que describe cómo obtener la gravedad específica neta de mezclas compactadas y endurecidas con absorción menor al 2% y la norma ASTM 1188 para mezclas compactadas con absorción mayor al 2%.

La diferencia entre ambos procedimientos consiste en que para el caso de especímenes con absorciones mayores al 2%, se requiere la colocación de una película impermeabilizante con el fin de que se limite el ingreso de agua al interior del espécimen. Tomando en cuenta lo anterior, a los núcleos que corresponden a las granulometrías 1, 2, 3 y 4 cuyas absorciones son del orden de 3 %, se les aplicó estearato de zinc con densidad de 1.019 para impermeabilizarlos.

A continuación se describe el procedimiento para la determinación de la densidad bruta de todos los especímenes de concreto asfáltico:

- Se determinaron las masas de los núcleos de concreto asfáltico con una báscula de 0.01 g de precisión como se muestra en la figura 3.15. A los núcleos con alta absorción, se les colocó estearato de zinc procurando cubrirlos por completo y se determinó nuevamente su masa.
- Se determinó la masa de todos los núcleos sumergidos por un periodo de 3 a 5 minutos en una tina con agua a 25° C (ver figura 3.15).
- Se retiraron los núcleos del agua y aquellos con baja absorción se secaron rápidamente con una toalla hasta lograr la condición de saturado superficialmente seco posteriormente, se determinó la masa de cada uno de ellos.
- Se determinaron los valores de Gmb mediante las ecuaciones 3.3 y 3.4.

Las ecuaciones que presenta la norma ASTM son:

D 2726 (absorción < 2%)	D 1188 (absorción > 2%)
$G_{mb} = \frac{A}{B-C} \quad (3.4)$	$G_{mb} = \frac{A}{D-E-\left(\frac{D-A}{F}\right)} \quad (3.5)$
<p>Donde:</p> <p>A: masa del espécimen seco [g] B: masa en el aire del espécimen saturado superficialmente seco [g] C: masa del espécimen sumergido en agua a 25 °C [g]</p>	<p>Donde:</p> <p>A: masa al aire del espécimen [g] D: masa al aire del espécimen más estearato de zinc [g] E: masa del espécimen con estearato de zinc sumergido en agua a 25 °C [g] F: gravedad específica del estearato de zinc (1.019).</p>



Figura 3.15. Determinación de la densidad bruta G_{mb}

Nota: La determinación de los valores de G_{mb} de los núcleos de concreto asfáltico, se realizó al menos tres veces a fin de obtener un valor más preciso de este parámetro.

En la tabla 3.18 se presentan los resultados promedios de G_{mb} para cada uno de los núcleos de concreto asfáltico.

Tabla 3.18. Gravedades específicas netas G_{mb}

Contenido de cemento asfáltico [%]	Granulometrías (G _{mb})								
	Fuller	1	2	3	4	5	6	7	8
5.7	2.414	1.887	2.071	2.265	2.309	2.419	2.388	2.405	2.404
6.0	2.407	2.1.944	2.096	2.264	2.313	2.413	2.385	2.399	2.403
6.3	2.403	1.965	2.054	2.276	2.325	2.409	2.384	2.393	2.397

Con los valores de G_{mm} y G_{mb} de cada núcleo de concreto asfáltico, se calcularon los vacíos de aire de cada uno de ellos. Dichos valores se presentan en el capítulo 4.

3.9 Obtención de especímenes cilíndricos

Los especímenes de prueba fueron tipo Marshall. La obtención de estos especímenes se hizo a partir del corte diametral del núcleo extraído, mediante un disco dentado tal como se muestra en la figura 3.16.

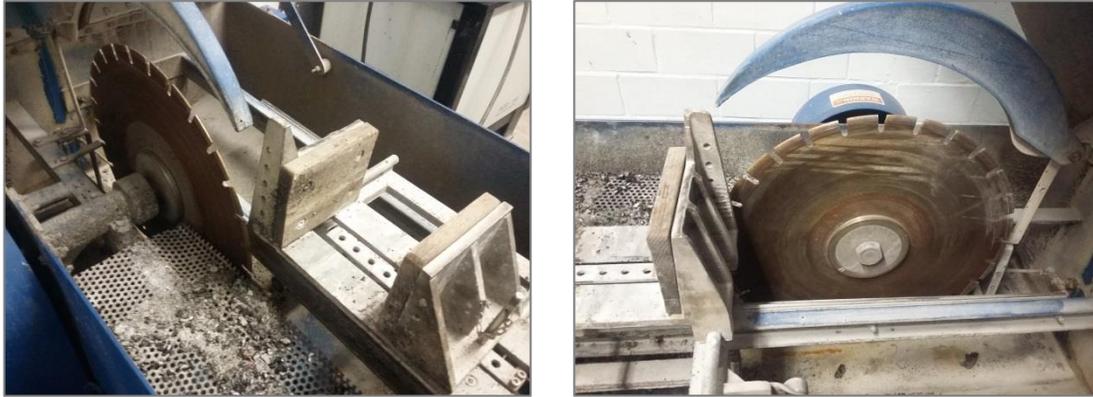


Figura 3.16. Máquina con disco de corte

Las dimensiones finales de cada espécimen cilíndrico fueron de 2 1/2" [63.5 mm] de altura y 4" [101.6 mm] de diámetro aproximadamente, los valores exactos se presenta en el próximo capítulo.

Se obtuvieron 2 cilindros de la porción central del cada núcleo; un total de 54 especímenes de concreto asfáltico fueron obtenidos.

En la figura 3.17 se muestran los cortes realizados a la mezcla asfáltica compactada.



a) *Especímen de prueba, núcleo extraído y cilindro compactado*

b) *Especímen de prueba*

Figura 3.17. Procesos de corte

Capítulo 4. Resistencia a la tensión indirecta

Con el fin de conocer la influencia de las variaciones de la distribución granulométrica de los agregados y contenidos de cemento asfáltico en el comportamiento a tensión del concreto asfáltico, se realizaron pruebas de tensión indirecta sobre especímenes cilíndricos.

4.1 Determinación de la resistencia a la tensión indirecta

La determinación de la resistencia a la tensión indirecta de los especímenes cilíndricos de concreto asfáltico se realizó a través de los procedimientos descritos en las normas ASTM D 4123 y la NLT 346/90.

Para tal propósito inicialmente se determinaron las dimensiones de todas las muestras; diámetro y altura tal como se indica en la tabla 4.1. Cabe mencionar, que las normas indican que las dimensiones mínimas del espécimen con agregado de tamaño hasta de 1 pulgada [25.4 mm], deben ser de 2 pulgadas [50.8 mm] de altura y 4 pulgadas [101.6 mm] de diámetro.

