



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS TIPO
STONE MASTIC ASPHALT EN MÉXICO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ANÁLISIS Y DISEÑO DE OBRAS PARA VÍAS TERRESTRES

P R E S E N T A :

BARRERA CERVANTES CARLOS EDUARDO



TUTOR:
ING. SOSA GARRIDO ROBERTO

2008

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M.I. MORENO PECERO GABRIEL

Secretario: DR. JAIME PAREDES ALBERTO

Vocal: ING. SOSA GARRIDO ROBERTO

1er. Suplente: DR. RIVERA CONSTANTINO RIGOBERTO

2do. Suplente: M.I. ORTIZ GÓMEZ ARNULFO

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

ING. SOSA GARRIDO ROBERTO

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

Esta tesis representa un parteaguas en el camino de mi vida. Durante mi vida de estudiante ha habido personas que merecen un agradecimiento, ya que sin su apoyo no hubiera sido posible este trabajo, y también a aquellas que han estado en todo momento de mi vida apoyándome.

A mis padres: Juan Germán Barrera Tapia y Julia Gabriela Cervantes Casillas, gracias por su ayuda incondicional, por confiar en mi en todo momento y por todo lo que me han enseñado, mejores padres no pude tener, esta tesis se las dedico a ustedes.

A mi hermanita Gaby, mi Abue, mis tíos y primos con mucho cariño.

A mi novia Anel, que ha sido un apoyo moral y ha sido muy importante en mi vida.

A mis amigos (sin estricto orden): Arturo, Omar, Alejandro, Rafa, Eddy, Miguel, Erick, Edgar, Jaziel, Uriel, Silvia, Nacho, Jorge (primo) y Cristian, con quienes he compartido muchos momentos y han dejado una huella en mi vida, gracias por su valiosa amistad.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACYT, que debido a su apoyo, me fue más fácil realizar y concluir mis estudios de maestría, gracias por creer en mí.

A mis profesores, que compartieron conmigo sus conocimientos y su pasión hacia la ingeniería. Especialmente quiero agradecer al Ing. Roberto Sosa Garrido por su asesoría en este trabajo de investigación.

Carlos Barrera, 2008

CONTENIDO

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Descripción.....	1
1.2 El uso del Stone Mastic Asphalt.....	2
1.3 El comportamiento del asfalto en condiciones climáticas adversas.....	5
1.4 Resistencia al deslizamiento.....	4
1.4.1 Resistencia al deslizamiento del Stone Mastic Asphalt.....	6
1.4.2 Resistencia al deslizamiento en Alemania.....	8
CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES.....	9
2.1 El asfalto.....	9
2.2 Historia del asfalto.....	9
2.3 Antecedentes del SMA.....	11
CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA.....	14
3.1 Objetivo de la tesis.....	14
3.2 Formato de la tesis.....	14
CAPÍTULO 4: PROPIEDADES DE LOS MATERIALES ASFÁLTICOS.....	16
4.1 Consistencia.....	16
4.2 Durabilidad o resistencia al envejecimiento.....	17
4.3 Velocidad de curado.....	18
4.3.1 Factores que afectan al tiempo de curado.....	18
4.4 Resistencia a la acción del agua.....	19
CAPÍTULO 5: PARÁMETROS VOLUMÉTRICOS.....	50
5.1 Definiciones.....	20
5.1.1 Gravedad específica neta del agregado.....	23
5.1.2 Gravedad específica efectiva del agregado.....	24

5.1.3 Gravedad específica máxima de la mezcla asfáltica.....	25
5.1.4 Absorción del asfalto.....	26
5.1.5 Contenido de asfalto efectivo.....	26
5.1.6 Porcentaje de vacíos en el agregado mineral.....	27
5.1.7 Porcentaje de vacíos de aire.....	28
5.1.8 Porcentaje de vacíos llenos de asfalto.....	29

CAPITULO 6: MATERIALES ASFÁLTICOS, PROPIEDADES DEL MATERIAL Y DISEÑO DE MEZCLA ASFÁLTICA.....30

6.1 Materiales asfálticos.....	33
6.2 Ligante bituminoso.....	34
6.3 Efectos de temperatura en la reología del bitumen y asfalto.....	34
6.4 Efectos del rango de carga en la reología del ligante y el asfalto.....	36
6.5 Ligantes modificados con polímeros.....	37
6.5.1 Tipos de ligantes modificados con polímeros.....	37
6.5.2 Efectos de temperatura.....	40
6.5.3 Medida de los efectos de la modificación del polímero.....	41
6.5.4 Sistemas de clasificación de PMBs Australianos.....	42
6.5.5 El agregado.....	44
6.5.6 Agregado grueso.....	45
6.5.7 Agregado fino.....	45
6.5.8 Filler.....	46
6.5.9 Fibras.....	47
6.6 Diseño de la mezcla asfáltica.....	50
6.6.1 Antecedentes de los estudios de diseño de mezcla.....	50
6.6.2 Métodos de diseño basados en el desempeño.....	51
6.6.2.1 Estados Unidos.....	51
6.6.2.2 Europa.....	52
6.6.2.3 Australia.....	53
6.6.3 Propiedades del material.....	54
6.6.4 Medición del contenido de vacíos de aire.....	57
6.6.5 Métodos de compactación de laboratorio.....	60
6.6.6 Módulo de elasticidad.....	61
6.7 Procedimientos de prueba australianos.....	62
6.8 Métodos de prueba de fatiga.....	62
6.9 Interpretación de los resultados de las pruebas.....	63

6.10 Deformación inicial- Resistencia a la fatiga.....	63
6.11 Energía disipada-Resistencia a la fatiga.....	63
6.12 Mecánica de fractura- Rango de propagación del agrietamiento.....	65
6.13 Tipo de carga.....	66
6.14 Temperatura.....	67
6.15 Método Australiano de prueba de fatiga.....	67
6.16 Resumen.....	68

CAPÍTULO 7: FABRICACIÓN, ALMACENAMIENTO, TRANSPORTE

Y APLICACIÓN DEL ASFALTO DEL SMA.....70

7.1 Conceptos generales de fabricación.....	70
7.1.1 Temperaturas de producción.....	70
7.1.2 Almacenamiento.....	71
7.1.3 Transporte.....	71
7.2 Aplicación.....	73
7.2.1 Procedimientos combinados.....	73
7.2.2 Diseño del SMA.....	75
7.2.3 Especificación de producción de agregados y fillers.....	76
7.3 Tendido del SMA.....	77
7.3.1 Condiciones climáticas.....	77
7.3.2 Extendido.....	78
7.3.3 Compactación.....	78
7.3.4 Apertura al tráfico.....	80

CAPÍTULO 8: INVESTIGACIÓN DEL DESARROLLO

E INVESTIGACIONES EN EL SMA.....81

8.1 Revisión de especificaciones para SMA.....	81
8.1.1 Alemania.....	81
8.1.2 Proyecto de especificación de Inglaterra.....	82
8.1.3 Proyecto de especificación Europea.....	82
8.1.4 Proyecto de especificación AASHTO.....	83
8.2 Diseño en Australia.....	84
8.2.1 APRG Report No. 18.....	84
8.2.2 Stone Mastic Asphalt- Design & Appliation Guide.....	84
8.3 Tendencias en las especificaciones del SMA.....	85

8.3.1 Graduación del agregado.....	85
8.3.2 Métodos de compactación.....	87
8.3.3 Contenido de Bitumen.....	87
8.3.4 Contenido de vacíos.....	88

**CAPÍTULO 9: CONSIDERACIONES DEL CLIMA CALIENTE
Y RESISTENCIA A LA DEFORMACIÓN.....89**

9.1 Tendido de asfalto en condiciones de clima caliente.....	90
9.1.1 Problemas potenciales.....	90
9.1.1 Enfriamiento de las capas asfálticas.....	90
9.1.3 Radiación solar.....	91
9.1.4 Modelo de evaluación de riesgo.....	92
9.1.5 Modelos matemáticos.....	97
9.2 Acciones para minimizar los problemas potenciales.....	98
9.2 Conclusiones.....	100

CAPÍTULO 10: PROPIEDADES DE RIGIDEZ DE LAS MEZCLAS SMA.....102

10.1 Producción en planta de SMA10 para DMR (QLD).....	102
10.2 Muestras producidas en laboratorio para DMR (QLD).....	103
10.3 Efecto de la temperatura.....	106
10.4 Resumen.....	111

CAPÍTULO 11: PROPIEDADES DE FATIGA DE LAS MEZCLAS SMA.....113

11.1 Trabajo experimental.....	113
11.2 Resultados de prueba.....	115
11.2.1 Análisis de los resultados.....	115
11.2.2 Implicaciones para el diseño del mastic del SMA.....	115
11.3 Resumen.....	116

CAPÍTULO 12: DISEÑO DE STONE MASTIC ASPHALT EN MÉXICO.....117

12.1 Posibilidades de SMA.....	118
12.2 Diseño de la mezcla.....	118
12.2.1 Agregados pétreos.....	119

12.2.2 Prueba de adherencia.....	121
12.2.3 Granulometría de SMA.....	122
12.3 Fabricación y construcción de SMA.....	124
12.4 Componentes del Mastic.....	131
12.5 Aplicación.....	134
12.5.1 Emulsión asfáltica para riego de liga.....	135
12.5.2 Cemento asfáltico.....	135
12.6 Ejecución de las obras.....	136
12.6.1 Presentación del diseño de mezcla.....	136
12.6.2 Provisión de agregados.....	137
12.6.3 Control de calidad.....	137

CAPÍTULO 13: VENTAJAS Y DESVENTAJAS

DEL STONE MASTIC ASPHALT139

13.1 Resumen de requisitos.....	141
13.2 ¿Dónde debe usarse y dónde no el Stone Mastic Asphalt?.....	142

CAPÍTULO 14: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....145

14.1 Respuesta a los objetivos de investigación.....	145
14.1.1 Desarrollo de un método de diseño.....	145
14.1.2 Impactos del filler y el ligante.....	146
14.1.3 Propiedades de fatiga.....	146
14.1.4 Resistencia al ahuellamiento.....	147
14.1.5 Selección de los materiales del Mastic.....	147
14.1.6 Textura.....	147
14.1.7 El enfoque de SMA en México.....	148

ANEXOS150

ANEXO A: Diseñar Stone Mastic Asphalt (SMA), Designación AASHTO: MP8-05.....	151
ANEXO B: Diseñar Stone Mastic Asphalt (SMA), Designación AASHTO: PP41-02.....	158
ANEXO C: Ejemplo de mezclado de los componentes de agregado para satisfacer los lineamientos de graduación SMA.....	169
ANEXO D: Ensayo de adherencia árido-ligante, Designación AASHTO: T182-84.....	179
ANEXO E: Ensayo de inmersión-Tracción por compresión diametral.....	181

ANEXO F: Ensayo de escurrimiento de ligante, método Schellenberg.....	185
ANEXO G: Imágenes del SMA.....	187
REFERENCIAS.....	191

RESUMEN

En Europa el Stone Mastic Asphalt (SMA) se ha convertido en una mezcla asfáltica muy utilizada en la pavimentación de carreteras de alto nivel de tráfico, pistas de aeropuertos y zonas portuarias, su uso se está extendiendo por todo el mundo. La superficie homogénea que proporciona el SMA asegura unas condiciones de manejo muy cómodas, y la textura que se obtiene da una muy buena resistencia al deslizamiento, con un nivel de ruido relativamente bajo. La fracción gruesa del árido proporciona una gran resistencia a la deformación permanente mientras que el mastic rellena los huecos que quedan entre las partículas, lo que hace que el SMA sea una mezcla asfáltica de gran duración. Por su alto contenido en ligante, se puede producir escurrimiento del mismo, por lo que se hace necesario utilizar un inhibidor de este escurrimiento. El uso de celulosa o ligante modificado se utiliza para impedir el escurrimiento y también para aumentar las propiedades mecánicas del SMA.

Las características de la mezcla permiten su manejo en capas finas, lo que simplifica una reducción del consumo del ligante de alta calidad en la construcción de pavimentos. Por todo esto, el SMA ha demostrado ser rentable a pesar de requerir un alto contenido en ligante, así como la utilización de áridos de gran calidad. Un SMA bien construido requiere niveles mínimos de conservación, siempre que se utilice en carreteras bien diseñadas, es por ello la necesidad de tener un estricto control de calidad en nuestro país. Las ventajas adicionales de una rápida aplicación y la facilidad de uso en las operaciones de conservación pueden contribuir a una reducción de costos durante la vida de un pavimento.

Alargar la vida de las carreteras y reducir los niveles de ruido constituye una gran contribución a la mejora del medio ambiente. El uso del SMA está utilizándose cada vez más en todo el mundo. En México es una tecnología relativamente nueva, por lo cual este documento trata todos los puntos mencionados anteriormente y resalta las áreas clave a las que se debe prestar atención para poder construir con este tipo de mezcla en nuestro país de manera adecuada.

ABSTRACT

In Europe the Stone Mastic Asphalt (SMA) has become a mixture widely used in asphalt paving roads with high level of traffic, airport runways and port areas, its use is spreading throughout the world. The homogeneous surface provided by the SMA ensures comfortable driving conditions, and the texture obtained gives a very good skid resistance with a relatively low level of noise. The coarse fraction of the aggregate provides a great rut resistance while the mastic fills the voids that remain between particles, which make the SMA an asphalt mixture of great length. For its high content of binder, a draindown could occur, which makes necessary to use an inhibitor of this problem. The use of cellulose or modified binder it's used to prevent draindown and also to increase the mechanical properties of the SMA.

The characteristics of the mixture allow its use in thin layers, which simplifies a reduction in consumption of high quality binder in the construction of pavements. For all these reasons, the SMA has proved to be profitable despite requiring a high content of binder, as well as the use of high-quality aggregates. A well-built SMA requires minimum levels of conservation as long as it's used in well-designed roads and that is why the need for strict quality control in our country. The additional advantages of rapid implementation and ease of use in the operations of conservation can contribute to a reduction in costs over the life of a pavement.

Enlarge the life of the roads and reducing noise levels is a major contribution to improving the environment. The use of SMA is increasing throughout the world. In Mexico is a relatively a new technology, so that this document covers all the points mentioned above and highlights the key areas to which attention must be paid to build with this kind of mix in our country adequately.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

La necesidad de investigar los problemas del Stone Mastic Asphalt en México surge de la falla continua de los tramos construidos con este tipo de tecnología. La mayoría de las especificaciones en México se basan en normas de otros países donde se usan con mayor frecuencia este tipo de pavimentos, en nuestro país, el control de calidad y la poca experiencia son los factores que han llevado a este tipo de pavimentos a la falla. El problema se complica cuando los problemas varían dependiendo del lugar donde se construyen.

Debido al incremento del volumen de tráfico y las cargas, el tendido de asfalto ha fallado en ciertas áreas, el ahuellamiento y las grietas por fatiga se han convertido en los principales problemas en la mayoría de los pavimentos asfálticos. Estos se han esparcido en todo el país y es una de las razones principales por las que el SMA es adecuado en México.

Esta investigación se enfoca principalmente en los procedimientos de construcción y de diseño apropiados. El propósito y alcance del mismo se detallan en el capítulo 3.

1.1 Descripción

Los pavimentos asfálticos son combinaciones de agregados minerales y material asfáltico, de varios espesores y tipos. La carga de las ruedas para las que un pavimento se proyecta determina el espesor del mismo y el tipo de construcción que debe emplearse.

Los pavimentos asfálticos relativamente delgados, proporcionan a la estructura que cubren, que es la que realmente soporta las cargas aplicadas, una capa de desgaste e impermeabilización económica. Estos pavimentos delgados, que se usan generalmente para tráfico ligero, no añaden gran resistencia a la estructura



del pavimento en conjunto, pero le proporcionan una superficie que permite la circulación en todo tiempo, y protege las capas inferiores de la destrucción por el tráfico y los agentes atmosféricos.

Por lo general, los pavimentos asfálticos para trabajo pesado tienen un espesor de 7.5 cm o más en el caso de las carpetas convencionales y existen también carpetas delgadas, o mejor conocidas como microcarpetas, donde están incluidas las mezclas SMA, y contribuyen grandemente a la resistencia y poder portante de la estructura del pavimento en conjunto, ya que el incremento de resistencia es proporcional al incremento en espesor del pavimento asfáltico.

Independientemente del espesor o tipo de pavimento asfáltico, la carga se transmite a través de los áridos, y el asfalto sirve únicamente como agente cementante que fija los áridos en las posiciones adecuadas para transmitir las cargas aplicadas a las capas inferiores, donde se disipan finalmente. Los áridos son por lo general piedra partida, grava, escorias y arena, que se usan ya combinados unos con otros, aisladamente.

1.2 El uso del Stone Mastic Asphalt (SMA)

El SMA está caracterizado por su estructura de piedra en piedra. El SMA utiliza una proporción alta de piedras o agregados más grandes que tienen contacto uno con el otro. Este esqueleto de rocas más grandes resiste cargas pesadas transmitiéndolas a las capas subsecuentes. Si la estructura del pavimento es suficientemente fuerte, entonces el SMA resistirá las cargas pesadas efectivamente.

Troutbeck dice “El mastic bituminoso tiene el objeto de mantener al agregado en su lugar e inhibir el ingreso de humedad en el pavimento y así proveer durabilidad. El mastic consiste en bitumen y partículas de agregado fino; también puede incluir un bitumen modificado con polímero y material filler para incrementar la resistencia



del mastic. También pueden añadirse Fibras para estabilizar al bitumen y prevenir el segregado del ligante del agregado durante el transporte y colocación”.

Es importante que el material de agregado solo consista de piedras grandes (en la estructura) y finas para lograr un mastic efectivo. Los tamaños de agregado intermedios no son incluidos, ya que mantienen al agregado más grande separado y reduce la resistencia del SMA.

Si el SMA es diseñado como una mezcla con poco bitumen, entonces el porcentaje de vacíos de aire aumente y el agua se infiltrará a la superficie y posiblemente a las áreas subyacentes. Esto es como las mezclas Open Graded fueron originalmente diseñadas de modo que removiera efectivamente el exceso de agua del asfalto, el agua en el asfalto puede también romper el vínculo entre el agregado y el bitumen, y permitir al mismo deshacerse. Las especificaciones para el mezclado, transporte, colocado y compactado del SMA son críticas para lograr un buen resultado.

El SMA y el Open Graded Asphalt (OGA) han sido desarrollados para proveer una textura superficial efectiva. Esto es un requisito de primera seguridad y ayuda a mantener la resistencia al deslizamiento a altas velocidades. La textura también es útil para disminuir la profundidad del agua en la superficie. La resistencia al deslizamiento es función de la micro textura (o la rugosidad de las piezas individuales del agregado expuesto) y la macro textura (desarrollada por el arreglo del agregado en la superficie).

El desempeño del SMA es dependiente de la graduación y las proporciones de los materiales (definidos por la especificación aceptada), el proceso de mezclado, la planta y el proceso de compactación. Todos los aspectos deben estar cercanamente monitoreados sí se quiere que la superficie del SMA tenga una larga vida. Consecuentemente, el SMA es una superficie que requiere un alto nivel de detalle e investigación constante, ajustes adecuados y modificaciones. El



proceso para introducir el SMA en México debe ser lento, cuidadoso y estar sujeto a discusión.

En México el uso del Stone Mastic Asphalt no ha dado los mismos resultados que los obtenidos en Europa, el buen comportamiento del mismo está ligado a diversas causas, en diferentes países se han tenido problemas similares al tratar de introducir el SMA, Patane, Bryant & Vos (2005) proponen las siguientes causas:

- Selección de un tipo de pavimento pobre.
- Supervisión inadecuada de la fabricación del asfalto.
- Un control de calidad reducido en los materiales para la fabricación del asfalto.
- Una demanda alta y variable de asfaltos, creando los mismos con carencias.
- Una experiencia reducida en el diseño de la mezcla y supervisión de manufactura.
- Pocos datos de prueba e inexactos.
- Variabilidad en las propiedades del ligante.
- El cambio de las propiedades con el tiempo de los materiales constituyentes, en particular los fillers.

Hogan, Patane & Lowe (1999) explican que “Al norte de Europa se vio una alternativa al Dense Graded Asphalt para resistir el daño causado por las llantas claveteadas que se usaban en los crudos inviernos Europeos para lidiar con la nieve y el hielo. Se observó que el Stone Mastic Asphalt era una solución para los problemas de ahuellamiento que ocurrían en los veranos calientes. Con su alto



contenido de ligante también fue capaz de lidiar con los inviernos fríos resistiendo al agrietamiento causado por fatiga”.

El estudio de la Australian Asphalt Pavement Association (AAPA) sugiere que el SMA puede proveer una buena solución a algunos de los problemas que acosan a la red carretera mexicana, que son principalmente:

- Ahuellamiento
- Agrietamiento por fatiga
- Superficies quebradizas
- Profundidad de textura inadecuada para altas velocidades
- Alto ruido de rodamiento

1.3 El comportamiento del asfalto en condiciones climáticas adversas

Se han hecho pruebas de laboratorio para desarrollar especificaciones para aconsejar como tender el asfalto en condiciones climáticas adversas. El programa de laboratorio evaluó la influencia de la temperatura y la velocidad de tráfico en la resistencia a la deformación en las mezclas de Hot Rolled Asphalt (HRA) y Stone Mastic Asphalt (SMA).

Nicholls & Carswell (2001) dicen “Existen diferentes acciones físicas a tomar cuando se tiende asfalto en condiciones climáticas adversas para minimizar los problemas potenciales. Sin embargo, la experiencia muestra que se desarrolla mayor ahuellamiento cuando las velocidades de tráfico son reducidas y esto debe ser un factor a considerar.”

No existe una solución única a los problemas de tráfico en el asfalto recién tendido durante el clima caliente. Sin embargo, existen formas de reducir los riesgos a niveles manejables mediante el uso de un procedimiento como el modelo de



evaluación propuesto. Minimizando los riesgos en todas las etapas del trabajo, desde la producción de la mezcla hasta el control de tráfico, la cantidad de daño inducido debe estar dentro de los límites aceptables.

$$\bar{\delta} = (F_t)(T_{t45})(\ln(T+1))$$

La relación implica que la deformación permanente es proporcional al flujo de tráfico, al rango de recorrido de rueda a 45°C y el logaritmo de la edad +1.

1.4 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

En un reporte de la sociedad internacional de pavimentos asfálticos (PASI), Danish Road Directorate 2002 explica: “La teoría de Particle packing se ha aplicado a las curvas granulométricas de algunos agregados gruesos típicos para la fabricación del SMA. Para asegurar que no ocurra la dilatación del esqueleto de piedra, se ha visto que el tamaño máximo de las partículas en el mastic varía con el tamaño máximo y la graduación del agregado grueso usado. Se sugiere que la separación entre el esqueleto de piedra y el mastic para un SMA 14 sea con el tamiz de 2.36 mm y para el SMA 10 el tamiz de 1.18 mm.”

La resistencia al deslizamiento medida por el “Sideway-force Coefficient Routine Investigation Machine (SCRIM) y el “Griptester” también han indicado que se puede lograr un nivel acorde a lo esperado con el agregado usado en las mismas condiciones in situ para una mezcla tradicional.

1.4.1 Resistencia al deslizamiento del Stone Mastic Asphalt

Los estudios SCRIM llevados a cabo en los últimos 6 años en la red principal carretera de los Estados Unidos junto con los estudios de monitoreo de altas velocidades carreteras proveen información importante para la evaluación del desempeño de nuevos materiales de revestimiento. El SMA ha sido usado alrededor del mundo por algunos años y ha sido bien recibido particularmente en



las áreas urbanas debido a su buen comportamiento y el ruido reducido que se genera por el tráfico.

Bastow, Webb, Roy & Mitchell (2005) dicen que los resultados muestran que:

- La resistencia al deslizamiento inicial de todos los SMA en estudio fue similar a las superficies convencionales. Existía un 30% de probabilidad de que el SMA tuviera un valor de resistencia al deslizamiento menor que el nivel obtenido en sitio a los 12 meses de haberse tendido.
- El incremento inicial en la resistencia al deslizamiento es generada con la abrasión del ligante superficial, exponiendo los agregados gruesos y finos que contribuyen a la máxima resistencia al deslizamiento del material.
- Se espera un coeficiente SCRIM mayor de 0.45 de los agregados con un “Polished Stone Value” de 60.

Este estudio basado en información obtenida en Inglaterra en un periodo de 5 años, indicó que las superficies de SMA tenían un 70% de probabilidad de exceder al nivel de investigación de la resistencia a la deformación en el primer año después del tendido. En el quinto año, el 10% de los sitios tuvieron algunos valores menores que los niveles de investigación recomendados que enfatizan la necesidad de seleccionar materiales de acuerdo al sitio.

Se necesita investigar la resistencia a la fricción a altas velocidades en el SMA en el periodo inicial antes de que el ligante rico en mortero sufra abrasión. Se requieren medidas para determinar el espesor y consistencia de la película de ligante que cubre la superficie del agregado en relación a otros materiales bituminosos y si el filler usado en la mezcla tiene un impacto en la resistencia al deslizamiento del material.

La combinación del agregado y el bitumen tienen un efecto significativo en la resistencia al deslizamiento durante su vida temprana. El tipo de agregado es



importante para el bitumen sin modificar, particularmente aquellos con composición variable como las partículas débiles van perdiendo el recubrimiento de bitumen más rápido. La confiabilidad en el uso de mayores PSV (Polished Stone Value) no asegura mayor resistencia al deslizamiento durante su vida temprana. Un valor menor de PSV puede actuar de manera similar, y en algunos casos mejor que los valores mucho mayores de PSV. Por lo tanto, para asegurar una resistencia al deslizamiento a edad temprana, se necesita considerar un balance entre seguridad y durabilidad.

1.4.2 Resistencia al deslizamiento en Alemania

La resistencia al deslizamiento es un elemento esencial para el tráfico en condiciones de superficie húmeda. Esta resistencia es generalmente insatisfactoria justo después de tender el material, ya que el ligante en el agregado no ha sido todavía removido por el tráfico. Druschner (2005) dice “Para mejorar la resistencia al deslizamiento en esta etapa, es obligatorio esparcir arena en la superficie.”

Una vez que la película del ligante ha sido removida, la macro y micro textura son parámetros decisivos para la resistencia al deslizamiento. La macro textura es la principal responsable para la resistencia al deslizamiento a altas velocidades. A aproximadamente 80 km/h las llantas no pueden soportar la liberación de agua de manera segura. Entonces la macro textura de la superficie tiene que tomar la tarea de prevenir el aquaplaning (desplazamiento sin control del vehículo sobre el agua). Con el SMA y otros tipos de revestimiento, la macro textura depende de la composición junto con la pavimentación y la temperatura de compactación. Una composición, que es rica en mortero, resulta en una superficie densa sin una textura pronunciada. De igual manera, altas temperaturas de pavimentación y compactación resultan en superficies densas. Por lo tanto, el uso de rodillos neumáticos debe evitarse y especialmente para el SMA, como se menciona en el capítulo 7.



CAPITULO 2

ANTECEDENTES

2.1 EL ASFALTO

El asfalto es un material de origen natural que se encuentra como constituyente del petróleo existente en las capas superiores de la corteza exterior de la tierra. (Normalmente a más de 4,000 m bajo la superficie).

Su constitución química incluye mayoritariamente carbono e hidrógeno en forma de hidrocarburos junto a sulfuros, oxígeno, nitrógeno y algunos metales como níquel, vanadio, calcio y magnesio en mucha menor cantidad.

Estructuralmente el asfalto se compone de asfaltenos que son los responsables de su consistencia (dureza) y los maltenos que aportan la adhesividad del material. Esta estructura presenta al asfalto en forma simplificada, sin embargo, hay que enfatizar que la composición química es extremadamente compleja y distinta entre uno y otro asfalto.

2.2 Historia del asfalto

El asfalto, el material de construcción más versátil del mundo actual, no es nuevo en ningún modo. En la antigüedad se uso de muchas formas en Mesopotamia, Siria y Egipto. El asfalto utilizado por los antiguos era el material nativo procedente de los yacimientos o lagunas asfálticas, donde el crudo asfáltico subió a la superficie y las fracciones más ligeras se evaporaron naturalmente. El residuo pesado remanente contenía usualmente proporciones diversas de agua, tierra y otras impurezas; pero, mediante métodos de destilación lentos y burdos, se obtuvieron combustibles para las lámparas y productos bituminosos para mastics, impermeabilización y pavimentación.



Los yacimientos más extensos de asfalto nativo fueron encontrados hace 4 ó 5 mil años en Irak. Se sabe que existieron varios yacimientos a lo largo del Tigris, al norte de Irak, cerca de la actual ciudad de Shargat, junto a cuya localidad existe en la actualidad un campo petrolífero.

Los egipcios obtuvieron asfalto nativo para impermeabilización, momificación y construcción, del mar Muerto y de un yacimiento situado cerca del río Jordán en el Líbano.

Debemos mucho de cuanto se sabe acerca de la antigua Babilonia a la excelente conservación de las edificaciones por el empleo del asfalto como mastic de unión entre los elementos de construcción y también como impermeabilizante. El suelo de los palacios, de los baños y de las calles principales estaba pavimentado con una mezcla de arena y asfalto.

Los ensayos de extracción y cribado de trozos de pavimento excedente de las ruinas, revelan que las mezclas para pavimentación utilizadas en la antigüedad se asemejaban mucho a las actuales mezclas de arena y asfalto (sand asphalt).

Asfalto de trinidad

Sir Walter Raleigh desembarcó en la isla de Trinidad en 1595 y permaneció allí durante el tiempo suficiente para abastecerse de asfalto con el que calafatear sus barcos.

El material empleado era un asfalto natural tomado de un lago situado a corta distancia de la costa del golfo de Paria, era muy similar al usado por los antiguos. De el lago Trinidad se han extraído centenares de miles de toneladas de asfalto sin que hasta la fecha muestre ninguna señal apreciable de disminución. A medida que se extrae el material, la presión de la tierra hace surgir más residuo pesado a la superficie, donde la Naturaleza continúa su proceso de destilación. El asfalto natural o nativo extraído del lago contiene muchas impurezas y materiales extraños, tales como algas, arena fina y vegetación. Para conseguir un material de



pavimentación adecuado es preciso eliminar estas impurezas, mediante un proceso de refinación.

Durante muchos años, el asfalto de Trinidad se ha exportado a países extranjeros para construir pavimentos; pero con el desarrollo de los modernos métodos de refinar los crudos de petróleo de los diversos países, los materiales asfálticos se producen en la mayoría de los casos a tal precio, que hace imposible la competencia del asfalto de Trinidad.

La isla de Trinidad es ahora un gran productor de crudo de petróleo y resulta problemático saber si la continua extracción de crudo a profundidades de varios miles de pies bajo la tierra reducirá la presión subterránea en medida suficiente para vaciar el lago de asfalto.

Yacimientos de asfalto de La Brea

Los yacimientos de asfalto de La Brea, en Los Ángeles, California, constituyen otro ejemplo de cómo realiza sus maravillas la Naturaleza. Este depósito de asfalto nativo es un caso paralelo al del lago de Trinidad.

El poder protector del asfalto se demuestra de nuevo en los yacimientos de La Brea por los restos fósiles de tigres de diente de sable, mastodontes, camellos y otros animales prehistóricos que se han extraído. Se supone que estos animales cayeron accidentalmente al lago de asfalto hace más de 30000 años.

2.3 ANTECEDENTES DEL SMA

A mediados de los años sesentas, en Alemania, se deseaba obtener un pavimento de máxima resistencia al desgaste y deterioro causado por los neumáticos de clavos en las rutas europeas. Esta técnica es conocida como Aglomerado Mastic Fibra, también conocida como Stone Mastic Asphalt o por sus siglas (SMA).



A principios de los 70's, la industria del asfalto empezó a cambiar la manera de hacer negocio por medio del reciclaje del asfalto. La crisis de aceite del periodo hizo el reciclaje muy ventajoso. No sólo se ahorra cemento asfáltico, sino también agregados, energía, espacio y dinero. Se diseñaron nuevas mezclas que pudieran mejorar el desempeño del asfalto.

Una empresa de pavimentos, STRABAG, con la colaboración de J. Rettenmaier (líder en Tecnología de Fibras) desarrolló la mezcla SMA. Después de la prohibición del uso de neumáticos de clavos, se verificó que el pavimento SMA aseguraba pavimentos durables que exhibían una muy elevada resistencia al desgaste en las rutas de alto tránsito.

Como consecuencia de ello, en 1984 se normalizó el sistema SMA en Alemania. Luego comenzó a ser utilizado en otros países de Europa, Estados Unidos y Asia Pacífica. Muchos países han establecido sus propias normas para SMA, y la CEN (Comisión de Standards Europeos) está en proceso de fijar una norma europea estandarizada. Asimismo, en Estados Unidos, Australia, Nueva Zelanda, China, Corea del Sur, Taiwán y otros grandes países asiáticos, el SMA está ganando rápidamente la aceptación de las autoridades viales y la industria del asfalto.

Nuevos diseños de mezclas a finales de los 80's, el SHRP (Strategic Highway Research Program) empezó como una iniciativa en los Estados Unidos por parte de las agencias de autopistas del estado a través de la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) e invierte 150 millones de dólares en investigación de pavimentos flexibles asfálticos. Por 1993, una nueva especificación de carpeta asfáltica y un nuevo diseño del procedimiento de mezcla fue puesto por medio del sistema "Superpave" que investiga sobre las mezclas nacidas en Alemania y conocidas como mezclas tipo S.M.A. con fibras de celulosa y después de haber investigado por qué las carreteras actuales en Europa se planean con una expectativa de vida de 40 años, con una carga permitida de 11,000 kg por eje, mientras que en Estados Unidos la expectativa de



duración es de 20 años con una carga de 9,000 kg por eje. En los últimos 10 años, hasta ahora, se han hecho muchos refinamientos y continúan para simplificar el procedimiento, para remover requisitos redundantes y mejorar su desempeño.

Al mismo tiempo que el Superpave™ era desarrollado, bajo el auspicio de la FHA (Federal Highway Administration), se investigó una nueva tecnología, el Stone Mastic Asphalt (SMA).

Una de las carreteras más transitadas del mundo se encuentra en Dortmund, Alemania, fue construida en 1980 con S.M.A. y fibra de celulosa y por ella transitan más de 100,000 camiones de carga y sin que a la fecha muestre grietas o daños de cualquier otro tipo.

- Desde entonces el S.M.A. ha demostrado ser un excelente método de construcción de carpetas asfálticas de gran resistencia, altamente duraderas y seguras.
- El sistema S.M.A. es en la actualidad el método estándar de construcción en la República Federal Alemana y está registrado con la norma ZTV Asphalt Stb '01.
- La diferencia del S.M.A frente a los asfaltos convencionales se resume en la forma siguiente:
 - Alta resistencia
 - Bajo costo
 - Nulo mantenimiento



CAPITULO 3

METODOLOGÍA

3.1 Objetivo de la tesis

El objetivo de éste trabajo de investigación es determinar el diseño de la mezcla y los requisitos necesarios para lograr un buen desempeño del Stone Mastic Asphalt (SMA) en México y mostrar las áreas que influyen el desempeño de la mezcla. Esto se logrará por medio de:

- Desarrollando un método de diseño que asegure que se logren las propiedades del esqueleto del SMA.
- Estableciendo una guía de construcción, mostrando las características en las que se tienen que tener un estricto control de calidad para lograr un buen desempeño.
- Mostrando la forma en la que funciona la estructura del SMA y en que se basa el buen funcionamiento del mismo.
- Comparando las diferentes especificaciones de diseño de mezcla que existen en diferentes países.

3.2 Formato de la tesis

Para lograr los objetivos, se ha hecho una investigación del estado del arte, enfocándose en los materiales asfálticos, métodos de diseño de mezcla, procedimientos constructivos y especificaciones de SMA.

Basado en los resultados de la investigación del estado del arte, se propone un diseño de mezcla que sea adecuado para las carreteras de la República



Mexicana, así como los procedimientos constructivos y cambios necesarios para lograr un buen desempeño del SMA.

En el capítulo 2 se menciona el origen del SMA y con qué propósitos fue creado. En el capítulo 4 se dan a conocer las diferentes propiedades de los materiales asfálticos empleados para construir una carpeta tipo SMA, de modo que se tenga una idea concreta de éstas. En el capítulo 5 se describen las propiedades volumétricas, se explica en qué consisten, lo que significan y como poder calcularlos, ya que en el diseño de una mezcla SMA se deben tomar en cuenta estos parámetros.

El capítulo 6 muestra los diferentes materiales que constituyen el SMA, sus propiedades y como éstas influyen en el desempeño del mismo, también muestra algunos métodos de diseño basados en el desempeño, comparándolos para comprender la forma en la que el SMA se comporta en diferentes situaciones.

El capítulo 7 muestra la forma en las que el SMA se fabrica, almacena, transporta y se aplica en otros países, y sirve como pauta para lograr un buen desempeño en México.

El capítulo 8 presenta un resumen de los principales requisitos en un rango de especificaciones típicas de SMA y/o pautas de diseño y las tendencias del mismo.

En el capítulo 9 se toman en cuenta las condiciones climáticas basándose en resultados de otros países y se analizan las acciones para minimizar los problemas potenciales.

En los capítulos 10 y 11 se muestran las propiedades de rigidez y de fatiga de la mezcla por medio de pruebas hechas en Australia. El capítulo 12 muestra una propuesta de diseño y de construcción de SMA adecuada para México, basándose en la información obtenida en los capítulos anteriores. Un resumen de ventajas y desventajas en el uso del SMA se presentan en el capítulo 13.



CAPÍTULO 4

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES ASFÁLTICOS

Introducción

El objeto de este capítulo, es dar a conocer las diferentes propiedades de los materiales asfálticos empleados para construir una carpeta tipo SMA, de modo que se tenga una idea concreta de éstas cuando se mencionen en capítulos posteriores.

F. N. Hveem ha clasificado las propiedades de los materiales asfálticos empleados en pavimentación en cuatro grupos generales, de acuerdo con su:

1. Consistencia.
2. Durabilidad o resistencia al envejecimiento.
3. Velocidad de curado.
4. Resistencia a la acción del agua.

Estas cuatro propiedades definen completamente a fines prácticos el tipo de asfalto y su adecuación para cualquier uso determinado y se discutirán a continuación:

4.1 Consistencia

La consistencia de los materiales asfálticos varía desde la de un líquido muy fluido, solo ligeramente más viscoso que el agua (cutback grado 0), a la de un cuerpo semisólido, rígido, de propiedades semejantes a las del lacre (asfaltos



oxidados). A causa de esta amplia variación, no hay ningún instrumento que mida satisfactoriamente la consistencia de todos los materiales asfálticos.