Tabla 4.1. Dimensiones de los especímenes de concreto asfáltico

Granulometría	Especimen	Contenido de cemento asfáltico					
		5.7%		6.0%		6.3%	
		Diámetro [cm]	Altura [cm]	Diámetro [cm]	Altura [cm]	Diámetro [cm]	Altura [cm]
Fuller	A	10.08	6.43	10.10	6.33	10.09	6.15
	B	10.10	6.27	10.10	6.42	10.09	6.53
1	A	10.07	6.81	10.30	6.23	10.39	6.18
	B	10.18	5.67	10.27	6.33	10.21	5.82
2	A	10.12	5.96	10.12	6.33	10.10	6.60
	B	10.11	6.24	10.17	6.43	10.10	6.34
3	A	10.09	5.87	10.07	6.32	10.13	6.68
	B	10.09	6.25	10.12	6.42	10.08	6.30
4	A	10.12	6.65	10.10	6.56	10.10	6.13
	B	10.11	6.10	10.10	6.46	10.10	6.07

Continuación tabla 4.1. Dimensiones de los especímenes de concreto asfáltico

Granulometría	Especimen	Contenido de cemento asfáltico					
		5.7%		6%		6.3%	
		Diámetro [cm]	Altura [cm]	Diámetro [cm]	Altura [cm]	Diámetro [cm]	Altura [cm]
5	A	10.10	6.33	10.11	6.74	10.09	5.92
	B	10.09	6.71	10.09	6.63	10.09	6.33
6	A	10.09	6.34	10.09	6.72	10.10	6.52
	B	10.10	6.26	10.10	6.33	10.09	6.25
7	A	10.10	5.82	10.07	5.97	10.10	5.84
	B	10.10	5.94	10.09	6.67	10.08	6.27
8	A	10.11	6.61	10.10	5.86	10.08	6.50
	B	10.10	5.82	10.10	6.44	10.10	6.07

Posteriormente, cada espécimen a ensayar fue acondicionado en el horno a una temperatura de $25\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 1.1\text{ }^{\circ}\text{C}$ durante 24 horas. Sólo hasta el momento de la ejecución del ensayo se retiraron los especímenes de la condición de temperatura controlada.

Para la ejecución del ensayo se sujeta el espécimen con unas mordazas tipo Lottman como las que se muestran en la figura 4.1.



Figura 4.1. Mordazas Lottman

Enseguida se aplica la carga mediante una prensa hidráulica (ver figura 4.2) la cual mantiene una velocidad de desplazamiento de 50.8 mm/min . A través de un software se visualiza la evolución de la carga aplicada y el desplazamiento del espécimen durante toda la prueba. Una vez que se presenta la condición de falla se procedió a detener la prueba.



Figura 4.2. Ejecución del ensayo

En las figura 4.3 y 4.4 se muestra la grieta vertical de falla producida en cada espécimen cilíndrico de concreto asfáltico durante el desarrollo de la prueba de tensión indirecta, esta grieta es poco visible y aparece justo cuando se alcanza la máxima resistencia. Después del ensayo se registran los valores máximos de carga y desplazamiento obtenidos de cada espécimen. Se inspeccionan las partes del espécimen que se separaron durante la prueba con el fin de determinar el estado de los agregados y el mastico (cemento asfáltico y filler). De dicha inspección se observó en todos los casos que la falla del material fue causada principalmente por la separación del ligante con el agregado y también por la rotura de algunas partículas de agregado como se muestra en la figura 4.5.

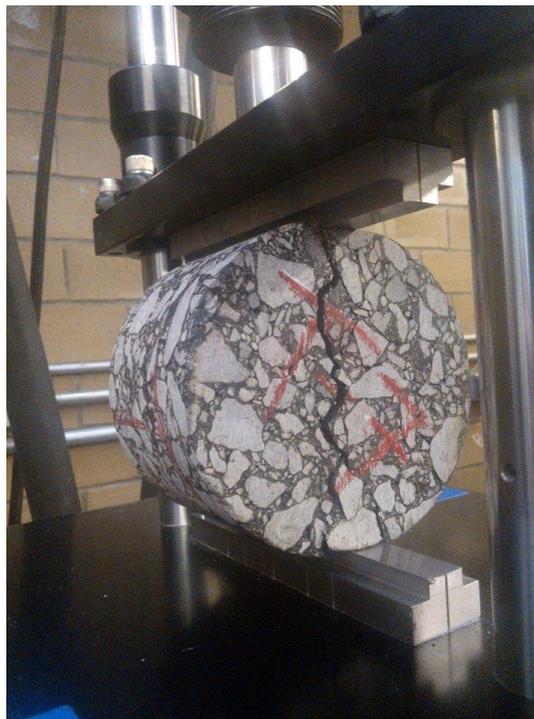


Figura 4.3. Especimen fallado



Figura 4.4. Grietas de falla en especímenes ensayados



Figura 4.5. Muestra de la falla después del ensayo

4.2 Presentación y análisis de resultados

4.2.1 Propiedades volumétricas de los especímenes ensayados

En la tabla 4.2 y figuras 4.6 a 4.8, se presentan los valores promedio (de las dos muestras obtenidas de cada núcleo) de vacíos de aire, vacíos llenos de asfalto y vacíos en el agregado mineral de cada condición ensayada.

Tabla 4.2. Propiedades volumétricas de las mezclas evaluadas

Propuesta de granulometría	Propiedades volumétricas								
	5.5%			6%			6.3%		
	Va	VAM	VAf	Va	VAM	VAf	Va	VAM	VAf
5	0.65	13.25	95.09	0.48	13.74	96.51	0.30	14.17	97.91
Fuller (9)	0.88	13.76	93.62	0.75	14.28	94.74	0.65	14.68	95.56
7	1.52	13.74	88.96	0.81	14.22	94.28	0.79	14.72	94.60
8	1.82	13.97	86.96	1.18	14.28	91.77	1.12	14.79	92.44
6	1.89	14.33	86.82	1.75	14.72	88.14	1.42	15.03	90.54
4	5.21	17.26	69.87	4.84	17.38	72.13	3.73	17.22	78.37
3	7.29	18.65	60.94	6.99	18.95	63.13	5.89	18.80	68.65
2	15.92	25.63	37.87	15.22	25.86	41.15	15.14	26.7	43.28
1	23.39	31.73	26.29	20.46	29.89	31.55	19.47	29.36	33.68

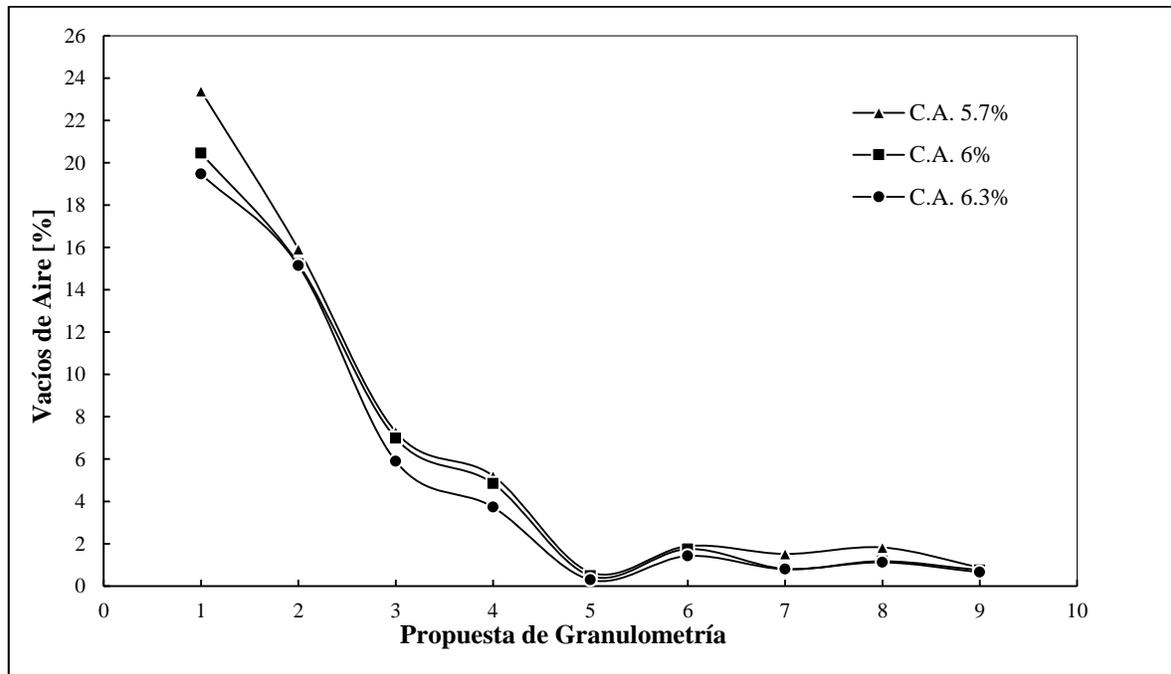


Figura 4.6. Vacíos de aire

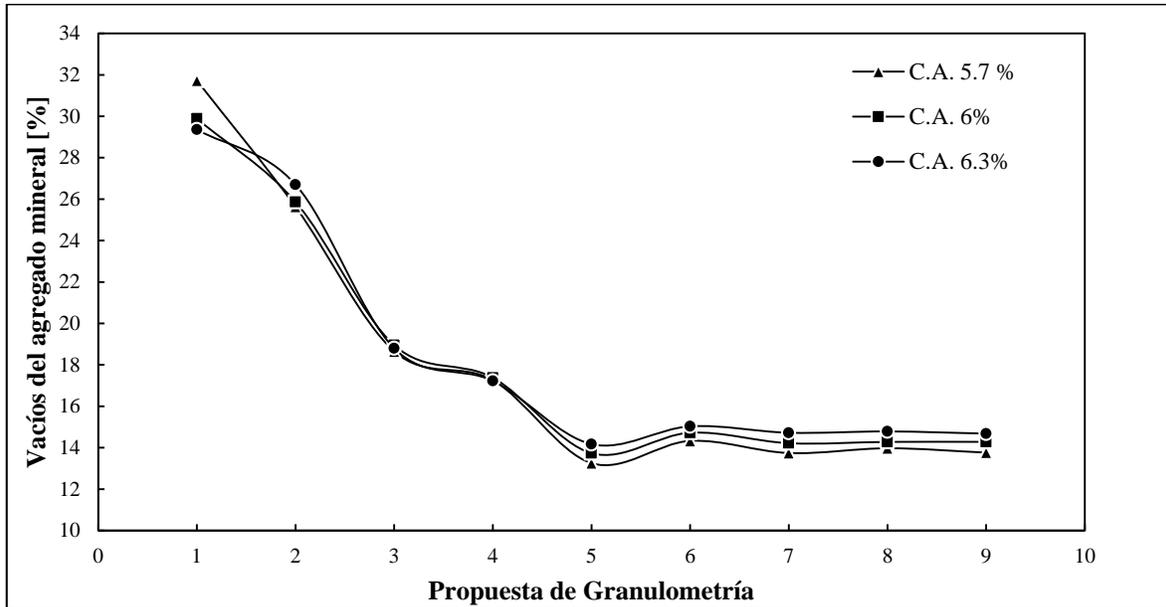


Figura 4.7. Vacíos del agregado mineral

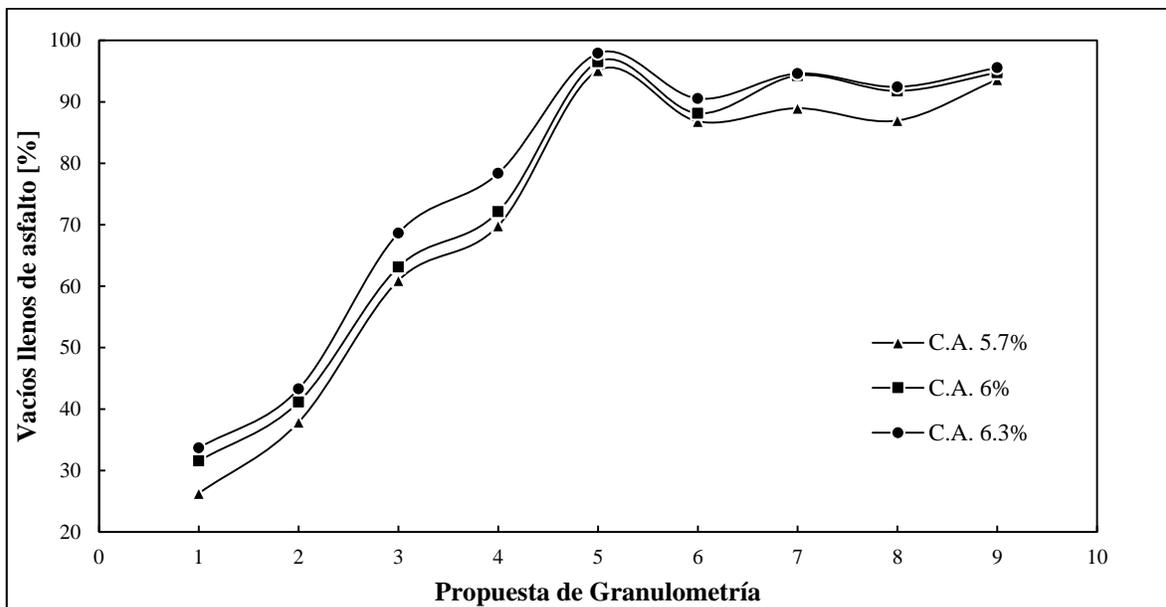
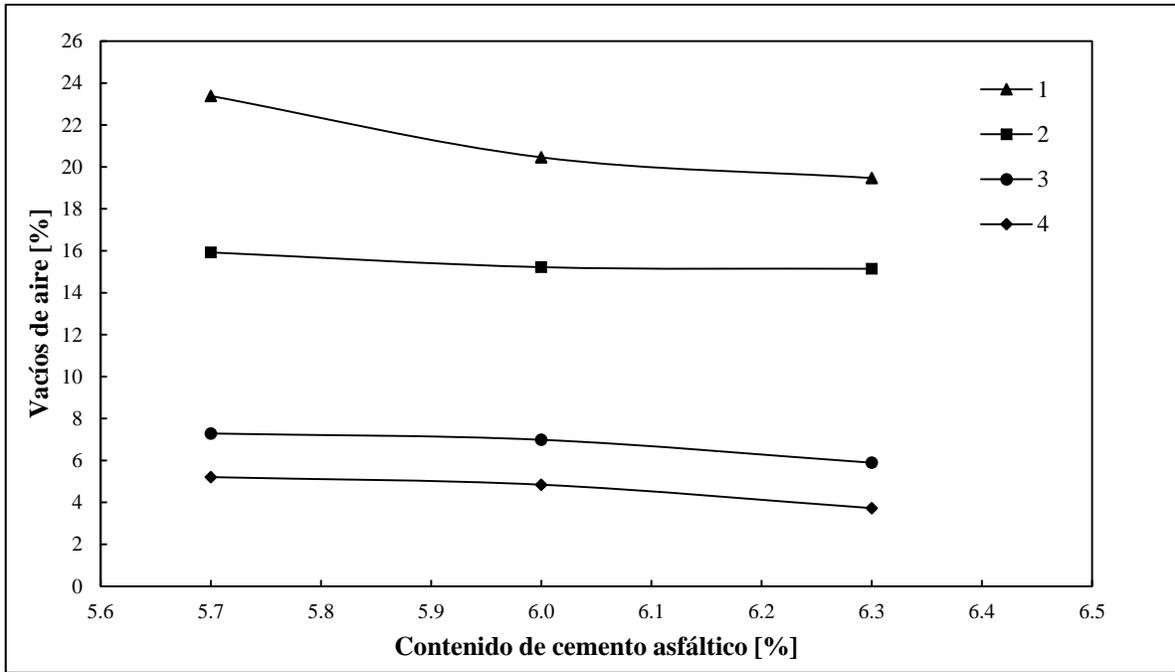