En la actualidad se emplean tres métodos distintos para la medida de consistencias:

1. Viscosidad Furol
2. Penetración
3. Ensayo del flotador

4.2 Durabilidad o resistencia al envejecimiento

Para que sirva satisfactoriamente como ligante, un asfalto de pavimentación debe mantenerse plástico. Cuando un asfalto en película delgada se expone a las inclemencias atmosféricas, a veces pierde parte de su plasticidad, y se hace quebradizo a causa de ciertos cambios físicos y químicos. Este deterioro natural se llama *envejecimiento atmosférico*.

El envejecimiento atmosférico causado en el asfalto de un pavimento por endurecimiento progresivo da lugar en ocasiones a la formación de finas grietas. Cuando este proceso continúa, las grietas se ensanchan, y, finalmente, a menos que se ponga algún remedio, el agua superficial entra por las grietas abiertas, reblandeciendo la base o helándose, dando lugar a que el pavimento asfáltico quede deshecho. El envejecimiento del ligante asfáltico puede originar también un excesivo desgaste superficial del pavimento.

El envejecimiento atmosférico de los asfaltos de pavimentación se produce principalmente por oxidación y volatilización. Otros factores que suelen contribuir a su deterioro son las ondas más cortas de la luz (rayos ultravioletas), el envejecimiento propiamente dicho y, posiblemente, la acción de lavado por el agua. Es obvio que el ingeniero debe tratar de reducir el envejecimiento atmosférico tanto como sea posible.



4.3 Velocidad de curado

Si se pintan diversas porciones de una superficie plana con películas delgadas de nafta, keroseno y aceite lubricante ligero, la nafta se evaporará más rápido que el keroseno, y este lo hará a mayor velocidad que el aceite. Mucho después que la nafta se haya evaporado por completo, aún quedará algo de keroseno y, del mismo modo, restará aún gran proporción del aceite lubricante cuando el keroseno se haya evaporado por completo. Esta es la relación que existe entre los tiempos de curado de los cutbacks de tipos RC, MC y SC, cuyos disolventes son nafta, keroseno y aceite ligero, respectivamente.

Se define el curado como el aumento de la consistencia de un asfalto debido a la pérdida progresiva de disolventes por evaporación.

La velocidad de curado o tiempo requerido por un cutback para aumentar su viscosidad desde su valor inicial hasta una consistencia tal que pueda realizar satisfactoriamente sus funciones como ligante, es una característica importante del mismo.

4.3.1 Factores que afectan al tiempo de curado

Las propiedades intrínsecas más importantes de un asfalto que afectan al tiempo de curado son las siguientes:

1. Volatilidad o velocidad de evaporación del disolvente.
2. Cantidad de disolvente contenido en el cutback.
3. Penetración del asfalto base.

El efecto de la volatilidad del disolvente es evidente, ya que es la diferencia esencial entre los cutbacks de tipo RC, MC y SC.

Es claro que cuanto menos disolvente contiene un cutback, menos tiempo es necesario para su curado por evaporación de este disolvente.



El tiempo de curado crece cuando aumenta la penetración o disminuye la dureza del asfalto. Los factores externos más importantes que afectan al tiempo de curado son los siguientes:

1. Temperatura.
2. Superficie (relación de superficie a volumen).
3. Velocidad del viento.

4.4 Resistencia a la acción del agua

La durabilidad de un pavimento asfáltico depende en gran medida de la capacidad del asfalto para adherirse a los áridos en presencia de agua. Bajo determinadas condiciones, se observan a veces en algunos tipos de mezclas pérdidas de adherencia entre los áridos, de asfalto y deterioro del pavimento poco después de su construcción.

En estos casos, la separación del asfalto y los áridos se ha limitado a las mezclas en frío, en las que se usaron asfaltos líquidos con áridos hidrofílicos. En estas condiciones, puede mejorarse la capacidad del asfalto para adherirse a los áridos mediante el uso de aditivos comerciales de adhesividad. En los aglomerados asfálticos mezclados en caliente y colocados en frío, en los que se incluye agua en la mezcla, se emplean generalmente aditivos con el producto de imprimación, como medida preventiva contra el desplazamiento del asfalto por el agua.

En cambio, no se considera necesario el empleo de aditivos de adhesividad en la fabricación de concreto asfáltico mezclado y colocado en caliente, en el que los áridos se secan perfectamente antes de la mezcla. Además de los ensayos citados, se realizan otros.



CAPITULO 5

PARÁMETROS VOLUMÉTRICOS

Introducción

Un factor que debe ser tomado en cuenta al considerar en el comportamiento del Stone Mastic Asphalt, es el de las *proporciones volumétricas* del asfalto y de los componentes del agregado; o simplemente, *parámetros volumétricos de la mezcla asfáltica*, más adelante se mencionan los mismos y es conveniente dar una explicación de en qué consisten, que significan y como poder calcularlos, ya que en el diseño de una mezcla SMA se deben tomar en cuenta estos parámetros.

Las propiedades volumétricas de una mezcla de pavimento compactado (vacíos de aire (V_a); vacíos en el agregado mineral (VAM); vacíos llenados con asfalto (VFA); y contenido de asfalto efectivo (P_{be}) proporcionan una indicación del probable funcionamiento de la mezcla asfáltica. Es necesario entender las definiciones y los procedimientos analíticos descritos para tomar decisiones concernientes a la selección del diseño de mezclas asfálticas como el SMA. La información aplica tanto a mezclas elaboradas en laboratorio, como a probetas asfálticas extraídas en el campo.

5.1 Definiciones

El agregado mineral es poroso, puede absorber agua y asfalto a un grado variable. Además, el cociente de absorción entre el agua y el asfalto varía con cada agregado. Los tres métodos para medir la gravedad específica del agregado

toman estas variaciones en consideración. Estos métodos son, la gravedad específica neta, la aparente, y la efectiva:

Gravedad específica neta, G_{sb} .— Proporción de la masa al aire de una unidad de volumen de un material permeable (incluyendo vacíos permeables e impermeables del material) a una temperatura indicada, con respecto a una masa al aire de igual densidad de volumen igual al de agua destilada a una temperatura indicada (Figura 5.1).

Gravedad específica aparente, G_{sa} .— Proporción de la masa en aire de una unidad de volumen de un material impermeable a una temperatura indicada, con respecto a una masa al aire de igual densidad de volumen igual al de agua destilada a una temperatura indicada (Figura 5.1).

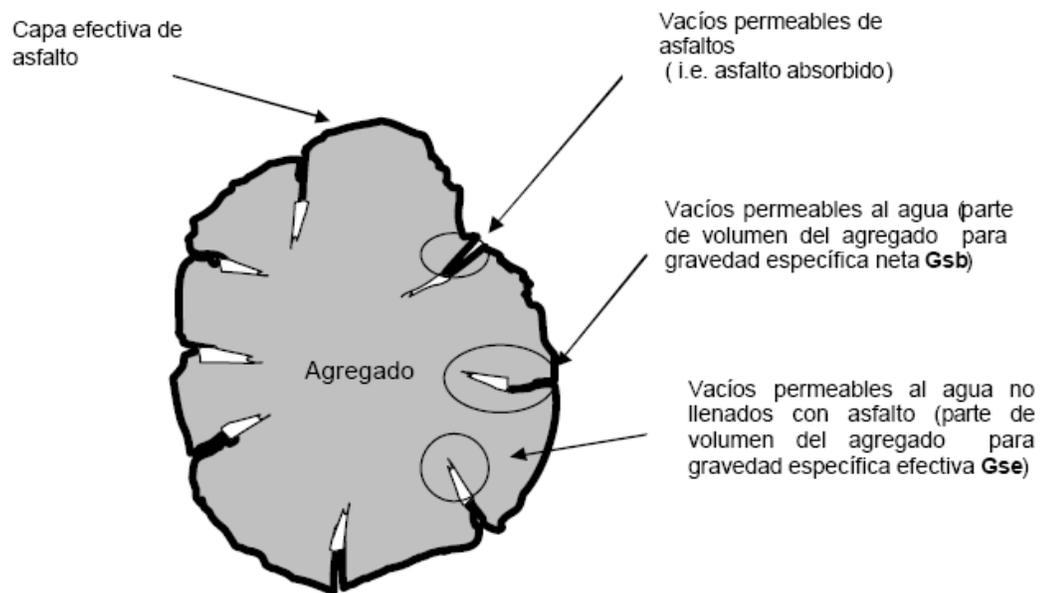


Figura 5.1- Ilustración de los parámetros de diseño volumétrico (SCT PT No 271, 2005).

Gravedad específica efectiva, G_{se} .— Proporción de la masa en aire de una unidad de volumen de un material permeable (excluyendo vacíos permeables de asfalto) a una temperatura indicada, con respecto a una masa al aire de igual densidad de volumen igual al de agua destilada a una temperatura indicada (Figura 5.1).

Vacíos en el agregado mineral, VAM.— Volumen de espacio vacío intergranular entre las partículas del agregado de una mezcla asfáltica compactada, que incluye los vacíos de aire y el contenido de asfalto efectivo, expresado como un porcentaje del volumen total de la muestra (Figura 5.2).

Contenido de asfalto efectivo, P_{be} .— Contenido de asfalto total de una mezcla asfáltica, menos la proporción de asfalto absorbido en las partículas del agregado.

Vacíos de aire, V_a .— Volumen total de una pequeña bolsa de aire entre las partículas cubiertas del agregado en una mezcla de pavimento compactado, expresado como el porcentaje del volumen neto de la mezcla del pavimento compactado (Figura 5.2).

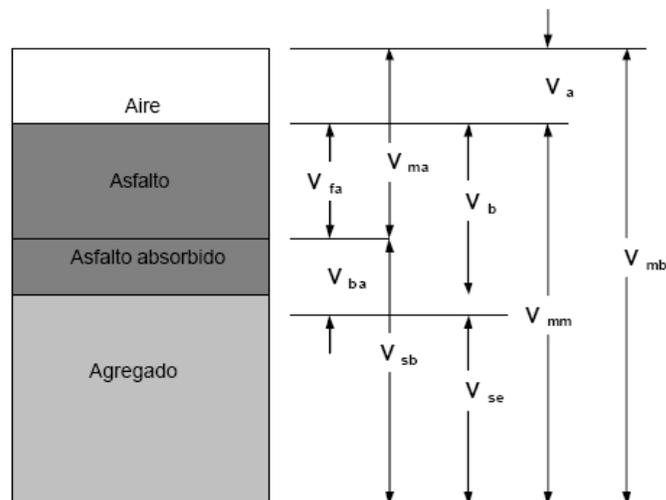


Figura 5.2- *Componente del diagrama de compactación de una HMA (SCT PT No 271, 2005).*



Vacíos llenados con asfalto, VFA.– Porción del porcentaje del volumen de espacio vacío intergranular entre las partículas del agregado, que es ocupado por el asfalto efectivo. Se expresa como la porción de $(VAM - V_a)$ entre VAM. (Figura 5.2). El procedimiento de diseño de mezcla, calcula los valores de VAM para las mezclas de pavimento en términos de la gravedad específica neta de los agregados, G_{sb} .

V_{ma} = volumen de vacíos en agregado mineral

V_{mb} = volumen total de la mezcla asfáltica

V_{mm} = volumen de la mezcla asfáltica sin vacíos

V_{fa} = volumen de vacíos llenados con asfalto

V_a = volumen de vacíos de aire

V_b = volumen de asfalto

V_{ba} = volumen de asfalto absorbido

V_{sb} = volumen de agregado mineral (gravedad específica de la masa)

V_{se} = volumen de agregado mineral (gravedad específica efectiva)

Los vacíos en el agregado mineral (VAM) y vacíos de aire (V_a), se expresan como un porcentaje del volumen de la mezcla asfáltica. Los vacíos llenos de asfalto (VFA) son el porcentaje del VAM llenado con el asfalto efectivo. Dependiendo de cómo se especifica el contenido de asfalto, el contenido de asfalto efectivo puede expresarse como un porcentaje de la masa total de la mezcla asfáltica, o como porcentaje de la masa del agregado de la mezcla asfáltica.

Debido a que el vacío de aire, VAM y VFA son cantidades de volumen; una mezcla asfáltica, primero debe ser diseñada o analizada sobre la base del volumen. Para propósitos de diseño, este acercamiento volumétrico puede ser fácilmente cambiado a valores de masas, para proveer una mezcla de diseño.



5.1.1 Gravedad específica neta del agregado

Cuando el agregado total consiste en fracciones separadas de agregado grueso, fino y filler, todos tienen diferentes gravedades específicas; la gravedad específica neta para el agregado total se calcula usando:

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

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 neta individual del agregado

La gravedad específica neta del filler es difícil de determinar correctamente. De cualquier modo, si la gravedad específica aparente del filler es estimada, el error es usualmente insignificante.

5.1.2 Gravedad específica efectiva del agregado

Cuando se basa en la gravedad específica máxima de una mezcla de pavimento, G_{mm} , la gravedad específica efectiva del agregado, G_{se} , incluye todos los espacios de vacíos en las partículas del agregado, excepto aquellos que absorben el asfalto; G_{se} se determina usando:

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



Donde:

G_{se} = gravedad específica efectiva del agregado

G_{mm} = gravedad específica teórica máxima (ASTM D 2041/AASHTO T 209) de mezcla de pavimento (sin vacíos de aire)

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

P_b = contenido de asfalto con el cual ASTM D 2041/AASHTO T 209 desarrolló el ensayo; el porcentaje por el total de la masa de la mezcla

G_b = gravedad específica del asfalto

El volumen de asfalto absorbido por los agregados es casi invariablemente menor al volumen de agua absorbida. Por tanto, el valor para la gravedad específica efectiva de un agregado debe estar entre su gravedad específica neta y su gravedad específica aparente. Cuando la gravedad específica efectiva sale de estos límites, su valor se debe asumir como incorrecto. El cálculo de la gravedad específica máxima de la mezcla mediante la ASTM D 2041/ASSHTO T 209; la composición de la mezcla en términos del contenido de agregado; y el total de asfalto se deben entonces, volver a inspeccionar para encontrar la causa del error.

5.1.3 Gravedad específica máxima de la mezcla asfáltica

En el diseño de una mezcla asfáltica para un agregado dado, se necesitará la gravedad específica máxima, G_{mm} , para cada contenido de asfalto con el fin de calcular el porcentaje de vacíos de aire para cada contenido de asfalto. Mientras que la gravedad específica máxima puede determinarse para cada contenido de asfalto mediante ASTM D 2041/ASSHTO T 209; la precisión del ensayo es mejor cuando la mezcla está cerca del contenido de asfalto de diseño. Además, es preferible medir la gravedad específica máxima por duplicado o triplicado.

Después de calcular la gravedad específica efectiva del agregado para cada gravedad específica máxima medida; y promediando los resultados del G_{se} , la



gravedad específica máxima para cualquier otro contenido de asfalto puede obtenerse con la siguiente ecuación, la cual supone que la gravedad específica efectiva del agregado es constante, y ésta es válida puesto que la absorción del asfalto no varía apreciablemente con los cambios en el contenido de asfalto.

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

Donde:

G_{mm} = gravedad específica teórica máxima de la mezcla del pavimento
(sin vacíos de aire)

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

P_s = contenido de agregado, porcentaje del total de la masa de la mezcla

P_b = contenido de asfalto, porcentaje del total de la masa de la mezcla

G_{se} = gravedad específica efectiva del agregado

G_b = gravedad específica del asfalto

5.1.4 Absorción del asfalto

La absorción se expresa como un porcentaje de la masa del agregado, más que como un porcentaje del total de la masa de la mezcla.

La absorción del asfalto, P_{ba} , se determina mediante:

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

Donde:

P_{ba} = asfalto absorbido, porcentaje de la masa del agregado

G_{se} = gravedad específica efectiva del agregado



G_{sb} = gravedad específica neta del agregado

G_b = gravedad específica del asfalto

5.1.5 Contenido de asfalto efectivo

El contenido de asfalto efectivo, P_{be} , de una mezcla de pavimento es el volumen total de asfalto, menos la cantidad de asfalto perdido por absorción dentro de las partículas del agregado. Es la porción del contenido total de asfalto que se queda como una capa en el exterior de la partícula del agregado y es el contenido de asfalto que gobierna el desempeño de una mezcla asfáltica. La fórmula es:

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

Donde:

P_{be} = contenido de asfalto efectivo, porcentaje de la masa total de la mezcla

P_b = contenido de asfalto, porcentaje de la masa total de la mezcla

P_{ba} = asfalto absorbido, porcentaje de la masa del agregado

P_s = contenido de agregado, porcentaje total de la masa de la mezcla

5.1.6 Porcentaje de vacíos en el agregado mineral

Los vacíos en el agregado mineral, VAM, se definen como el vacío intergranular entre las partículas del agregado en una mezcla asfáltica compactada, que incluye los vacíos de aire y el contenido de asfalto efectivo, expresado como un porcentaje del volumen total. El VAM puede calcularse sobre la base de la gravedad específica neta del agregado, y expresarse como un porcentaje del volumen mezcla asfáltica compactada. Por tanto, el VAM puede estimarse



restando el volumen del agregado determinado por su gravedad específica neta, del volumen neto de la mezcla asfáltica compactada. Si la composición de la mezcla se determina como el porcentaje del total de la masa de la mezcla asfáltica:

$$VAM = 100 - \left[\frac{(G_{mb})(P_s)}{G_{sb}} \right]$$

Donde:

VAM = vacíos en el agregado mineral (porcentaje del volumen neto)

G_{sb} = gravedad específica neta del total de agregado

G_{mb} = gravedad específica neta de la mezcla asfáltica compactada
(ASTM D 1188 O D 2726/AASHTO T 166)

P_s = contenido de agregado, porcentaje del total de la masa de la mezcla asfáltica o, si la composición de la mezcla es determinada como el porcentaje de la masa del agregado:

$$VAM = 100 - \left[\left(\frac{G_{mb}}{G_{sb}} \right) \cdot \left(\frac{100}{100 + P_b} \right) \cdot (100) \right]$$

Donde:

P_b = contenido de asfalto, porcentaje de la masa del agregado

5.1.7 Porcentaje de vacíos de aire

Los vacíos de aire, V_a , en la mezcla asfáltica compactada consiste en los pequeños espacios de aire entre las partículas de agregado. El porcentaje del



volumen de vacíos de aire en una mezcla compactada, puede determinarse usando:

$$V_a = 100 \cdot \left(\frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}} \right)$$

Donde:

V_a = vacíos de aire en la mezcla compactada, porcentaje del volumen total

G_{mm} = gravedad específica máxima de la mezcla asfáltica

G_{mb} = gravedad específica neta de la mezcla asfáltica compactad

5.1.8 Porcentaje de vacíos llenos de asfalto

El porcentaje de los vacíos en el agregado mineral que son llenados por el asfalto, VFA, no incluyendo el asfalto absorbido, se determina usando:

$$VFA = 100 \cdot \left(\frac{VMA - V_a}{VMA} \right)$$

Donde:

VFA = vacíos llenados con asfalto, porcentaje de VAM

VAM = vacíos en el agregado mineral, porcentaje del volumen total

V_a = vacíos de aire en mezclas compactadas, porcentaje del volumen total



CAPÍTULO 6

MATERIALES ASFÁLTICOS, PROPIEDADES DEL MATERIAL Y DISEÑO DE MEZCLA ASFÁLTICA

Introducción

A través de la historia, los orígenes de los diferentes diseños de mezclas están generalmente centrados en Europa. El SMA como ya se mencionó, empezó en Alemania y la práctica alemana en el mezclado de asfalto está cubierta de acuerdo con las "Condiciones técnicas adicionales e instrucciones para la construcción de superficies de caminos de asfalto" y el asociado "Código de práctica para las pruebas de calidad en asfalto", que es un documento producido en 1998 a través de AAPA. En Australia, se adoptan las teorías de estos documentos y califican los cambios a través de los diferentes estados, donde cada uno tiene sus propias especificaciones. Existen ciertos procedimientos que permanecen constantes por todos los códigos.

El flujo de material en la tolva mezcladora se debe llevar a cabo en el orden dado abajo para lograr una dispersión adecuada del filler y la fibra a través del material mezclado y para obtener una mezcla completamente cubierta. Los tiempos de mezclado son ligeramente más largos que los asfaltos convencionales, debido a la inclusión de aditivos, principalmente fibras que actúan para fortalecer la mezcla. El orden de mezclado, junto con los tiempos aproximados es:

- Agregados gruesos y finos introducidos y mezclados sobre un periodo de 15 segundos.
- El filler se introduce y mezcla sobre un periodo de 20 segundos, empezando al mismo tiempo que los agregados gruesos y finos.



- Las fibras son también introducidas durante este tiempo de mezclado en seco, el tiempo exacto es dependiente del tipo de fibra, pero suficientemente temprano durante el ciclo para asegurar una dispersión completa pero no tanto como para romper la fibra. Después del tiempo de mezclado en seco de 20 segundos, el ligante se introduce y mezcla con los componentes “secos” sobre un periodo de 15 segundos.
- Sigue entonces un ciclo de mezclado posterior de 10 segundos, seguido de un tiempo de descarga de 8 segundos.

La mayoría de los SMA son producidos en plantas de mezclado tipo pugmill o de tambor giratorio, aunque se pueden utilizar las plantas de mezclado continuo. En el último caso, deben usarse fibras peletizadas y se requiere cuidado extremo para asegurar una distribución equivalente de los diferentes componentes a través del proceso de mezclado. El control de calidad en la producción es un requisito esencial para asegurar que se mantengan las proporciones volumétricas. Debido a la estructura gap-graded del SMA (p. ej. algunos tamaños de tamiz no se incluyen en la graduación de los agregados) es necesario establecer un adecuado sistema de control de calidad para los agregados entrantes y para mantener la reserva apropiadamente. Es recomendable el uso de sistemas de alimentación controlados automáticamente para los aditivos y las fibras. Los modernos sistemas de manejo de material proveen suficiente flexibilidad para añadir diferentes tipos de aditivos peletizados a la mezcla p. ej. Viatop® (fibra celulosa utilizada para detener el escurrimiento del ligante en una mezcla y retiene el producto en suspensión durante el transporte), pigmentos, ligantes, polímeros.

Como se dijo, el SMA se puede fabricar en una planta de mezcla asfáltica convencional, aunque puede requerirse alguna modificación para manejar efectivamente las fibras y la cantidad del filler añadido. Generalmente, el pavimento asfáltico recuperado no es conveniente para su inclusión en SMA, a



menos que sea cribado y separado en fracciones graduadas requeridas para la mezcla SMA.

El desempeño del SMA está basado en una fuerte composición gap-graded del agregado. Las variaciones en la proporción relativa del agregado estructural y el agregado fino que llena los espacios vacíos en que el esqueleto del agregado tendrá un efecto casi lineal en los vacíos de la mezcla. Se debe tener cuidado particular para evitar las variaciones en las proporciones del agregado que pasan los tamaños críticos de tamices de 2.36 a 6.7 mm (dependiendo del tamaño nominal de la mezcla). El SMA es sensible a sobrellenar la estructura del agregado con mastic. Sí ocurre eso, el mastic soporta la carga. Como el mastic inalterado casi no tiene resistencia a la deformación, probablemente siga un ahuellamiento prematuro.

La fabricación del SMA requiere un buen control de graduación y una proporción adecuada de los agregados. El filler, fibras y bitumen requieren una calibración cuidadosa de todo el equipo de alimentación, así como asegurar que el equipo es capaz de operar a los rangos de alimentación requeridos. Los procedimientos de mezcla deben proveer un mezclado uniforme y consistente de los materiales.

Las plantas tipo batch y de mezcla de tambor son utilizadas para fabricar SMA. El SMA requiere un incremento en el tiempo de mezclado para asegurar que los finos y fibras estén adecuadamente dispersos uniformemente en la mezcla. Esto puede no ser posible en algunas plantas de mezcla de tambor, como el tiempo de mezclado no puede incrementarse o ser prolongado. La práctica Australiana en el uso de plantas de tambor ha tenido fibras en contacto directo con la flama y han sido quemadas. La distribución de la fibra dentro del SMA debe ser monitoreada para asegurar que se logre una distribución equivalente de la fibra. La producción del SMA debe estar estrechamente vigilada para asegurar que todos los aspectos del proceso de producción se cumplan y sean satisfechos. Las plantas de tambor



también tienen problemas con la localización de las entradas de la fibra, el filler y bitumen para lograr un mezclado correcto.

6.1 Materiales asfálticos

El asfalto es una mezcla de agregado y ligante bituminoso, con o sin filler o fibras, producido en una planta de mezclado. Cada uno de los materiales componentes necesitan ser cuidadosamente seleccionados y controlados para asegurar que son de una calidad adecuada para el asfalto y su desempeño esperado. El propósito del diseño de mezcla es determinar las mejores proporciones de los agregados disponibles, ligante, filler y fibras para que el producto sea durable, trabajable, tenga una resistencia a la deformación y una flexibilidad adecuada para soportar el agrietamiento y la fatiga. En el caso del rodaje, también es necesario proveer una textura superficial y una resistencia al patinaje apropiada a las velocidades requeridas localmente. La disposición de alguna de estas características suele ser mutuamente excluyente.

Las especificaciones tienen valores máximos y mínimos, y envuelve a los límites restantes. El diseño de mezcla es también específico a la fuente de materiales en las regiones locales de fabricación. Ha habido una investigación considerable en las pruebas apropiadas y límites de especificación para los diferentes componentes de la mezcla asfáltica. Este documento se enfoca en el desempeño de la mezcla en total, como la graduación combinada y los tipos de materiales impactan en su desempeño. Los materiales componentes fueron seleccionados para cumplir con las especificaciones actuales.

6.2 Ligante bituminoso

En Estados Unidos, los sistemas de clasificación de penetración fue reemplazado por dos sistemas de clasificación de viscosidad (Roberts et al 1996) que ahora son reemplazados por el sistema SUPERPAVE™. El departamento del transporte de



Georgia ha añadido un requisito en el ligante para su especificación SUPERPAVE™ PG76-22 para asegurar que la modificación del polímero se use para lograr los requisitos de la clasificación del ligante (Watson et al 1998). El SUPERPAVE™ también introdujo el nuevo equipo de prueba para las pruebas físicas que están relacionadas con los parámetros de desempeño del pavimento, siendo parcialmente influenciadas por el ligante (Brown et al 1996).

En Australia, el bitumen se clasifica en base al punto medio del rango de su viscosidad a 60°C medidos en Pascal-segundos (Pas.). El rango de viscosidades está impuesto a 60°C y 135°C para confinar al bitumen a un rango aceptable de susceptibilidad a la temperatura. Para excluir al bitumen con alta susceptibilidad a la temperatura, que puede ser muy quebradizo a bajas temperaturas, se establece un límite mínimo en la penetración a 25°C. Estos controles de consistencia por encima, en medio y cerca del fondo de la zona de temperatura práctica son considerados para especificar adecuadamente las propiedades reológicas del bitumen y también enfoca la atención en la consistencia del bitumen a temperaturas que son relevantes a los posibles problemas de desempeño (AS2008-1997).

6.3 Efectos de temperatura en la reología del bitumen y asfalto

La reología es el estudio de la deformación y propiedades de flujo de los materiales (AS39982-1991). El bitumen es un material termoplástico cuya resistencia y propiedades de comportamiento físico están directamente relacionadas con la temperatura. A temperaturas ordinarias (10°C a 30°C), la mayoría de los bitúmenes son muy rígidos y difíciles de manejar. Para que sea esparcido, bombeado y mezclado o compactado en la mezcla asfáltica, su viscosidad debe ser grandemente reducida. Los rangos de viscosidad típica y las temperaturas correspondientes aproximadas para la clase típica 320 de bitumen están dados en la tabla 6.1 (Armour 1998, AAPA 1998b). La viscosidad del bitumen puede alterarse fundiendo o cortando donde las fracciones volátiles como



el diesel y el keroseno son añadidas. Éste método es típicamente usado para el revestimiento de sello (NAASRA1984a).

Está bien establecido que las propiedades reológicas del betún aglutinante afectan el desempeño del pavimento asfáltico. Las propiedades del ligante afectan a las propiedades (p. ej. El módulo elástico y la resistencia a la deformación) del asfalto para unas condiciones dadas de temperatura y carga. Por consiguiente, la sensibilidad del ligante a la temperatura afecta a las propiedades del asfalto. (Austroads 1992^a, Roberts et al 1996). Algunas relaciones típicas, entre las propiedades asfálticas y el ligante para un rango de temperaturas están dadas en Dickinson (1984).

Tabla 6.1- Viscosidad típica y rangos de temperatura para el bitumen de clase 320
(Armour 1988, AAPA, 1998a).

Aplicación	Rango de viscosidad	Temperatura
Operaciones de esparcimiento	0.05 a 0.1 Pas	> 180°C
Bombeo	0.5 a 1.0 Pas	130°C a 140°C
Rodado multi-tyre	2 a 100 Pas	70°C a 115°C
Rodado rueda metálica	0.5 a 10 Pas	90°C a 145°C
Mezclado	< 0.2 Pas	> 150°C

Las propiedades reológicas a altas temperaturas (40°C a 60°C) están relacionadas con el desempeño al ahuellamiento de pavimentos. La reología a temperaturas medias impacta en las grietas por fatiga de pavimentos. Las propiedades a bajas temperaturas del ligante están relacionadas con el agrietamiento térmico a bajas temperaturas del pavimento. Se han medido valores de ahuellamiento reducido, mejora a la resistencia a la fatiga, y menor rigidez a temperaturas bajas en las mezclas asfálticas hechas con ligantes con propiedades reológicas mejoradas (Bahia and Kamel 1994).

La temperatura es uno de los factores más importantes para determinar el módulo del asfalto, la resistencia a la fatiga y a la deformación permanente de las capas asfálticas (AUSTROADS 1992^a). Se introdujo un procedimiento con propósitos de diseño para determinar el “peso” de la temperatura principal anual de aire



(Weighted Mean Annual Air Temperature WMAAT) desde las principales temperaturas mensuales de aire (Mean Monthly Air Temperaturas MMAT) en un lugar cualquiera. Utilizando una relación entre la temperatura del aire y la del pavimento, el “peso” del WMAAT puede determinarse (AUSTROADS 1992).

Utilizando el WMAAT, se toman en cuenta los efectos en el diseño en las variaciones diarias o mensuales en la temperatura del pavimento. Éste da la temperatura “efectiva” del asfalto y por lo tanto las propiedades “efectivas” del desempeño asfáltico.

El ahuellamiento en el asfalto ocurre debido al flujo plástico del material. El flujo plástico es un proceso irreversible causado por los altos esfuerzos aplicados por los vehículos, elevadas temperaturas constantes en un día caluroso o la combinación de ambas (APRG 1992). Por lo tanto, evaluando la resistencia al ahuellamiento, se usan las máximas temperaturas del pavimento (T_{max}) (APRG 1997b).

Debido al efecto de la temperatura en la reología del ligante y el efecto correspondiente en la mezcla asfáltica, se eligen las condiciones de temperatura en una prueba de laboratorio para reflejar las temperaturas esperadas en servicio aproximadas a las condiciones críticas de desempeño para el tipo de prueba que se lleve a cabo.

6.4 Efectos del rango de carga en la reología del ligante y el asfalto

Debido a la naturaleza visco-elástica del bitumen, las propiedades del asfalto son dependientes del rango al cual es cargado. Por ejemplo, un rango de carga más rápido resultará en un módulo más alto, incrementando la resistencia a la deformación y a la fatiga en el modo de carga a esfuerzo controlado. Los efectos pueden ser muy importantes, especialmente en las áreas del pavimento como las intersecciones, paradas de autobús y estacionamientos.



Para determinar las propiedades para una velocidad de tráfico cualquiera, sin importar el método utilizado, el tiempo de carga en segundos puede derivarse de una simple relación inversa (AUSTRARROADS 1992). El debate continúa en cuanto a si esta relación es apropiada. Vic Roads (1993) sugiere que la relación entre el tiempo de carga y la velocidad de tráfico depende en el método utilizado para estimar el módulo.

6.5 LIGANTES MODIFICADOS CON POLÍMEROS

6.5.1 Tipos de ligantes modificados con polímeros

Aunque existe una gran cantidad de productos a base de polímeros, solo algunos son adecuados para modificar al bitumen (Isacsson and Lu 1995). Los polímeros están divididos comúnmente en tres amplias categorías; plásticos, elastómeros y cauchos. Los plásticos pueden subdividirse en termoplásticos y termofraguantes (o resinas termofraguantes) y los elastómeros en caucho natural y sintético. Los termoplásticos se ablandan y fluyen cuando son calentados pero reendurecen cuando se enfrían, este proceso puede repetirse por una gran cantidad de veces.

Los materiales termofraguantes son producidos por la formación directa de una red de polímeros desde monómeros, o entrelazando prepolímeros lineales. El calentamiento causa una transformación irreversible como resultado de las reacciones químicas. Los elastómeros están caracterizados por su elasticidad, que les permite recuperar totalmente o parcialmente su dimensión inicial después de ser sujetos a un esfuerzo o a un incremento en la temperatura.

Los termoplásticos más examinados comúnmente para modificar el bitumen incluyen el polietileno (PE), polipropileno (PP), policloruro de vinilo (PVC), poliestireno (PS) y acetato de vinilo etileno (EVA) (Lu 1997). EVA, un copolímero aleatorio de etileno y acetato de vinilo, fue usado para modificar el bitumen (APRG 1997A) pero está siendo reemplazado por etileno-metilacrilato (EMA). EVA puede



mejorar las propiedades a alta temperatura sin alterar la flexibilidad a bajas temperaturas del bitumen base que dirige una resistencia a la deformación mejorada de asfalto que contiene bitumen modificado con EVA (Maccarrone et al 1997a). Aunque los bitúmenes modificados por EMA y EVA han incrementado la resistencia al combustible, los tipos plastómeros no deberían usarse donde se requiera un alto grado de flexibilidad (AAPA 1998a).

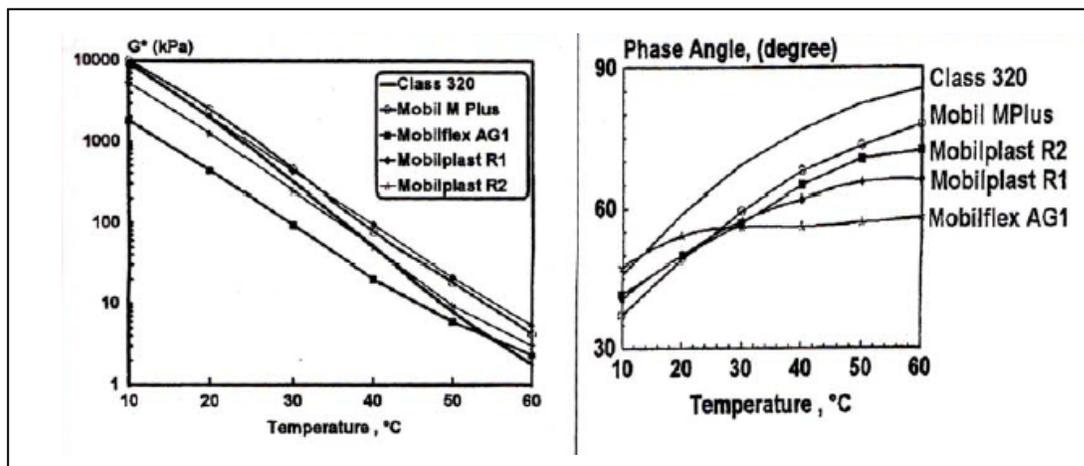
Los polímeros pueden incrementar la resistencia del bitumen reaccionando químicamente formando una fuerte estructura de red tridimensional que no puede regresar a la condición de fluido si se calienta. Dos resinas epóxicas de dos componentes mezcladas con el bitumen, muestran las propiedades de las resinas termofraguantes modificadas más que del bitumen. Ellas dan un desempeño sobresaliente como ligantes en cohesión, adhesión, resistencia al aceite y combustible, y durabilidad. En décadas recientes, se han desarrollado diferentes sistemas de bitumen termofraguante, pero debido a su costo, son sólo aplicados a un limitado número de condiciones de pavimentación críticas (p. ej. Tipos específicos de cubiertas de puentes y aeropistas) (Roberts et al 1996).

Los elastómeros como el caucho natural (NR), polibutadieno (BR), poliisopreno (IR), copolímero isobutileno-isopreno (IIR), policloropreno (CR), copolímero estireno-butadieno (SBR) y el bloque copolímero de estireno-butadieno-estireno (SBS) han sido utilizados en experimentos para modificar el bitumen (Isacson and Lu, 1995, Roberts et al 1996).

Los polímeros pueden añadirse al bitumen en formas diferentes como migas, polvos, celosías y soluciones en hidrocarburos líquidos. De los elastómeros, los copolímeros SBS han atraído la mayor atención para la modificación del bitumen (Isacson and Lu, 1995). Los polímeros consisten en cadenas de tres bloques estireno-butadieno-estireno y son un sistema de dos fases formadas por bloques de poliestireno (PS) dentro de una matriz de polibutano (BR). Sobre la temperatura de transición del vidrio del poliestireno (p. ej. 100°C), la efectividad del

entrecruzado del polímero disminuye rápidamente. Cuando se enfría, el poliestireno domina la reforma, la resistencia y la elasticidad son restauradas. La naturaleza termoplástica de los polímeros SBS a elevadas temperaturas y su habilidad para proveer una red continúa en el enfriamiento, son las razones de que sean atractivos como modificadores de bitumen (Lu 1997).

El ligante modificado con SBS es relativamente insensible a la temperatura y al rango de carga, y confiere propiedades similares a la mezcla asfáltica. Debido a las altas cantidades de energía requeridas para deformar el PMB/SBS, esto incrementa la resistencia a la deformación (ahuellamiento) y agrietamiento reflectivo del asfalto (Srivastava et al 1992). El asfalto que contiene PMB/SBS ha mostrado tener una rigidez flexible más baja comparada con las mismas mezclas con un bitumen C320, sin embargo, la afectación de cambiar el rango de carga fue menos significativa para las mezclas PMB/SBS (Maccarrone et al 1997a).



Módulo cortante complejo (G^*) a 10 rad/s

Ángulo de fase (δ) a 10 rad/s

Figura 6.1- Dependencia de la temperatura del modulo cortante complejo y el ángulo de fase para la clase 320 y ligantes modificados con polímero (Macarrone et al 1996 y 1997a).

El tipo de PMB (Polymer Modified Binder (Ligante modificado con Polímero)) más utilizado con SMA es SBS, el cual es un tipo de polímero elastómero. Brown et al (1997a) reportó que en el SMA, incorporando un SBS PMB, produjo mezclas que



fueron más resistentes al ahuellamiento que las mezclas SMA con un ligante sin modificar. Las propiedades mejoradas de resistencia al ahuellamiento de las mezclas fabricadas con PMB de SBS y EVA, mostraron facilidad a la carga acelerada (ALF).