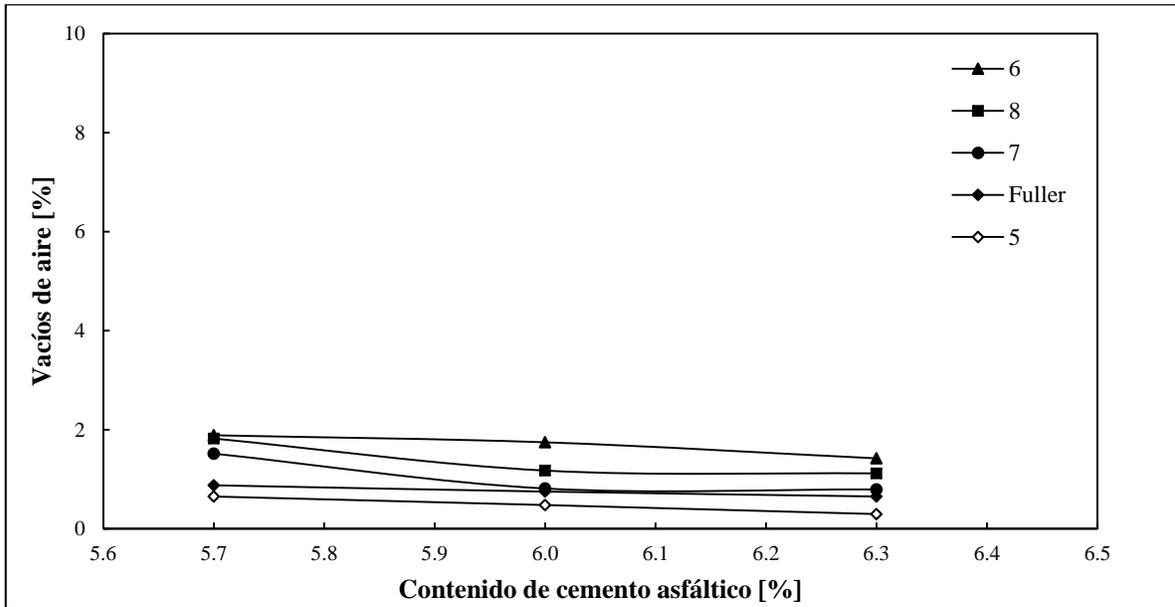
Figura 4.8. Vacíos llenos de asfalto

En dichas figuras se observa claramente como los valores de V_a y V_{AM} , disminuyen y los valores de V_{AF} aumentan en la medida que las granulometrías se acercan a la línea de Fuller.

Por otra parte, en las figuras 4.9 a 4.11, se presentan la evolución de los vacíos de aire, vacíos llenos de asfalto y vacíos en el agregado mineral de cada una de las granulometrías evaluadas en función del contenido de cemento asfáltico. Para la interpretación de resultados se agruparon las propuestas granulométricas en densas y abiertas, las propuestas 3 y 4 cuyos vacíos las caracterizan como densas y semi-densas dependiendo del contenido de cemento asfáltico, se llevaron al grupo de las densas.