Se reportaron vidas superiores a la fatiga en consecuencia de usar el sistema SMA/SBS. Las propiedades del PMB están ilustradas en la Figura 6.1 (Maccarrone et al 1996 and 1997a), donde el bitumen modificado con SBS/EVA fue comparado con el bitumen de clase 320 sin modificar. La reducida dependencia a los ángulos de fase en la temperatura del SBS y EVA, muestran menor flujo viscoso y mayor elasticidad de los PMBs. Esto se traduce en mayor resistencia al ahuellamiento y menor rigidez del asfalto sobre un mayor rango de temperaturas del pavimento. *El SBS demuestra el mejor desempeño general con respecto a la resistencia viscosa y la elasticidad.*

6.5.2 Efectos de temperatura

Las mejoras en las propiedades de baja temperatura del bitumen, debido a las modificaciones del polímero, fueron indicadas por decrementos en la rigidez al flujo, el punto de rompimiento Fraass, la transición vítrea, y las temperaturas limitantes de la rigidez (Isacsson and Lu, 1995). La mejora relativa varía en base al bitumen, el tipo y contenido del polímero. Comparado con los termoplásticos (EVA y EBA), los elastómeros (SBS y SEBS) resultan más efectivos al mejorar los parámetros del bitumen a bajas temperaturas (excepto por la temperatura limitante de rigidez). Para cualquier polímero, la reducción relativa en la rigidez al flujo depende en el grado del bitumen (Lu and Isacsson 1997a). Las influencias de la modificación del polímero pueden variar dependiendo de las condiciones de prueba (temperatura y tiempo de carga) (Claxton et al 1996).

La modificación del polímero mejora significativamente la susceptibilidad a la temperatura del bitumen. Ésta susceptibilidad no es un parámetro de un solo valor,



pero depende en el rango de temperatura considerado, tiempo de carga, así como la propiedad que se esté midiendo (Lu and Isacsson 1998). El rango de temperatura de servicio del bitumen puede extenderse con la adición de polímeros SBS, dependiendo de la concentración del modificante y la naturaleza de la base del bitumen. La máxima extensión alcanzable está en el orden de 25°C para un buen desempeño a altas temperaturas (resistencia al ahuellamiento) y superior a 20°C para un buen desempeño a bajas temperaturas (agrietamiento termal) (Vonk and Valkering 1996). Los efectos de la modificación del polímero pueden ser infavorables a bajas temperaturas (Bahia 1994).

6.5.3 Medida de los efectos de la modificación del polímero

Existen relaciones significativas estadísticamente entre los parámetros del análisis mecánico dinámico, pruebas de flujo y métodos convencionales (Lu 1997). Los parámetros de pruebas convencionales como la penetración y punto de ablandamiento no fueron considerados suficientemente adecuados para caracterizar a los PMBs (Vonk and Valkering 1996). El grado de modificación del polímero refleja por diferencia de medidas que varía considerablemente y predice beneficios significantes de la modificación de polímeros en la práctica, deben utilizarse los parámetros apropiados y fundamentales. (Lu and Isacsson 1997b). Por ejemplo, aunque existe una fuerte evidencia de que la resistencia al ahuellamiento del asfalto es dependiente de las propiedades visco elásticas del bitumen y los PMBs, el debate continúa sobre cuál es el parámetro más importante a medir en los ligantes (Murria et al 1998).

La investigación en todo el mundo ha reportado una correlación excelente entre la resistencia al ahuellamiento y el parámetro del “Strategic Highway Research Program” ($G^*/\sin\delta$) (Claxton et al 1996, Murray et al 1998). Se han reportado dudas en Europa con respecto a la fiabilidad del parámetro de ahuellamiento del SHRP, cuando se aplica a ligantes modificados con SBS (Oliver 1997). Éstos



parámetros están ahora incluidos en las especificaciones australianas (AP-T04, 2001)

Un estudio en curso ha encontrado que, aunque la propiedad de consistencia, medida utilizando el elastómetro ARRB TR, cambia con el tiempo de almacenamiento en caliente para la mayoría de los ligantes modificados con polímero, las otras propiedades no cambian significativamente. La investigación continua para determinar si existe algún cambio en el desempeño en el laboratorio (Modulo elástico, flujo dinámico, rango de recorrido de rueda, fatiga de viga) o mezclas asfálticas fabricadas con PMBs almacenados a altas temperaturas (Remtulla et al 2001).

6.5.4 Sistemas de clasificación de PMBs Australianos

En Australia, en 1992, el comité de AUSTRROADS (1992b) en ligantes modificados con polímeros (PMBs) publicó una guía y especificaciones cubriendo el uso y las aplicaciones de PMBs en asfaltos y aplicaciones de sello, y presentó procedimientos para el manejo, almacenamiento, aplicación y seguridad. La propuesta adoptada fue principalmente prescriptiva donde los puntos centrales fueron el tipo de polímero y las concentraciones del mismo (APRG 1997b). También introdujo la nomenclatura para ocho sellos y siete PMBs asfálticos con propiedades del material típicas. Las designaciones del tipo de ligante, SB"x" y AB"y", denotan sello rociado (Sprayed seal) y ligante asfáltico (Asphalt Binders) respectivamente. Los números, "x" y "y", se introdujeron sólo para identificación, y no necesariamente como una clasificación. Las clasificaciones del ligante asfáltico fueron AB1, AB2, AB3, AB4, AB5, AB6 y AB25. La información sobre el impacto del PMB con el desempeño de los asfaltos densos y Open Graded fueron presentados.

Se percibió un problema con la especificación de 1992, y fue que los usuarios podrían asociar las clasificaciones con el contenido de polímero (p. ej. AB5=



5%SBS) (Parry et al 1998). En 1997, se introdujo un nuevo sistema de clasificación de PMBs basado en el tipo de aplicación de sistema de ligante como un prefijo, una designación numérica arbitraria y el grupo predominante de polímero representado por el PMB como sufijo. Los sistemas de ligante están codificados con “S” (para clasificaciones de sello) o “A” (para clasificaciones de asfalto). Los grupos de polímeros están codificados con “E” (para polímeros tipo elastómeros), “P” (para polímeros tipo plastómeros) o “R” (para materiales granulares de caucho). Por ejemplo, A10E es una clasificación PMB de asfalto basada predominantemente en un polímero tipo elastómero y designado arbitrariamente como 10 (APRG 1997b).

El código E incluye SBS (estireno-butadieno-estireno), SIS (estireno-isopreno-estireno), SBR (caucho de estireno-butadieno), caucho natural, PBD (polibutadieno), cloropreno y otros tipos de polímero similares. El código P incluye EVA (etileno acetato de vinilo), EMA (etileno metacrilato), APP (atactic polipropileno), diferentes formas de PE (polietileno) y otros tipos de polímeros similares. El código R incluye migajas de caucho, generalmente de llantas viejas. Aunque el código de letras permite diferentes tipos de modificadores, aquellos típicamente usados para las clasificaciones de PMB para las aplicaciones asfálticas son A10E (SBS), A15E (SBS), A20E (SBS), A25E (PBD), A30P (EMA/EVA), A35P (EMA/EVA) y A40R (escoria de caucho) Las guías están incluidas para elección de PMB, para mejorar el desempeño del asfalto Dense Graded en resistencia al ahuellamiento y a la fatiga, asfalto Open Graded y High Modulus (APRG 1997b).

Las clasificaciones de 1992 AB25 y el A40R de 1997, fueron incluidas para permitir el uso de las migas de caucho y fueron basadas con la “adición de las migas de caucho directamente a la planta de mezcla asfáltica (APRG 1997b). La inclusión de mezclas fabricadas por éste método es inapropiada para la especificación del ligante y ha sido removida para especificaciones posteriores (AUSTROADS 2000b).



El departamento de caminos de Queensland introdujo su propio sistema de clasificación basado en APRG (1997b), Éste tiene cinco clases de PMB, para el asfalto (A) y restringe los tipos de polímero a SBS (S), EMA (M), y EVA (V). El código numérico denota la consistencia mínima en kPa.s a 60°C, que es más significativo que el valor arbitrario adoptado en AUSTROADS (2000b). Las clasificaciones de Queensland son (con la clase equivalente más cercana de AUSTROADS) A0.6S (A20E), A5S (A15E), y A10E, A1.8M.

6.5.5 El agregado

El agregado se puede describir como el material compuesto de partículas minerales discretas de un tamaño o distribución específica, producidos con arena, grava, roca o escoria metalúrgica, usando uno o más de los siguientes procesos: extracción selectiva, cribado, explosiones, triturado (AS1348.1:1986). El agregado es normalmente clasificado ya sea como grueso o fino, sin embargo, existen diferentes opiniones en cuanto donde ocurre la transición entre el agregado grueso y el fino. En AS1348.1:1986, define el agregado grueso como “de tal tamaño que es sustancialmente retenido en un tamiz de un tamaño especificado, comúnmente de 4.75 mm o 2.36 mm de acuerdo a su uso”. En AS2758.5:1996 usa la definición de “un agregado que tiene un tamaño nominal de no menos de 5 mm”. La convención usada por las autoridades carreteras en México es que el tamiz de 4.75 mm es la transición entre el agregado grueso y el fino. Ésta convención será adoptada en este documento.

Los agregados componen típicamente el 90% al 95% de la masa de todas las mezclas asfálticas y ejercen una proporción muy importante para la capacidad de carga. Su selección es crítica para el desempeño de la mezcla. Las especificaciones y estándares ponen límites en las propiedades de prueba que deben alcanzarse por los agregados (AS2758.5:1996, DMR (QLD) MRS11.33). La mayor parte de las pruebas de los agregados y/o especificaciones relacionadas,



se han desarrollado con el tiempo y reflejan las condiciones locales y propiedades de las fuentes disponibles de agregado (Kandhal et al 1997).

6.5.6 Agregado grueso

Las especificaciones del departamento de caminos principales de Queensland (MRS11.30, MRS11.33, MRS11.34 y MRS11.36) establecen los mismos límites para el agregado grueso para todos los tipos de asfalto. Las pruebas incluyen el índice de desconchamiento, valor de finos al 10% (húmedos), variación de resistencia húmedo/seco, factor de degradación, absorción de agua, partículas trituradas, partículas débiles y el valor de fricción del agregado pulido [Polished Aggregate Friction Value (PAFV)]. Basándose en la vida prevista del SMA, se puede justificar una investigación de si debe ser un requisito aparte el PAFV para el SMA.

Para el asfalto con aplicaciones pesadas y muy pesadas de tráfico, AAPA (2000b) plantea límites más exigentes para las propiedades del agregado grueso en la pérdida de abrasión de los Ángeles, contenido de piedra dañada, contenido de piedra marginal, índice de desconchamiento, absorción de agua y PSV/PAFV. La vida esperada de servicio del SMA es mayor que los asfaltos Dense Graded y Open Graded para las mismas aplicaciones. Esto implica que el SMA estará sujeto a mayor tráfico durante su vida de servicio. Por lo tanto, puede verse que las dos propiedades intrínsecas requeridas para el agregado grueso en el SMA son fuerza y resistencia al pulido (Loveday and Pellin 1998).

6.5.7 Agregado fino

Las especificaciones del departamento de caminos principales de Queensland (MRS11.30, MRS11.33, MRS11.34 y MRS11.36) establecen los mismos límites para el agregado fino para todos los tipos de asfalto. Las especificaciones son breves y simples, establecen “El agregado fino consistirá de partículas de arena



naturales y/o partículas de roca triturada de tamaño menor que 4.75 mm pero mayor que 0.075 mm. El agregado deberá ser limpio, duro, durable, y libre de arcilla y otros agregados de material fino, suelo, material orgánico y cualquier otro material deletéreo”. Una especificación reciente para pavimento de tratamiento pesado en Queensland incluye limitaciones adicionales en el índice de plasticidad máximo e índice de arcilla para el agregado fino (Jones et al 1998).

La selección del agregado fino es un balance entre estabilidad y trabajabilidad. Para aplicaciones pesadas (donde el SMA es típicamente utilizado), donde existe un alto grado de ahuellamiento, se recomienda una completa trituración del agregado fino (AAPA 1998a). Algunas especificaciones para el SMA, limitan la cantidad de arena natural a un máximo de 50% del agregado fino (Nicholls 1998a), prEN 13108-5:2000).

6.5.8 Filler

El filler es un material fino, en su mayoría el que pasa el tamiz de 0.075 mm del agregado u otro material granular similar. Los fillers comunes usados en Australia al igual que en México son cemento Portland, cal hidratada y piedra caliza; polvo de planta de cemento, ceniza y escorias (APRG 1997a). Elegir el filler dependerá normalmente de la disponibilidad y el costo, aunque la cal hidratada (Baig and Wahhab 1998) y cemento Portland, ambos tienen cualidades de mejora de adhesión (APRG 1997a).

De acuerdo a numerosos estudios, las propiedades del filler mineral tienen un efecto significativo en las propiedades del asfalto en términos de deformación permanente, grietas de fatiga y susceptibilidad a la humedad. La introducción de normas ambientales y su subsecuente adopción de sistemas de recolección de polvo (Baghouses) ha alentado el regreso de la mayoría de los finos a la mezcla asfáltica. Un rango máximo de filler al ligante (F/L) de 1/2 a 1/5, basado en el peso, es utilizado por muchas agencias para limitar la cantidad de material menor



a 0.075 mm. Sin embargo, los finos varían en graduación, forma de partícula, superficie, contenido de vacíos, composición mineral y propiedades físico-químicas; por lo tanto, su influencia en las propiedades del asfalto también varían. La máxima cantidad permitida debe entonces ser diferente para los diferentes finos (Kandhal 1981).

Los fillers en Australia están cubiertos por AS2357:1980. Las especificaciones del asfalto en Queensland (DMR, QLD, MRS 11.30, MRS11.33, MRS111.34 y MRS11.36) se refieren al filler combinado cumpliendo con AS2357 con los requerimientos adicionales de: “libres de grumos, arcilla, materia orgánica y cualquier otro material deletéreo” y con “vacíos en el filler seco-compacto de no menos de 38%”.

6.5.9 Fibras

Las fibras usadas en SMA son típicamente fibra celulosa en una forma peletizada, premezclada con bitumen, o en forma suelta. A principios de los noventas, fueron probados otros estabilizadores, incluyendo fibra de vidrio, fibras acrílicas y fibra de lana de roca.

Las fibras pueden comprarse generalmente en dos formas, fibra suelta y pellets. La fibra suelta puede empacarse en bolsas de plástico o a granel. Las bolsas de plástico pre-pesadas son utilizadas a menudo en el lote de producción de planta. Las bolsas se hacen de un material que se funda fácilmente en las temperaturas de la mezcla. El número aproximado de bolsas puede, por consiguiente, ser añadido al pugmill durante cada ciclo de mezclado. Las bolsas de filler pueden elevarse a la plataforma del pugmill por medio del transportador y manualmente añadido a cada lote. El proceso es una labor intensa y se adapta mejor a proyectos de bajo tonelaje.

Una alternativa al uso de bolsas pre-pesadas es volar una cantidad medida del material a granel en cada lote. Máquinas especialmente designadas para manejar



y volar la fibra a granel, han sido desarrolladas por algunos fabricantes de fibra. Una calibración precisa y control de densidad, así como la separación de las fibras, de modo que se dispersen adecuadamente en la mezcla asfáltica, son características importantes de tales materiales.

En plantas tipo batch, las fibras son generalmente dispersadas añadiendo los agregados secos y mezcla en seco por un corto tiempo (no más de 10 segundos), aunque algunos fabricantes de fibra recomiendan añadir la fibra al mismo tiempo que el ligante.

El sistema de soplado de fibra también puede usarse en las plantas de tambor. En éste método es imperativo que la línea de fibra sea colocada en el tambor al lado de la línea del bitumen y fusionada en una mezcla de modo que las fibras sean capturadas por el bitumen antes de ser expuestas a gases de gran velocidad en el tambor. Sí la fibra no es capturada apropiadamente por el ligante, ésta se perderá debido al sistema de recolección de polvo.

Las fibras en pellets pueden usarse en las plantas de tambor y tipo batch, añadiéndose directamente al pugmill o al cuello RAP de las plantas de tambor. El peletizado ayuda a mejorar la facilidad y precisión de la medición, así como reducir la probabilidad de que las fibras estén en suspensión en el aire y llevadas a cabo por el proyecto de la planta. Algunas fibras peletizadas son mezcladas con una pequeña cantidad de ligante de bitumen que debe permitirse en el contenido general de ligante en la mezcla. Los materiales peletizados se colocan a granel en las tolvas y medidas ya sea en el pugmill o el mezclador de tambor. Una calibración apropiada en la alimentación es un paso importante en todos los sistemas de adición de fibra.

Comparado con las mezclas asfálticas convencionales Dense-Graded, las mezclas SMA generalmente tienen un contenido mayor de bitumen y agregado grueso. El drenaje ocurre cuando el bitumen se termina y a través del agregado durante la entrega o en la tolva de la pavimentadora. Las principales causas del



drenaje son: contenido excesivo de ligante en la mezcla y alta temperatura de la mezcla. Los peores problemas reportados en los proyectos de SMA fueron que existía una combinación de contenido excesivo de ligante, así como una producción alta de la mezcla y temperaturas de tendido (Scherocman 1997). Las fibras son utilizadas como inhibidores de drenaje en el asfalto y los tipos disponibles incluyen celulosa, rock wool, fibra de vidrio y otros recursos minerales. El SMA Alemán fue producido originalmente utilizando fibras de asbesto. Aunque los asbestos encajaban perfectamente desde un punto de vista técnico, su aplicación fue prohibida por razones de salud. Las fibras de celulosa tienen ahora un 90-95% del mercado Alemán (Schrimpf 1998). La prueba de escurrimiento Schellenberg (ANEXO F) puede ser usada para determinar la propensividad al “drenado” (APRG 1997a).

Debido a su rigidez incrementada, los ligantes multigrado y los modificados con polímero (PMB) pueden reducir la necesidad de inhibidores de drenaje del ligante, sin embargo, en los altos contenidos típicamente utilizados de bitumen, seguirá siendo necesario un inhibidor de drenaje. Brown et al (1997a) comparó el efecto en el drenaje del ligante de la incorporación del SBS y polímeros de poliolefina y celulosa, y fibras de algodón de roca en el ligante de bitumen. Ellos concluyeron que *los estabilizadores de fibra fueron superiores a los de polímero al prevenir el drenaje del ligante en las mezclas tipo SMA. Los polímeros estabilizadores, sin embargo, producen mezclas de mayor resistencia al ahuellamiento, ya que ofrecen un mayor soporte de mastic al esqueleto de piedra.*

Las fibras de polímero no interactúan químicamente con el bitumen. Los experimentos con el uso de fibras para modificar el bitumen y el asfalto, se han investigado incrementando la dureza del asfalto, la cantidad de energía absorbida durante la fatiga y las pruebas de fractura (Lu 1997). Un estudio demostró que la adición de fibra celulosa a las mezclas SMA puede afectar el desempeño en formas que no se han considerado en el presente. Mientras la adición de pequeñas cantidades (0.3%) reduce el drenaje del ligante, las adiciones mayores

pueden afectar las propiedades en servicio como la cohesión, rigidez y resistencia a la deformación permanente en formas inesperadas que necesitan considerarse cuando se prediga el desempeño en servicio (Woodside et al 1988).

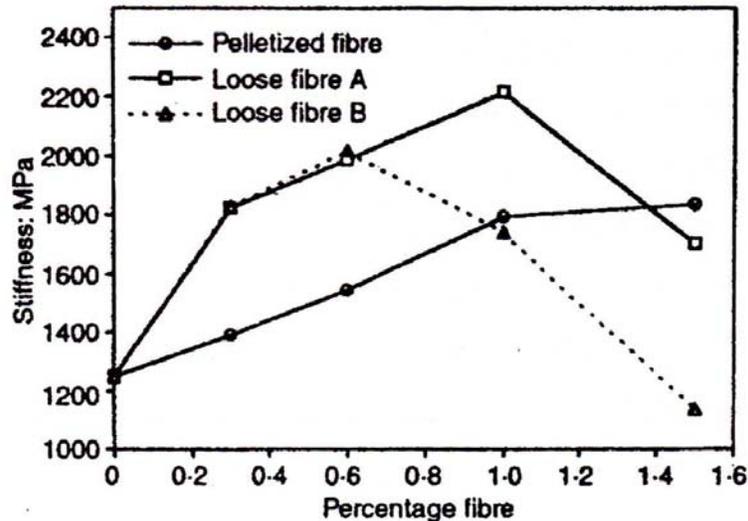


Figura 6.2- Efecto de la adición de la fibra celulosa en el modulo de rigidez indirecto de la mezcla SMA (Woodside et al 1998).

La adición de fibras celulosas puede afectar el módulo de rigidez medido con la prueba indirecta de tracción como se muestra en la Fig. 6.2 (Woodside et al 1998). En términos de rigidez máxima, la adición óptima de fibra suelta fue dependiente de la fibra, esto es 1.0% para fibra suelta A y 0.6% para fibra suelta B. La rigidez también aumento con la adición de fibra peletizada; sin embargo, no se ha alcanzado un valor óptimo con la adición de fibras mayores al 1.5%. Las mezclas SMA contienen típicamente 0.3% de fibras de celulosa para prevenir el escurrimiento del ligante.

6.6 DISEÑO DE LA MEZCLA ASFÁLTICA

6.6.1 Antecedentes de los estudios de diseño de mezcla

El diseño de la mezcla asfáltica está experimentando una transición a través del mundo desde los métodos de diseño empíricos (p. ej. Marshall and Hveem)



basados en desempeño o métodos relacionados con el mismo (Luminari and Fidato 1998). El objetivo del diseño de mezclas es determinar las proporciones del bitumen, filtro, agregado y cualquier otro material que produzca una mezcla que cumpla con la apropiada construcción y criterio de desempeño (Lay 1998). Aunque los métodos de diseño de pavimento utilizan valores para las relaciones de rigidez y fatiga, existe también un rango de problemas de servicio que necesitan ser dirigidas como parte del proceso de diseño de mezcla. Esto incluye la resistencia a la deformación permanente (ahuellamiento), agrietamiento a bajas temperaturas, durabilidad, y resistencia al daño por humedad, resistencia al deslizamiento y trabajabilidad (Roberts et al 1996).

6.6.2 MÉTODOS DE DISEÑO BASADOS EN EL DESEMPEÑO

6.6.2.1 Estados Unidos

El método americano de diseño de mezcla Superpave™ fue el resultado de esfuerzo del “Strategic Highway Research Program (S.H.R.P.). El programa operó de 1987 a 1992 y representa la integración de más de 25 áreas de investigación en un solo sistema para la caracterización y diseño de mezclas asfálticas. El procedimiento contenido en éste método incluye especificaciones de la materia prima, métodos de prueba con el equipo especialmente desarrollado, el estricto método de diseño de mezcla en sí mismo, y el software relacionado (“core”). El sistema está referido como el “Superior Performing Asphalt Pavement System que ha sido nombrado Superpave™.

El Superpave™ es supuestamente el sustituto de las especificaciones en materiales y los métodos de mezcla actualmente utilizados en los 50 estados de EU (Roberts et al 1996). Esto creará un sólo sistema basado en el desempeño que podrá unir las diferentes condiciones climáticas y de tráfico presentes para las diferentes clases de caminos en EU y Canadá. Éste método es aplicable a las mezclas asfálticas en caliente (HMA) ya sea vírgenes o recicladas, de graduación



densa, con o sin bitumen modificado, así como una variedad de mezclas especiales como el Stone Mastic Asphalt (Luminari and Fidato 1998). También puede aplicarse a nuevas carpetas construidas, bases y para reencarpetar o capas de pavimento deteriorado, con el objetivo de seleccionar materiales apropiados, reducir y controlar las deformaciones permanentes, y agrietamiento, debido a la fatiga o a la baja temperatura. La flexibilidad del sistema permite al diseño de mezcla tomarse en consideración, separadamente o en combinación a los tres principales factores de peligro, y predecir la influencia del envejecimiento y la sensibilidad al agua al inicio de estos tipos de deterioro (Roberts et al 1996). El uso y relevancia de los métodos de prueba y especificaciones de la SHRP están siendo considerados por varios países, incluyendo México (Stacey 1994, EAPA 1999).

6.6.2.2 Europa

Durante los 90's, la implementación del mercado único en la Unión Europea ha generado problemas de transporte, dando a las carreteras una dimensión Europea más fuerte. Los contactos trasfronterizos y la cooperación han crecido rápidamente. Las opiniones de los comisionados de EU en los elementos clave que afectan la competitividad en el sector de la construcción incluyen calidad, proceso constructivo, ambiente regulatorio y la tecnología (EAPA 1999).

Uno de los mayores impedimentos para la competencia efectiva ha sido la diferencia de estándares y técnicas aplicadas por los diferentes países. Está en marcha el trabajo para armonizar los estándares de materiales de construcción carretera en los países de la Unión Europea (EAPA 1999).

Entre 1988 y 1995, dos comités sucesivos al RILEM: TC 101 BAT "Bitumen Asphalt Testing" (Ensayo de ligante asfáltico) y TC 152 PBM "Performance of Bituminous Materials" (Desempeño de materiales bituminosos) concentraron un mayor esfuerzo en ésta área (Francken 1998). Una parte inicial de ésta



investigación fue la revisión del “estado del arte” de los métodos de diseño de la mezcla asfáltica y Luminari y Fidato (1998) expusieron las ventajas y desventajas de cada método.

Fueron propuestos los elementos para un nuevo método de diseño de mezcla y los objetivos fueron evaluar las posibilidades de implementar conceptos racionales y procedimientos de prueba para el diseño y fabricación de materiales bituminosos para poder lidiar con las condiciones presentes y futuras de uso en la construcción de pavimentos. El propósito final de los comités fue recomendar los procedimientos de prueba significantes para la evaluación del ligante, diseño de mezcla y la evaluación del desempeño de materiales bituminosos. Un gran programa de prueba internacional inter-laboratorio se llevo a cabo. En una era donde se esperan grandes cambios en los procedimientos y especificaciones para los materiales asfálticos en Europa, el proyecto RILEM provee algo de la investigación fundamental para las decisiones futuras (Francken 1998).

6.6.2.3 Australia

En 1988, AUSTROADS, la Asociación de Pavimentos Asfálticos Australiana (AAPA) y la ARRB Transport Research (TR) empezó un proyecto para desarrollar un procedimiento de diseño de mezcla basado en el desempeño que mida propiedades de la mezcla relevantes. Esto requirió el desarrollo de equipo de prueba que fuera asequible, preciso y fácil de usar (Wonson and Bethune 2000). Este nuevo enfoque intenta reemplazar los procedimientos de campo existentes de Marshall y Hubbard. La intención de los procedimientos es permitir diseñar mezclas asfálticas rentables para el diseño mecánico del pavimento. La guía dirige a los usuarios a través de varios procesos e indica el tipo de resultados a esperar (APRG 1997a).

El procedimiento de mezcla está dividido en diferentes fases. En la primera fase, las proporciones volumétricas están determinadas. La segunda fase envuelve



llevar a cabo el desempeño relacionado con las pruebas tales como módulos elásticos, deslizamiento dinámico y fatiga, para asegurar que cumplen con el criterio de aceptación especificado. El asfalto sin compactar está condicionado por el calentamiento en un horno por 1 hora a 150°C para simular el endurecimiento del ligante durante el transporte y el tendido, y se aproxima a uno o dos años o a la post compactación producida por el tráfico.

Las mezclas son diseños para situaciones de tráfico ligero, medio y pesado que son simuladas por 50, 80 y 120 ciclos respectivamente por el compactador giratorio.

- Para el Nivel 1 (situaciones de tráfico ligeras) el proceso de diseño de mezcla termina una vez que las propiedades volumétricas de la muestra compactada han sido alcanzadas satisfactoriamente.
- Para el Nivel 2 (situaciones de tráfico medias y pesadas) el desempeño relacionado con las pruebas se lleva a cabo después de que las propiedades volumétricas se alcancen.
- Para el Nivel 3 (situaciones de tráfico muy pesadas) la mezcla está sujeta de 120 a 350 ciclos del compactador giratorio para asegurar que existen al menos 3% de vacíos donde puede ser motivo de rechazo de la densidad de la mezcla. Pueden llevarse a cabo más pruebas de desempeño. Este requisito esta actualmente bajo revisión. Con los nuevos límites propuestos, el límite mínimo de vacios es de 2.0% a 250 ciclos (Oliver 2001).

6.6.3 Propiedades del Material

La mayoría de los métodos de prueba para el asfalto compactado y sus materiales componentes como los agregados, ligantes bituminosos, fillers y fibras están cubiertas por los métodos estándar Australianos como el conjunto de pruebas contenidas en AS 2891 “Methods Sampling and Testing Asphalt” o los métodos del



State Road Authority (DMR 1998a). Muchas de estas pruebas están basadas con la “American Society of Testing Materials” (ASTM) o con los métodos de la “American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Brown et al (1996) da un buen panorama general del significado y resultados esperados de los métodos de la ASTM y AASHTO.

Las pruebas tradicionales de diseño de mezcla como la estabilidad y flujo Marshall, siguen siendo usadas ampliamente a través del mundo. Estos métodos de diseño de mezcla tradicionales (p. ej. Marshall y Hveem) no son ni basados en desempeño ni relacionados con el mismo. Ellos tratan de predecir el desempeño midiendo ciertas propiedades empíricas, pero ningún método puede asegurar que la mezcla diseñada esté conforme al criterio específico de desempeño de pavimento (Lumunaru and Fidato 1998).

Las recientes tendencias han sido para desarrollar y utilizar los métodos de compactación y pruebas que simulen las condiciones de campo y la introducción de las especificaciones basadas en desempeño. Los métodos de prueba basados en el desempeño son típicamente conducidos bajo condiciones similares en el pavimento y permiten la determinación de las propiedades físicas que están directamente relacionadas con el desempeño. Estas propiedades están indirectamente ligadas e influyen la respuesta del pavimento a la carga, sin embargo, no controla el desempeño como la especificación del agregado mineral. Realizadas entre 1987 y 1992, el mayor proyecto en esta área fue el realizado por la SHRP, el cual desarrollo los métodos de diseño de mezcla Superpave™ (Luminari and Fidato 1998). Australia adoptó un método de diseño relacionado con el desempeño (APRG 1997a).

El objetivo principal del programa del “Australian Asphalt Pavement Association Research and Development” (AAPA R&D), establecido en 1988, ha sido desarrollar equipo y métodos de prueba para determinar las propiedades fundamentales de las mezclas asfálticas. Estas propiedades pueden usarse en el



diseño del pavimento y proveer un dato donde las mezclas nuevas y mejoradas puedan ser comparadas racionalmente. Esto ha sido acompañado con el deseo de que los nuevos métodos sean relativamente simples, equipo de prueba a bajo costo y métodos de prueba. En 1998, el grupo de política de la AAPA R&D seleccionó tres parámetros de la mezcla asfáltica como los más importantes para una investigación en su primer programa. Estos fueron el módulo de rigidez, resistencia a la deformación y a la fatiga. Como resultado de esta investigación, se han desarrollado los siguientes métodos (Wonson and Bethune 2000):

a) Estándares Australianos

- AS 2891.2.2-1995, Preparación de la muestra- Compactación de los especímenes de prueba de asfalto utilizando un compactador giratorio.
- AS 2891.12.1- 1995, Determinación de la deformación permanente. Característica compresiva del asfalto-Prueba de deslizamiento dinámica.
- AS 2891.13.1- 1995, Determinación del modulo elástico del asfalto- Método indirecto del tracción.

b) Métodos provisionales de AUSTROADS

- AST01: 1999, Resistencia a la deformación de las mezclas asfálticas por la prueba de rueda de seguimiento (Wheel tracking).
- AST02: 1999, Potencial de despojo de asfalto (Stripping potential)- el rango de resistencia a la tracción [Tensile Strength Ratio (TSR)].
- AST03 1999, Resistencia a la fatiga de mezclas bituminosas compactadas sujetas a flexión repetida.



- AST04: 1999, Contenido de ligante asfáltico- método del horno de ignición.
- AST05: 1999, Penetración de la muestra- compactación de losas de asfalto adecuadas para caracterización.
- AST06: 1999, Escurrimiento del ligante asfáltico.
- AST07: 1999, Pérdida de partículas de asfalto.

El procedimiento Australiano de diseño de mezcla provisional incluye las pruebas relacionadas con el desempeño en las siguientes áreas: Módulo elástico (Módulo indirecto de tracción), Deslizamiento dinámico (Prueba directa de compresión), Prueba de rueda de seguimiento (Wheel tracking), Fatiga de viga (Prueba de flexión) y pérdida por abrasión (APRG 1997a).

6.6.4 Medición del contenido de vacíos de aire

Las mezclas asfálticas en Australia están especificadas en términos del contenido de vacíos compactados: medidos y reportados como el grado de compactación. Las propiedades fundamentales de desempeño del asfalto compactado como el módulo elástico, deslizamiento dinámico, el rango de rueda de seguimiento (Wheel tracking rate), fatiga, permeabilidad y la estabilidad Marshall están directamente relacionadas al contenido de vacíos (APRG 1996, APRG 1997a). Aunque las relaciones típicas para el asfalto Dense Graded fueron desarrolladas como parte de las pruebas de Facilidad de carga acelerada (ALF), condujeron al establecimiento de relaciones similares para el SMA como sujeto de investigación continua.

La cantidad de vacíos en una mezcla no es sólo función de la cantidad de compactación o calidad del ligante, sino también de la graduación del agregado, todo lo que afecte a su desempeño (Laitinen 1998). Existen varios métodos de medición y clasificación de vacíos en el asfalto, y muchas relaciones entre esos



métodos. Aunque muchos países usan la misma terminología, pueden resultar diferentes definiciones y fórmulas en diferentes valores citados para una mezcla idéntica, dependiendo de los métodos especificados. Es importante estar consciente de la especificación y de los métodos de prueba utilizados al comparar los resultados de diferentes países e incluso en el mismo país (Laitinen 1998).

En Australia, los vacíos de aire en la muestra compactada son calculados con la siguiente ecuación (AS2891.8-1993):

$$AV = (P_{\max} - P_{bulk}) \cdot 100$$

Donde:

AV = Vacíos de aire en la muestra compactada, en porcentaje

P_{\max} = Densidad máxima de la mezcla, en T/m^3 (De AS 2891.7.1, AS 2891.7.2 o AS 2891.7.3).

P_{bulk} = Densidad de la mezcla compactada, en T/m^3 (De AS 2891.9.1, AS 2891.9.1, AS 2891.9.2 o AS 2891.9.3).

De las definiciones asociadas con esta ecuación, existen tres métodos permitidos para la determinación de la densidad máxima de la mezcla y tres métodos para la densidad de la mezcla compactada. La densidad máxima del asfalto se puede determinar por el desplazamiento en agua (AS 2891.7.3). Los métodos envuelven químicos, especialmente ahora el tricloroetano no es utilizado frecuentemente debido a salud en el lugar de trabajo y cuestiones de seguridad. Los métodos de desplazamiento de agua son de uso común en Australia (APRG 1997a), así como muchos países en el mundo (Brown et al 1996, Laitinen 1998), debido a que no requiere ningún solvente o equipo especializado. La densidad máxima puede también ser calculada utilizando proporciones de agregado, filler y ligante y las densidades de cada uno (AS 2891.8-1993).



El método de desplazamiento de agua puede dar un máximo ligeramente diferente al calculado con los componentes individuales, pero es más preciso y rápido para una mezcla específica (Laitinen 1998). Ha sido reconocido desde hace mucho tiempo que siempre debe reportarse el método utilizado para determinar la densidad máxima (NAASRA 1988a, Laitinen 1998).

Los métodos estándares Australianos permiten tres métodos para determinar la densidad del asfalto compactado. Los métodos de encerado (AS 2891.9.1) y la pre-saturación (AS 2891.9.2) envuelven la inmersión de muestras bajo el agua para determinar la masa flotante que es usada para calcular el volumen de la muestra. Estos métodos no son eficaces para mezclas con altos contenidos de vacíos y con grandes vacíos interconectados. El procedimiento de medición (AS 2891.9.3) envuelve la medida del diámetro y la altura del espécimen que es usado para calcular el volumen de la muestra. El Australian Road Research Board recomienda que el procedimiento de medición para calcular los vacíos en mezclas asfálticas Open Graded y Stone Mastic Asphalt (APRG 1997).

Una de las limitaciones del método de recubrimiento de cera, es que los especímenes pueden no ser adecuados para ensayos posteriores, debido a la cera en el exterior de los especímenes (Harvey et al 1994). No existe un método de prueba establecido para el SMA, sin embargo, la especificación DMR (QLD) para el Stone Mastic Asphalt (MRS11.33) lo llama el método recubierto de silicón (Q306C).

Se tomo una decisión a nivel nacional en Australia, que los métodos de prueba de asfaltos deben estandarizarse en todo el país, lo cual sería conveniente para México también para disminuir divergencias. Los métodos adoptados para la densidad fueron la pre-saturación (AS 2891.9.2) y procedimientos de medición (AS 2891.9.3). Para la densidad máxima, se recomienda la inmersión de agua o método "Arroz" (AS 28991.7.1). A pesar de esta decisión, DMR (Qld) continúa especificando el método recubierto de silicón para la medición de la densidad.

Se presenta una comparación entre el contenido de vacíos medidos por los métodos de pre-saturación (inmersión de agua) y de medición en la Fig. 6.3 (Oliver 2000) para mezclas de laboratorio compactadas. Esta figura muestra que la relación entre el contenido de vacíos medidos por los dos métodos dependen del tipo de mezcla y tamaño de la muestra que se esté midiendo. Una relación en línea recta parece ajustarse mejor para la mezcla DG en el rango de datos. Para la mezcla SMA, una logarítmica de curva similar describe mejor la relación. A altos contenidos de vacíos, los mismos en la mezcla estarán interconectados y es por esto que, aunque la medición de vacíos continuará aumentando, los vacíos en la inmersión de agua no lo harán. Esto resultará en una curva que es asintótica con el eje horizontal con altos contenidos de vacíos (Oliver 2000).