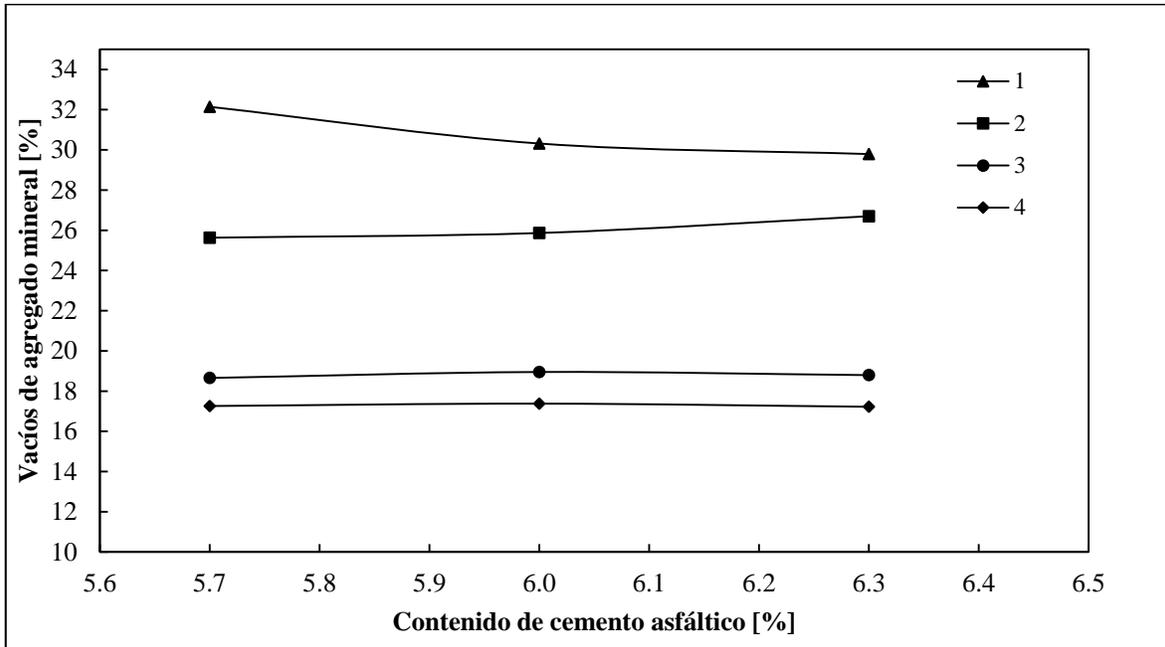


a) propuestas granulométricas abiertas

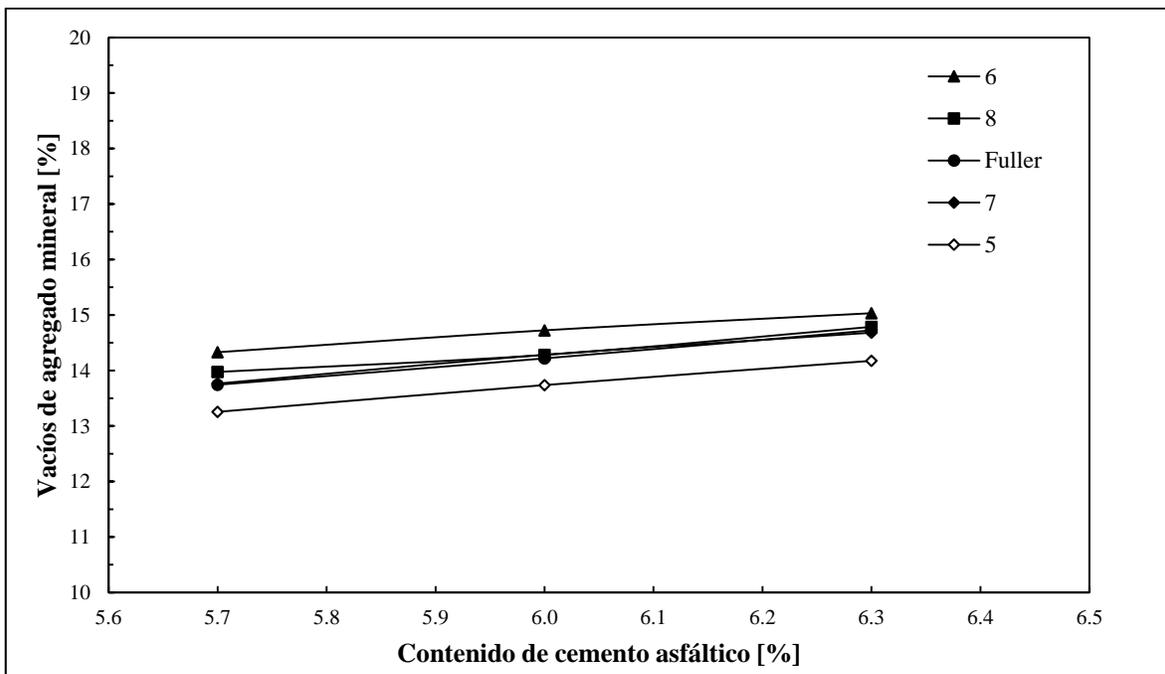


b) propuestas granulométricas densas

Figura 4.9. Vacíos de aire y contenido de cemento asfáltico



a) propuestas granulométricas abiertas



b) propuestas granulométricas densas

Figura 4.10. Vacíos de agregado mineral y contenido de cemento asfáltico

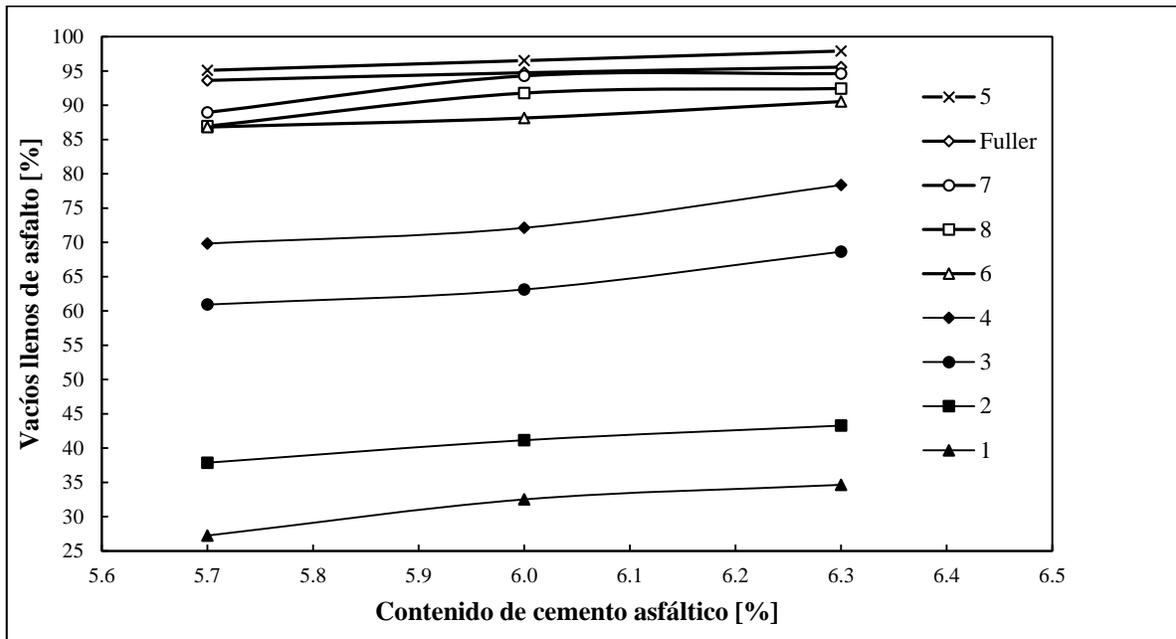


Figura 4.11. Vacíos llenos de asfalto y contenido de cemento asfáltico

En la figura 4.9 se observa como los vacíos de aire de las propuestas granulométricas 1, 3, 4, 7 y 8 sufren cambios significativos con la variación del contenido de cemento asfáltico. Por otra parte, las demás propuestas presentan variaciones poco importantes en estos parámetros.

En la figura 4.10 se observa como sólo en la propuesta granulométrica 1, los vacíos en el agregado mineral sufren cambios significativos con la variación del contenido de cemento asfáltico, es decir de más de 1%.

En la figura 4.11 se observa como los vacíos llenos de cemento asfáltico o la saturación de los especímenes de concreto asfáltico de las propuestas 1 a 3 son menores al 65%, lo cual de acuerdo a la experiencia en carreteras sugiere que concretos elaborados bajo estas condiciones serán susceptibles a presentar problemas de susceptibilidad al daño por humedad específicamente “stripping” y presentaran cohesiones bajas que afectaran la resistencia al esfuerzo cortante del material. Por otra parte, las propuestas 5, 6, 7, 8 y Fuller (9) presentan valores de VAF cercanos y mayores al 85% que sugieren que los concretos asfálticos elaborados bajo estas condiciones serán susceptibles a presentar altas deformaciones permanentes ante la aplicación de cargas. Adicionalmente, en esta figura se observa también que la propuesta 5 presenta el mayor porcentaje de vacíos llenos de asfalto seguida de la de Fuller y las demás propuestas densas. Las granulometrías más abiertas tienen un % VAF muy bajo incluso para contenidos altos de ligante.

4.2.2 Resistencia a la tensión indirecta

En las tablas 4.3 a 4.5 y figuras 4.12 a 4.15, se presentan los valores de la resistencia a la tensión indirecta en función del tipo de granulometría y contenido de cemento asfáltico utilizado.

Tabla 4.3. Resultados del ensayo de tensión indirecta para un contenido de cemento asfáltico de 5.7%

Contenido de cemento asfáltico 5.7%			
Granulometría	Espécimen	RTI [kg/cm ²]	Promedio de RTI [kg/cm ²]
1	A	3.79	2.957
	B	2.13	
2	A	4.45	5.103
	B	5.76	
3	A	7.13	7.467
	B	7.81	
4	A	7.72	8.273
	B	8.83	
5	A	10.89	10.00
	B	10.79	
6	A	9.84	9.881
	B	9.93	
7	A	10.28	10.462
	B	10.64	
8	A	9.94	10.111
	B	10.28	
Fuller	A	10.10	9.168
	B	8.24	

Tabla 4.4. Resultados del ensayo de tensión indirecta para un contenido de cemento asfáltico de 6%

Contenido de cemento asfáltico 6%			
Granulometría	Espécimen	RTI [kg/cm ²]	Promedio de RTI [kg/cm ²]
1	A	2.35	2.224
	B	2.10	
2	A	4.60	4.599
	B	4.59	
3	A	6.82	6.536
	B	6.26	
4	A	7.05	7.230
	B	7.41	
5	A	9.10	9.078
	B	9.06	
6	A	8.67	8.799
	B	8.93	
7	A	11.28	9.750
	B	8.22	
8	A	9.07	9.245
	B	9.42	
Fuller	A	8.47	8.074
	B	7.68	

Tabla 4.5 Resultados del ensayo de Tensión indirecta para un contenido de cemento asfáltico de 6.3%

Contenido de cemento asfáltico 6.3%			
Granulometría	Espécimen	RTI [kg/cm ²]	Promedio de RTI [kg/cm ²]
1	A	1.39	1.812
	B	2.24	
2	A	3.99	4.369
	B	4.75	
3	A	5.96	6.384
	B	6.81	
4	A	6.78	6.801
	B	6.82	
5	A	8.83	8.772
	B	8.72	
6	A	8.99	8.318
	B	7.65	
7	A	9.45	9.158
	B	8.86	
8	A	8.62	8.876
	B	9.12	
Fuller	A	7.44	7.511
	B	7.59	

La figura 4.12 muestra un aumento de la resistencia a la tensión indirecta del concreto asfáltico conforme la granulometría cambia de abierta a densa.

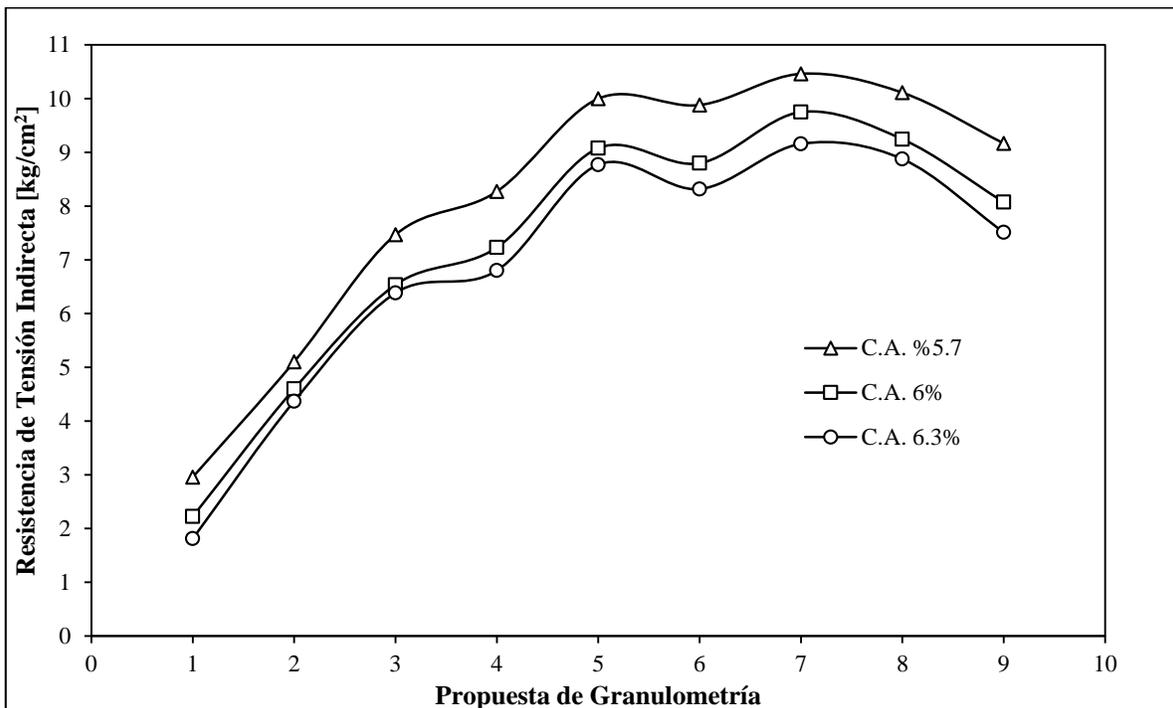


Figura 4.12. Relación entre la tensión indirecta del concreto asfáltico, la granulometría y el contenido de cemento asfáltico

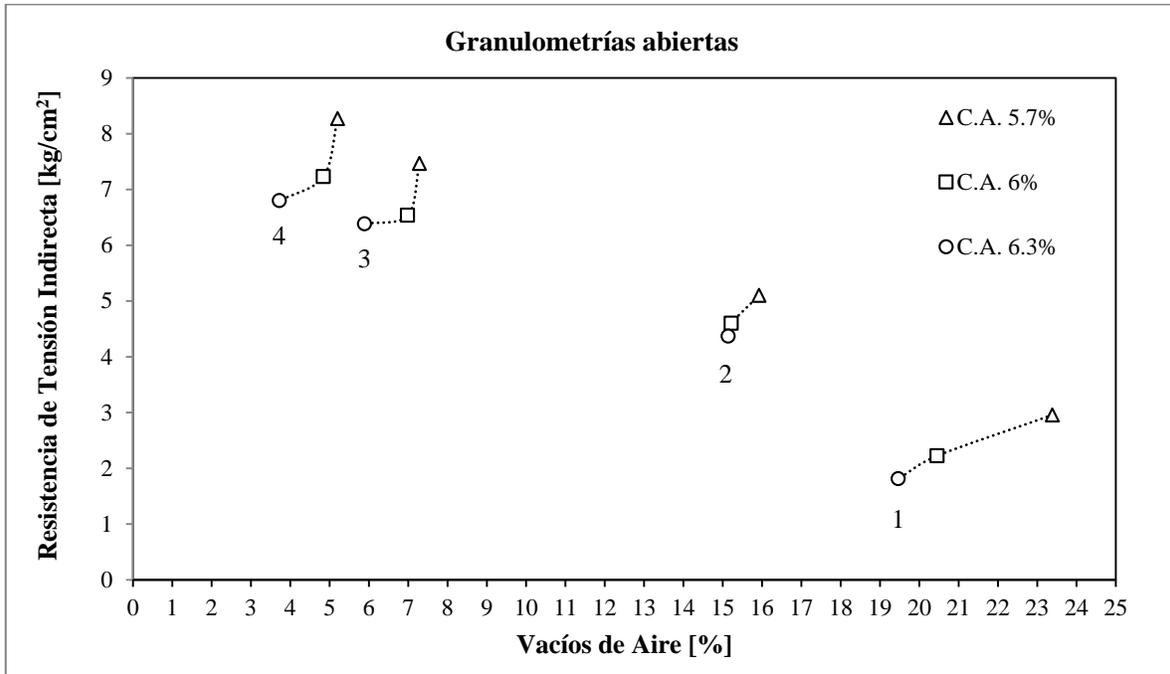


Figura 4.13. Correspondencia de %Va y RTI para granulometrías abiertas

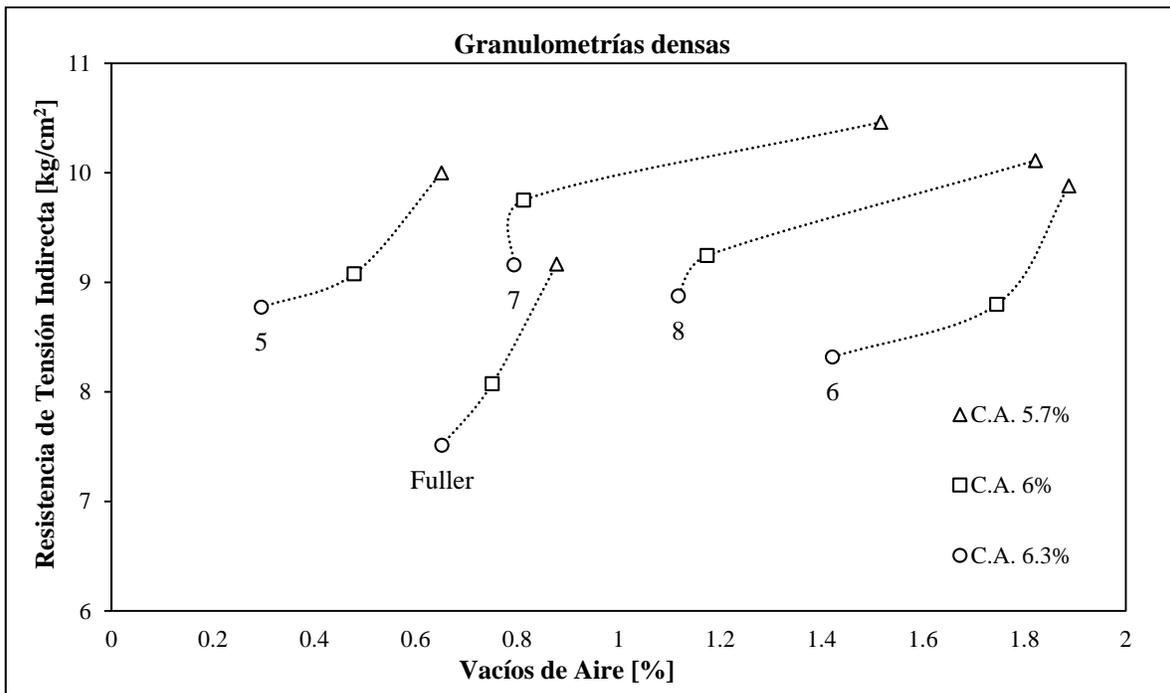


Figura 4.14. Correspondencia de %Va y RTI para granulometrías densas

La figura 4.13 muestra las resistencias y los vacíos de aire para las granulometrías más abiertas. Se observa que hay una clara tendencia de aumento en la resistencia conforme los vacíos de aire disminuyen y una disminución de dicha resistencia en la medida que el contenido de cemento asfáltico aumenta. En la figura 4.14, se presentan los valores de vacíos de aire para las

granulometrías densas. En general y de manera opuesta al caso anterior, se observa que hay una tendencia de aumento en la resistencia a la tensión indirecta conforme los vacíos de aire aumentan. Se observa además que dicha resistencia disminuye con el contenido de cemento asfáltico. Finalmente, en términos generales la resistencia a la tensión indirecta de los especímenes de concreto asfáltico evaluados en esta investigación tiende a aumentar en la medida que la granulometría de los agregados cambia de abierta a densa.