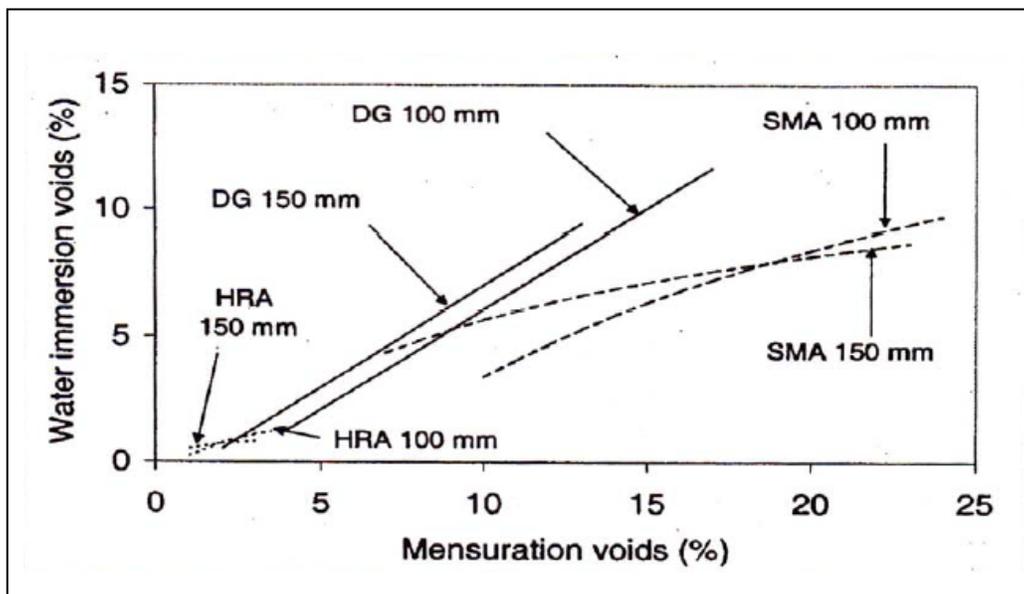


Figura 6.3- Comparación entre los contenidos de vacíos medidos por dos métodos para tres mezclas y dos diámetros de muestras (Oliver 2000).



6.6.5 Métodos de compactación de laboratorio

La APRG (1997a) establece el número de ciclos de compactación de laboratorio a utilizarse en el diseño de las mezclas asfálticas para diferentes categorías de tráfico. Los niveles de compactación giratoria adoptados, tratan de simular la compactación que ocurre en el camino después de algo de tráfico. Fueron determinados por un ejercicio nacional, el cual relacionó la compactación giratoria con la de Marshall, ya que la experiencia en campo indicaba que las densidades en la compactación Marshall eran generalmente alcanzadas en el campo después de varios años de compactación por el tráfico. Generalmente, 75 golpes de compactación Marshall son considerados equivalentes a la compactación de tráfico pesado en el campo, 50 golpes para tráfico medio y 35 golpes para tráfico ligero. Se determinó que 50, 80 y 120 ciclos giratorios eran aproximadamente equivalentes a los 35, 50 y 75 golpes Marshall respectivamente (APRG 1997a).

El SMA es típicamente usado en aplicaciones de uso pesado (EAPA 1998, AAPA 2000a), consecuentemente, sería de esperarse que la mezcla fuera diseñada con 120 ciclos o 120/350 ciclos para ser consistentes con APRG (1997a). Es inconsistente que la APRG requiera que el criterio de diseño de mezcla deba alcanzarse después de 80 ciclos giratorios. Las últimas investigaciones por la ARRB TR (1998) usan 120 ciclos.

6.6.6 Módulo de elasticidad

Las pruebas del módulo complejo dinámico y el módulo elástico se utilizan para medir el módulo de elasticidad (Croney and Croney, 1998). Una mayor diferencia entre el módulo elástico y el complejo son tan inelásticos como las deformaciones medidas en la prueba del módulo complejo (Roberts et al 1996). La noción del módulo elástico ha sido definida para dar una mejor asignación para las condiciones de carga en los pavimentos. El módulo elástico, o módulo reversible, corresponde a la ración de esfuerzos repetidos a la deformación reversible. Los



Europeos utilizan el módulo complejo (Francken Vanelstraete, 1996, di Benedetto and de la Roche, 1998), mientras que EU está a favor del módulo elástico (Barksdale et al, 1997).

Debido a su simplicidad y aplicabilidad a los núcleos de prueba de campo, la prueba del módulo elástico tensor de cargas indirectas repetidas, es el método común para medir el módulo de rigidez del asfalto en EU (Roberts et al 1996). Aunque aparecen algunas imperfecciones en los métodos, las ventajas parecen sobrepasar las desventajas (Read and Brown 1996).

Aunque algunos investigadores han concluido que el uso de la prueba indirecta de tracción debe estar restringida a temperaturas por debajo de 30°C (di Benedetto and de la Roche 1998) o 30°C (Read and Brown 1996) para asegurar que la teoría elástica lineal es aplicable para los materiales bituminosos, Barksdale et al (1997) desarrollaron su propio programa de pruebas indirectas de tracción a 5°C, 25°C y 40°C. El AS/NZS 2891.13.1, especifica una temperatura de ensaye de 25°C, no obstante, la prueba consiste en 5 pulsos condicionantes, seguidos por 5 pulsos de carga y el deslizamiento no debe ser una preocupación por un periodo corto de carga. El deslizamiento puede convertirse en un problema cuando la prueba de tracción indirecta se usa por un periodo mayor que la prueba de fatiga.

6.7 Procedimientos de prueba Australianos

Australia ha adoptado el módulo elástico como medida por una prueba indirecta de tracción para describir el módulo elástico del asfalto (APRG 1997a). Durante 1990, una compañía de Melbourne, Industrial Process Controls Ltd, desarrolló una parte de aparato similar al Nottingham Asphalt Tester (NAT) llamado el aparato de ensaye de materiales (Materials Testing Apparatus (MATTA)). Acoplado los desarrollos en un control de valores neumático con una tecnología de control digital, la nueva máquina era capaz de igualar e incluso superar el desempeño de muchas costosas máquinas electro-hidráulicas (Tritt and Feeley 1994). El MATTA



ha sido adoptado como el equipo estándar a usarse para la determinación del módulo elástico usando una carga de impulsos con condiciones de prueba de referencia estándar (AS/NZS 2891.13.1).

6.8 Métodos de prueba de fatiga

Se han usado diferentes métodos de prueba a través del mundo para medir la fatiga. Los métodos principales y sus características son discutidos por Matthews et al (1993). Se consideró que la prueba de flexión repetida ofrecía la mejor combinación de simulación de las condiciones de campo y simplicidad de la prueba. Las ondas en forma senoidales son las más comúnmente utilizadas en las pruebas de fatiga en el laboratorio (Said 1998, 1996).

6.9 Interpretación de los resultados de las pruebas

Siguiendo una revisión de literatura extensa, Baburamani (1999) concluyó que existen tres métodos principales usados para evaluar y predecir las características de fatiga de las mezclas asfálticas. Ellas son la deformación inicial-resistencia a la fatiga, energía disipada-resistencia a la fatiga y mecánica de fracturas-rango de propagación de agrietamiento. Una breve revisión de cada método se revisa a continuación.

6.10 Deformación inicial- Resistencia a la fatiga

Los resultados de las pruebas de deformación y esfuerzo controlado pueden interpretarse en términos de una relación entre la vida de servicio N , y la amplitud inicial de deformación ($\mu\varepsilon$). En el enfoque convencional de deformación, la relación está dada de forma inversa:

$$N = \left| \frac{K^b}{\mu\varepsilon} \right|$$



Donde K y b son constantes dependientes de la mezcla. Los valores de K y b varían con el tipo de bitumen/ligante, temperatura y frecuencia de carga. El exponente “b” actúa en todas las predicciones de resistencia a la fatiga y esta relación puede usarse como parte del proceso de diseño mecánico.

6.11 Energía disipada- Resistencia a la fatiga

El daño por fatiga en los materiales viscoelásticos pueden explicarse utilizando energías disipadas y almacenadas. El balance de energía está influenciado por las propiedades reológicas de la mezcla y el ligante, que están en función de la temperatura, frecuencia de carga y esfuerzo/deformación. El desarrollo y acumulación de daño es evaluado en términos de energía disipada y el número de ciclos. Los ángulos de fase inicial entre las formas de onda de esfuerzo y deformación son un indicativo de la naturaleza viscosa o elástica del material. Durante una prueba de flexión dinámica con una fuerza de carga senoidal controlada de esfuerzo o deformación, cambiará el ángulo de fase y la energía/ciclo disipada por volumen debido al cambio en el comportamiento de la mezcla y acumulación de daño.

La relación entre el número de ciclos para la falla por fatiga N_{FAT} y la energía disipada acumulada (total) por unidad de volumen W_{FAT} está dada por:

$$W_{FAT} = C(N_{FAT})^m$$

Donde C y m son constantes experimentales relacionadas con la rigidez de la mezcla y ángulos de fase (Shell 1978). Se afirma que los factores como el tipo de prueba, temperatura, frecuencia de carga, periodos de descanso y modo de carga (esfuerzo o deformación controlada), no parecen influenciar la relación entre la energía disipada acumulada a la falla y el número de ciclos a la falla (Baburamani and Potter 1996), sin embargo, esto puede necesitar moderarse en vista de los resultados obtenidos del SHRP (Di Benedetto and de la Roche 1998).



Aunque la APRG establece que la interpretación de los datos de energía disipada, era una de las medidas bajo consideración, no ofrece una guía de cómo los datos deben ser evaluados. El método de prueba (AST 03:1999) requiere sean registradas la energía inicial disipada por ciclo y la acumulada a la falla. Debido a que no existe un punto de falla definido por la prueba de deformación constante, puede ser difícil aplicar el enfoque de energía disipada (Di Benedetto and de la Roche 1998).

El enfoque de energía disipada asume que ésta causa daño al asfalto. Algunos investigadores han contradicho esta asunción, debido a que no destruye los límites, pero parece actuar principalmente para calentar el espécimen (Di Benedetto and de la Roche 1998).

Las consideraciones de aplicación de energía al diseño estructural de pavimentos asfálticos parece ser el de mayor dificultad de sobrellevar para difundir el uso amplio de el enfoque de energía disipada acumulada para el diseño de pavimentos (Matthews et al 1993), cuando se compara con los modelos de vida de servicio basada en la deformación que puedan ser fácilmente utilizados en los procedimientos de diseño aceptados (AUSTROADS 1992a).

6.12 Mecánica de fractura- Rango de propagación del agrietamiento

En la mecánica de fractura, la fatiga es considerada para desarrollarse progresivamente a través de las tres fases de la iniciación del agrietamiento, crecimiento de agrietamiento estable y propagación inestable de grietas. Se asume que la segunda fase consume la mayor parte de la vida de fatiga y los modelos de fractura mecánica se han basado en esta fase, utilizando los principios de fractura mecánica establecidos desde hace mucho tiempo. La ley Parisina de propagación de grietas relaciona el incremento en la longitud de la grieta por ciclo de carga con el factor de intensidad de esfuerzo, K_c . Esto también provee los medios para incluir la configuración del espécimen, condiciones frontera y efectos



de carga y los medios para estimar el tamaño de la zona plástica sobre la punta de la grieta, en una poderosa relación. Pronk (2001) ha intentado aplicar la mecánica de fractura al SMA, no obstante, encontró que debido a la matriz de roca, la falla consiste en una serie de grietas paralelas, las cuales hacen imposible definir la velocidad de agrietamiento o medir la longitud efectiva de la grieta. La ley Parisina de propagación de grietas no puede aplicarse al SMA.

6.13 Tipo de carga

Es ampliamente aceptado que el modo de carga tiene una influencia en los resultados de laboratorio de fatiga, debido a que la respuesta de las mezclas asfálticas varían de acuerdo con los límites de entrada, p. ej. Fuerza (esfuerzo) o desplazamiento (deformación). En la prueba de deformación controlada, la amplitud de desplazamiento se mantiene constante y la fuerza requerida para mantener el nivel de deformación inicial, disminuye gradualmente después del inicio del agrietamiento, como la rigidez flexionante de la mezcla es efectivamente disminuida. La falla, o punto de terminación, es seleccionado arbitrariamente como una cierta reducción (generalmente tomada como el 50%) en la rigidez inicial, definida arbitrariamente como la rigidez al ciclo 50 de la prueba, ya que no está bien definida la fractura del espécimen (Baburamani 1999).

En el modo controlado de esfuerzo de carga, la amplitud de fuerza se mantiene al mismo nivel que la fuerza inicial. Como resultado de la aplicación repetitiva de esta fuerza, la amplitud de desplazamiento se incrementa hasta que alcanza el doble de la misma, cuando la rigidez flexionante se reduce a la mitad de la inicial, lo que constituye la falla (Baburamani 1999). Se debe subrayar que la vida de fatiga utilizando una deformación controlada, puede ser mayor de 10 veces mientras en la prueba se aplique un esfuerzo controlado cuando se inicia, del mismo nivel de deformación inicial (Di Benedetto and de La Roche 1998).



La relación del módulo de fatiga es particularmente importante para los pavimentos asfálticos delgados sobre los materiales de base entrantes. En esta situación, el relativamente alto modulo del asfalto puede tener un impacto muy pequeño en la rigidez general del pavimento, o en el nivel de la deformación de tracción en el asfalto. Efectivamente, el nivel de deformación en la capa de asfalto no puede reducirse usando una mezcla asfáltica más rígida. Por consiguiente, un mejoramiento potencial en la resistencia a la fatiga del asfalto puede ser muy significativa (Kadar and Donald 1994).

El debate continua en cuanto a la relación entre el espesor de asfalto “in situ” y el método apropiado de prueba. Para las aplicaciones típicas de SMA como una capa superficial delgada, es apropiado el modo de deformación controlada (Di Benedetto and de La Roche 1998, Baburamani 1999, APRG 1997a). El método de deformación controlada es generalmente usado en Australia ya que la mayoría de las superficies asfálticas son relativamente delgadas (APRG 1997a).

6.14 Temperatura

La temperatura es uno de los factores más significativos que afectan la fatiga del asfalto (APRG 1997a). El asfalto es un material viscoelástico, lo cual significa que sus propiedades de rigidez son dependientes de la temperatura y el rango de carga, la rigidez de la mezcla influencia la resistencia a la fatiga del asfalto, por lo tanto, el efecto puede ser considerado en términos de influencia de la temperatura en la rigidez de la mezcla (Baburamani 1999). Para la prueba de deformación controlada, un incremento en la temperatura de la prueba reducirá la rigidez e incrementara la resistencia a la fatiga. Por consiguiente, en la resistencia a la fatiga, son las bajas temperaturas de pavimento las que son de interés.

Las condiciones estándar de prueba para Australia están a 20°C (AUSTROADS AST03:1999), sin embargo, pueden usarse otras temperaturas de prueba (5°C a 20°C) para investigar el efecto de la temperatura en la resistencia a la fatiga



(APRG 1997a). Una temperatura de 20°C provee un límite menor en la Temperatura Principal Pesada Anual del Pavimento WMAPT (Weighted Mean Annual Pavement Temperature) para la mayor parte de Australia (AUSTROADS 1992b). Por lo general se toma una temperatura estándar de 20°C para la prueba de fatiga.

6.15 Método Australiano de prueba de fatiga

Wonson and Bethune (2000) dan un panorama de los recientes desarrollos en equipo de prueba de fatiga en Australia. A principios de 1994, el grupo del proyecto de fatiga de la Australian National Asphalt Research Committee (NARC), adopto el método de prueba SHRP M009 como base de los métodos estándares Australianos (Sonadionos 1994, NARC 1995). El método de prueba actual es el provisional de la AUSTROADS AST03:1999), “Resistencia a la fatiga de mezclas bituminosas compactadas sujetas a flexiones repetidas”.

Un aparato de prueba de fatiga con flexión en cuatro puntos, como el fabricado por la Australian company Industrial Process Controls (IPC9, es la prueba preferida en Australia (ARPG 1997a). Debido al bajo costo relativo del aparato la prueba de fatiga con flexión en cuatro puntos, el aparato de prueba de fatiga trapezoidal no ha sido adoptado para pruebas regulares de fatiga (Bullen et al 1996, Wonson and Bethune 2000).

6.16 Resumen

El diseño mecánico de los pavimentos requiere propiedades elásticas y un modelo de desempeño como los entrantes del proceso de diseño. El modelo a usarse para la evaluación del desempeño del pavimento ha sido identificado como el método AUSTROADS (1992a). El modelo de desempeño del material por fatiga has sido identificado como el método de deformación por fatiga.



Debido al bitumen, el asfalto es un material viscoelástico, sus propiedades son dependientes del tiempo de carga. Han sido revisados algunos conceptos de carga vehicular. El tiempo de carga se vuelve importante cuando se determinan las cargas de prueba en el laboratorio y se relacionan con el desempeño del pavimento.

Los componentes que forman las mezclas asfálticas incluyen el ligante, agregados, filler y fibras. Se han revisado las razones para el uso de los ligantes modificados con polímero (PMBs). Se resaltaron los efectos de los polímeros en el desempeño del bitumen y el cambio resultante en las propiedades del asfalto. Se ha demostrado la necesidad de usar un agregado de alta calidad para la fabricación del Stone Mastic Asphalt.

La materia prima debe combinarse en las proporciones adecuadas para darle a la mezcla asfáltica las propiedades requeridas. Los métodos tradicionales para el diseño de mezcla asfáltica como Marshall, Hveem y Hubbard-Field son métodos empíricos, donde los límites están establecidos basados en lo experimentado con el tipo de mezcla. Los métodos no pueden usarse en situaciones donde se introducen los tipos de mezcla nuevos, materiales y cargas. Las pruebas empíricas sólo permiten una evaluación genérica del desempeño de la mezcla y no permiten la determinación de las propiedades intrínsecas de los materiales. La manera de probar los especímenes es muy diferente a los métodos en donde el asfalto es esforzado en el pavimento.



CAPÍTULO 7

FABRICACIÓN, ALMACENAMIENTO, TRANSPORTE Y APLICACIÓN DEL SMA

7.1 CONCEPTOS GENERALES DE FABRICACIÓN

7.1.1 Temperaturas de producción

Éstas variarán con las condiciones de colocado y los materiales que se utilizan. Generalmente, las temperaturas de producción estarán en el rango de 150-165°C. Exceder este rango puede incrementar la susceptibilidad de la mezcla al escurrimiento de ligante. Han sido registradas temperaturas de producción de la mezcla arriba de 180°C para los ligantes modificados y temperatura arriba de 170-175°C para los ligantes sin modificar. Temperaturas más altas incrementan el riesgo de escurrimiento de ligante y los efectos del mismo deben revisarse para las temperaturas máximas de producción propuestas.

Las fibras de celulosa pueden dañarse por la alta temperatura y es importante que ellas no entren en contacto con los agregados o gases de mezcla de tambor a una temperatura mayor de 200°C. Tales restricciones no aplican a las fibras minerales como el algodón de roca o fibra de vidrio.

Con los tiempos de mezclado, la adición de fibras a las mezclas SMA generalmente requieren un incremento en el tiempo de mezclado para asegurar que la fibra esta adecuadamente dispersa y el producto completamente mezclado. En las plantas tipo “batch”, puede requerir un incremento en los ciclos húmedo y seco de 5-15 segundos. En las plantas tipo tambor, la línea de inyección del bitumen puede necesitar relocalizarse cuando se usan las fibras peletizadas para



permitir un mezclado completo de los pellets antes de agregar el bitumen. Los tiempos de mezclado de tambor pueden necesitar también incrementarse, reduciendo el rango de producción o los cambios a la configuración de mezclado.

En todos los casos, la efectividad del mezclado debe ser monitoreada por una inspección visual para asegurar la ausencia de grumos de fibra o pellets en la mezcla y suficiente cubrimiento de las partículas del agregado. Sí es necesario, los tiempos húmedos deben incrementarse o cualquier otros cambios para mejorar la uniformidad de la mezcla.

7.1.2 Almacenamiento

Las mezclas SMA no deben almacenarse por largos periodos de tiempo a temperaturas elevadas. Esto puede resultar en un escurrimiento de ligante innecesario y perjudicial. En la mayoría de los casos, el almacenamiento no debe exceder las 2-3 horas, y nunca hacerlo durante la noche. Como regla, y en el caso de otros tipos de asfaltos, las mezclas SMA no deben almacenarse de forma intermedia en el silo de carga por periodos largos; de lo contrario, pueden ocurrir cambios dañinos en el ligante. Las áreas de carga en vehículo de transporte deben estar limpias. Con un agente anti-adherente adecuado utilizado en las bandejas, sin permitir el diesel.

7.1.3 Transporte

Además de la fabricación de la mezcla asfáltica bituminosa en la planta de mezcla, esta aunada una especial importancia al transporte del material al punto de aplicación; normalmente la mezcla asfáltica bituminosa es transportada en vehículos de carga pesada cubiertos con lonas (dobles) y/o en un vehículos con aislamiento térmico.



Cubrir la mezcla asfáltica caliente debe prevenir el escurrimiento del bitumen como resultado de la oxidación, debido al efecto del oxígeno en el flujo de aire durante el transporte, porque de otra forma, existe la posibilidad de endurecimiento del bitumen equivalente a más de dos tipos de clasificación de ligantes. Esto está asociado con un efecto negativo en el comportamiento cohesivo del bitumen en el material mineral. Además, también debe evitarse el rápido enfriamiento del ligante de la mezcla asfáltica, particularmente en los climas infavorables y en los tiempos de transporte largos, como también el ingreso de agua en la mezcla caliente. De hecho, en la construcción de caminos ciudadanos (principalmente en la capital), donde están involucradas cantidades relativamente bajas de asfalto y los trabajos progresan más lento, el uso de contenedores calientes HGV y remolques aislados con bandas transportadoras horizontales, han probado ser particularmente ventajosos.

Es un error creer que el enfriamiento del ligante de la mezcla asfáltica debido a rutas de transporte largas puede ser compensado por el uso excesivo de temperaturas de mezclado. Aunque las temperaturas sean altas, es necesario cubrir la mezcla para alcanzar las largas distancias. El SMA sólo puede ser transportado a una máxima distancia de 2.5 horas para mantenerse en la especificación aprobada. Las lonas también ayudan a extender el tiempo si existen retrasos en el sitio.

Los tiempos de transporte para el SMA deben ser tan cortos como sea posible. El incremento de temperatura más la vibración de los vehículos pueden resultar en un escurrimiento excesivo de ligante. El alto contenido de ligante puede causar que las mezclas SMA se adhieran a los camiones en mayor medida que los materiales asfálticos convencionales. Se debe prestar atención particular a la limpieza de los camiones y el uso correcto de la liberación de los agentes. Incluso en verano, el vehículo de transporte debe cubrirse con lonas a prueba de viento



para prevenir el enfriamiento de la mezcla y el daño por oxidación del ligante como resultado del contacto con el oxígeno en el aire.

7.2 APLICACIÓN

7.2.1 Procedimientos combinados

En los manuales estándar de caminos principales, en adición a aspectos generales, el departamento describe la composición de la mezcla bituminosa, su fabricación, transporte, la aplicación y compactación del SMA. El manual es una guía útil para el cliente, el productor de asfalto y el contratista que aplica el producto.

Cuando se prepara la prueba de calificación, el contenido de vacíos de 3.5 Vol. % debe apuntarse en las clases de construcción SV y I. En todos los otros casos, y cuando se utiliza un PMB, se requiere un valor aproximado de 3.0 Vol-%. El contenido total de agregado grueso se ha reducido de 75 a 73% por masa. Esto contribuye a una mejor homogeneidad en la mezcla.

Se dan los siguientes puntos para la aplicación y compactación:

La temperatura de la mezcla en el depósito finisher, debe ser tan uniforme como sea posible, p. ej. Ninguna acumulación fría de la mezcla en las esquinas y las hendiduras.

El Finisher que se utilice, debe ajustarse a la velocidad de aplicación, así se logra un nivel apropiado de pre compactación, p. ej. No debe ser muy alto. Básicamente la operación de rodado debe seguir inmediatamente después del Finisher.

Se necesitan un mínimo de dos rodillos para cada camino.



La compactación debe alcanzarse con un tándem pesado o rodillos de tres ruedas (peso de servicio > 9T).

La compactación por vibración debe sólo llevarse a cabo a suficientemente altas temperaturas de mezcla después de la compresión estática.

La vibración no debe usarse si la última temperatura está por debajo de los 100°C. Como regla, la vibración no debe usarse en el caso de cimentación rígida (p. ej. concreto) y por supuesto ni en un espesor menor que 2 cm, debido a que esto puede conducir a una pérdida de la cimentación y el rompimiento de los agregados.

Los rodillos neumáticos son inefectivos para la compactación de SMA. Ellas son contraproducentes bajo ciertas circunstancias y ya no se usan más.

Cualquier operación manual adicional (hand-laying) con SMA debe llevarse a cabo rápidamente y sin retraso, y, si es posible, al mismo tiempo que la aplicación con el Finisher. La compactación con rodillos debe emprenderse sin ningún retraso después de la aplicación. Una falta de pre-compactación por el Finisher debe tomarse en cuenta para el espesor de la aplicación.

De las experiencias Alemanas, se tienen las siguientes notas a observarse cuando se trate la superficie pavimentada:

La cantidad a esparcir es de 1 a 2 kg/m²; en adición al tamaño de agregado de 1/3 mm, una arena triturada de 0.25/2 mm cubierta con un bitumen sin polvo/ligero también ha sido probada. Sí es posible, no deben utilizarse pedazos de roca de 2/5 mm debido a la mayor emisión de sonido.



El material a esparcir puede aplicarse ya sea directamente detrás de la viga del Finisher o entre los primeros rodillos, pero en cualquier caso, debe aplicarse en la aún superficie caliente adherible y rodada. Debe emplearse un método matemático de esparcimiento para obtener una apariencia superficial regular.

Después de la aplicación, la compactación y el tratamiento subsecuente, debe permitirse un periodo mínimo de 24 horas, sí es posible, para permitir a la superficie enfriarse antes que el camino se libere para su uso.

7.2.2 Diseño del SMA

Las autoridades estatales carreteras de Queensland y Victoria en Australia, han emitido las especificaciones para la fabricación de los materiales del SMA, utilizando tamaños nominales de 7, 10 y 14 mm. La Australian Asphalt Pavement Association ha producido una guía de diseño asfáltico SMA, AUSTRROADS ha publicado el APRG Report N°18 y Australian Standard ha publicado AS2150-1995 Hot Mix Asphalt, que cubre las mezclas de SMA en tamaños 7, 10 y 14 mm.

La práctica Australiana en el diseño de SMA está basada en el uso de las partículas del agregado grueso triturado y el mastic que consiste en agregados finos triturados, arenas naturales o trituradas, filler, fibra y ligante con una distribución de partículas gap-graded. Las partículas de agregado grueso le dan al SMA su resistencia a la deformación por el esqueleto de agregado creado, logrando un contacto de piedra en piedra. El mastic de agregado fino, filler, fibra y ligante llenan los vacíos entre las partículas para lograr la durabilidad del SMA y la resistencia a la susceptibilidad al agua.

7.2.3 Especificaciones de producción de agregados y fillers

La especificación Alemana requiere agregados gruesos de la más alta calidad disponible de agregado triturado con forma cúbica, alta durabilidad y resistencia al



pulido. El agregado con forma alargada o parcialmente plana deben evitarse. Los agregados gruesos típicos utilizados en Australia son basaltos, granitos y hornfels. El índice de desconchamiento para el agregado grueso varía de 20-35% dependiendo de la autoridad estatal o gubernamental que trate la especificación. Para estar más cerca de la experiencia Alemana, el índice de desconchamiento para los agregados gruesos no deben ser mayores a 20%. Los valores del factor de degradación del agregado y piedra pulida también deben incrementarse sólo si se utilizan agregados de alta calidad para fabricar el SMA, ya que todos las fuentes de los agregados no son adecuadas para la fabricación del SMA. En Alemania, se requieren agregados finos de la más alta calidad, pero en Australia, son permitidas las arenas naturales que pueden afectar de manera adversa la estabilidad de la mezcla.

Las plantas pueden requerir una modificación para poder manejar la gran proporción del filler añadido. La alimentación del filler y los sistemas de pesado pueden necesitar una mejora para manejar las cantidades más altas y entregar la cantidad requerida sin rangos de producción requeridos.

En las plantas de tambor, es importante que el filler sea capturado por el ligante y los agregados tan pronto como se añada a la mezcla. Esto se logra mejor introduciendo el filler a través de una línea que se coloca junto a la del bitumen, de modo que el filler es cubierto con bitumen antes de que sea expuesto a un flujo de gas de alta velocidad a través del tambor. Esto mantiene al filler en la mezcla en vez de perderse en el sistema de recolección de polvo.

Donde el filler deba de introducirse a vía la banda de alimentación, debe hacerse colocando el filler en la banda antes que cualquier otro componente de agregado. De esta manera, el filler está protegido en algún grado por el agregado grueso, como el vapor del agregado entra al tambor, aunque la pérdida potencial del filler es mayor utilizando éste procedimiento que el recomendado anteriormente.



7.3 TENDIDO DEL SMA

7.3.1 Condiciones climáticas

Para lograr una correcta colocación y compactación, debe evitarse el tendido de mezclas SMA en clima frío o inclemente. No debe colocarse el SMA a temperaturas de pavimento por debajo de los 10°C, particularmente donde se utilizan los ligantes modificados con polímero (PMBs). La decisión de tender el SMA también dependerá de las condiciones de viento, temperatura del pavimento, espesor colocado, el equipo y los procedimientos a usarse al tender y compactar la mezcla.

Preparación de la superficie: La superficie es generalmente la misma que para las mezclas de asfalto convencionales. La pérdida de forma o depresiones en los pavimentos existentes deben rellenarse usando una capa regulatoria y reparar adecuadamente las áreas afligidas. El SMA ha mostrado un desempeño superior, no se puede esperar que se comporte como se desea cuando se usa para cubrir los problemas del pavimento existente. Todas las superficies deben recubrirse antes de tender el SMA, utilizando materiales y rangos de aplicación apropiados a la construcción de asfalto convencional.

7.3.2 Extendido

Debe seguirse la práctica normal. Se debe prestar atención a tales factores como mantener una velocidad constante de la pavimentación y un flujo constante de material a través de la pavimentadora, de modo que se mantenga una cabeza uniforme de material adelante del solado con bandas transportadoras y barrenos operando continuamente cerca. Como las mezclas SMA son más rígidas y menos trabajables que las mezclas dense graded, la mano de obra debe evitarse o mantenerse al mínimo. La diferencia entre el espesor de extendido suelto y el compacto de la mezcla SMA es generalmente menor que el de las mezclas dense



graded y debe tomarse en cuenta para determinar y ajustar los controles de espesor para el extendido.

7.3.3 Compactación

Los procedimientos requieren alguna variación en comparación a los utilizados en las mezclas convencionales. El método preferido de compactación de SMA es con rodillos pesados y no vibratorios de acero. Como muy pocos contratistas tienen tal equipo de compactación, es por lo general necesario utilizar rodillos de acero vibratorios. En tales casos, el fracturamiento por rodado debe hacerse en una o dos fases en modo no vibratorio antes de usar una o dos pasadas vibrantes. Se debe tener cuidado de evitar el escurrimiento del ligante a la superficie del SMA por vibración excesiva, y evitar fracturar al agregado grueso. Generalmente, debe usarse solo vibración de baja frecuencia. Los procedimientos de compactación deben monitorearse y modificarse si se requiere.

El rodado de fracturamiento debe empezar inmediatamente después del pavimentador en todo momento. Si la operación de rodado se atrasa, el tendido debe disminuir su velocidad hasta que los rodillos alcancen al pavimentador.

La compactación con ruedas múltiples no se recomienda para el SMA, y la razón principal es evitar el escurrimiento del ligante a la superficie y el vaciado del mismo. El tráfico pesado en el SMA recién tendido, mientras no siga caliente, puede tener un efecto similar. Puede ser difícil recoger el mortero SMA rico en ligante con rodillos de ruedas múltiples y el tráfico en superficies calientes. Estos rodillos de ruedas múltiples pueden también reducir la resistencia al deslizamiento de la mezcla cerrando la textura superficial. Es deseable un alto estándar de la densidad en campo del SMA para un buen desempeño, de modo que un elemento importante a establecer es la optimización de los procedimientos de compactación.



El estándar de la densidad compactada para las mezclas SMA no debe ser menor que el adoptado para las mezclas dense-graded convencionales.

El proceso de compactación que se aplica en Australia es diferente a la utilizada en Alemania. Como se dijo anteriormente, la compactación se inicia inmediatamente después de la pavimentadora por rodillos pesados de acero sin vibrar. A pesar de los problemas conocidos, la compactación vibratoria y los rodillos de ruedas múltiples han sido usados en ocasiones para alcanzar la compactación en campo. El vibrado debe evitarse para alcanzar la compactación u ocurrirá un escurrimiento inducido del ligante a la superficie. La cantidad típica de vacíos en una superficie tendida de SMA son generalmente mucho mayores que los utilizados en Alemania, son típicamente de 3.0-3.5%. Fueron registrados los SMA tendidos a principios de los noventa con vacíos en el rango de 6-9%, aunque ahora están en el rango de 5-7%. La apertura al tráfico de las mezclas SMA ha registrado temperaturas en el rango de 80-110°C, comparados con la práctica común Alemana de 40 a 60°C, por mayor seguridad se recomienda la práctica Alemana en nuestro país.

La compactación estática por rodillos de trabajo pesado con un peso de 8-12 toneladas, cerca de la pavimentadora, asegura un alto grado de compactación (se recomienda >97%). Como se dijo anteriormente, una forma de aumentar la resistencia inicial al deslizamiento de la superficie es esparcir partículas de arena, p. ej. 1/3 mm a 0.5-1.0 Kg/m² o agregados, p. ej. 2/5 mm a 1.0-2.0 kg/m² en la superficie caliente.

7.3.4 Apertura al tráfico

Las superficies de SMA en México no deben abrirse al tráfico hasta que la temperatura superficial disminuya alrededor de 40°C para prevenir el escurrimiento del ligante a la superficie por el tráfico inicial.



La resistencia inicial al deslizamiento del SMA puede ser relativamente baja hasta que la película del ligante sea desgastada por el tráfico. Una técnica que se ha usado en algunos países es esparcir la superficie ligeramente con arena gruesa o agregado triturado de tamaño pequeño (p. ej. 5 mm), para ayudar a liberar el ligante de la superficie en situaciones donde la resistencia al deslizamiento es de primera importancia, lo cual sería conveniente aplicar en México. Alternativamente, las restricciones de velocidad pueden aplicarse por un periodo corto de tiempo.

Algunos contratistas piden la aprobación de utilizar agua para enfriar las capas, que no es deseable pero algunas veces necesario. Es evidente una baja resistencia al ahuellamiento y deformación en algunos proyectos donde se abrieron al tráfico demasiado rápido, aunque otros factores requieren revisarse en éstas situaciones.



CAPÍTULO 8

INVESTIGACIÓN DEL DESARROLLO E INVESTIGACIONES EN EL SMA

Introducción

Aunque el diseño de mezclas SMA sigue basándose enormemente en una “receta”, existe un interés creciente en más métodos de diseño fundamental que aseguren que se logre un esqueleto de roca con un contacto de piedra en piedra. En lo que sigue se presenta un resumen de los principales requisitos en un rango de especificaciones típicas de SMA y/o pautas de diseño. Algunos detalles breves de otras especificaciones Europeas están dados en EAPA (1998).

8.1 REVISIÓN DE ESPECIFICACIONES PARA SMA

8.1.1 Alemania (EAPA 1998, Loveday and Bellin 1998)

En las pautas Alemanas, los aditivos estabilizadores están especificados como el 0.3-1.15% de fibra orgánica o mineral, sílica o polímero. Para situaciones de tráfico pesado, el grado de ligante está especificado como 65 (pen) o PMB 45 y 80 (pen) para otras aplicaciones. El “pen” es para la penetración que es una prueba estándar a 25°C. Se han usado tres clasificaciones basadas en el tamaño del tamiz que retiene 10% o menos del material- para la mezcla 0/11, esto es el tamiz de 11.2 mm. 0/8 usa el tamiz de 8.0 mm y el de 5 mm para las mezclas 0/5. El contenido de bitumen para la mezcla 0-11S es de un mínimo de 7.0% y un mínimo de 7.2% para una mezcla de 0-5. La “S” significa mezclas para aplicaciones de tráfico pesado y éstas deben incluir sólo arena triturada.



La compactación Marshall está especificada con un rango de vacíos de 3.0-4.0% para las mezclas 0-11S y 0-8S y 2.0-4.0% para las mezclas 0-8 y 0-5.

8.1.2 Proyecto de especificación de Inglaterra

Esta especificación describe si un ligante modificado o, alternativamente, el bitumen con un aditivo estabilizador a usarse como opción al contratista. Los bitúmenes sin modificar tienen una penetración de 50 o 100, y se requieren al menos 0.3% (por masa de la mezcla total) de aditivo estabilizador (Celulosa, mineral u otra fibra adecuada). Para un ligante modificado, el bitumen base antes de las modificaciones es tener una penetración nominal de 50 o 100 o 200. Para un tamaño nominal de SMA de 14 mm, el contenido de ligante está especificado como 6.5-7.5% (por masa) comparado con los 6.5-7.0 (por masa) para el tamaño nominal de 10 mm de SMA.

Los especímenes de laboratorio son fabricados usando 50 golpes con la compactación Marshall. En la composición de diseño, el contenido de vacíos esta especificado en el rango de 2-4% donde una densidad máxima está determinada por el método "Rice" y la densidad por el método de la inmersión de agua sin recubrir (uncoated water immersion method).

8.1.3 Proyecto de especificación Europea (prEN 131108-5:2000)

Esta especificación puede describirse como un documento compromiso. Provee dos grupos para la graduación y el contenido de ligante, referidos como "Basic set plus set 1" y "Basic set plus set 2" que no pueden combinarse. Los tamaños incluidos en el "Basic set plus set 1" son SMA-4, SMA-8, SMA8E, SMA-11E, SMA-16 y SMA-22. El "Basic set plus set 2" incluye SMA-4, SMA-6, SMA-6E, SMA-10E, SMA-14 y SMA-20. La letra "E" se refiere a un requisito adicional para que sólo se use agregado fino triturado. Los especímenes de laboratorio son compactados con el compactador Marshall a 2x50 golpes, el compactador giratorio a 200 giros o el



compactador vibratorio. Se permiten dos métodos para determinar la densidad máxima, sin embargo, solo se permite el método hidro-estático para determinar la densidad.

Solo se especifica un valor para el contenido de vacíos para cada una de las siete categorías de tráfico, donde el rango es desde la Categoría 1 para el mayor tráfico y la Categoría VII para el menor. El rango de contenido de vacíos de 2.5% para la Categoría 1 a 5.5% para la Categoría VII con un incremento de 0.5% en el contenido de vacíos por categoría. Los requisitos de contenido de ligante están limitados a valores mínimos. Para cualquier graduación, existen dos contenidos mínimos de bitumen especificados. Estos están basados en el objetivo de contenido de vacíos, siendo $4\% \geq CV > 4\%$. El objetivo de contenido de vacíos esta determinado desde la apropiada categoría de tráfico. Se da un resumen de valores específicos en la Tabla 8.1.

Tabla 8.1- *Contenidos mínimos de bitumen (%) para el Proyecto Europeo de Mezclas SMA estándar (prEN 13108-5:2000).*

"Basic set plus set 1"							
Mezcla	Obj. vacíos	SMA 4	SMA 8	SMA 8E	SMA 11E	SMA 16	SMA 22
Contenido mínimo de ligante (%)	≤ 4%	7.2	7	7	6.5	6	5.7
	> 4%	6.7	6.5	6.5	6	5.5	5.2
"Basic set plus set 2"							
Mezcla	Obj. vacíos	SMA 4	SMA 6	SMA 6E	SMA 10E	SMA 14	SMA 20
Contenido mínimo de ligante (%)	≤ 4%	7.2	7	7	6.6	6.2	5.9
	> 4%	6.7	6.5	6.5	6.1	5.7	5.4

Los contenidos de ligante en la Tabla 8.1 están basados en la densidad del agregado de $2,650 \text{ kg/m}^3$ y se aplica un factor de corrección que es el rango de $2,650 \text{ kg/m}^3$ dividido por la densidad del agregado en kg/m^3 . Efectivamente, esta es una conversión para el volumen de bitumen ya que el contenido de ligante esta especificado en porcentaje basado en la masa.



8.1.4 Proyecto de especificación AASHTO

La especificación AASHTO permite a los especímenes de laboratorio ser preparados ya sea con la compactación con el martillo Marshall o el compactador giratorio Superpave™. Para ambos métodos de compactación, el contenido de vacíos está especificado exactamente al 4% con la nota que para caminos con bajos volúmenes de tráfico o climas fríos, se pueden usar contenidos menores al 4.0%, pero no deben ser menores a 3.0%. Existe un requisito mínimo para el VMA de 17%. El concepto de vacíos en el agregado grueso (VCA) es introducido con el requisito de que el VCA para la mezcla (VCA_{MIX}) debe ser menor que el VCA del agregado grueso “dry rodded” o rodado en seco (VCA_{DRC}).

Los contenidos mínimos de ligante están especificados basados en la densidad del agregado combinado. El contenido mínimo de ligante varía de 6.8% para el agregado con densidad de $2,400 \text{ kg/m}^3$ a 5.5% para el agregado con una densidad de $3,000 \text{ kg/m}^3$. Se debe utilizar el ligante apropiado para las condiciones de clima y tráfico del sitio.

8.2 DISEÑO EN AUSTRALIA

8.2.1 APRG Report No. 18 (APRG 1997a)

Este reporte fue publicado en 1997 y refleja el estado del conocimiento en Australia en ese tiempo. El criterio de diseño de mezcla se lograba después de 80 giros con el compactador giratorio. Se listan tres tamaños de mezcla, siendo 7 mm, 10 mm y 14 mm con un rango especificado de vacíos de 3-5% para todas las mezclas. Existen requisitos mínimos para el VMA de 19%, 18% y 17% para 7mm, 10 mm y 14 mm respectivamente.



8.2.2 Stone Mastic Asphalt- Design & Application Guide (AAPA 2000a)

La receta para el diseño de SMA, basada en la AAPA Design Guide (AAPA 2000a) es ahora el método preferido en Australia (Oliver 1999). Los mismos tres tamaños de mezcla están especificados y fueron incluidos en APRG (1997a), sin embargo, el rango de contenido de vacíos se ha estrechado a 3.5-4.5% y las mezclas tienen una graduación más gruesa. Los requisitos mínimos para el VMA son los mismos que en APRG (1997a). El diseño típico de los rangos de contenido de ligante son 6.0-7.0% (por masa de la mezcla) para el tamaño de 7 mm, 6.0-7.0% para 10 mm y 5.6-6.8% para las mezclas de 14 mm que son generalmente menores que aquellas en APRG (1997a).

La guía (AAPA 2000a) sugiere que la compactación en el laboratorio para las pruebas volumétricas sean usualmente llevadas a cabo usando 80 ciclos de la compactación giratoria, excepto en aplicaciones de trabajo pesado donde se usan 120 ciclos. Donde la compactación giratoria todavía no está disponible, las mezclas pueden compactarse usando 50 golpes de la compactación Marshall. Algunas aplicaciones también establecen un mínimo de vacíos para rechazar la densidad tomada a 350 ciclos.

8.3 TENDENCIAS EN LAS ESPECIFICACIONES DE SMA

8.3.1 Graduación del agregado

La Figura 8.1 muestra una comparación entre las curvas granulométricas al centro de línea de dos mezclas SMA Australianas y el proyecto para especificaciones de Europa, Inglaterra y Estados Unidos. La parte (a) de la Figura 8.1 es para las mezclas SMA10, mientras la parte (b) es para las mezclas SMA14. Para las mezclas internacionales, el tamaño de mezcla más cercano ha sido usado para comparar. La Figura 8.2 muestra la comparación entre el centro de línea de graduación de varias mezclas SMA Australianas. Las curvas granulométricas de

SMA están tipificadas por el “paso” definitivo entre los componentes gruesos y finos comparadas con el asfalto dense-graded donde es una transición suave.

De la Figura 8.1 (a), se puede ver que el paso ocurre generalmente alrededor de 2.36 mm para todas las mezclas, con la excepción de la mezcla AAPA (2000a), que tiene el contraste de todas las graduaciones SMA10. Aunque el UK de 10 mm (Inglaterra) tiene un paso definido alrededor de 6.7 mm, es el más fino de todas las mezclas en 2.36 mm. Todas las mezclas tienen generalmente un 10% que pasa el tamiz de 10%, que forma la parte del filler del mastic. Comparando las mezclas Australianas SMA10 (Figura 8.1 (a)), se observa que la mezcla AAPA (2000a) SMA10 contrasta con todas las mezclas y la diferencia más importante ocurre en el centro de los tamaños de tamices y particularmente en los de 4.75 mm y 6.7 mm. Como se muestra en la Figura 8.1 (b), para las mezclas SMA14, el paso en la graduación ocurre generalmente alrededor del tamiz de 4.75 mm. La mezcla AAPA (2000a) SMA14 tiene la graduación más gruesa de las mezclas SMA14.

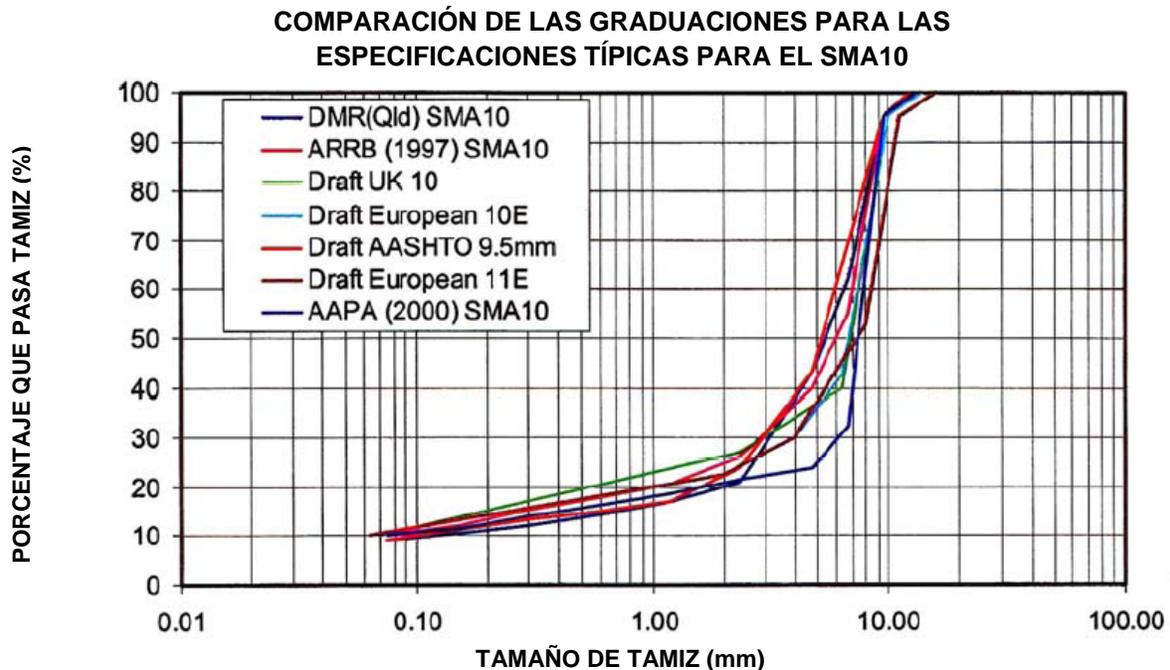


Figura 8.1 (a)- Comparación de granulometrías Internacionales típicas y Australianas para el SMA 10 (AAPA 2000a).

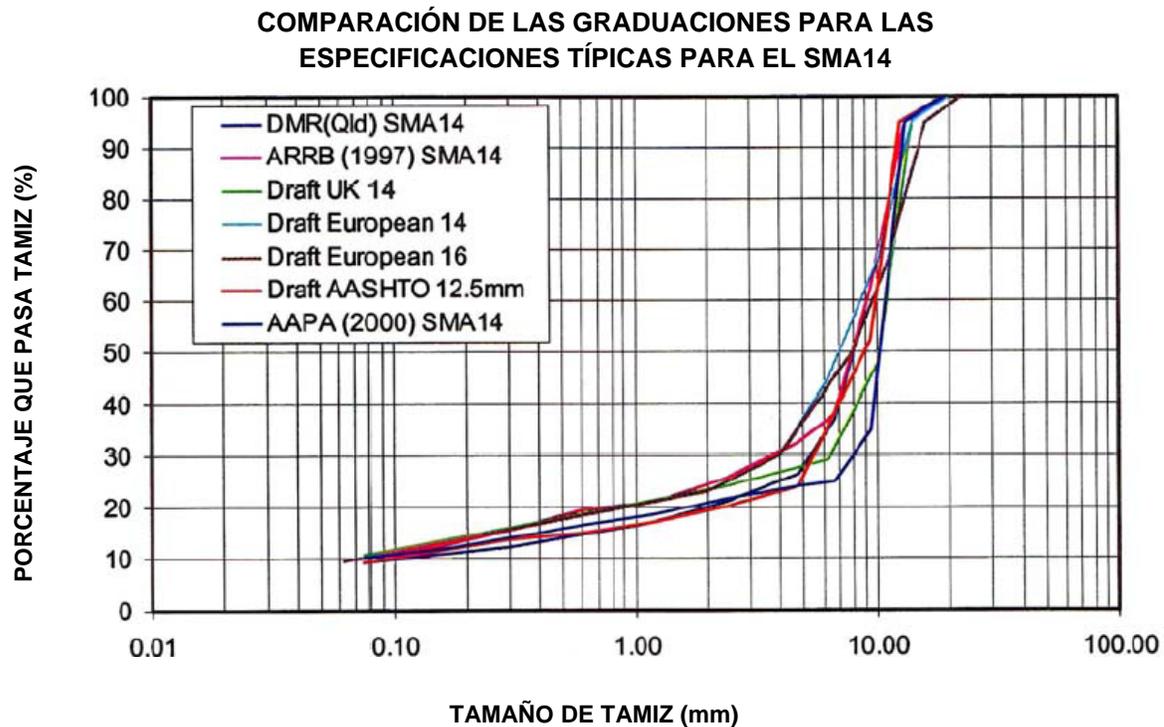


Figura 8.1 (b)- Comparación de granulometrías Internacionales típicas y Australianas para el SMA 14 (AAPA 2000a).

8.3.2 Métodos de compactación

Los métodos de compactación de laboratorio especificados demuestran la transición a través del mundo en el diseño de pavimentos en combinación de la compactación Marshall, giratoria y vibratoria. Las especificaciones con la compactación Marshall utiliza 50 golpes por cara. Los europeos igualan esto a 200 de sus ciclos giratorios. AAPA (2000a) cita 80/120 ciclos o 50 golpes con la compactación Marshall de donde se deduce que existe una correlación.

8.3.3 Contenido de Bitumen

Existe un número de tendencias especificando el contenido de bitumen, puede identificarse al especificar el contenido mínimo de ligante en lugar del rango con los límites inferior y superior. Típicamente el contenido de bitumen varía con el



tamaño máximo del agregado y es un reflejo de los volúmenes respectivos y densidades de los agregados y el bitumen. Otra tendencia es reconocer la importancia de los volúmenes en las mezclas SMA. Esto se refleja en el incremento del uso del volumen de ligante en lugar de un requisito directo de volumen (MRS11.33 de 12/99) o como un ajuste en el volumen de ligante basado en la densidad del agregado (NCAT 1998c. prEN 13108-5:2000).

Los contenidos mínimos de ligante especificados en Australia son generalmente menores que los establecidos en Europa, Inglaterra y Estados Unidos. Esto puede ser un reflejo de los diferentes climas.

8.3.4 Contenido de vacíos

La mayoría de las especificaciones tienen un límite muy estrecho en los contenidos de vacíos con un rango general entre 2% y 4% o $\pm 0.5\%$ o el valor especificado. La comparación de estos valores requiere una apreciación de los métodos de compactación y prueba utilizados en el origen de las especificaciones.



CAPÍTULO 9

CONSIDERACIONES DEL CLIMA CALIENTE Y RESISTENCIA A LA DEFORMACIÓN

Introducción

Es generalmente reconocido que las condiciones climáticas tienen una influencia significativa en el tendido y compactación del asfalto. Las condiciones frías, húmedas y con viento durante el tendido pueden resultar en un asfalto de baja calidad que no logrará un buen desempeño. La mayoría de los problemas ocurren en lugares con condiciones climáticas frías; de modo que los problemas de tendido han sido asociados con las bajas temperaturas. El término de trabajo en clima frío se cambió por trabajo en clima adverso para enfatizar la influencia de la velocidad del viento.

El utilizar carpetas más delgadas permite que se enfríen más rápidamente, de manera que se puede abrir al tráfico sin que afecte a las mismas. Sin embargo, existe la necesidad de consejos acerca del tendido de los materiales bituminosos en climas calientes cuando el tiempo para permitir el tráfico es crítico. Sí el tiempo permitido es muy corto, puede resultar en roderas prematuras debidas al tráfico. Sí se permite un tiempo adecuado, puede existir una congestión de tráfico considerable que conducirá a un aumento de presión para permitir el tránsito prematuramente. Aunque esto es un problema asociado con los materiales superficiales, también puede afectar a las capas inferiores, incluso su temperatura tendrá un efecto en el rango de enfriamiento de cualquier capa colocada sobre las mismas.

Se necesita estimar el tiempo que toma el pavimento para enfriarse suficientemente antes de que pueda abrirse al tráfico bajo diferentes condiciones



climáticas. Debido a esto, Nicholls y Carswell (TRL Report 494) desarrollaron un modelo para estimar el rango de enfriamiento y el criterio establecido de las condiciones para que la capa del pavimento no sea afectada perjudicialmente por el tráfico. El modelo de enfriamiento, que incorpora el criterio del tráfico, puede usarse como base para aconsejar ya sea si las condiciones climáticas son o no adecuadas para tender los materiales bituminosos dentro del tiempo especificado antes de que sea expuesto al tráfico.

9.1 TENDIDO DE ASFALTO EN CONDICIONES DE CLIMA CALIENTE

9.1.1 Problemas potenciales

Cuando el asfalto caliente es tendido durante condiciones de altas temperaturas, particularmente durante periodos continuos de fuerte luz solar, puede permanecer trabajable durante un tiempo considerable. Durante el tendido y la compactación puede ser difícil mantener el perfil y, puede ser difícil lograr una adecuada textura.

Durante largos periodos de condiciones calientes, soleadas, las capas recién tendidas de pavimento pueden mantener las temperaturas después de abrir al tráfico que son suficientemente altas para permitir un ahuellamiento excesivo y la rápida integración de cualquier guija, seguida de una reducción de la profundidad de textura. La pérdida excesiva de la profundidad de textura y ahuellamiento puede afectar la dirección y el frenado del vehículo.

9.1.2 Enfriamiento de las capas asfálticas

El calor se pierde de una capa caliente asfáltica por el contacto con el sub-estrato más frío y por la radiación desde la parte superior de la superficie. Como la capa caliente de asfalto se enfría, el flujo de calor en el substrato disminuirá cuando la capa logre un equilibrio de temperatura con el ambiente.



El rango en el cual la capa asfáltica se enfría depende de factores ambientales y del asfalto. Las altas velocidades del viento y las bajas temperaturas incrementan el rango de enfriamiento y, por lo tanto, reduce el tiempo disponible de compactación. Los factores del asfalto que afectan el rango de enfriamiento incluyen su temperatura, conductividad termal, calor específico, coeficiente de reflexión y el espesor de la capa. El factor más importante del material es el espesor de la capa asfáltica, seguida de su temperatura. Para condiciones fijas, el tiempo de enfriamiento es proporcional al espesor de la capa. Los cálculos que describen el comportamiento de enfriamiento de las capas asfálticas tendidas son complejos (Jordan and Thomas, 1976) y requieren el uso de computadoras. Sin embargo, existen ecuaciones simplificadas que son suficientemente exactas para propósitos prácticos para predecir el tiempo disponible de compactación (Daines, 1985; Nicholls and Daines, 1993).

Este método para estimar el comportamiento de enfriamiento de una capa tendida de asfalto caliente es solo aplicable bajo una temperatura en la parte media de la capa de 80°C para condiciones ambientales constantes. La extrapolación usando este método a temperaturas más bajas no es muy confiable y la capa asfáltica no se enfriará por debajo de unos 50°C, en un día caliente y soleado. Esta temperatura puede compararse con la temperatura para transitar de manera segura por debajo de los 50°C.

El comportamiento térmico del pavimento, al final del periodo de compactación hasta que la nueva capa haya enfriado a la temperatura ambiente, está influenciado por el efecto cíclico de la radiación solar. Esto es extremadamente complejo y, a la fecha no ha sido modelado. Sin embargo debe transcurrir un día antes que se disipe el calor de una capa de 50 mm y tres días para una capa de 150 mm de espesor.



9.1.3 Radiación solar

La radiación solar es más fuerte y perdura por periodos más largos del día durante los meses de verano, aunque su intensidad se puede reducir con las nubes. La Tabla 9.1 muestra las medidas de la radiación solar en la Oficina Meteorológica de Backnell, del Sur central de Inglaterra, en el cual el percentil 99 y el primero está relacionado con un sol pleno y una plena nubosidad, respectivamente.

Tabla 9.1- Promedio de energía total incidente entre 12:00 y 13:00 horas.

Mes	Energía total incidente (W/M^2)	
	Percentil 99° (Sol pleno)	Percentil 1° (Plena nubosidad)
Enero	900	50
Abril	322	20
Julio	550	40
Octubre	830	70

La Tabla 9.1 muestra que pueden ocurrir altos niveles de radiación solar en los meses de Octubre a Marzo, y que incluso en invierno la radiación solar es apreciable. El riesgo del clima caliente teniendo un efecto adverso en el tendido del asfalto es obviamente mayor durante los meses de verano, pero puede ser significativo para periodos más cortos del día en primavera y otoño.

Las nuevas superficies de asfalto, que pueden tener un albedo (coeficiente de reflexión) cercano a cero, son más negras que las superficies intemperizadas. Desafortunadamente, desde un punto de vista constructivo y tráfico temprano, una superficie negra nueva es más vulnerable a los efectos de la radiación solar y por lo tanto a un mayor riesgo de deformación durante el primer verano, comparado con los veranos siguientes. Aunque, en el pasado, se asumía que las temperaturas superficiales raramente excedían los $45^{\circ}C$, los veranos calientes recientes han demostrado que la temperatura superficial del asfalto pueden alcanzar, e incluso exceder los $50^{\circ}C$ dependiendo del estado de la república.



9.1.4 Modelo de evaluación de riesgo

Con tal tipo de pavimento implacable, el riesgo de diferentes criterios necesita evaluarse. Un procedimiento para lograr esto es a través del modelado.

Requisito

El modelo fue desarrollado para ayudar a evaluar el riesgo que ocurre de deformación inaceptable cuando el asfalto se tiende en condiciones de clima caliente.

Factores

El riesgo de deformación de la superficie (y pérdida de profundidad de textura) se relaciona con varios parámetros, de los cuales los principales son:

- La temperatura en toda la profundidad del pavimento
- La resistencia a la deformación de las capas asfálticas a determinadas temperaturas
- La carga en el pavimento debida al tránsito sobre el mismo
- La velocidad del tráfico
- El periodo que perduran las condiciones

Para desarrollar un modelo de evaluación de riesgo, estos parámetros son racionalizados en los siguientes factores:

- Factor del Material y Temperatura:

El rango de trayectoria de rueda a la máxima temperatura superficial, en mm/h

- Factor de carga de tráfico:



El diseño del flujo de tráfico comercial, en $cv/l/d$

- Factor de velocidad de tráfico:

El tiempo que las ruedas cargan al pavimento, en segundos

- Factor de acción opcional:

Una concesión para medidas específicas, en particular guijas ligeramente cubiertas y/o el enfriamiento de la superficie

- Factor del periodo de tiempo:

El periodo para el cual los otros factores permanecen razonablemente constantes, en días.

El rango de la trayectoria de rueda en la parte superior de la capa del pavimento en la máxima temperatura de la superficie, en mm/h , se toma para reflejar los parámetros del material y temperatura. Esto es algo conservador en cuanto a que es probable que exista un gradiente de temperatura a través de la profundidad y con el material siendo enfriado en exceso pero es optimista porque la deformación en capas más bajas no se considera. Cuando no exista mejor información para las circunstancias particulares, la temperatura máxima se asume dependiente de la latitud y el mes de construcción. Otros factores que pueden afectar son la dirección del camino, la pendiente y la extensión de sombras, ambas por la luz solar u los vientos que pueden enfriar la superficie.

La carga aplicada y su tiempo de aplicación influyen la deformación. Para ligantes asfálticos que muestran un comportamiento Newtoniano, la deformación será proporcional a la carga y a su tiempo de aplicación. Los ligantes de bitumen y particularmente los ligantes modificados, no siempre muestran un comportamiento Newtoniano debido a que la viscosidad del ligante se reduce incrementando el rango de cortante. No obstante, para los propósitos del método de evaluación de



riesgo, éste se toma proporcional a la duración de la carga, estimada en términos de vehículos comerciales por carril y por día.

El tiempo de carga es también inversamente proporcional a la velocidad de tráfico. La deformación aumenta con el tiempo de carga, particularmente para largos periodos de carga donde las propiedades visco-elásticas del ligante son menos aplicables y el ligante tiende a comportarse como un fluido Newtoniano. Para propósitos de éste método, la deformación se toma inversamente proporcional a la velocidad del vehículo.

Sin embargo, calcular la carga equivalente para un vehículo estacionado es más complejo. Para la fase estacionaria, los factores de carga y velocidad necesitan combinarse en un solo factor que puede considerarse como la proporción del tiempo en que un vehículo comercial está cargando el área, en segundos por día. Siete segundos de carga estacionaria es equivalente a una pasada de rueda a 50 km/h y un vehículo comercial viajando a esa velocidad tiene un factor de velocidad de 0.08 segundos. Por lo tanto, este factor debe reducirse a la proporción de los vehículos comerciales en el tráfico y por la proporción de tiempo cuando el tráfico es estacionario.

Durante la fase de flujo, la carga total de tráfico debe también aplicarse, ya que cada vehículo tiene que pasar por cada lugar, incluso en un lugar reducido debido a la fase estacionaria. Por lo tanto, la deformación debida a cualquier fase estacionaria es adicional a la deformación normal y no la reemplaza.

Claramente la deformación se incrementa con el tiempo. Para propósitos del método de evaluación de riesgo, el tiempo se mide en días. El riesgo para el primer día después de la apertura al tráfico puede evaluarse tan bien como el riesgo para un periodo extendido de velocidad restringida, por ejemplo, una situación de contra flujo. Para evaluar el riesgo sobre un periodo extendido, algunos parámetros de riesgo pueden tomar valores diferentes.



Procedimiento de cálculo

Una indicación general de la deformación asfáltica, sumada a cada periodo cuando los factores permanecen constantes, se pueden estimar por el producto de los factores individuales en la siguiente ecuación:

$$\text{Deformación esperada} = k \cdot [\sum(R_T * T_l * T_s * P_d)]$$

Donde:

k = coeficiente de calibración

R_T = Factor del Material & Temperatura (el rango de trayectoria de rueda a la máxima temperatura superficial, en mm/h)

T_l = Factor de Carga & Velocidad (el flujo de tráfico comercial, en Cv/La/d, veces el tiempo que la rueda cargará al pavimento, en segundos)

Cv= vehículos comerciales

La= carril

d= día

P_d = Factor del periodo de tiempo (el periodo de tiempo para el cual se mantienen los otros factores constantes, en días)

Calibración del factor relativo de riesgo

Se requiere un rango de recorrido de rueda a 45°C de 2 mm/h para lograr un rango de 0.5 mm por año para un flujo de tráfico de 6000 Cv/La/d (Saines, 1992). En un año típico, alrededor de un 90 por ciento de la deformación ocurre durante unos 15-20 días de verano cuando la temperatura superficial del camino logra unos 45°C. Claro que esto es discutible en relación con el lugar y algunos veranos



son más largos y calientes. Una velocidad típica para un vehículo comercial es 80 km/h. Por lo tanto, para las condiciones en este ejemplo:

$$\text{Deformación esperada} = k \cdot (2) \cdot (6000) \cdot (0.04) \cdot (15) = 7200k$$

Por lo tanto, el coeficiente de calibración, k , es igual a 6.2×10^{-5}

Pruebas de laboratorio

Las pruebas de laboratorio para investigar el rango de deformación con la temperatura y la velocidad proveen una confirmación de las relaciones esperadas, aunque indican que nos son muy exactas. Los resultados son aplicables a las mezclas convencionales y al SMA.

En lo que concierne a la temperatura, la forma más fácil de modelar la relación es tomar el logaritmo del rango del recorrido de rueda proporcional a la temperatura. Sin embargo, no es completamente exacto.

Las pruebas mostraron que resulta poca deformación de la carga de rueda estacionaria comparada con la carga de una rueda en movimiento. Sin embargo, la experiencia muestra mayor desarrollo de roderas cuando las velocidades de tráfico son reducidas. Esto sugiere que el tiempo de carga es importante, pero, al mismo tiempo, un componente dinámico es esencial para la formación de roderas.

9.1.5 Modelos matemáticos

No existe una solución única a los problemas de tráfico en asfalto recién tendido durante el clima caliente. No obstante, existen formas para reducir los riesgos a niveles manejables con el uso de un procedimiento como el modelo propuesto de evaluación de riesgo. Minimizando los riesgos en todas las etapas del trabajo, desde la producción de la mezcla hasta el control de tráfico, la cantidad de daño inducido debe estar en los límites aceptables. No todas las medidas son necesariamente aplicables a todos los esquemas y, por lo tanto, deben



seleccionarse las opciones para medir que son más apropiadas y proveen el mayor costo-beneficio para el contratista y el usuario.

Sin embargo, en las condiciones generales no son las adecuadas para justificar el uso del modelo de evaluación de riesgo. La posición debería ser tener requisitos conservadores que sean simples de entender y operar con el uso del modelo de evaluación de riesgo para aquellos casos limitados donde su uso puede ser justificado.

En el aspecto más específico para limitar la deformación permanente del asfalto, el modelo actual utilizado en Inglaterra fue desarrollado por Szatkowski and Jacobs en 1977 para mezclas tipo convencional especificando un rango de trayectoria de rueda máximo, suficiente para limitar la deformación a 10 mm en 20 años. Sin embargo, las condiciones de tráfico en todos los países desarrollados al pasar de los años desde 1977 han dado más datos disponibles para el análisis. Una revisión de los registros de varias pruebas de caminos de asfalto convencional fue usada para desarrollar una ecuación para predecir el desarrollo de la deformación permanente en las superficies asfálticas que se correlaciona con el dato del sitio, el valor R^2 de 0.046. La relación implica que la deformación permanente es proporcional al flujo de tráfico, al rango de recorrido de rueda a 45°C y al logaritmo de la edad +1. La correlación no es muy buena, y se desarrollaron otras relaciones que tuvieran mayores correlaciones con los datos existentes, con un valor de R^2 de 0.72. No obstante, había inconsistencias cuando los datos eran extrapolados a otras situaciones potenciales. En particular, la temperatura del sitio no fue incorporada satisfactoriamente.

El uso de la relación propuesta debería ofrecer mejores estimaciones de la extensión y desarrollo de la deformación permanente bajo condiciones normales; no puede ayudar en predecir cuando existan condiciones climatológicas excepcionales. Con más datos permitiría obtener una ecuación más exacta, pero



esto involucraría un trabajo sistemático a largo plazo, idealmente un periodo de 20 años para obtener un historial completo de las superficies.

9.2 ACCIONES PARA MINIMIZAR LOS PROBLEMAS POTENCIALES

Algunas acciones que pueden minimizar los problemas potenciales al tender el material en condiciones climáticas adversas se describen a continuación.

Selección de la mezcla

La selección de mezclas resistentes a la deformación puede mitigar el efecto de la deformación permanente en condiciones de clima caliente adversas, aunque los materiales con menor estabilidad tienen más probabilidad de permanecer trabajables por periodos más largos. El ahuellamiento es generalmente atribuido a las superficies, pero las bases también pueden deformarse significativamente. Sin embargo, se aconseja el uso de materiales resistentes a la deformación como el multigrado y los bitúmenes de polímero.

Temperatura de entrega

Las mezclas asfálticas entregadas en el sitio a temperaturas mayores a las necesarias no solo incrementan el tiempo disponible para compactación, sino también pueden dejar al asfalto demasiado trabajable para tender; esto también desperdicia energía y promueve el endurecimiento del ligante. Las temperaturas de entrega en clima caliente deben ser sólo lo suficientemente altas como para lograr la trabajabilidad requerida. Si se reduce la temperatura de entrega de 160°C a 140°C, reduce el tiempo de compactación en un 30% aproximadamente.

Espesor de capa

El espesor de capa afecta directamente al tiempo disponible de compactación, aunque las especificaciones en los contratos normalmente estipulan espesores para cada capa asfáltica. Siendo más flexible se deberían permitir capas más



delgadas para condiciones climáticas calientes y capas más gruesas para condiciones climáticas frías.

Rodillos

El uso de un rodillo relativamente ligero para la compactación inicial puede considerarse durante condiciones climáticas calientes, particularmente cuando existan guijas pre-cubiertas. Una reducción de la masa del rodillo disminuiría el riesgo de no cumplir con los requisitos de profundidad de textura debido al incrustamiento excesivo de las guijas.

Hora del día

El tender durante la tarde y noche tiene ventajas adicionales durante el clima caliente. Las bajas temperaturas de aire, y un nivel reducido o ausencia de la radiación solar, permitirán al substrato enfriar más rápidamente. El cierre de caminos a estas horas reducen las demoras de tráfico y deformación.

Se debe considerar el cese del tendido sí las condiciones de clima y tráfico son tales que el riesgo de daño prematuro de una superficie recién abierta sea inaceptable. El cese del tendido durante la parte más calurosa del día, es cuando la temperatura superficial excede los 45°C, esto no solo ayuda al contratista a minimizar los problemas de lograr los requerimiento del asfalto en términos de profundidad de textura, sino también permite a la superficie enfriar más rápidamente en la tarde cuando el tendido puede resumirse. El tendido puede resumirse cuando la temperatura superficial haya bajado a 30°C, por lo general alrededor de las 20:00 horas. No se recomienda tenderlo antes a mayores temperaturas, ya que incrementa el tiempo de enfriado del pavimento y no es recomendable. En teoría esto es bueno, pero en la mayoría de los casos es difícil lograrlo en la práctica.



Restricciones de estacionamiento

Después de completar el tendido y previo a la apertura al tráfico, la maquinaria de construcción no debe estacionarse sobre el nuevo asfalto tendido. Esto puede causar depresiones inaceptables bajo las ruedas (Haydon, 1994).

9.3 Conclusiones

- Por debajo de los 50°C, el logaritmo del rango del recorrido de rueda es aproximadamente proporcional a la temperatura.
- El tiempo de carga, y no la velocidad, influencia la deformación resultante. Sin embargo, las pequeñas deformaciones debidas a la carga estática muestran que los efectos dinámicos son importantes.
- Puede utilizarse un modelo de riesgo para evaluar la probabilidad de deformación inaceptable. No obstante, las consideraciones económicas no son adecuadas para justificar el esfuerzo requerido para usar el modelo de evaluación de riesgos en la mayoría de los casos.
- La mejor relación encontrada para modelar la deformación implica que la deformación permanente es proporcional al flujo de tráfico, al rango de recorrido de rueda a 45°C y el logaritmo de la edad +1. Sin embargo, el valor del cuadrado del coeficiente de correlación es un modesto 0.46.
- Existen diferentes acciones a tomar cuando se tiende el asfalto en condiciones de clima adverso para minimizar los problemas potenciales.



CAPITULO 10

PROPIEDADES DE RIGIDEZ DE LAS MEZCLAS SMA

Introducción

Debido a que las propiedades mecánicas del SMA recaen en el contacto de piedra en piedra, es comúnmente dicho que son menos sensibles a las variaciones de ligante que las mezclas convencionales (APRG 1997a, Brown et al, 1997b, Robert et al 1996, Kandhal et al 1998b).

10.1 Producción en planta de SMA10 para DMR (QLD) MRS11.33

Las muestras preparadas durante la comparación de los métodos de compactación, fueron usados para determinar el Módulo Elástico a 25°C por el método de resistencia a la tracción indirecta ((Tensile indirect method) (AS/NZS 2891.13.1)).

El efecto que tienen los vacíos de aire en el Módulo Elástico se muestra en la Fig. 10.1, que contiene información para las muestras producidas en planta SMA10, compactadas por medio del martillo Marshal y el Gyropac (Compactador giratorio) para lograr una dispersión de los contenidos de vacío. Los especímenes con contenidos de vacíos mayores que 7% fueron preparados con el martillo Marshall y aquellos con contenidos mayores a 7.7% se hicieron con el compactador giratorio.

El módulo permanece esencialmente constante hasta un porcentaje de vacíos de 9% como se observa en la Fig. 10.1, donde después disminuye notablemente. La

información muestra una rápida reducción en la resistencia al incrementar el contenido de vacíos que podrían ilustrar la inadecuación de la prueba al material con contenidos de vacíos en exceso de un 9%. A un porcentaje de vacíos de 5%, el módulo elástico promedio es de 1073 MPa.

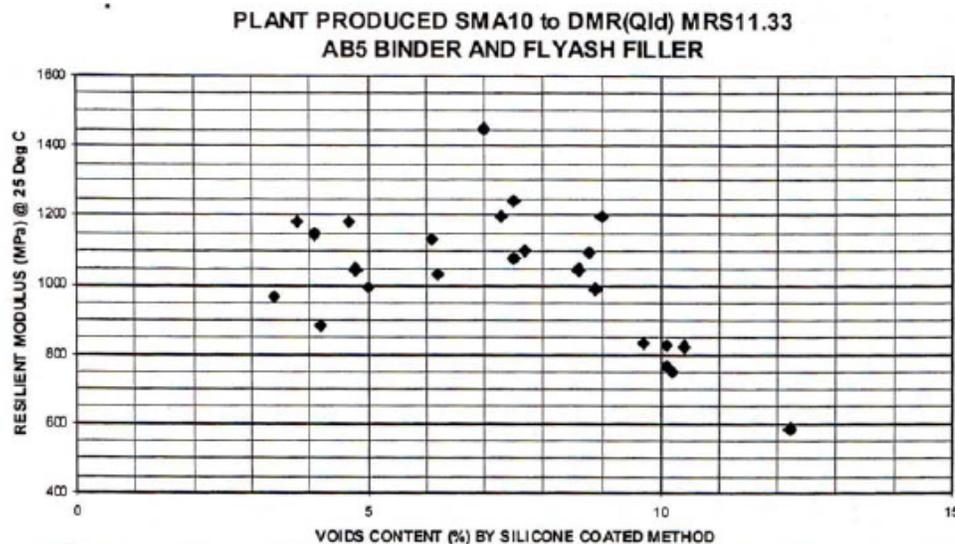


Figura 10.1- Efecto del contenido de vacíos en el módulo elástico.

10.2 Muestras producidas en laboratorio para DMR (QLD) MRS11.33

DMR (Qld) (2001a) reportó las pruebas llevadas a cabo en el módulo elástico de un asfalto producido en el laboratorio compactado con “giropac”. Un resumen de los valores reportados de los módulos está dado en la Tabla 10.1 en donde muestra que las mezclas que contienen SBS PMB tienen un módulo elástico significativamente menor que el hecho con ligante de bitumen de Clase 320. El APRG (1997a) dice que usando ligantes suaves como aquellos modificados con polímero SBS, producirá un módulo elástico muy bajo, alrededor de 2,000 MPa o menor. Los valores determinados para el SMA10 producido en planta y para el de DMR (Qld) (2001a) son consistentes con lo establecido por el APRG (1997a). El módulo elástico para el SMA10 (aprox. 1,073 MPa @ 5% de vacíos) es significativamente menor que la mezcla producida en laboratorio (1,535 MPa). La



mezcla en planta contiene arena gruesa natural y filler de ceniza, comparado con los finos de roca triturada y el filler en la mezcla de laboratorio. El módulo reducido puede atribuirse al uso de partículas redondas con textura más suave en la mezcla producida en planta (APRG 1997a).

Tabla 10.1- *Módulo elástico para diferentes mezclas (DMR (Qld) 2001a)*

Tipo de mezcla	SMA10				DG14N	SMA10
	AB5 PMB + Filler UFD	Bitumen C320 + Filler UFD	Bitumen C320 + Filler de cal	Bitumen C320 + Filler de ceniza	Bitumen C320 + Filler UFD	AB5 PMB + Filler de ceniza
Propiedades						
Contenido de vacíos (%)	5.5	5.3	5.2	5.1	4.5	4.1
Contenido de bitumen (%)	6	6	6	6	4.4	5.9
Módulo elástico (Mpa)	1535	3247	5918	3400	6100	1691

El PMB AB5 contiene SBS (AUSTROADS A15E)
El filler añadido es 6% por masa para dar un contenido total de filler de 10% por masa

De manera similar, se esperaría que para las mezclas SMA10 con bitumen clase 320, la mezcla con filler de polvo ultra fino (UFD (Ultra Fine Dust)) tuviera un módulo mayor que la mezcla con filler de ceniza pero la información en la Tabla 10.1 muestra lo contrario.

Las pruebas de flexión son consideradas más confiables que las pruebas de resistencia a la tracción (Indirect tensile test) para medir la rigidez (Read and Brown 1996). En este caso, las pruebas de flexión cubren un gran número de muestras comparado con las pruebas de módulo elástico que también contribuyen a su confiabilidad. Los resultados obtenidos con las pruebas al módulo elástico cumplen con el rango identificado en la dispersión de la prueba de rigidez a la flexión. La muestra con filler UFD tiene ligeramente un contenido de vacíos mayor comparado con la muestra con filler de ceniza, que puede haber contribuido a un valor menor en el módulo.