Lo anterior sugiere, que la presencia de arenas y finos en el concreto asfáltico favorece dicha resistencia ya que aumenta la fricción del material. La figura 4.15 muestra la relación de la tensión indirecta con la cantidad de arenas y finos contenidos en cada granulometría.

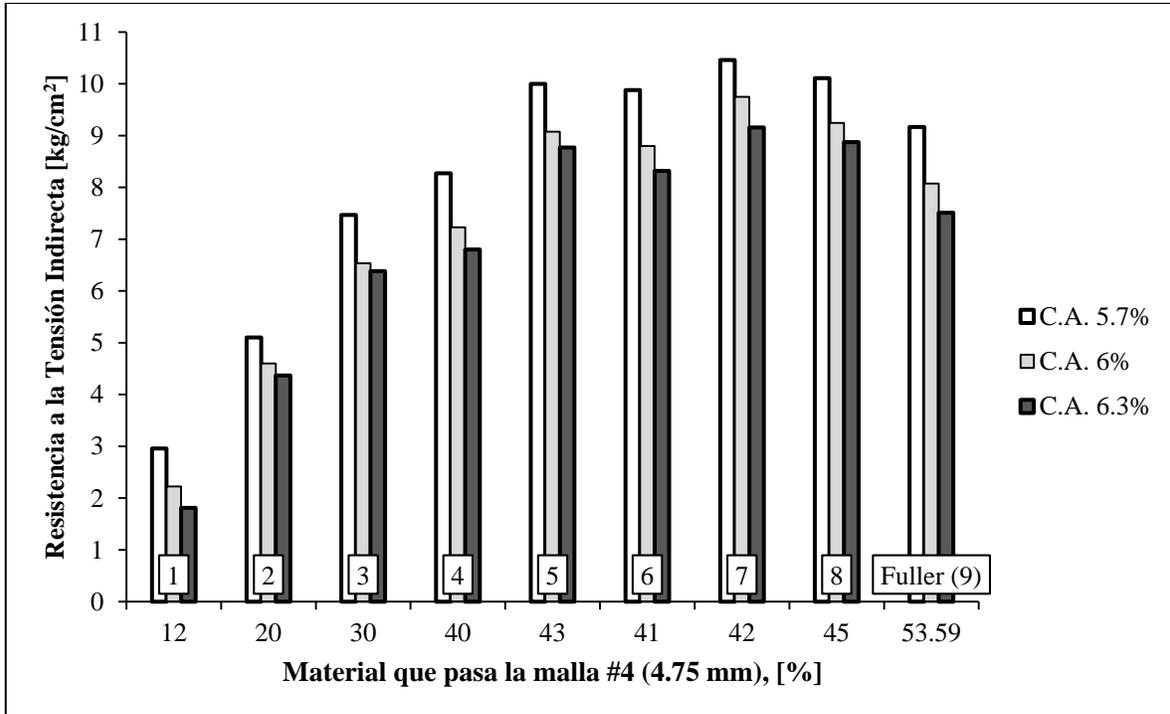


Figura 4.15. Resistencia de Tensión Indirecta y contenido de arena-fino

Se puede observar que en el intervalo de 40% a 45% del contenido de arenas y finos se favorece claramente la resistencia mecánica para las granulometrías densas y los correspondientes contenidos de cemento asfáltico.

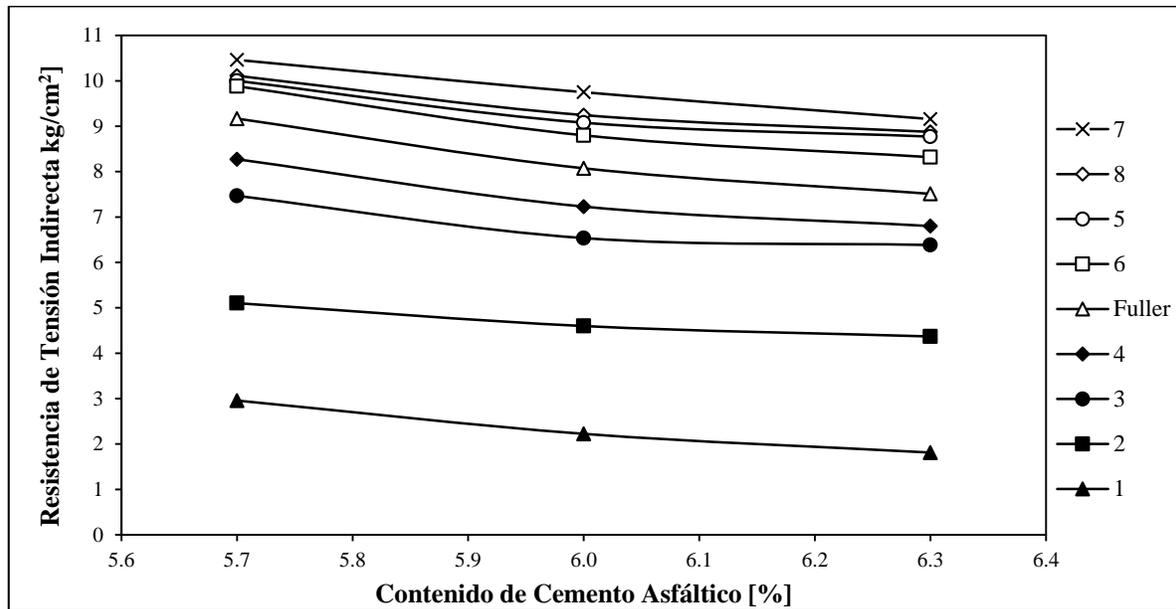


Figura 4.16. Variación del contenido de ligante y la RTI

En la figura 4.16 se presenta la variación de la resistencia a la tensión indirecta con el contenido de ligante, estos resultados evidencian que dicha resistencia disminuye en la medida que crece el contenido de ligante tal como se mencionó anteriormente.

Los resultados obtenidos de la resistencia a la tensión indirecta y los parámetros volumétricos de los concretos asfálticos aquí estudiados, se determinaron en condiciones controladas de laboratorio.

Capítulo 5. Conclusiones

En esta investigación se llevaron pruebas para determinar la resistencia a la tensión indirecta del concreto asfáltico variando la granulometría y el contenido de ligante. A continuación se presentan las conclusiones más relevantes derivadas del trabajo experimental.

El agregado pétreo utilizado en la fabricación de especímenes de concreto asfáltico, presenta una calidad elevada principalmente por valores altos en la angularidad, bajo desgaste mecánico y químico así como limpieza de la porción fina.

El cemento asfáltico utilizado en esta investigación posee la consistencia, manejabilidad y condiciones de seguridad (punto de inflamación) adecuadas, para la elaboración de concretos asfálticos.

Los valores de vacíos de aire V_a y vacíos en el agregado mineral VAM, de los especímenes de concreto asfáltico disminuyen y los valores de vacíos llenos de asfalto VAF aumentan en la medida que las granulometrías se acercan a la línea de Fuller y el contenido de cemento asfáltico aumenta.

La resistencia a la tensión indirecta de los especímenes de concreto asfáltico elaborados con granulometrías abiertas aumenta conforme los vacíos de aire disminuyen. Por otra parte, la resistencia a la tensión indirecta de los especímenes de concreto asfáltico elaborados con granulometrías densas de manera opuesta a lo que sucede para el caso de especímenes con granulometrías abiertas, crece conforme los vacíos de aire aumentan. La presencia de finos y principalmente de arenas en el concreto asfáltico mejora la resistencia mecánica del material.

La resistencia a la tensión indirecta de los especímenes de concreto asfáltico varía en función del contenido del cementante. Para el rango de contenidos de ligante evaluados en esta investigación, se observa que en todos los casos el aumento del contenido de este componente causa una disminución de la resistencia del concreto asfáltico.

En el caso de las granulometrías densas, se determinó que la propuesta 7 resulta tener la más alta resistencia a la tensión indirecta, sin embargo, la relación de vacíos de aire más baja y con una buena resistencia mecánica le corresponden a la propuesta 5. La propuesta 8 también tiene una buena resistencia a la tensión indirecta pero con mayores vacíos de aire. Estas granulometrías son adecuadas principalmente para su aplicación en estructuras hidráulicas.

Se determinó que para las granulometrías más abiertas, la propuesta 3 tiene la mejor resistencia y una relación de vacíos de aire alta, lo cual indica que es un concreto muy adecuado para su utilización como capas drenantes y de protección.

Referencias.

Asphalt Institute. (1989). *THE ASPHALT HADBOOK*. Manual series No. 4. Lexington, KY, USA.

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 Uncompacted Void Content of Fine Aggregate (as influenced by Particle Shape, Surface Texture and Grading)*. ASTM designation C 1252-03.

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. (2009). *Standard Test Method for Density of Semi-Solid Bituminous Materials (Pycnometer Method)*. ASTM designation D 70.

ASTM. (2013). *Standard Test Method for Saybolt Viscosity*. ASTM designation D 88.

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 Specific Gravity of Soils by Water Pycnometer*. ASTM designation D 854.

ASTM. (2007). *Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Compacted Bituminous Mixtures Using Coated Samples*. ASTM designation ASTM D 1188.

ASTM. (2003). *Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures*. ASTM designation D 2041.

ASTM. (1995). *Standard Test Method for Kinematic Viscosity of Asphalts (Bitumens)*. ASTM designation D 2170.

ASTM. (2000). *Standard Test Method for Viscosity of Asphalts by Vacuum Capillary Viscometer*. ASTM designation D 2171.

ASTM. (2005). *Standard Test Method for Sand Equivalent Value of Soils and Fine Aggregate*. ASTM designation D 2419.

ASTM. (2003). *Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Nonabsorptive Compacted Bituminous Mixture*. ASTM designation D 2726.

ASTM. (2012). *Standard Test Method for Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test)*. ASTM designation D 2872.

ASTM. (2005). *Standard Test Method for Viscosity Determination of Asphalt at Elevated Temperatures using Rotational Viscometer*. ASTM designation D 4402-02.

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. (2008). *Standard Test Method for Determining the Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer*. ASTM designation D 7175-08.

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 Density, Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Fine Aggregate*. ASTM designation C 128-04a.

ASTM, (2005). *Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Coarse Aggregate*. ASTM designation C 127-04.

Cisneros, J. (2014). *Análisis Sísmico en Presas de Enrocamiento con Núcleo de Concreto Asfáltico*. Informe final de investigación para optar al título de Maestro en Ingeniería Civil. Instituto Politécnico Nacional, Unidad Zacatenco, Sección de Estudios de Posgrado e Investigación. 118 p.

FHWA. (1995). *Background of SUPERPAVE Asphalt Mixture Design and Analysis*, US Department of Transportation Federal Highway Administration, National Asphalt Training Center Demonstration Project 101, Publication No FHWA-SA-95-003.

Frocht, M. M. (1957). *Photoelasticity*. Vol 2, John Wiley & Sons, Inc. New York.

Garnica P. *et al.* (2005). *Caracterización Geomecánica de Mezclas Asfálticas*. Publicación Técnica No 267, Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila, Querétaro.

Gaxiola, A., Ossa, A., González, J., Flores, O. y Almaral J. L. (2014). *Estudio de la permeabilidad de mezclas asfálticas para presas*. XXVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. SMIG. México.

Höeg, K. (1993). *Asphaltic Concrete Cores for Embankment Dams*. Norwegian Geotechnical Institute of Technology. Oslo, Norway.

ICOLD. (1982). *Bituminous concrete facings for earth and rockfill dams*. Boletín 32a: 25 p.

Instituto del Asfalto. (2001). *Superpave mix design*. Superpave series No. 2 (SP-2). 3er. Ed: p. 32-33.

Josephia, R. R. (2015). *Caracterización de Mezclas Asfálticas Tibias*. Informe final de investigación para optar al título de Maestro en Ingeniería Civil. Instituto Politécnico Nacional, Unidad Zacatenco, Sección de Estudios de Posgrado e Investigación. 126 p.

Juárez Badillo, Rico Rodríguez. (1995). *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. Tomo I, 3ª edición, Ed. Limusa, México, D.F.

Kennedy, Thomas W., & W. Ronald Hudson. (1968). *An Indirect Tensile Test For Stabilized Materials*. (Informe de investigación No. 98-1). Center for Highway Research, the University of Texas at Austin.

Martínez, O. (2014). *Comportamiento de las Mezclas Asfálticas a Diferentes Niveles de Compactación*. Informe final de investigación para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería. 119 p.

Montalar, E. (2011). *Fernando Carneiro y el Ensayo Brasileño, 68 años de Tracción Indirecta*. Consultado el 30 de Marzo de 2015, de <http://enriquemontalar.com/fernando-carneiro-y-el-ensayo-brasileno/>

NLT. (1990). *Resistencia a compresión diametral (ensayo brasileño) de mezclas bituminosas*. NLT-346/90. España: NLT.

Pujol, A. (2010). *Presas con Núcleo de Asfalto*. Red Ingeniería SRL. VI Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos. Neuquén, Argentina.

Rocco, C., Guinea, G. V., Planas, J., Elices, M. (1995). ANALES DE MECANICA DE LA FRACTURA Vol. 12. *VARIACION DE LA RESISTENCIA A LA TRACCION EN EL ENSAYO BRASILEÑO*, 227-232.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). (2002). *Calidad de mezclas asfálticas para carreteras*. Norma N·CMT·4·05·003/02.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). (2002). *Granulometría de Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas*. Norma M·MMP·4·04·002/02.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). (2006). *Calidad de Materiales Asfálticos*. Norma N·CMT·4·05·001/06.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). (2008). *Calidad de Materiales Pétreos para Carpetas Asfálticas*. Norma N·CMT·4·04/08.

Strategic Highway Research Program (SHRP). (1995). *Antecedentes de los métodos de ensayo de ligantes asfálticos de SUPERPAVE*. EE.UU.: SHRP.

Strategic Highway Research Program (SHRP). (1995). *Antecedentes del diseño y análisis de mezclas asfálticas de SUPERPAVE*. EE.UU.: SHRP.

The Asphalt Institute. (1976). *Asphalt in hydraulics*. Manual series No. 12. College park, Maryland, USA.

Timoshenko, S., Goodier J. N. (1951). *Stresses in a Circular Disk, Theory of Elasticity*. Second Edition, McGraw-Hill, New York. 107 p.

Wang, W. (2008). *Research on the Suitability of Asphalt Concrete as Water Barrier in Dams and Dikes*. PhD Thesis, University of Oslo, Norway.

Yoder, E. J., Witzak, W. M. (1975). *Principles of pavement design*. United States of America: John Wiley & Sons, Inc. págs. 259-261.