El efecto de añadir cal para incrementar la rigidez del asfalto ha sido reconocida desde hace tiempo (NAASRA 1994a). La magnitud del incremento al aumentar los



porcentajes de cal varían dependiendo de las fuentes del agregado (Stroup-Gardiner et al 1988). El uso de cal como filler ha reportado un incremento en la rigidez alrededor de un 20% para diferentes tipos de mezcla (Baig and Wahhab 1998, Ishai and Craus 1996) mientras que los resultados para el SMA10 con bitumen clase 320 listados en la Tabla 10.1 muestran un incremento de un 78% cuando el filler de cal es usado en lugar de los fillers de UFD y ceniza. Se espera que la alta proporción de filler en el SMA contribuya en el incremento de la rigidez, sin embargo, la prueba de rigidez a la flexión (flexural stiffness testing) muestra un incremento cercano al 18% que es más consistente con los resultados publicados. La prueba del módulo elástico limitado registrado en la tabla 10.1, puede estar dando diferencias no representativas en los valores de rigidez para los diferentes tipos de mezclas.

Se reporta que las mezclas con partículas con tamaños máximos mayores tenderán a tener un módulo elástico mayor que las mezclas con partículas más pequeñas (APRG 1997a). Esta tendencia la muestran los valores de los módulos desde el SMA14 y SMA10 con PMB. También se reporta que la cantidad del ligante afectará al módulo elástico. Dentro de un rango normal de contenidos de ligante (normalmente 3% a 10% por masa), la mezcla con el contenido de bitumen más alto tendrá el módulo elástico más bajo (APRG 1997a). Comparando el SMA10 con bitumen de clase 320 y filler UFD con el DG14N mostrado en la Tabla 10.1, el contenido de bitumen disminuye de 6% a 4.4% y hay un incremento en el tamaño máximo de partícula. Existe un incremento en el módulo de 3,247 a 6,100 MPa, debido al efecto combinado de estos cambios, que son consistentes con la tendencia esperada.

Maccarrone et al (1997b) reportaron los siguientes valores de módulo elástico para:

- AC14 (4.6% de bitumen y 5.2% de vacíos) 5,250 MPa
- SMA-14 (6% de bitumen y 4.3% de vacíos) 4,500 MPa



- CSRE-1 (6.8% de bitumen y 5.1% de vacíos) 3,570 MPa

Debido al bajo contenido de vacíos para el SMA-14, se espera un módulo elástico a un contenido de vacíos de 5.0%. Estos resultados muestran una reducción de 370 MPa en el módulo elástico por cada incremento de 0.5% en el contenido de bitumen. Un límite superior normal para un módulo elástico en un asfalto DG con bitumen de clase 320 es de 5,000 MPa (APRG 1997a), sin embargo, el valor es dependiente de la especificación de la mezcla utilizada (AUSTROADS 1992a). El valor de 6,100 MPa mostrado en la Tabla 10.1 puede ser una función de los finos de roca triturada usados como filler en esta mezcla. Se muestra un valor de 4,527 MPa para el DG14 con bitumen clase 320, sin embargo no se dan detalles del agregado fino y tipo de filler usado (Frederick 1999).

10.3 Efecto de la temperatura

El módulo elástico disminuye significativamente cuando aumenta la temperatura. Las ecuaciones están disponibles en AUSTROADS Pavement Design Guide (1992a) para convertir el módulo elástico a la configuración estándar para un lugar en particular con respecto a la temperatura y tiempo de carga. AUSTROADS (1992a) dice que debido a los diferentes factores que pueden afectar al resultado, se recomienda que cuando sea posible que los valores probables a usar para diseño sean determinados por una muestra de prueba de la mezcla propuesta, bajo las condiciones de carga y temperatura similar a la esperada en campo.

AUSTROADS (1992a) incluye el "Shell Method", que son nomogramas para obtener un estimado del módulo. Es importante notar que la información de penetración o viscosidad usada para entrar a los nomogramas son los valores obtenidos del bitumen que ha sido sujeto a la prueba de "Rolling Thin Film Over" (RTFO). Otros métodos similares para relacionar la rigidez del bitumen con la de la mezcla están dados en Roberts et al (1996).



Estos métodos para estimar la rigidez de la mezcla utilizan datos para entrar a la gráfica como el porcentaje de bitumen, agregado y vacíos, todos por volumen. Como se muestra en la Tabla 10.1, el tipo de filler impacta significativamente en la rigidez de la mezcla, sin embargo no es considerado por estos métodos. Para una baja rigidez del bitumen, p. ej. situaciones de altas temperaturas. La rigidez de la mezcla depende enormemente de las propiedades del agregado, particularmente la angulosidad de los agregados (AUSTROADS 1992a). Además, Woodside et al (1998) demostró que la adición de un 0.3% de fibras sueltas incrementan la rigidez en un 48% comparado con un incremento de 10% cuando se usan fibras en pellets. Los efectos de las fibras no son considerados por los diferentes métodos de nomogramas. Es cuestionable el uso de estos nomogramas para estimar los efectos de la temperatura.

Dado que los métodos de nomograma fueron desarrollados usando dense graded asphalt bien compactos (Roberts et al 1996) y los efectos del tipo de filler y fibras en el módulo, sugiere que los métodos pueden ser no aplicables al SMA. Stephenson (2002) construyó un plan de prueba que fue diseñado para investigar la susceptibilidad de la temperatura de las tres mezclas SMA. Se prepararon muestras a cuatro contenidos de bitumen, inicialmente para investigar la sensibilidad del contenido de vacíos a los cambios en el contenido de bitumen para cada tipo de mezcla. Después de acondicionar durante una hora a 150°C, las muestras fueron compactadas a 120 ciclos del "Gyropac". El módulo elástico de cada mezcla fue determinado a 10°C, 20°C, 30°C y 40°C, de modo que los efectos de temperatura puedan investigarse.

La Figura 10.2 resume las pruebas del módulo elástico para el APRG (1997a) SMA10. Se esperaría que el módulo elástico disminuya con el incremento del contenido de bitumen y de vacíos (APRG 1997a). Para las mezclas del APRG (1997a) se pueden hacer las siguientes observaciones. La APRG1 tiene el contenido de bitumen más alto (6.5%) y es el segundo en contenido de vacíos más alto (8.4%), que es consistente teniendo el módulo elástico más bajo de las

cuatro muestras APRG. De estas mezclas, APRG3 tiene el módulo elástico más alto, el cual es un reflejo de tener el contenido de vacíos más bajo (5.4%) y el tercero con el contenido de bitumen más bajo (6%). El módulo elástico más alto de APRG4 (5.3% de bitumen, 9.2% de vacíos) comparado con APRG2 (6.2% de bitumen, 8.2% de vacíos) muestra que una reducción del 0.9% del contenido de bitumen tiene un efecto mayor para incrementar la rigidez que la disminución de la rigidez debida al aumento del 1% en el contenido de vacíos.

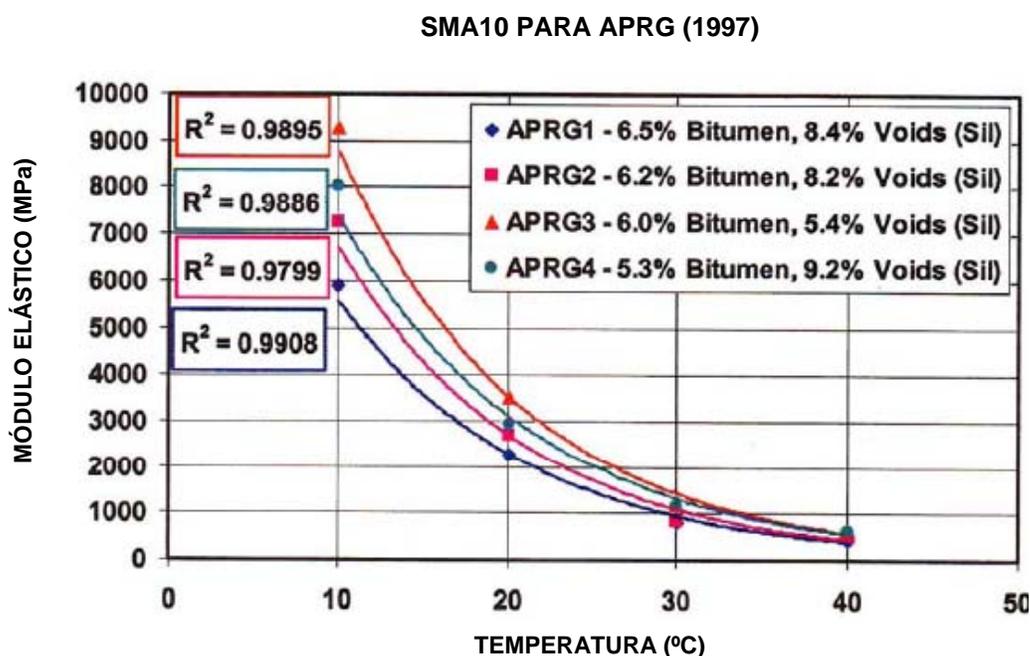


Figura 10.2- Efecto de la temperatura en el módulo elástico del SMA10 fabricado para APRG (1997a).

La Figura 10.3 resume las pruebas al módulo elástico para la AAPA (2000a) SMA10. La estrecha dispersión de resultados sugiere que la rigidez de las mezclas AAPA (2000a) son menos sensibles a los cambios de contenido de bitumen y vacíos, sin embargo, es también un reflejo del pequeño rango de contenidos de bitumen (5.8% a 6.75%) y contenidos de vacíos (6.3% a 7.8%) probados. Las muestras AAPA1 y AAPA3 lograron un contenido de vacíos de 6.3%. Como se esperaba, la AAPA1 con un contenido de bitumen de 6.75% tiene

un módulo elástico menor que el AAPA3 con 6% de bitumen. La AAPA3 (6% de bitumen, 6.3% de vacíos) y AAPA4 (5.8% de bitumen, 7.8% de vacíos) tienen contenidos de bitumen similares y el valor de módulo elástico más bajo proviene de la muestra con el mayor contenido de vacíos.

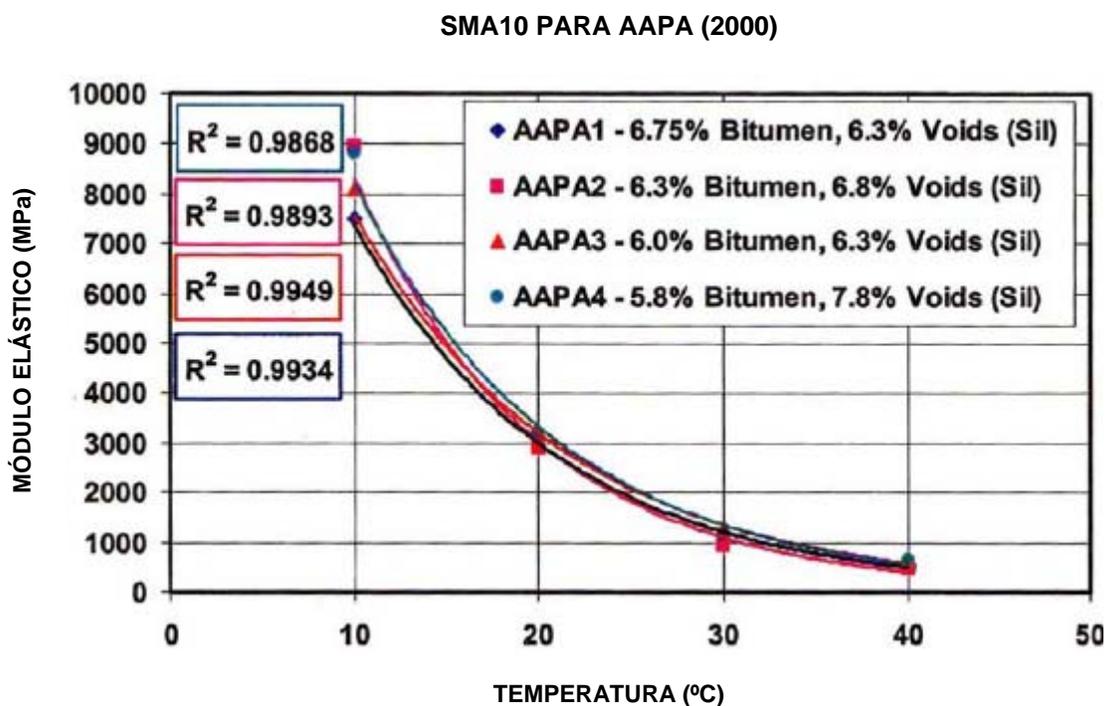


Figura 10.3- Efecto de la temperatura con el módulo elástico del SMA10 fabricado para APRG (2000a).

Se puede ver que en las Figuras 10.2 y 10.3 existe una fuerte relación entre el módulo elástico y la temperatura con valores de R^2 de 0.98 o mayores. A una temperatura común (p. ej. 20°C) para cualquier mezcla (p. ej. APRG 1997a), existen efectos dobles en el módulo elástico al variar los contenidos de vacíos y de bitumen.

Un software de análisis estadístico SPSS (SPSS Inc 2000) fue usado por Stephenson en el 2002 para investigar las relaciones entre el módulo elástico como variable dependiente y como variables independientes el contenido de bitumen, de vacíos y temperatura para las tres mezclas así como el conjunto



combinado de datos formado por las tres mezclas. Los modelos resultantes de este análisis y sus valores R^2 se muestran en la Tabla 10.2. También se investigaron modelos separados usando a la temperatura como el único valor independiente y está mostrado en la Tabla 10.3. La comparación de los valores R^2 en las Tablas 10.2 y 10.3 muestran que la temperatura es la variable independiente dominante para predecir el módulo elástico y la inclusión de variables independientes adicionales no mejoran significativamente la precisión de los valores del módulo elástico predicho.

Tabla 10.2- Ecuaciones de regresión del módulo elástico incorporando al contenido de bitumen y a la temperatura como variables independientes.

Tipo de mezclas	Ecuación de regresión	Valor R^2
APRG (1997a)	$\text{Log}_{10} \text{ME} = 4.847 - 0.0388 \text{ Temp} - 0.102\% \text{ Bit}$	0.967
AAPA (2000a)	$\text{Log}_{10} \text{ME} = 4.631 - 0.040 \text{ Temp} - 0.0546\% \text{ Bit}$	0.981
DMR (Qld) MRS11.33	$\text{Log}_{10} \text{ME} = 4.847 - 0.0388 \text{ Temp} - 0.102\% \text{ Bit}$	0.981
Datos combinados	$\text{Log}_{10} \text{ME} = 4.847 - 0.0388 \text{ Temp} - 0.102\% \text{ Bit}$	0.973

Tabla 10.3- Ecuaciones del módulo elástico incorporando a la temperatura como variable independiente.

Tipo de mezclas	Ecuación de regresión	Valor R^2
APRG (1997a)	$\text{Log}_{10} \text{ME} = 4.232 - 0.0388 \text{ Temp}$	0.956
AAPA (2000a)	$\text{Log}_{10} \text{ME} = 4.292 - 0.0400 \text{ Temp}$	0.979
DMR (Qld) MRS11.33	$\text{Log}_{10} \text{ME} = 4.217 - 0.0377 \text{ Temp}$	0.978
Datos combinados	$\text{Log}_{10} \text{ME} = 4.247 - 0.0388 \text{ Temp}$	0.970

Tabla 10.4- Módulo elástico predicho basado en la temperatura.

TEMP (°C)	APRG (1997a)	AAPA (2000a)	DMR (Qld)	Todos los datos
10	6982	7798	6918	7228
20	2858	3105	2904	2958
30	1169	1236	1219	1211
40	479	492	512	495

Las ecuaciones incluidas en la Tabla 10.3 han sido usadas para predecir el módulo elástico de cada mezcla al rango de temperaturas mostradas en la Tabla 10.4. Estos resultados se muestran también en la Figura 10.4.

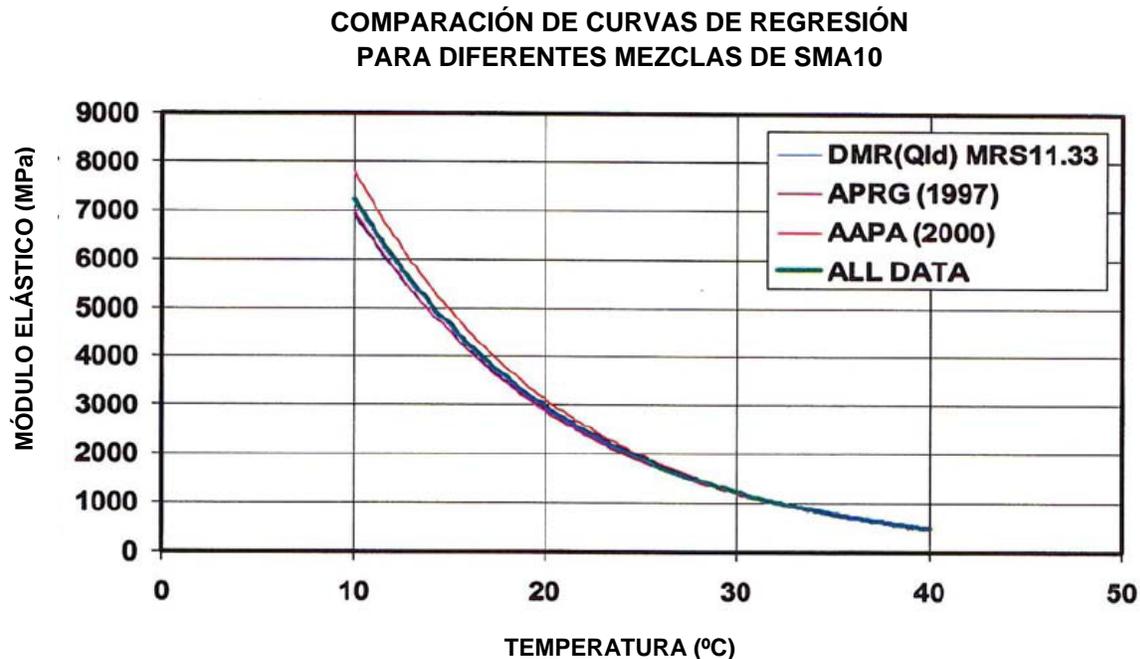


Figura 10.4- *Módulo elástico predicho basado en la temperatura.*

De la Tabla 10.4 y la Figura 10.4, se propone obtener una ecuación a partir de todos los datos utilizados para predecir el módulo elástico del SMA10 fabricado con bitumen clase 320, 0.3% de fibras de celulosa y filler de ceniza. Dado que con altos contenidos de fibra y fillers alternativos resultan en mezclas más rígidas, la relación propuesta dará un estimado inferior del efecto de la temperatura en el módulo elástico.

Stephenson (2002) propuso la siguiente relación:

$$(4.247 - 0.0388 \text{ Temp}) \text{ ME} = 10$$



10.4 Resumen

El ensaye de un rango de SMA10 producido en planta y laboratorio resalta el efecto del tipo de filler, la incorporación de fibras y el tipo de ligante en la rigidez de la mezcla. El uso de simples nomogramas como el incluido en AUSTROADS (1992^a) no es apropiado para estimar la rigidez del SMA, ya que no incluye los componentes importantes de la mezcla. Los efectos de temperatura en la rigidez de la mezcla pueden determinarse usando equipo como el MATTA (Materials Testing Aparatus).

Se llevó a cabo una investigación de los efectos de los cambios en la graduación del SMA10 considerando muestras fabricadas con las graduaciones de APRG (1997a), APPA (2000a) y DMR (Qld) MRS11.33. Se encontró que la temperatura tiene el efecto más importante en la rigidez del asfalto, sin embargo, para un contenido constante de bitumen, el incremento en la rigidez es proporcional a la reducción del contenido de vacíos. El tipo de graduación del agregado elegido no afecta enormemente a la rigidez, sino que la influencia de la graduación en el módulo elástico, a un contenido de bitumen constante, afecta en el contenido de vacíos de la mezcla compactada.



CAPÍTULO 11

PROPIEDADES DE FATIGA DE LAS MEZCLAS SMA

11.1 Trabajo experimental

Para investigar las propiedades de fatiga del Stone Mastic Asphalt, la investigación previa envuelve el diseño de un programa de pruebas de laboratorio. La mezcla que se investigó fue con una graduación que cumple con la especificación del Queensland Department of Main Roads Standard Specification MRS11.33 “Stone Mastic Asphalt Surfacing” (DMR (Qld) MRS11.33). El contenido de ligante permaneció constante a un 6% por masa de la mezcla total incluyendo al ligante y se añadieron un 0.3% por masa de fibras celulósicas. Para calcular el impacto del ligante en la fatiga, se utilizó un ligante modificado con polímero (PMB) y un ligante convencional (bitumen clase 320) con la misma graduación y filler mineral. El PMB utilizado fue un AB5 incorporando un copolímero de Estireno-Butadieno-Estireno (SBS). Fue fabricado para cumplir con la clasificación A5S de DMR (Qld) MRS11.18.

Para calcular el impacto del filler en la fatiga, se utilizaron tres fillers minerales diferentes con el mismo ligante (bitumen clase 320) y graduación. Los fillers usados fueron UFD (Ultra Fine Dust), material fino fabricado de cantera, cal hidratada y ceniza. Estos fillers fueron seleccionados debido a que son los que normalmente se encuentran en Queensland. Todas las mezclas usaron la misma cantidad de filler (6% por masa). Para permitir una comparación de la fatiga del SMA con una mezcla convencional, se incluyó una mezcla Dense Graded de 14 mm de acuerdo a la especificación estándar MRS11.30 “Dense Graded Asphalt Pavements” en el programa de fatiga. La mezcla DG14 fue elegida debido ha sido utilizada históricamente en aplicaciones donde el SMA10 es ahora especificado.

La Figura 11.1 muestra las curvas granulométricas para las mezclas SMA10 y DG14 usadas en las pruebas comparativas de fatiga.

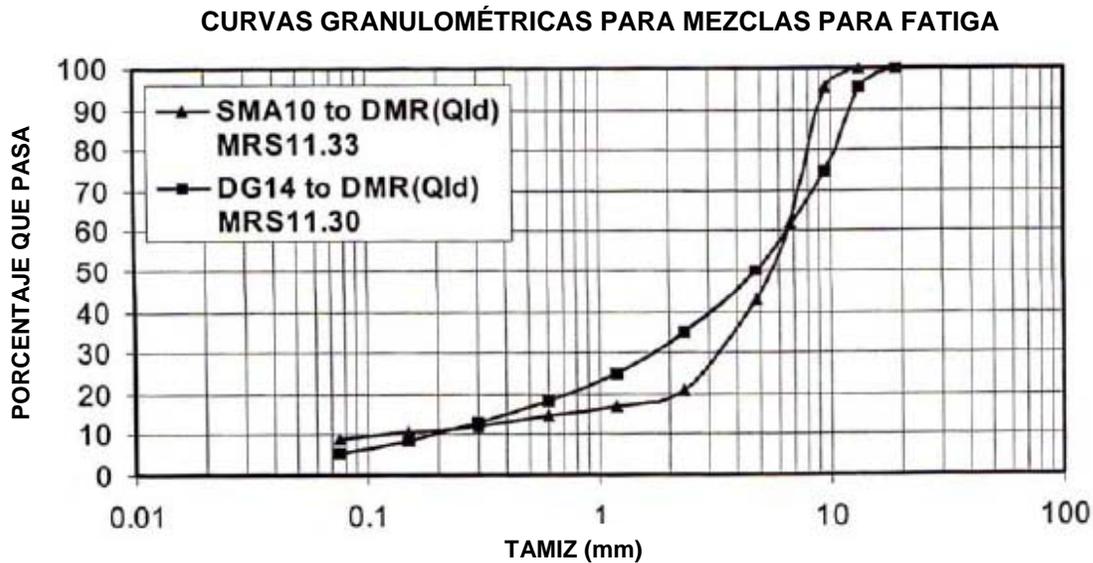


Figura 11.1- *Curvas granulométricas para mezclas SMA10 y DG14.*

Las mezclas fueron producidas en el laboratorio de Herston del Queensland Department of Main Roads. Después del mezclado, la mezcla se acondicionó por 60 minutos a 150°C, antes de que las lajas fueran compactadas. Después de que se enfriara la mezcla, se cortaron barras de 50 mm de altura, 65 mm de ancho y 390 mm de largo.

Las barras fueron probadas en un aparato de prueba de cuatro puntos de fatiga, fabricados por la compañía Australiana Industrial Process Controls (IPC). Los procedimientos de prueba estuvieron de acuerdo con el método provisional de AUSTROADS AST03:1999. Todas las pruebas se llevaron a cabo a 20°C ± 0.5°C y se llevo un control de las deformaciones con la carga. La rigidez inicial se tomo como la rigidez después de 50 ciclos de carga y la fatiga se definió como el punto donde reduce su rigidez en un 50% de su valor inicial.



Tabla 11.1- Programa de pruebas de fatiga mostrando los tipos de filler y ligante.

Serie	Tipo	Ligante	Filler	Numero de barras	Contenido de vacíos
I	SMA10	PMB AB5	UFD	17	3.5% a 7.3%
II	SMA10	Bitumen C320	UFD	24	3.3% a 7.7%
III	SMA10	Bitumen C320	Cal	24	4.6% a 8.4%
IV	SMA10	Bitumen C320	Ceniza	30	2.8% a 8.1%
V	DG14	Bitumen C320	UFD	12	4.2% a 5.7%

Nota: UFD= Polvo ultra fino

Como se muestra en la Tabla 11.1, las barras con un rango de contenido de vacíos fueron probadas, de modo que pueda examinarse la influencia de los vacíos en la resistencia a la fatiga. Dado que los materiales usados en cada mezcla permanecen constantes, los diferentes contenidos de aire son el resultado de los diferentes niveles de compactación y puede usarse para lograr una apreciación del efecto de la compactación en las propiedades de fatiga.

11.2 RESULTADOS DE PRUEBA

11.2.1 Análisis de los resultados

Los diagramas producidos para la tensión máxima, rigidez a la flexión, energía disipada acumulada y temperatura. Los diagramas de tensión máxima y temperatura fueron producidos para asegurar que se satisficieran las condiciones de las especificaciones. Los diagramas de rigidez a la flexión y la energía disipada acumulada fueron usados para estimar las propiedades de fatiga de las mezclas.

11.2.2 Implicaciones para el diseño del mastic del SMA

Dada la fuerte relación entre la rigidez y la resistencia a la fatiga, el cambio en la rigidez resulta en diferencias significantes en la resistencia a la fatiga. El programa de prueba ha mostrado que el tipo de filler y ligante usado en el SMA afecta



significativamente las propiedades elásticas y por lo tanto, la resistencia a la fatiga de la mezcla.

Para mezclas que contienen bitumen de clase 320, la resistencia más alta a la fatiga medida para las mezclas SMA confirma que con un contenido más alto de bitumen para el SMA10 comparado con los resultados del DG14, resultan en una resistencia a la fatiga mayor (AAPA 2000a). El cambio en la graduación para permitir un contenido mayor de bitumen para el SMA10, comparado con los resultados del DG14 resultan en una resistencia mayor a la fatiga.

La elección del ligante es muy importante para la resistencia a la fatiga. Para los PMBs usados en estas pruebas, resulto en un incremento de resistencia a la fatiga. Para las mezclas SMA10 con el mismo contenido de ligante, la resistencia a la fatiga está en función del tipo de ligante. El filler de cal produjo la menor resistencia, seguida del UFD y la ceniza.

Los requisitos de la máquina de prueba para medir el ángulo de fase de acuerdo al AUSTROADS AST 0.3:1999, no son apropiados para niveles altos de deformación, p. ej. mayor que $600\mu\epsilon$ o para contenidos de bitumen mayores como los encontrados normalmente en el SMA.

11.3 Resumen

El programa de pruebas mostro los beneficios de usar SMA en lugar del asfalto DG en cuanto a la resistencia a la fatiga, sin embargo, se debe apreciar que habrá una reducción correspondiente en la rigidez de la mezcla. Los beneficios de la resistencia a la fatiga usando el SBS-PMB fueron demostrados, sin embargo, se reduce la rigidez, y esto debe considerarse como parte de cualquier diseño de pavimento.

Las pruebas también cuantificaron los efectos en la rigidez y la resistencia a la fatiga de los fillers comúnmente usados.



CAPÍTULO 12

DISEÑO DE STONE MASTIC ASPHALT EN MÉXICO

Introducción

El SMA se introdujo en México ya desde hace algunos años, los resultados obtenidos hasta ahora no han sido muy favorables, ya que este tipo de tecnología es relativamente nueva en nuestro país y no existe una especificación adecuada que permita el buen desempeño de este tipo de mezclas, es por ello que se propone la siguiente especificación tomando en cuenta el tipo de clima y aumentando el control de calidad, en algunos casos, comparando esta especificación con otras de otros países resulta conservadora, ya que se aumentan ciertos requerimientos de modo que haya más probabilidad de que se logre un buen desempeño de la mezcla. La mayor parte de esta especificación se basa principalmente en las siguientes normas AASHTO:

AASHTO MP8-02. Especificación Estándar para el Diseño de SMA. (Standar Specification for Designing Stone Matrix Asphalt. SMA)

AASHTO PP41-02. Prácticas Estándar para el Diseño de SMA. (Standard Practice for Designing Stone Matrix Asphalt. SMA)

Estas normas se encuentran en el anexo A y B respectivamente y de acuerdo a lo visto anteriormente con las diferentes especificaciones que existen en todo el mundo, estas resultan las más adecuadas, por lo cual la siguiente propuesta es una modificación de las mismas, pero deben de tomarse en cuenta las recomendaciones y controles de calidad vistos en los capítulos anteriores para lograr un diseño de mezcla y procedimiento constructivo óptimo.



En los Anexos C-F se presentan algunos métodos de ensaye, así como un ejemplo de mezclado de los componentes de agregado para satisfacer los lineamientos de graduación SMA.

12.1 Posibilidades de SMA

Las mezclas SMA pueden aplicarse con diferentes formulaciones en función del espesor y del tipo de ligante asfáltico necesarios. Adicionalmente pueden también ajustarse en función del porcentaje de vacíos requeridos: desde un 2%, totalmente impermeables, hasta un 9%, semi-permeables como se muestra en la Tabla 12.1. Esta última versión se emplea para mejorar las condiciones de escurrimiento superficial y fonoabsorbente de la capa de rodamiento.

Tabla 12.1- Posibilidades de SMA

SMA	Característica
Bajos Vacíos Climas fríos	Vacíos de aire entre 2 y 3 %
Bajos Vacíos Climas Cálidos	Vacíos de aire entre 4 y 5 %
Altos Vacíos	Vacíos de aire entre 7 y 9%
Según el tipo de Ligante	Con ligantes convencionales, modificados, o multigrado según exigencias de proyecto
Sistema bicapa yuxtapuestas	Para diferentes carriles o estructuras
Sistema bicapa superpuestas	Para estructuras compuestas
Alto espesor	Mayor de 40 mm y hasta 100 mm en un capa
Bajo espesor	Menor de 40 mm

12.2 DISEÑO DE LA MEZCLA

A cada diseño de mezcla corresponderá un informe de resultados de análisis granulométrico de los agregados pétreos, este informe deberá contener lo establecido en la Tabla 12.2.



12.2.1 Agregados pétreos

Estos deberán provenir únicamente de la trituración de materiales preferentemente provenientes de la marisma y lecho de ríos, de acuerdo a la norma AASHTO M 283 para las clases de agregados.

Agregado grueso

Deben de tomarse en cuenta las recomendaciones mencionadas en el capítulo 7 para el diseño de la mezcla asfáltica.

Tabla 12.2- Requisitos de calidad del agregado grueso

Prueba	Método	Mínimo	Máximo
Los Ángeles (L.A.) porcentaje de pérdida por abrasión	T 96	-	25 ^a
Porcentaje ^b de partículas planas y alargadas			
3 a 1	D4791	-	20
5 a 1	D4791	-	5
Porcentaje de absorción	T 85	-	2
Porcentaje ^c de solidez (5 ciclos)	T104		
Sulfato de sodio o			15
Sulfato de magnesio			20
Porcentaje de contenido triturado	D5821		
Una cara		100	-
Dos caras		90	-
Microdeval	EN 1097-1	-	18
Índice de durabilidad	T210	40	-

^a Agregados con valores de abrasión L.A. altos han sido utilizados satisfactoriamente para producir mezclas SMA. Sin embargo, cuando la abrasión L.A. excede un 30 por ciento, puede ocurrir un fracturamiento excesivo en el proceso de compactación de laboratorio o durante la compactación in situ.

^b Criterio para partículas planas y alargadas aplicable al diseño de la mezcla del agregado.

^c Puede utilizarse sulfato de sodio o sulfato de magnesio. No es requisito cumplir ambos métodos.

Los materiales pétreos deberán provenir de preferencia, de minerales tales como el Granito, Gabro, Diabasa y Basalto. Para cada Banco de materiales, deberá efectuarse el análisis granulométrico y se determinará si reproduce la curva granulométrica para un S.M.A., este deberá ser material producto de trituración. Es también importante que el agregado sea de una roca de alta calidad con un



máximo de 15% de agregados planos y alargados. La curva granulométrica para los asfaltos S.M.A.

Los agregados utilizados en SMA deben cumplir con los requisitos enlistados abajo.

Agregado grueso- El agregado grueso debe ser 100 por ciento triturado, *no absorbente* y conforme los requisitos de calidad de la Tabla 12.2.

Debe tener como mínimo el 75% de sus partículas con 2 ó más caras de fracturas, y el 25% restante, por lo menos con una. Para el caso de la trituración de rodados, el tamaño mínimo de las partículas a triturar debe ser al menos 3 veces el tamaño máximo del agregado triturado resultante.

Las tablas 12.2 y 12.3 están basadas en las especificaciones AASHTO MP-8, a las cuales se propone agregar la prueba de índice de durabilidad con un mínimo de 40% para el agregado grueso, de acuerdo al método T210 y reducir el límite máximo de la prueba de abrasión de los Ángeles a 25%.

Agregado fino

Debe consistir de una mezcla de material 100% triturado y arena. Debe cumplir con los requerimientos de calidad de AASHTO M29. El intemperismo acelerado en 5 ciclos usando Na₂SO₄ (Sulfato de Sodio) no debe exceder el 15%. El límite líquido no debe ser mayor a 25 (AASHTO T89).

Nota- *Todas las partículas finas que se incorporen a la mezcla de partículas gruesas y material de filler, en caso necesario, serán medidas, graduadas y mezcladas en las proporciones adecuadas, pero sin modificar la granulometría de proyecto.*



Las arenas en su totalidad deben proceder de la trituración de roca de cantera o grava de río y deben estar exentas de grumos de arcilla, material vegetal, u otras materias extrañas.

No se permitirá un contenido de partículas blandas (calcita, lutita, etc.) En un porcentaje mayor del dos por ciento en peso del material.

Tabla 12.3- *Requisitos de calidad del agregado fino*

Prueba	Método	Mínimo	Máximo
Porcentaje ^c de solidez (5 ciclos)	T104		
Sulfato de sodio o		-	15
Sulfato de magnesio		-	20
Porcentaje de límite líquido	T89	-	25
Equivalente de arena		50	-
Azul de metileno	EN 933-9	-	10 mg/gr
Contracción lineal (%)		-	0.5
Porcentaje de índice de plasticidad	T90	No plástico	

^a Puede utilizarse sulfato de sodio o sulfato de magnesio. No es requisito cumplir ambos métodos.

12.2.2 Prueba de adherencia

Se realizarán ensayos de adherencia sobre el material pétreo de los acopios según la norma AASHTO 182 modificada, ASTM D1664-80 (ver Anexo D) con temperatura de agua igual al punto de ablandamiento del asfalto más 5°C. Si la superficie de los agregados cubiertos de asfalto luego de realizado el ensayo fuera inferior al 95% de la superficie total, deberá incorporarse a la mezcla asfáltica un aditivo mejorador de adherencia, en una cantidad tal que se garantice la cobertura de los agregados con asfalto en al menos un 95% de la superficie total.

Se aconseja trabajar con un mejorador de adherencia para áridos con adecuado control de calidad, en una dotación que puede variar entre 0.5% y 1.3% sobre el porcentaje de ligante asfáltico. Esta adición también se ve conveniente realizarla dada la composición del asfalto que presenta alto contenido de asfaltenos y componentes parafínicos.



12.2.3 Granulometría de SMA

Como se ha visto en los capítulos anteriores, la granulometría tiene que tener una estructura gap-graded, la mayoría de ellas están dentro de un rango, para México, en este documento se recomienda la granulometría mostrada en la Tabla 12.3 basada en las normas AASHTO que se encuentran en el anexo A

Tabla 12.3- Especificación de graduación de SMA (AASHTO MP 8-05).

Tamiz, mm (in)	Tamaño del agregado máximo nominal					
	19 mm (3/4 in)		12.5 mm (1/2 in)		9.5 mm (3/8 in)	
	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior
25.0 mm (1 in)	100					
19.0 mm (3/4 in)	90	100	100			
12.5 mm (1/2 in)	50	88	90	100	100	
9.5 mm (3/8 in)	25	60	50	80	70	95
4.75 mm (Nº4)	20	28	20	35	30	50
2.36 mm (Nº8)	16	24	16	24	20	30
1.18 mm (Nº16)	-	-	-	-	-	21
0.60 mm (Nº30)	-	-	-	-	-	18
0.30 mm (Nº50)	-	-	-	-	-	15
0.075 mm (Nº200)	8.0	11.0	8.0	11.0	8.0	12.0

Cuando los pesos específicos de las diferentes reservas a utilizar en la mezcla varían por más de 0.2, las graduaciones de la mezcla de prueba deben de basarse en el porcentaje volumétrico.

Las diferentes graduaciones para las mezclas SMA deben de estar dentro de los límites inferior y superior mencionados como se muestra en las Figuras 12.1-12.3.

La granulometría debe presentar una forma similar a los límites establecidos mostrados en las Figuras 12.1-12.3. Se recomienda ajustar el control de recepción de áridos entre entornos esperables para cada tamiz y para cada árido.

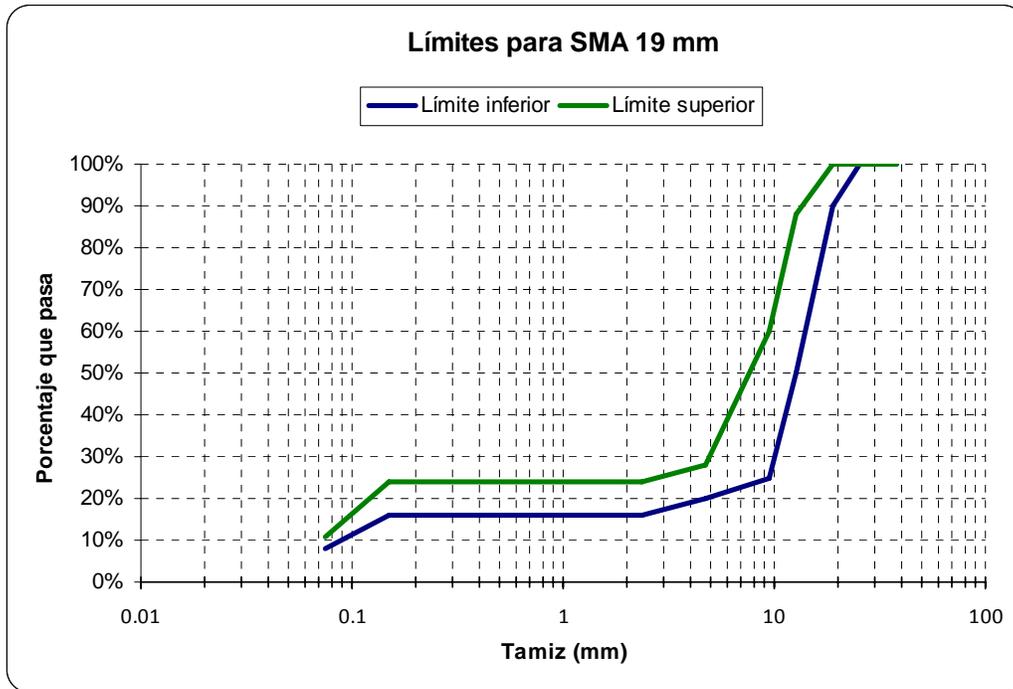


Figura 12.1- Límites granulométricos para un SMA de 19 mm

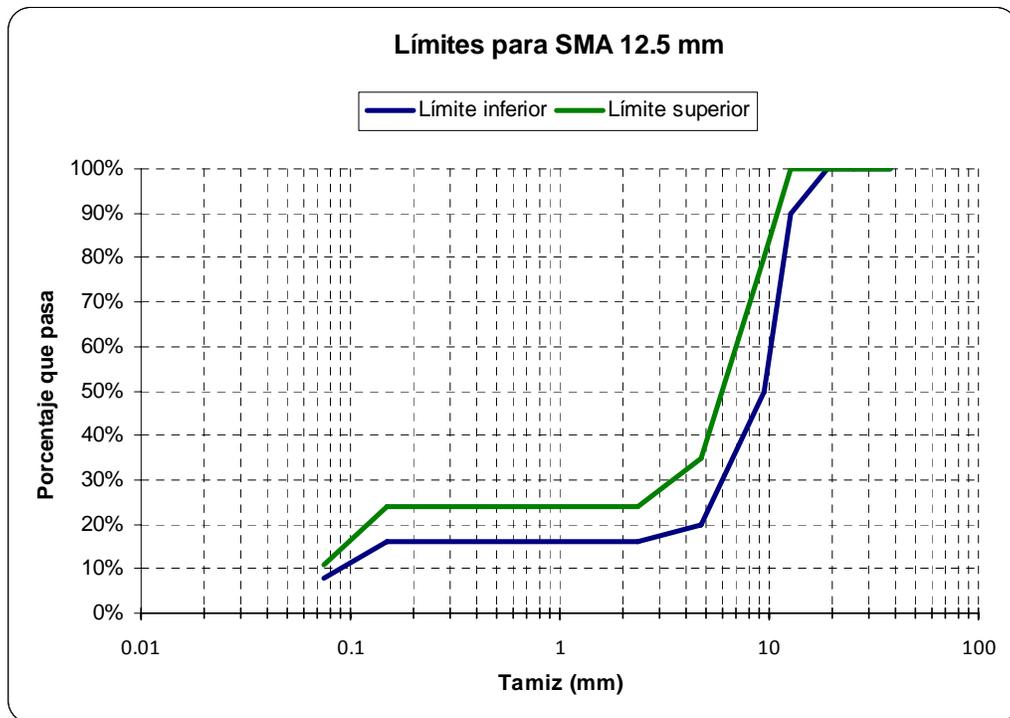


Figura 12.2- Límites granulométricos para un SMA de 12.5 mm

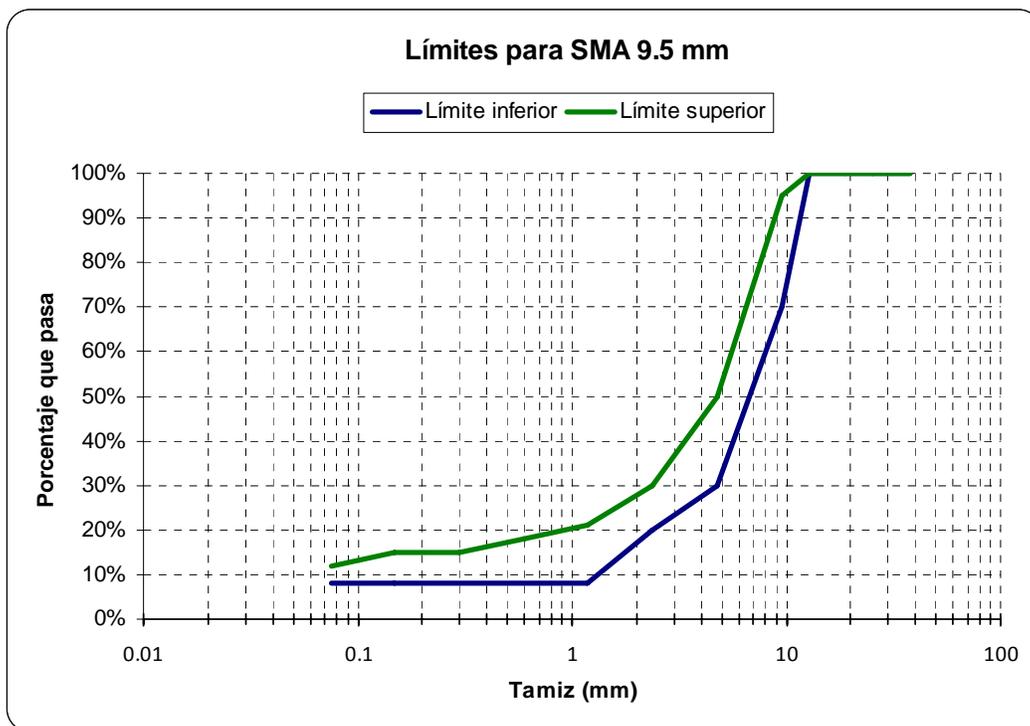


Figura 12.3- Límites granulométricos para un SMA de 9.5 mm

12.3 FABRICACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE SMA

La mezcla asfáltica en caliente SMA debe fabricarse mediante plantas de producción continua o discontinua, capaces de manejar, simultáneamente en frío, el número de fracciones del agregado que exija la fórmula de obra adoptada. Mínimo tres tolvas para material pétreo. También se deberá poner especial atención en el método de extracción de polvos de la máquina ya que éste sí es muy potente, puede sacarle a la mezcla los finos que pasan la 200 (8-13%), de modo que podría desconfigurar la curva granulométrica.

La planta debe tener un silo para el almacenamiento del filler, así como un sistema de dosificación del filler de aporte, los cuales deben ser independientes del resto de los agregados y estar protegidos de la humedad. La planta debe disponer de un sistema de recuperación de finos (Baghouse) para evitar la contaminación y la



pérdida de los mismos por la chimenea de la planta. El filler recuperado en el sistema anticontaminante debe ser reingresado a la planta de mezcla mediante un sistema de retorno que evite al máximo las pérdidas debidas al tiro del secador.

La planta debe disponer de un sistema de dosificación de la fibra de celulosa que permita adicionar la cantidad especificada anteriormente sin que se produzca destrucción de las mismas por efecto de la llama del secador de agregado. Esta adición se debe realizar en un anillo para RAP (material asfáltico recuperado) o en el sistema de adición de filler. No se permitirá la adición de fibra en las tolvas de material pétreo ni en las bandas transportadoras de materiales hacia el secador.

El equipo para la elaboración de las mezclas debe reunir las características que aseguren la obtención de la calidad exigida y permita alcanzar una producción horaria mínima para cumplir con el plan de trabajo.

Antes de iniciar la producción de la mezcla asfáltica, deberá de calibrarse la planta de asfalto “en seco”, para que cumpla la curva granulométrica del diseño presentada y aprobada, sin adicionar el cemento asfáltico y verificando la misma a la salida de la planta.

Proceso de Mezclado

Se llevará a efecto de la misma manera que las mezclas convencionales en plantas continuas y de doble tambor, añadiendo 15 segundos más de lo normal del tiempo de mezclado al final en las plantas tipo batch, justo antes de ser vaciada la bacha.

Dosificación

Los agregados pasan de la alimentación al horno en donde se calientan a 175 °C ± 5 , estos pasan por las mallas indicadas y entran en las tolvas de pesado; para el S.M.A. 0/11mm se usarán las cuatro tolvas de pesado, en el S.M.A. 0/8mm se



usarán tres tolvas de pesado y para el S.M.A. 0/5mm se usará dos tolvas de pesado. Inmediatamente después se agrega la fibra de Celulosa peletizada bolsas de peso determinado previamente y a razón de 3.0 Kg/Ton. Por último se agrega el cemento asfáltico, siendo en este paso donde se agregan los 10 segundos de mezclado. La Tabla 12.4 presenta en resumen los criterios de dosificación. En las plantas continuas y de doble tambor la curva granulométrica se configura con las tolvas como es normal, a velocidad y abertura.

Tabla 12.4- *Criterios para la dosificación*

Prueba	Requisito ^a
Nº giros	100
Porcentaje de Vacíos en mezcla	3-4 ^b
Porcentaje de VAM, mínimo	18
Porcentaje de Relación Betún-Vacíos	75-85
Resistencia Conservada (%) mediante el ensayo de Tracción Indirecta ^c	> 80 %
Porcentaje mínimo de fibras de celulosa	0.35
Contenido mínimo de asfalto	6.0
Escurrimiento de Asfalto ^d	< 0.3
Absorción (%)	3 máx
Deformación a la falla a 25 y a 40°C	1.5 máx
Estabilidad Marshall (75 golpes) ^e	1200, mín

^a Porcentajes definidos en base al peso total de la mezcla

^b AASHTO T166, T209, T269

^c De acuerdo al método incorporado en Anexo E

^d De acuerdo al método incorporado en el anexo F

^e De acuerdo al método AASHTO T245

Acarreo de la Mezcla

Este se efectuará en camiones, en vehículos con aislamiento térmico, de la capacidad y cantidad que la producción de la planta determine. Considerar las recomendaciones tomadas en el capítulo 7 de este documento.



Consistirán en camiones del tipo volteo longitudinal, con caja lisa y estanca, perfectamente limpia, y que se deben tratar, para evitar que la mezcla asfáltica se adhiera a ella, con una emulsión de silicón antiadherente. No se permitirá el rociado de la caja con solventes derivados del petróleo, como por ejemplo diesel.

La forma y altura de la caja debe ser tal que, durante el vertido en la extendedora, el camión sólo toque a ésta a través de los rodillos provistos para este efecto.

Los camiones deben estar siempre provistos de una lona o cobertor adecuado que cubra lateral y frontalmente cubriendo la mezcla asfáltica con lona doble de tela con un solape mínimo de 0.30 m. debidamente ajustado a la caja, para proteger la a la misma durante su transporte. Esta condición debe observarse con independencia de la temperatura ambiente; no se permite el empleo de coberturas que posibiliten la circulación del aire sobre la mezcla, (tipo media sombra). Se recomienda el uso de contenedores calientes HGV y remolques aislados con bandas transportadoras horizontales como se mencionó en el capítulo 7. No debe ser transportado a una distancia mayor de 2.5 horas.

La cantidad de camiones disponibles deben ser suficientes para garantizar el transporte de la producción acordada.

Barrido y Tratamiento

La superficie de rodamiento sobre la cual se pretende colocar la sobre carpeta estará libre de polvo y cualquier otro material que pueda perjudicar la liga de ambas carpetas. El Laboratorio determinará en los casos que se den; el tratamiento que deberá darse a estos ya sea en agrietamientos, disgregaciones, baches, fallas en la base y los corrimientos de carpeta.



Riego de Liga

Este se efectuará con biopolímero en proporción de 0.3 a 0.5 lt/m² o emulsión en una proporción que va de 0.5 de lt/m² este deberá esparcirse uniformemente con un método que asegure toda la superficie por ligar.

Tendido de la Mezcla

Este será mediante el esparcidor de mezcla convencional y con los métodos de operación también convencionales; la temperatura de tendido deberá ser igual o mayor con 5° a 135°C , la velocidad del esparcidor se determinará en función a la velocidad de producción de la Planta de asfalto, no deberá aplicarse rastrillo ni ningún otro aditamento que pudiera “marcar” a la superficie de la mezcla, deberá evitarse ser pisada fresca ya que estas marcas son difíciles de quitar, no deberá “porearse” previo al compactado, y evitar cualquier marca previa al compactado, el ancho del tendido se determinará en función al ancho total a cubrir tratando siempre que estos anchos sean en medida repartida en 2 o 3 franjas. No debe colocarse el SMA a temperaturas de pavimento por debajo de los 10°C como se mencionó en el capítulo 7.

Extendedora

La máquina pavimentadora – Deberá tener la capacidad de ser autopropulsada, deberá estar especialmente diseñada y construida para tender una carpeta aplicando un mínimo de precompactación.

La pavimentadora deberá tener depósito - tolva de recepción y banda transportadora para evitar segregación y placa vibrocompactadora. Cuando se requiera deberá asimismo disponer de tanque de almacenamiento de emulsión asfáltica catiónica, sistema medidor por volumen de la emulsión asfáltica y barra de espreas con sistema de calentamiento (de longitud variable).



Asimismo, este equipo deberá ser capaz, cuando así se requiera, de rociar la emulsión asfáltica aplicando la capa de mezcla en caliente y nivelando la superficie en una misma acción y en forma sincronizada.

Este equipo deberá tener la capacidad de aplicar la mezcla en caliente a una velocidad controlada de 9 a 28 metros lineales / minuto en 3.5 m de ancho.

Estos trabajos se realizarán desde el centro de la corona, realizando un ajuste vertical por medio de sus extensiones hasta alcanzar el perfil y espesor especificado en el proyecto.

El SMA deberá ser aplicado a una temperatura entre 150° y 165°C y colocado inmediatamente después de haberse aplicado el riego de liga de proyecto correspondiente.

Para espesores de cinco cm es recomendable el empleo de equipo de tendido con riego de liga sincronizado.

La capacidad de los elementos necesarios, así como su potencia, deben ser adecuadas al trabajo a realizar, debiendo cumplirse una perfecta sincronización entre la distribución, la producción y el transporte de la mezcla.

Los tornillos helicoidales deben colocarse de manera tal que lleguen aproximadamente a 0.20 m de los extremos de la caja de distribución.

Se debe verificar que la altura del tornillo sin fin sea tal que su parte inferior se sitúe a no más de 2,5 veces el espesor de colocación de la capa.

Se debe asegurar que el giro del tornillo sin fin se realice en forma lenta y con el mínimo de detenciones manteniendo a lo largo de toda la caja de distribución mezcla asfáltica con una altura constante situada aproximadamente hasta el eje del mismo.



Compactado de la Mezcla

Se deben utilizar compactadores de rodillos metálicos autopropulsados de 8 a 12 toneladas de peso, tener inversores de sentido de marcha de acción suave, y estar dotados de dispositivos para la limpieza y humectación de los rodillos durante la compactación. Los rodillos metálicos de los compactadores no deben dejar surcos ni irregularidades. La compactación deberá iniciar casi inmediatamente después del esparcidor a una temperatura de $135^{\circ}\text{C} \pm 5$, deberá evitarse que el compactador se detenga sobre la mezcla durante mucho tiempo solo el necesario para cambiar el sentido que esto solo llega a ser de unos dos o tres segundos, deberá evitarse que el compactador gire excesivamente sobre la mezcla se recomienda que el viaje de la pasada sea en un solo sentido.

La cantidad de rodillos debe estar acorde con el ritmo de la obra (al menos dos rodillos por carril) que trabajen en tándem, para que no se produzcan demoras ni enfriamiento de la mezcla antes de su compactación. La compactación se debe realizar por lo menos con dos pasadas de los compactadores operando en modo estático, antes de que la temperatura de la mezcla baje a los 100°C , siendo recomendable la compactación a 140°C . Sin embargo, es recomendable que el número de pasadas del compactador sea el que determine laboratorio en el proyecto de la mezcla.

La capa asfáltica de rodamiento no deberá ser abierta al tráfico si no se ha completado el proceso de compactación y si el material no se encuentra por debajo de los 45°C . No deben utilizarse los rodillos neumáticos para la compactación de SMA, seguir las recomendaciones del capítulo 7.

Tiempo de Reposo de la Mezcla

Se dejará la mezcla tendida cerrada al tráfico, hasta y por lo menos 12 horas después de colocada o cuando su temperatura haya disminuido hasta la temperatura ambiente.



12.4 COMPONENTES DEL MASTIC

Filler Mineral

El filler mineral deberá consistir de material fino tal como polvo de piedras calizas u otro material disponible. Al momento de usarlo éste deberá estar lo suficientemente seco para fluir libremente, especialmente para que no forme aglomeraciones. El filler debe estar libre de impurezas orgánicas y tener un índice de plasticidad menor a 4. Este filler debe cumplir con las especificaciones de AASHTO H17. El filler mineral adicionado a mezclas SMA, deberá ser menor a 20% en peso de la malla de 20 mm.

Cumplirá con las características detalladas en la CMT4.04, y con la prueba de Azul de Metileno EN-933-9 excepto con los requisitos granulométricos que serán los indicados en la Tabla 12.5.

Tabla 12.5- *Características del Material de Filler*

Prueba	Requisito
Humedad	2% máx.
Disgregado	100%
Índice Plástico	4% máx.

Aditivo Modificador

Se podrán utilizar asfaltos modificados en cuyo caso el asfalto deberá cumplir con los requisitos mostrados en la Tabla 12.6.

El uso de asfaltos modificados arroja el valor agregado de tener menor envejecimiento, mayor adherencia y un asfalto menos susceptible a la temperatura.



Tabla 12.6- Requisitos para asfaltos modificados

Prueba	Método	Unidad	Requisito
Reómetro de Corte Dinámico	TP5	G*/sen d	5.0 kPa, mín.
DSR después de RTFO	TP5	G*/sen d	11.0 kPa, mín.
BBR después de RTFO	TP5	S	1500 mPa, máx.

El grado PG deberá ser escogido de acuerdo al diseño de laboratorio (usualmente es PG 70-28 ó PG 70-22)

Propiedades de la Fibra celulosa

Las dosis para la celulosa es de 0.3% en peso de la mezcla total. La tolerancia en las dosificaciones de las fibras son de $\pm 10\%$ en peso de la fibra requerida. La fibra escogida cumplirá con las propiedades de acuerdo al tipo de fibra a utilizarse basadas en la especificación AASHTO MP8-05 incluidas en el anexo A de este documento.

Las fibras a emplearse en la fabricación de las SMA deben ser capaces de inhibir el escurrimiento de asfalto, no deben ser nocivas para la salud ni el medio ambiente ni interactuar negativamente con el asfalto ni con los agregados. Las mismas deben estar precubiertas con asfalto y ser suministradas en pellets (Ver anexo A). Se deberán asegurar las condiciones de almacenamiento de las fibras y de dispersión y mezclado en la planta productora de mezcla asfáltica. En todos los casos el suministro de fibras precubiertas con asfalto debe estar acompañado de un certificado de calidad detallando descripción y características así como recomendaciones de uso por parte del proveedor. (Basarse en las recomendaciones mencionadas en el Anexo B)

A continuación se presenta una ficha técnica de un tipo de fibra utilizada en el SMA:



FICHA TÉCNICA DE UNA FIBRA DE CELULOSA

FIBRA DE CELULOSA PELETIZADA 100% FIBRA PARA MEZCLAS S.M.A.

PROPIEDADES FÍSICAS TÍPICAS

Apariencia	Pellet gris
Densidad suelto	> 15-40 gr./lt
Densidad compacto	> 350-450 gr./lt
Absorción	< 13-23%
Contenido de humedad	< 5%
Valor pH	6-9

DISTRIBUCIÓN TÍPICA DE LA MEDIDA DE LA FIBRA EN UN ANÁLISIS DE TAMICES:

Los porcentajes de fibra son pasando a través de las mallas Alpine Air Draught Sieve

Medida de la malla	malla equivalente	Especificación
106 micrón	(US 140)	20-40
425 micrón	(US 40)	55-75
850 micrón	(US 20)	75-95

EMPAQUETADO COMÚN:

Tipo de bolsa:	Saco de polipropileno térmico
Peso neto bolsa:	1100 lb.
Base bolsa:	40 x 50 in.
Información adicional:	Las bolsas vienen envueltas en plástico para su estabilidad y protección.

EMPAQUETADO Y ENTREGA:

Convenientemente empaquetada en bolsas gigantes de 1,100 libras

Dos bolsas por pellet con un peso de 2,200 libras

Optimizando economía con una carga grande de 44.000 libras

Una limpia dosificación con la válvula que trae cada bolsa

Un manejo adecuado de grandes volúmenes de producción

PARÁMETROS DE MEZCLADO EN PLANTAS CONTINUAS

Los pellets se rompen al contacto con los pétreos y terminan de disolverse al entrar en contacto con el asfalto caliente

Los pellets entran al secador y hacen el máximo contacto con los pétreos

Los pellets no deben ser expuestos directamente a la flama



Los pellets no deben exponerse al extractor de aire

PARÁMETROS DE MEZCLADO EN PLANTAS DE BACHAS:

Los pellet se dosifican por peso antes de entrar al mezclador

Los ciclos de mezcla seca debe ser mínimo de 15 segundos, iniciando el ciclo húmedo deberán ser 45 segundos mínimo

Observe los ciclos de la planta para hacer ajustes

La ficha técnica anterior nos muestra algunos criterios de elección y algunas recomendaciones para tomar en cuenta en el diseño de la mezcla.

12.5 APLICACIÓN

La mezcla de SMA debe ser colocada en superficies secas y la temperatura ambiente debe ser mayor a 10 °C como se ha dicho anteriormente. Inmediatamente antes de colocar la mezcla de SMA, la superficie existente debe ser limpiada de cualquier material suelto.

Actualmente las sobrecarpetas con SMA se han ligado con un riego de biopolímero; estas deben ser aplicadas para asegurar una uniforme y completa adherencia de la capa.

El polímero será aplicado con una dosificación de 0.5 lt/m² En la superficie en donde se va a aplicar el SMA debe realizarse una renivelación o bacheo de mezcla en caliente o en frío para restaurar apropiadamente la sección transversal antes de construir la capa delgada de mezcla en caliente (SMA).

12.5.1 Emulsión asfáltica para riego de liga

El material a usar como riego de liga debe ser una emulsión catiónica de rompimiento rápido modificada con polímeros, cuyas características se indican en la Tabla 12.7.



Tabla 12.7- *Requisitos de la emulsión asfáltica modificada para el riego de liga*

Prueba	Método	Mínimo	Máximo
EMULSIÓN ORIGINAL			
Viscosidad Saybolt Furol a 50°C (Seg)	N.CTM.4.04./02	[seg.]	> 20
Carga de partículas	M.MMP.4.05.017		Positiva
Residuo asfáltico (%)	M.MMP.4.05.012	63	-
Fluidificante por destilación (%)	M.MMP.4.05.012	-	5
Sedimentación (a los 5 días) (%)	M.MMP.4.05.013/02	-	5
Tamizado (retenido Malla N°20) (%)	M.MMP.4.05.014/02	-	0.10
RESIDUO POR EVAPORACIÓN			
Penetración (25°C, 100gr, 5 s) (0.1mm)	M.MMP.4.05.006/00	50	90
Punto de ablandamiento (A y E) (°C)	M.MMP.4.05.09/00	55	-
Recuperación elástica, 25°C, torsión (%)	M.MMP.4.05.024/02	12	-

El riego de liga se aplicará en la dosificación que corresponda según lo indicado en la tabla 12.8.

Tabla 12.8- Rango de dosificación de riego de liga

Prueba	Mínimo	Máximo
Asfalto residual lt/m ²	0.20	0.40

Nota- Los valores indicados en la Tabla 12.8 deben ser ajustados a las características de la superficie de cada obra en particular.

12.5.2 Cemento Asfáltico

El Cemento Asfáltico a emplearse puede ser AR-8000, AR-4000 ó AC-20 de PEMEX, incluso asfalto modificado, con una penetración a 25°C de 81 e incluso el Cemento Americano AR-8000 con penetración a 25°C de 35 puede emplearse en casos especiales de temperaturas muy extremosas. Su contenido estará definido por el peso volumétrico seco suelto de la mezcla total de agregados. Deberá cumplir con lo especificado en AASHTO M226.



El cemento asfáltico debe ser mezclado con el agregado a la temperatura requerida para tener una viscosidad de 170 ± 20 cSt. La temperatura típica de mezclado para SMA es de 155-163 °C, sin embargo la temperatura no debe exceder los 177 °C.

Para la fabricación de la mezcla se recomienda emplear el cemento asfáltico AC 20 de acuerdo con la norma N.CMT.4-05-001/00.

Tabla 12.9- Especificaciones del asfalto AC-20 (N.CMT.4.005.001/01)

Prueba	Mínimo	Máximo
Del cemento asfáltico original		
Viscosidad dinámica a 60°C (Pa*seg.)	200 ± 40	
Viscosidad cinemática a 135°C (mm ² /seg.)	300	-
Viscosidad Saybolt-Furol a 135°C (seg.)	120	-
Penetración a 25 °C, 100 gr 5 seg. (10 ⁻¹ mm.)	60	-
Punto de inflamación Cleveland, (°C)	232	-
Solubilidad (%)	99	-
Punto de reblandecimiento (°C)	48	56
Prueba de la película delgada:		
Pérdida por calentamiento (%)	-	0.5
Viscosidad dinámica a 60°C (Pa*seg)	-	800
Ductilidad a 25°C, 5 cm./mín (cm.)	50	-
Penetración retenida a 25°C (%)	54	-

12.6 EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

12.6.1 Presentación del diseño de mezcla

El diseño de la mezcla debe respetarse durante todo el proceso constructivo de la obra e incluir como mínimo lo siguiente:

Identificación, características y proporción de cada fracción del agregado incluido el filler. Se debe determinar la densidad relativa, densidad aparente y absorción de agua de acuerdo con las Normas N.MMP.4.04.003/02 y AASHTO T84-00.



Granulometría de los agregados combinados, incluido el filler. Identificación y dosificación del asfalto y del aditivo (en caso de emplearse), referida al peso del asfalto.

Temperaturas máximas y mínima de calentamiento previo de los agregados y del asfalto. En ningún caso se introducirá en el mezclador agregado a una temperatura superior a la del asfalto en más de quince grados Celsius (15 °C).

Temperaturas máxima y mínima de la mezcla al salir del mezclador. La temperatura máxima no deberá exceder de 180°C.

Temperatura mínima de la mezcla al iniciar la compactación con los rodillos.

Identificación y dosificación de las fibras empleadas referidos al peso total de la mezcla.

El diseño de la mezcla solo se podrá modificar, previa comprobación mediante ensayos, si varía la procedencia de alguno de los componentes, o si, durante la producción se rebasan las tolerancias granulométricas establecidas.

12.6.2 Provisión de agregados

Cada fracción del agregado se debe acopiar de forma separada de las demás para evitar contaminaciones. Si los acopios se disponen sobre el terreno natural no se utilizarán sus quince centímetros (15 cm) inferiores, a no ser que se pavimente el mismo.

12.6.3 Control de calidad

La dosificación del riego de liga deberá ser verificada, dividiendo el volumen aplicado entre el área total cubierta.

Las muestras deberán ser analizadas para verificar el contenido asfáltico, la granulometría del material pétreo y el grado de dispersión de la fibra antes de



continuar con la producción. Si el promedio de los resultados obtenidos en estas tres muestras sufren una variación importante contra lo propuesto en el diseño, excediendo las tolerancias establecidas en los Límites de Tolerancias para Control de Calidad, la producción deberá ser detenida.

La primera muestra tomada después de que la planta de mezcla, en caliente, inicie sus actividades, deberá ser tomada entre la carga tercera y quinta de la producción.

La primera muestra de la mezcla asfáltica deberá ser tomada directamente de la planta de mezcla en caliente, ya sea desde la banda transportadora o tomada del camión de transporte antes de salir de la planta.

Para verificaciones de campo, la granulometría de diseño de la mezcla es aceptable si se encuentra dentro de los límites establecidos.

Todas las pruebas de calidad de los materiales pétreos y asfálticos, deberán ser desarrolladas por un laboratorio.



CAPÍTULO 13

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL STONE MASTIC ASPHALT

El ARRB Transport Research y Austraroads reportaron las ventajas y desventajas del SMA en la Technical Note 16. Las ventajas listadas fueron:

- El SMA provee una superficie con textura, durable y resistente al ahuellamiento
- Las características superficiales del SMA fueron similares al OGA (Open Graded Asphalt) de modo que el ruido generado es menor que las mezclas DGA (Dense Graded Asphalt) pero ligeramente mayor que el OGA.
- El SMA puede producirse y compactarse con la misma planta y equipo disponible para una mezcla normal en caliente (DGA), utilizando las modificaciones dichas anteriormente.
- El SMA puede usarse en las intersecciones y otras situaciones de tráfico pesado donde el OGA no es adecuado.
- La pavimentación con SMA provee un agrietamiento de reflexión reducido debido a su mastic flexible.
- La durabilidad del SMA es igual o mayor que las mezclas DGA y significativamente mayor que el OGA.

En la lista anterior se menciona que debe usarse un procedimiento modificado. Para el SMA, el método de compactación recomendado es usar rodillos de acero pesados con vibración limitada como se dijo anteriormente. Sí se utiliza una cantidad significativa de vibrado, entonces se podría separar la piedra o el mastic podría fluir a la superficie.



La mayoría de encuestas en la industria del asfalto proveen la misma lista de ventajas y enfatizan una textura efectiva con una larga vida y durabilidad como primeros beneficios. Además, otros encuestados dicen:

- Existe una reducción en esparcimiento de agua de una superficie húmeda con SMA cuando se compara con el de un DGA.
- La mayor durabilidad permite al SMA tener una mayor vida y un mantenimiento reducido, de manera que se reducen también los costos.
- Cuando se trata de restaurar, la superficie del SMA no ha sido infiltrada con agua y por lo tanto no tiene que ser removida para reencarpetar. En contraste, una mezcla de OGA está diseñada porosa y generalmente tiene que ser removida antes del reencarpetamiento debido al agua infiltrada.

Las desventajas del SMA fueron establecidas en el ARRB Transport Research – Austraroads Technical Note 14 como: Incremento del costo del material asociado con un contenido mayor de ligante y filler.

- Se incrementa el tiempo de mezclado y el tiempo que toma añadir el filler extra puede resultar en una productividad reducida.
- Existen posibles retrasos en la apertura (de caminos) al tráfico ya que el SMA debe enfriarse a 40°C para prevenir el flujo de ligante a la superficie.
- La resistencia al deslizamiento puede ser baja hasta que la gruesa película de ligante sea removida de la superficie por el tráfico. En situaciones críticas, se puede necesitar esparcir arena antes de abrir al tráfico.

Se menciona que la resistencia al deslizamiento inicial puede ser baja. Cuando se construye SMA, éste tiene una película de mastic en la superficie. Con la ayuda de la acción del tráfico, esta película es removida y la resistencia al deslizamiento se incrementa. Normalmente se instala señalamiento indicando reducciones de velocidad durante este periodo.



Los encuestados proveyeron otras desventajas, estas fueron:

- El SMA requiere más atención al detalle cuando se mezcla, produce, transporta y coloca en el sitio. Sin embargo, una vez que se gane experiencia y capacidad, ésta superficie no es más difícil de construir que otros pavimentos.
- Las altas temperaturas del asfalto, cuando se utilizan polímeros, puede limitar las distancias donde el material pueda transportarse efectivamente.

13.1 Resumen de requisitos

Habiendo muchas posibilidades dentro del diseño de la mezcla asfáltica, se necesita estar continuamente enfocado en las instrucciones específicas de lo que necesitamos lograr.

Los requisitos más importantes de desempeño son:

- Resistencia a la deformación
- Resistencia al agrietamiento por fatiga
- Resistencia al agrietamiento por reflejo
- Durabilidad

La resistencia a la deformación del asfalto puede lograrse por diferentes maneras:

- Diseño de mezcla (interacción mecánica del esqueleto de agregado)
- Tipo de ligante (grado de ligante/PMB)
- Cantidad de ligante
- Tipo de agregado (resistencia mecánica)
- Agregados finos (fricción interna de la mezcla)



- Filler (tipo y cantidad)

La resistencia a la fatiga y el agrietamiento de las mezclas asfálticas son controladas principalmente por las características asociadas con el ligante:

- El volumen de ligante en la mezcla (V_b), a mayor cantidad de ligante, mayor resistencia a la propagación de grietas.
- La elasticidad del ligante, los PMBs hechos con polímeros de elastómero pueden tener una enorme influencia al mejorar las características de fatiga.

Lo corrosión está asociada normalmente con las mezclas tipo Open Graded y revestimientos delgados.

- La corrosión es generalmente una función de la adhesión entre el ligante y el agregado, o las propiedades cohesivas del ligante.
- Los dos atributos pueden mejorarse enormemente con el uso de PMBs
- Las carpetas delgadas utilizan generalmente ligantes modificados

13.2 ¿Dónde debe usarse y dónde no el Stone Mastic Asphalt?

El SMA no es considerado como la única alternativa y se considera que deben consultarse las especificaciones para seleccionar el tipo de pavimento.

Generalmente el SMA es ideal para autopistas ya que su resistencia lo hace confiable ante el ahuellamiento. Es particularmente útil cuando haya existido algo de agrietamiento en una superficie previa (inferior). El SMA con su alto contenido en bitumen lo hace una superficie más flexible y esto permite resistir más movimiento. Como resultado, el SMA reduce la tendencia al agrietamiento en el pavimento inferior y de esa forma no se refleja o propaga a través de la capa y así no afecta a la superficie de SMA. Otras superficies como el DGA no tienen esta



capacidad. La habilidad de reducir el agrietamiento provee una mayor vida al pavimento.

El SMA no es adecuado para áreas pequeñas o para áreas donde la planta de tendido de asfalto tiene un acceso restringido. El SMA es muy rígido y menos trabajable que otros asfaltos. Esta rigidez lo hace difícil de compactar, particularmente si se utilizan los ligantes modificados (PMBs). El uso de PMBs disminuye el tiempo disponible para compactar. El personal de construcción de planta y supervisión debe desarrollar habilidades para el correcto tendido y colocación del SMA. Sí no se cuenta con las habilidades requeridas, el SMA no debe usarse. Ya que el SMA es difícil de compactar a mano, no es adecuado para áreas pequeñas o restringidas.

El SMA es construido con un contacto de piedra en piedra significativo, proveyendo una resistencia a la compresión considerable. Es también construido con una textura superficial donde las piedras en la parte superior de la superficie son las que le dan resistencia al deslizamiento. Las piedras son menos resistentes a las fuerzas cortantes en la superficie, causadas por los camiones al hacer giros cerrados. El SMA no se recomienda regularmente en rotondas pequeñas y el DGA puede ser más apropiado. Se enfatiza que no debe considerarse ninguna superficie como una solución “universal” para todas las condiciones y debe usarse el conocimiento y experiencia local para seleccionar la mezcla más adecuada.

El SMA y el OGA han sido desarrollados para dar una textura superficial efectiva. Esto es un requisito principal de seguridad y ayuda a mantener la resistencia al deslizamiento a altas velocidades. La textura es también útil para disminuir la profundidad del agua de la superficie. Esto se hace para tener caminos más seguros. La resistencia al deslizamiento es una función de la micro textura (o rugosidad de las piezas individuales de agregado expuesto) y la macro textura (desarrollada por el arreglo del agregado en la superficie). Estas texturas se

muestran esquemáticamente en la Fig. 13.1, del Austroads “Guidelines for the Management of Road Surface Skid Resistance”. Se necesita calidad en ambas texturas para tener una buena resistencia al deslizamiento a altas velocidades.



Figura 13.1- *Micro textura y Macro textura (Austroads).*



CAPÍTULO 14

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La introducción del Stone Mastic Asphalt en muchos países ha sido llevada a cabo para cambiar los métodos de diseño de mezcla empíricos a métodos de diseño basados en el desempeño. Aunque en el programa de Estados Unidos de Superpave tiene una gran influencia en el mundo, se ha tenido la influencia de otros países en el deseo de tener un diseño de mezcla adecuado para cada zona.

Así como en Australia se tienen bien fundamentadas las especificaciones de diseño de mezcla, es necesario que en México se logre un diseño adecuado como el presentado en el capítulo 12. El proceso de diseño de mezcla debe asegurar un rango de servicio adecuado, donde se cumplan las propiedades de resistencia al ahuellamiento, durabilidad y de textura. El diseño estructural del pavimento utiliza las propiedades de rigidez y fatiga de las capas del pavimento para asegurar que las cargas impuestas sean resistidas para la vida previsible del proyecto.

Éste trabajo de investigación se ha concentrado principalmente en el diseño de la mezcla de SMA considerando las condiciones climáticas que se tienen en México, así como las recomendaciones necesarias para su correcta construcción. El SMA puede considerarse como un esqueleto formado por un agregado grueso que se mantiene unido por medio del mastic hecho de ligante, agregado fino, filler y fibras. El diseño de la mezcla puede considerarse como un proceso de dos fases, uno para el esqueleto de agregado grueso y la otra para el mastic.

14.1 RESPUESTA A LOS OBJETIVOS DE INVESTIGACIÓN

14.1.1 Desarrollo de un método de diseño

Es importante desarrollar un método que asegure que se logren las principales propiedades del esqueleto de agregado grueso. La resistencia al ahuellamiento



registrada para el SMA es generalmente atribuida al esqueleto de agregado, sin embargo, los métodos de diseño actuales no nos dicen si se logra este esqueleto. Con referencia a los datos de la “Prueba de recorrido de rueda”, las mezclas de SMA10 investigadas exhiben la misma resistencia a la deformación sin tomar en cuenta el tipo de ligante o de filler. Debido a que las mezclas contenían el mismo agregado grueso, esto muestra que el esqueleto de agregado le da la resistencia al ahuellamiento al SMA. Todas las combinaciones de filler y ligante produjeron un mortero adecuado para el esqueleto de piedra.

El criterio de diseño para el SMA es asegurar que los vacíos en el agregado grueso no se sobrellenen con mastic.

14.1.2 Impactos del filler y el ligante

El efecto más significativo en la rigidez del asfalto es la temperatura, sin embargo, para un contenido constante de bitumen, el incremento en la rigidez fue proporcional a la reducción del contenido de vacíos. El tipo de graduación del agregado no afecta en gran medida a la rigidez, sino la influencia de ésta en el módulo de rigidez, a un contenido constante de bitumen, es en su efecto en el contenido de vacíos de la mezcla compactada. Se mostró que el módulo de rigidez es inversamente proporcional al contenido de vacíos. Se puede eliminar este efecto mejorando el contenido de bitumen para cada tipo de mezcla.

El tipo de filler y ligante utilizado en el SMA afecta las propiedades elásticas de la mezcla. La elección del filler produce un impacto directo en la rigidez del SMA. La elección del ligante tiene el mayor impacto en la rigidez y como se esperaba, la incorporación de PMB/SBS reduce significativamente la rigidez.

14.1.3 Propiedades de fatiga

Se mostraron las ventajas de usar SMA en lugar del asfalto DG, sin embargo, debe tomarse en cuenta que se reduce la rigidez de la mezcla. Se demostraron los



beneficios de la resistencia a la fatiga al usar SBS/PMB, pero hay que considerar que la rigidez se reduce significativamente. Dada la fuerte relación entre la rigidez y la resistencia a la fatiga, el cambio en la rigidez cambia de manera importante la resistencia a la fatiga. Para las mezclas que contenían la misma cantidad de ligante, la resistencia a la fatiga es función del tipo de filler. El filler de cal produjo la menor resistencia a la fatiga, seguida por el polvo ultra fino y la ceniza.

14.1.4 Resistencia al ahuellamiento

El análisis en varias mezclas de SMA exhibe la misma resistencia a la deformación. No hay influencia en la resistencia al ahuellamiento con el tipo de filler y ligante, el esqueleto de agregado grueso es el que le da la resistencia al ahuellamiento al SMA, si se produce con las tolerancias de diseño de mezcla.

14.1.5 Selección de los materiales del Mastic

Se mostró que las combinaciones de los tipos de filler y ligante producen un mortero que provee una suficiente restricción lateral al esqueleto de piedra, la selección del ligante y el filler debe hacerse con base a las otras propiedades requeridas de la mezcla.

14.1.6 Textura

La desventaja al utilizar materiales porosos es que los agregados gruesos requieren un ligante modificado para asegurar la integridad de los materiales. Esto puede lograrse con el uso de un aditivo como fibras de celulosa para crear una película de ligante más gruesa en el agregado. La adición de fibras o la modificación del ligante con polímero producen ya sea una película de ligante más gruesa en el agregado o un lazo más fuerte entre el ligante y el agregado. De cualquier modo esto afectará el rango en el que el tráfico pueda remover al ligante y exponer el agregado.



14.1.7 El enfoque de SMA en México

Las mezclas de SMA se deben de diseñar con un buen contacto de piedra en piedra, pero éste se construye dependiendo de la disponibilidad del agregado, lo cual no siempre logra un buen esqueleto de agregado grueso.

El SMA debería usarse en México en carreteras de altas especificaciones, pero también se puede usar en pavimentos viejos con altas deflexiones, el factor de diseño limitante es la resistencia a la fatiga, ya que es muy resistente al ahuellamiento. Esta investigación ha demostrado los beneficios de usar SMA en lugar del pavimento tradicional. Esta tesis presenta datos del desempeño en cuanto a rigidez, fatiga y deformación que pueden utilizarse en el diseño de la mezcla.

Esta investigación ha identificado algunas consideraciones del clima en México para la producción y tendido del SMA, que son necesarias para tener un control de calidad, el cual debe ser estricto ya que es una tecnología relativamente nueva en nuestro país.

Aunque el pavimento tradicional permanece adecuado para la mayoría de los caminos en México, el SMA es la opción más adecuada para los caminos con altos volúmenes de tráfico y de altas especificaciones, donde las mezclas tradicionales no actúan adecuadamente. Aunque el SMA es un producto de alta calidad, no es la solución para todas las situaciones de construcción y mantenimiento en los pavimentos.

El uso del SMA necesita mayor continuidad para ganar experiencia en su diseño y construcción para las solicitudes de las carreteras en en la República Mexicana y así reducir los costos para tener un mayor beneficio al construir con este tipo de mezclas. El SMA es sólo una opción más en la construcción de pavimentos para los diseñadores, pero se necesita un buen juicio y experiencia ingenieril para su buen desempeño. Esta investigación provee las bases para lograr tal juicio y es



necesario invertir más en este tipo de tecnología, ya que como se ha visto en otros países, al no requerir mantenimiento, este tipo de pavimentación presenta grandes beneficios. El Stone Mastic Asphalt es una buena opción y el conocimiento debe extenderse en la Republica Mexicana para mejorar las especificaciones existentes de nuestra red de carreteras.



ANEXOS



ANEXO A

Especificación estándar para:

DISEÑAR STONE MASTIC ASPHALT (SMA)

DESIGNACIÓN AASHTO: MP 8-05

ALCANCE

Ésta especificación cubre el diseño de Stone Mastic Asphalt (SMA) utilizando el Compactador Giratorio Superpave (SGC). El diseño de SMA está basado en las propiedades volumétricas del SMA en términos de vacíos de aire (V_a), los vacíos en el agregado mineral (VMA), y la presencia del contacto piedra en piedra.

Esta norma especifica los requisitos mínimos de calidad para el ligante asfáltico, agregado, filler mineral, y aditivos estabilizadores para los diseños de mezcla SMA.

Los valores establecidos en unidades SI serán considerados como el estándar. Las unidades inglesas en paréntesis son sólo para información.

Esta norma no pretende considerar todas las preocupaciones de seguridad, si existe, asociada con su uso. Es responsabilidad del usuario de esta norma el establecer la seguridad apropiada y prácticas de salud y determinar la aplicabilidad de las limitaciones reguladoras antes de su uso.

TERMINOLOGÍA

Stone Mastic Asphalt (SMA)- una mezcla asfáltica en caliente (HMA) compuesta de dos partes, un esqueleto de agregado grueso y rico en un mortero ligante



asfáltico. La mezcla debe tener un esqueleto de agregado con contacto de agregado grueso en agregado grueso (normalmente referido como contacto piedra en piedra). El agregado grueso es generalmente considerado la fracción de agregado retenido en el tamiz de 4.75 mm (N°4) pero puede ser diseñada con otros tamaños.

Vacíos de aire (V_a)- El volumen total de los pequeños paquetes de aire entre las partículas de agregado cubiertas a través de una mezcla de pavimentación compactada, expresada como un porcentaje del volumen suelto de la mezcla de pavimentación compactada. (Nota 1).

Nota 1- Término definido en el Manual del Instituto del Asfalto MS-2.

Vacíos en el agregado mineral (VMA)- El volumen del espacio vacío intergranular entre las partículas de agregado de una mezcla de pavimentación compacta que incluye los vacíos de aire y el contenido de ligante efectivo, expresado como un porcentaje del volumen total del espécimen (Nota 1).

Vacíos en el agregado grueso (VCA)- El volumen entre las partículas de agregado grueso. Este volumen incluye filler, agregado fino, vacíos de aire, ligante asfáltico, y aditivo estabilizador (sí se utiliza).

Mortero SMA- Una mezcla de ligante asfáltico, filler [material que pasa el tamiz de 0.075 mm (N°200)] y aditivo estabilizador.

Aditivo estabilizador- Celulosa o fibra mineral.



REQUISITOS DEL LIGANTE ASFÁLTICO

El ligante asfáltico debe cumplir los requerimientos de desempeño de M 320, que es apropiada para las condiciones de clima y carga vehicular en el sitio del proyecto de pavimentación. La guía para seleccionar el ligante asfáltico apropiado se encuentra en M 323.

REQUISITOS DEL AGREGADO

Los agregados utilizados en SMA deben cumplir con los requisitos enlistados abajo.

Agregado grueso- El agregado grueso debe ser 100 por ciento triturado y conforme los requisitos de calidad de la Tabla 1.

Agregado fino- El agregado fino debe ser 100 por ciento triturados y conforme a los requisitos de calidad de la Tabla 2.

Tabla 1- *Requisitos de calidad del agregado grueso.*

Prueba	Método	Mínimo	Máximo	
Los Ángeles (L.A.) porcentaje de pérdida por abrasión	T 96	-	30 ^a	
Porcentaje ^b de partículas planas y alargadas	3 a 1	D4791	-	
	5 a 1	D4791	-	
Porcentaje de absorción	T 85	-	2	
Porcentaje ^c de solidez (5 ciclos)	T104		Sulfato de sodio o	15
			Sulfato de magnesio	20
			Porcentaje de contenido triturado	D5821
Una cara		100	-	
Dos caras		90	-	

a Agregados con valores de abrasión L.A. altos han sido utilizados satisfactoriamente para producir mezclas SMA. Sin embargo, cuando la abrasión L.A. excede un 30 por ciento, puede ocurrir un fracturamiento excesivo en el proceso de compactación de laboratorio o durante la compactación in situ.

b Criterio para partículas planas y alargadas aplicable al diseño de la mezcla del agregado.

c Puede utilizarse sulfato de sodio o sulfato de magnesio. No es requisito cumplir ambos métodos.



Tabla 2- *Requisitos de calidad del agregado fino.*

Prueba	Método	Mínimo	Máximo
Porcentaje ^c de solidez (5 ciclos)	T104		
Sulfato de sodio o		-	15
Sulfato de magnesio		-	20
Porcentaje de Límite líquido	T89	-	25
Porcentaje de índice de plasticidad	T90		No plástico

^a Puede utilizarse sulfato de sodio o sulfato de magnesio. No es requisito cumplir ambos métodos.

FILLER MINERAL

El filler mineral deberá consistir en materia mineral finamente dividida como los finos triturados o ceniza. Al tiempo de uso, debe ser suficientemente seco para fluir libremente y esencialmente libre de aglomeraciones. El filler deberá estar libre de impurezas orgánicas y tener un índice de plasticidad no mayor a cuatro.

Nota 2- Es recomendable que los fillers minerales modificados con vacíos mayores al 50 por ciento no se utilicen en SMA. La experiencia ha mostrado que los fillers que exceden el 50 por ciento rigidizan excesivamente el mortero SMA.

ADITIVO ESTABILIZADOR

Un estabilizador como la celulosa o fibra mineral puede añadirse a la mezcla. El rango de dosificación para la celulosa debe ser aproximadamente el 0.3 por ciento o más por la masa total de la mezcla y suficiente para prevenir el escurrimiento. Las fibras de celulosa deben cumplir con las propiedades descritas en la Tabla 3.



Tabla 3- Requisitos de calidad de la fibra de celulosa nylon nailon.

Prueba	Requisito
Análisis de malla:	
Método A- Análisis de tamiz Alpino ^a :	
Longitud de la fibra	6 mm (0.25 in) máximo
Pasa el tamiz de 0.150 mm (N°100)	70±10 por ciento
Método B- Análisis de la pantalla del tamiz ^b :	
Longitud de la fibra	6 mm (0.25 in) máximo
Pasa el tamiz de 0.850 mm (N°20)	85±10 por ciento
Tamiz de 0.425 mm (N°40)	65±10 por ciento
Tamiz de 0.106 mm (N°140)	30±10 por ciento
Contenido de ceniza ^c	18± 5 por ciento no volátil
pH ^d	7.5±1.0 por ciento
Absorción de aceite ^e	5.0±1.0 (veces la masa de la fibra)
Conteido de agua ^f	Menos de 5 por ciento (por masa)

a Esta prueba se realiza utilizando un tamiz Alpino Air-Jet (Tipo 200 LS). Una muestra representativa de 5 g de fibra es

cribada por 14 min a un vacío controlado de 75 kPa (11 psi) de agua. La porción que permanece en el tamiz es pesada.

b Esta prueba se realiza utilizando los tamices estándar de 0.850mm(N°20), 0.425mm(N°40), 0.250mm(N°60), 0.180mm(N°80), 0.150mm(N°100), y 0.106mm(N°140), cepillos de nailon y un cribador. Una muestra representativa de 10 g de fibra es cribada, utilizando un cribador y dos cepillos de nailon en cada malla. La cantidad retenida en cada tamiz es pesada y el porcentaje que pasa es calculado. La repetitividad del método es sospechosa y necesita verificarse.

c Una muestra representativa de 2 a 3 g de fibra se coloca en un crisol y calentada entre 595 y 650°C (1100 y 1200°F) por no menos de dos horas. El crisol y la ceniza son enfriadas en un desecador y pesadas.

d Cinco gramos de fibra se añaden a 100 ml de agua destilada, revuelta se deja reposar por 30 min. El pH es determinado con una sonda calibrada con un pulidor con pH de 7.0.

e Cinco gramos de fibra son eficazmente pesados y suspendidos en un exceso de mineral por no menos de 5 min para asegurar la total saturación. Es entonces colocada en una coladera (aproximadamente 0.5 mm² de abertura) y agitada manualmente por 10 min (aproximadamente un movimiento de 32 mm a 240 agitaciones por minuto). La masa agitada

f Diez gramos de fibra son pesados y colocados en un horno de aire forzado a 121°C (250°F) por dos horas. La muestra es repesada inmediatamente despues de sacarla del horno.

Tabla 4- Requisitos de calidad de la fibra mineral.

Prueba	Requisito
Análisis de tamaño:	
Longitud de la fibraa	6 mm (0.25 in) máximo valor medio
Espesorb	0.005 mm (0.0002 in) máximo valor medio
Contenido perdidoc	
Pasa el tamiz de 0.250 mm (N°60)	90±5 por ciento
Pasa el tamiz de 0.063 mm (N°230)	70±10 por ciento

a La longitud de la fibra es determinada de acuerdo a la fraccion Bauer McNett.

b El espesor de la fibra, o diámetro, es determinado midiendo al menos 200 fibras en un microscopio de contraste de fase.

c El contenido perdido es una medida del material no fibroso. El contenido perdido se determina en tamices vibratorios. Dos tamices de 0.250 mm (N°60) y de 0.063 mm (N°230), son típicamente utilizados. Para infomración adicional ver C 612.



REQUISITOS DE DISEÑO SMA

Los agregados combinados deben conformar los requisitos de graduación de la Tabla 5. Cuando los pesos específicos de las diferentes reservas a utilizar en la mezcla varían por más de 0.2, las graduaciones de la mezcla de prueba deben de basarse en el porcentaje volumétrico.

Tabla 5- Especificación de graduación de SMA.

Tamiz, mm (in)	Tamaño del agregado máximo nominal					
	19 mm (3/4 in)		12.5 mm (1/2 in)		9.5 mm (3/8 in)	
	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior
25.0 mm (1 in)	100					
19.0 mm (3/4 in)	90	100	100			
12.5 mm (1/2 in)	50	88	90	100	100	
9.5 mm (3/8 in)	25	60	50	80	70	95
4.75 mm (Nº4)	20	28	20	35	30	50
2.36 mm (Nº8)	16	24	16	24	20	30
1.18 mm (Nº16)	-	-	-	-	-	21
0.60 mm (Nº30)	-	-	-	-	-	18
0.30 mm (Nº50)	-	-	-	-	-	15
0.075 mm (Nº200)	8.0	11.0	8.0	11.0	8.0	12.0

La mezcla SMA diseñada debe cumplir con los requisitos de la Tabla 6.

Tabla 6- Especificaciones de mezcla para el compactador giratorio superpave^a.

Propiedad	Requisito
Porcentaje de vacíos	4.0 (Nota 3)
Porcentaje VMA	17.0 min
Porcentaje VCA _{MIX}	Menos que VCA _{DRC} (Nota 4)
TSR	0.80 min
Porcentaje de escurrimiento a la temperatura de producción	0.30 max
Porcentaje de contenido de ligante asfáltico	6.0 min (Nota 5)

^a Las especificaciones de la mezcla SMA se refieren a especímenes compactados de acuerdo con T 312 a 100 giros



Nota 3- Para cominos de bajo tráfico o climas más fríos, los contenidos de aire pueden utilizarse a contenidos menores a 4.0 por ciento, pero no debe ser menor a un 3.0 por ciento.

Nota 4- Cuando los agregados tienen un valor de abrasión de Los Angeles mayor al 30 por ciento, el número deseable de giros en SGC es 75.

Nota 5- Ver PP 41 para instrucciones para calcular VCA_{MIX} y VCA_{DCR} .

Nota 6- La experiencia ha mostrado que los contenidos de ligante deben ser de 6.0 a 7.0 por ciento. Sí se disminuye el contenido de ligante por debajo de un 6.0 por ciento, puede afectar determinadamente la durabilidad del SMA. Cuando una mezcla SMA no puede diseñarse dentro de los requisitos de contenido mínimo de ligante de la Tabla 6 utilizando los agregados disponibles, refiérase a la guía dada sobre éste tema en PP41.

El rango de esfuerzo de tensión (TSR) del SMA debe ser al menos 0.70, a un 6.0 ± 1.0 por ciento de vacíos, cuando sea ensayado de acuerdo con T 283.

La sensibilidad al escurrimiento debe determinarse en la mezcla SMA de acuerdo con T 305 a la temperatura anticipada de la producción en planta y no debe exceder un 0.30 por ciento.



ANEXO B

Práctica estándar para:

DISEÑAR STONE MASTIC ASPHALT (SMA) DESIGNACIÓN AASHTO: PP 41-02 (2004)

ALCANCE

Ésta especificación cubre el diseño de Stone Mastic Asphalt (SMA) utilizando el Compactador Giratorio Superpave (SGC). El diseño de SMA está basado en las propiedades volumétricas del SMA en términos de vacíos de aire (V_a), los vacíos en el agregado mineral (VMA), y la presencia del contacto piedra en piedra.

Los valores establecidos en unidades SI serán considerados como el estándar. Las unidades inglesas en paréntesis son sólo para información.

Esta norma no pretende considerar todas las preocupaciones de seguridad, si existe, asociada con su uso. Es responsabilidad del usuario de esta norma el establecer la seguridad apropiada y prácticas de salud y determinar la aplicabilidad de las limitaciones reguladoras antes de su uso.

TERMINOLOGÍA

Stone Mastic Asphalt (SMA)- una mezcla asfáltica en caliente (HMA) compuesta de dos partes, un esqueleto de agregado grueso y rico en un mortero ligante asfáltico. La mezcla debe tener un esqueleto de agregado con contacto de agregado grueso en agregado grueso (normalmente referido como contacto piedra



en piedra). El agregado grueso es generalmente considerado la fracción de agregado retenido en el tamiz de 4.75 mm (N°4) pero puede ser diseñada con otros tamaños.

Vacíos de aire (V_a)- El volumen total de los pequeños paquetes de aire entre las partículas de agregado cubiertas a través de una mezcla de pavimentación compactada, expresada como un porcentaje del volumen suelto de la mezcla de pavimentación compactada. (Nota 1).

Nota 1- Término definido en el Manual del Instituto del Asfalto MS-2.

Vacíos en el agregado mineral (VMA)- El volumen del espacio vacío intergranular entre las partículas de agregado de una mezcla de pavimentación compacta que incluye los vacíos de aire y el contenido de ligante efectivo, expresado como un porcentaje del volumen total del espécimen (Nota 1).

Vacíos en el agregado grueso (VCA)- El volumen entre las partículas de agregado grueso. Este volumen incluye filler, agregado fino, vacíos de aire, ligante asfáltico, y aditivo estabilizador (sí se utiliza).

Mortero SMA- Una mezcla de ligante asfáltico, filler [material que pasa el tamiz de 0.075 mm (N°200)] y aditivo estabilizador.

Aditivo estabilizador- Celulosa o fibra mineral.

RESUMEN DE LA PRÁCTICA

Selección de materiales- El ligante asfáltico, agregado, filler mineral, y aditivos estabilizadores deben cumplir con la especificación.



Selección de graduación óptima- Las tres pruebas recomendadas para la graduación del mineral seleccionado se mezclan. La unidad de peso dry-rodded para el agregado grueso para cada prueba de graduación es determinada de acuerdo con T19/T 19M. Para cada prueba de graduación, una prueba inicial del contenido de ligante asfáltico se selecciona y al menos dos especímenes son compactados de acuerdo con T 312. Cuando no existe un historial, se recomienda una prueba inicial del contenido de ligante asfáltico entre 6.0 y 6.5 por ciento. La graduación es seleccionada para asegurar que se alcancen los requisitos mínimos de VMA y contacto de piedra en piedra.

Seleccionando el diseño del contenido de ligante- Especímenes de réplica son compactados de acuerdo con T 312 a tres contenidos de ligante. El diseño del contenido de ligante se selecciona en base a los requisitos de la sección 10 (Nota 2).

Nota 2- Cuando una mezcla SMA no puede ser diseñada dentro de los requisitos de contenido de ligante mínimo, las pautas dadas en la Tabla 11 pueden utilizarse para establecer el contenido mínimo de ligante basados en el peso específico del agregado combinado.

Evaluando la susceptibilidad de humedad- La susceptibilidad de humedad de la mezcla a un contenido (V_a) de 6.0 ± 1.0 por ciento, es evaluado de acuerdo con T 283.

Evaluando el escurrimiento- La mezcla es evaluada por sensibilidad al escurrimiento del ligante asfáltico de acuerdo con T 305. Si la mezcla falla las pruebas de susceptibilidad o escurrimiento, debe modificarse para que se cumplan los requisitos de la especificación.



ESPÉCIMENES DE PRUEBA

Número de muestras- Un total de nueve muestras son requeridas inicialmente; se producen al menos tres muestras en cada una de las tres graduaciones de prueba. Cada muestra se mezcla con el contenido de ligante asfáltico de prueba y se compactan dos de las tres muestras para cada graduación de prueba. La muestra restante de cada prueba de graduación es utilizada para determinar la densidad máxima teórica de acuerdo con T 209.

Preparación de los agregados- Secar los agregados de una masa constante a 105°C a 110°C (221°F a 230°F) y separar los agregados por cribado seco en los tamaños deseados. Se recomiendan los siguientes tamaños:

37.5 mm (1 ½ in) a 25.0 mm (1 in)
25.0 mm (1 in) a 19.0 mm (¾ in)
19.0 mm (¾ in) a 12.5 mm (½ in)
12.5 mm (½ in) a 9.5 mm (3/8 in)
9.5 mm (3/8 in) a 4.75 mm (N°4)
4.75 mm (N°4) a 2.36 mm (N°8)
2.36 mm (N°8) a 0.075 mm (N°200)
Que pasa 0.075 mm (N°200)

Determinación de las temperaturas de mezcla y compactación:

La temperatura en la que el ligante asfáltico debe ser calentado para producir una viscosidad de 170±20 cSt debe ser la temperatura de mezclado.

La temperatura en la que el ligante asfáltico debe ser calentado para producir una viscosidad de 280±30 cSt debe ser la temperatura de compactación.



Nota 3- Mientras las temperaturas dadas en las secciones 3.1 y 3.2 son apropiadas para un ligantes asfálticos limpios, las temperaturas seleccionadas pueden no ser aplicables a los ligantes asfálticos modificados. En esos casos, se recomienda que se utilicen las pautas del fabricante para las temperaturas de mezclado y compactación.

PREPARACIÓN DE LAS MEZCLAS:

Debe utilizarse un aparato de mezclado mecánico

Se deberá mezclar un lote inicial con el propósito de “engrasar” al recipiente de mezcla y los agitadores. Este lote debe vaciarse después del mezclado, y los lados del recipiente y agitadores deben ser limpiados de los residuos de mezcla raspando con una pequeña espátula flexible, pero no debe limpiarse con un paño o lavado con solvente, excepto cuando se tenga que hacer un cambio al ligante asfáltico o al final de un diseño.

Pesar, en cacerolas separadas para cada espécimen, material suficiente para producir muestras compactadas del volumen deseado, aproximadamente 4700g. Mezclar el agregado en cada cacerola. Colocar el agregado en un horno y calentarlo a una temperatura que no exceda la temperatura establecida en la sección 3. por más de 28°C (50°F) aproximadamente. Calentar el ligante asfáltico a la temperatura de mezclado establecida. El aditivo estabilizador se añade al agregado calentado a priori de la introducción del ligante asfáltico.

Nota 4- Se recomienda que el aditivo estabilizador sea mezclado manualmente con el agregado caliente. Este procedimiento se necesita para asegurar una distribución equitativa del aditivo estabilizador durante el proceso de mezclado en el laboratorio. El uso de éstos aditivos generalmente requieren tiempos ligeramente mayores de mezclado.



Formar un cráter con la mezcla del agregado seco y el aditivo estabilizador y pesar la cantidad requerida precalentada de ligante asfáltico en el cráter. Debe tenerse cuidado para prevenir la pérdida de mezcla durante el mezclado y el manejo subsiguiente. A este punto, la temperatura del agregado y el ligante asfáltico debe estar dentro de los límites de temperatura de mezclado establecida en la sección 3. Mezclar el agregado y el ligante asfáltico rápidamente hasta que el agregado este completamente cubierto.

Compactación de especímenes- La temperatura de compactación se determina de acuerdo con la sección 3. Las muestras de laboratorio de SMA son condicionadas a corto plazo, de acuerdo con R 30 y después compactadas por 100 giros.

Nota 5- Cuando los agregados tienen un valor de pérdida de abrasión de los Ángeles mayor a un 30 por ciento, el numero deseable de giros del diseño SGC es 75.

SELECCIÓN DE GRADUACIONES DE PRUEBA

Las graduaciones de prueba deben seleccionarse para estar dentro del rango de especificación deseado como se definió en MP 8. Para diseñar una mezcla SMA, se recomienda que sean evaluadas inicialmente al menos tres graduaciones de prueba. Se sugiere que una de las mezclas de prueba caiga a lo largo de los límites gruesos, uno a lo largo de los límites finos, y uno en el medio, de las bandas de graduación como se define en MP 8. Cuando los pesos específicos de los diferentes agregados que serán utilizados en la mezcla varían por más de 0.2, las graduaciones de la mezcla de prueba deben basarse sobre el porcentaje volumétrico. En el Apéndice A1 se presenta un problema ilustrando como mezclar los agregados basados en el volumen.



SELECCIÓN DEL CONTENIDO DE LIGANTE DE PRUEBA

Como un punto de partida, para agregados con pesos específicos aproximadamente igual a 2.75, necesita seleccionarse un contenido de ligante de aproximadamente 6.0 por ciento o mayor, por masa. Si el peso específico del agregado excede 2.75, el contenido de ligante de prueba puede reducirse aproximadamente 0.1 por ciento por cada incremento de gravedad específica de 0.05 sobre 2.75. Si el peso específico del agregado está por debajo de 2.75, puede incrementarse aproximadamente 0.1 por ciento por cada incremento de gravedad específica de 0.05 por debajo de 2.75 (Ver Tabla 11).

DETERMINACIÓN DE VCA EN LA FRACCIÓN DEL AGREGADO GRUESO DE LA MEZCLA

Para un mejor desempeño, el SMA debe tener un esqueleto de agregado grueso con contacto de piedra en piedra. La fracción de piedra es una porción de la mezcla total del agregado retenida en el tamiz de 4.75 mm (N°4) por 12.5 mm (½ in) y 19 mm (¾ in) SMA. Para el tamaño del agregado máximo nominal de SMA, la fracción de piedra es una porción de la mezcla del agregado total retenido en el tamiz de 2.36 mm (N°8). La condición del contacto piedra en piedra dentro de un SMA es definida como el punto donde el VCA de la mezcla compacta es menor que los VCA del agregado grueso en la prueba dry-rodged.

EL VCA dry-rodged de la fracción del agregado grueso (VCA_{DRC}) se determina compactando la piedra con la técnica dry-rodged de acuerdo con T 19M/T 19. Cuando la densidad dry-rodged de la fracción de roca ha sido determinada, el VCA_{DRC} puede calcularse utilizando la ecuación 1:

$$VCA_{DRC} = \frac{G_{CA}\gamma_w - \gamma_s}{G_{CA}\gamma_w} \times 100 \quad (1)$$



G_{CA} = Peso específico del agregado grueso (T 85);

γ_s = La unidad de peso de la fracción del agregado grueso en la condición dry-rodded [(kg/m³)(lb/ft³)](T 19/T 19M); y

γ_w = La unidad de peso del agua [(1000 kg/m³)(62.4 lb/ft³)]

SELECCIÓN DE LA GRADUACIÓN DESEADA

Después de que las muestras de prueba han sido compactadas y enfriadas, se remueven de los moldes y son probadas para determinar su peso específico de acuerdo con T 166. Las muestras no compactadas son utilizadas para determinar la máxima densidad teórica de acuerdo con T 209. Utilizando el peso específico y la densidad máxima teórica, el V_a , VMA, y VCA de la mezcla compactada (VCA_{MIX}) puede calcularse usando las ecuaciones 2, 3 y 4:

$$VMA = 100 - (G_{mb} / G_{sb})P_s \quad (2)$$

$$VCA_{mix} = 100 - (G_{mb} / G_{CA})P_{CA} \quad (3)$$

$$V_a = 100x(1 - (G_{mb} / G_{mm})) \quad (4)$$

Donde:

G_{mb} = Peso específico de la mezcla compactada (T 166);

G_{sb} = Peso específico del agregado total;

P_s = Porcentaje de agregado en la mezcla;

G_{CA} = Peso específico del agregado grueso (T 85);

P_{CA} = Porcentaje de agregado grueso en la mezcla total; y

G_{mm} = Máxima densidad teórica de la mezcla (T 209).



De las tres pruebas de graduación evaluadas, la que tiene el más bajo porcentaje de agregado grueso que cumple o excede el requisito mínimo de VMA, y tiene un VCA_{MIX} menor que VCA_{DRC} se selecciona como la graduación deseada. La graduación de prueba seleccionada, basada en las condiciones mencionadas, se conoce como la graduación óptima.

Nota 6- Sí es posible, la graduación seleccionada debe tener un VMA algo mayor que el criterio mínimo para permitir alguna reducción en VMA durante la producción en planta.

SELECCIÓN DEL CONTENIDO ÓPTIMO DE LIGANTE

Una vez que la graduación óptima de la mezcla haya sido seleccionada, puede ser necesario elevar o disminuir el contenido de ligante para obtener la cantidad apropiada de V_a en la mezcla. En este caso, son preparadas unas muestras adicionales utilizando la graduación seleccionada y variando el contenido de ligante. El contenido óptimo de ligante es elegido para producir el porcentaje de V_a en la mezcla especificada en MP-8.

El número de muestras necesario para esta parte del procedimiento es 12. Este número provee las tres muestras compactadas y una sin compactar (usada para determinar la densidad máxima teórica) a cada uno de los tres contenidos de ligante. Las propiedades de la mezcla son determinadas y el contenido óptimo de ligante se selecciona para llegar al nivel de V_a deseado. El SMA seleccionado debe tener las propiedades que cumplan el criterio especificado en MP-8. Si estos criterios no se cumplen, la mezcla deberá modificarse para que se cumplan los mismos.



SUCEPTIBILIDAD A LA HUMEDAD

La susceptibilidad a la humedad de la mezcla seleccionada es determinada de acuerdo con T 283, usando muestras compactadas de acuerdo con T 312 a un contenido V_a de 6.0 ± 1.0 . El nivel de esfuerzo de tensión retenido del SMA debe ser como se especifica en MP-8 a un 6.0 ± 1.0 de V_a .

SENSIBILIDAD AL ESCURRIMIENTO

La sensibilidad al escurrimiento de la mezcla seleccionada se determina de acuerdo a T 305. Ésta es determinada a la temperatura de la producción en planta anticipada y debe satisfacer los requisitos de MP-8.

AJUSTE DE MEZCLA PARA CUMPLIR CON LAS PROPIEDADES

Contenido V_a – La cantidad de V_a en la mezcla puede controlarse con el contenido de ligante. Sin embargo, un problema ocurre cuando existen contenidos bajos de V_a en contenidos de ligante por debajo de los valores mínimos especificados. Disminuyendo el contenido de ligante por debajo de estos valores para lograr una cantidad adecuada de V_a viola la especificación del contenido mínimo de ligante. En su lugar, la graduación de la mezcla debe modificarse para incrementar el VMA.

VMA – Los vacíos en el agregado mineral pueden ser aumentados incrementando el porcentaje de agregado grueso. Cambiando la fuente del agregado puede también requerirse para incrementar el VMA.

VCA_{MIX} – Sí el VCA_{MIX} es mayor que el VCA_{DCR} , entonces se debe modificar la graduación de la mezcla. Esta modificación es típicamente lograda incrementando el porcentaje de agregado grueso.



Susceptibilidad a la humedad – Sí la mezcla no cumple los requisitos de susceptibilidad a la humedad, agentes anti-strip pueden utilizarse. Sí estas medidas son inefectivas, la fuente del agregado y/o ligante puede cambiarse para obtener mejor compatibilidad.

Sensibilidad al escurrimiento – Los problemas con la sensibilidad al escurrimiento pueden remediarse incrementando la cantidad o seleccionando un diferente aditivo estabilizador.

REPORTE

Reportar la siguiente información:

Identificación del nombre y número del proyecto;

Información de los materiales utilizados incluyendo: fuente del mineral y grado de desempeño, tipo y cantidad de aditivo estabilizador, y características de calidad del material;

Resultados de la optimización de la graduación (resultados de todas las graduaciones de prueba);

Graduación óptima y contenido de ligante;

Propiedades volumétricas de cada mezcla de prueba y el contenido óptimo de ligante;

Resultados de susceptibilidad de humedad; y

Resultados de la sensibilidad al escurrimiento.



ANEXO C

EJEMPLO DE MEZCLADO DE LOS COMPONENTES DE AGREGADO PARA SATISFACER LOS LINEAMIENTOS DE GRADUACIÓN SMA

C1.1. En los diseños HMA, las graduaciones específicas del agregado deben basarse en el volumen del agregado y no la masa del mismo. Sin embargo, para la mayoría de las mezclas HMA (dense-graded), se asume que las gravedades específicas de los diferentes agregados son suficientemente comparables para hacer las graduaciones basadas en porcentajes de masa, similares a aquellos basados en porcentajes volumétricos. Esta aseveración es por lo general no cierta en los componentes del agregado y, particularmente en los fillers minerales utilizados en SMA, donde las gravedades específicas varían ampliamente. Por consiguiente, en SMA, los lineamientos de graduación especificados que se presentan en el procedimiento de diseño de mezcla están basados en el porcentaje que pasa por volumen. Éste apéndice da un ejemplo ilustrativo con el objetivo de proveer una guía en el mezclado de los componentes del agregado basados en volúmenes para cumplir los lineamientos de graduación de SMA. Sin embargo, si el peso específico (G_{sb}) de los diferentes agregados para usarse dentro de la mezcla varían por 0.2 o menos, pueden utilizarse graduaciones basadas en porcentajes de masa.

C1.2. El primer paso, como cualquier problema de mezclado, es hacer pruebas de graduación basadas en la masa por los diferentes agregados a utilizarse en



el SMA. Se utiliza AASHTO T 27 para esta prueba. Para el ejemplo cubierto en éste apéndice, se mezclará un tamaño de agregado máximo nominal SMA de 19.0 mm ($\frac{3}{4}$ in). La Tabla 1 provee los resultados de las pruebas de graduación realizadas en cuatro agregados que serán mezclados para este problema de ejemplo. También se necesita determinar las graduaciones del agregado basadas en el volumen, son las G_{sb} de los diferentes agregados. La Tabla 1 también provee los valores G_{sb} para cada agregado. Note que los valores de G_{sb} difieren por más de 0.2.

C1.3. El segundo paso es determinar el porcentaje, por masa, retenido en cada tamiz para los diferentes agregados. Para cualquier tamiz, este cálculo se realiza sustrayendo el porcentaje que pasa un tamiz dado del porcentaje que pasa el siguiente tamiz más grande. Por ejemplo, usando agregado C, el porcentaje, por masa, retenido en el tamiz de 4.75 mm (N°4) sería calculado como sigue:

Porcentaje retenido en el tamiz de 4.75 mm (N°4) = $84.6 - 48.9 = 35.7$ por ciento, donde:

84.6 = porcentaje en masa que pasa el tamiz de 9.5 mm (Tabla 1);

48.9 = porcentaje en masa que pasa el tamiz de 4.75 mm (N°4) (Tabla 1)

35.7 = porcentaje en masa retenido el tamiz de 4.75 mm (N°4)



Tabla 1- Resultados de pruebas de graduación y gravedad específica a los agregados a usar.

Tamiz	Designación de reserva y Porcentaje que pasa basado en la masa			
	Agregado A	Agregado B	Agregado C	Filler mineral
19.0 mm	100.0	100.0	100.0	100.0
12.5 mm	66.0	71.0	97.4	100.0
9.5 mm	43.0	46.0	84.6	100.0
4.75 mm	9.0	6.0	48.9	100.0
2.36 mm	5.0	4.0	27.8	100.0
1.18 mm	2.0	4.0	16.6	100.0
0.60 mm	2.0	3.0	10.7	100.0
0.30 mm	2.0	3.0	7.6	100.0
0.075 mm	1.0	1.5	4.6	72.5
G _{sb}	2.616	2.734	2.736	2.401

C1.4. En el tercer paso, se hace una asunción: asumir que la masa de cada reserva de agregado es de 100 g. Utilizando esta asunción permite a la masa retenida en cada tamiz para cada agregado ser determinado y muestra ser igual a los números mostrados en la Tabla 2.

C1.5. La Tabla 2 presenta los valores para el porcentaje, por masa, retenido por todos los tamices y agregados. Note que una fila se ha añadido para reflejar que material es más fino que el tamiz de 0.075 mm (Nº200).

Tabla 2- Porcentaje, en masa, retenida en cada tamiz.

Tamiz	Designación de reserva y Porcentaje retenido basado en la masa			
	Agregado A	Agregado B	Agregado C	Filler mineral
19.0 mm	0.0	0.0	0.0	0.0
12.5 mm	34.0	29.0	2.6	0.0
9.5 mm	23.0	25.0	12.8	0.0
4.75 mm	3.0	40.0	35.7	0.0
2.36 mm	4.0	2.0	21.1	0.0
1.18 mm	3.0	0.0	11.2	0.0
0.60 mm	0.0	1.0	5.9	0.0
0.30 mm	0.0	0.0	3.1	0.0
0.075 mm	1.0	1.5	3.0	27.5
-0.075 mm	0.0	1.5	4.6	72.5
Total, Σ	100	100	100	c

C1.6. El cuarto paso convierte las masas determinadas en el paso 3 a volúmenes por tamiz. Para hacer esta conversión, se necesita el G_{sb} de los agregados



individuales. El volumen del agregado retenido en cada tamiz para cada agregado puede determinarse con la Ecuación 5:

$$\text{Volumen del agregado para cualquier tamiz (cm}^3\text{)} = \frac{\text{Masa del agregado retenido, g}}{\text{Gravedad específica} \times \gamma_w}$$

(5)

Donde:

γ_w = unidad de peso del agua (1.0 g/cm³)

C1.7. El siguiente cálculo aplica para el volumen del agregado retenido en el tamiz de 4.75 mm (Nº4) de agregado C.

$$\text{Volumen} = \frac{35.7 \text{ g}}{2.736 \times 1 \text{ g/cm}^3} = 13.05 \text{ cm}^3$$

Donde:

35.7 g = La masa del agregado C retenido en el tamiz de 4.75 mm (Nº4) (Tabla 2)

2.736 = Peso específico del agregado C (Tabla 1)

1.0 g/cm³ = Unidad de peso del agua

13.05 cm³ = El volumen del agregado C retenido en el tamiz de 4.75 mm

C1.8. Los volúmenes retenidos en todos los tamices para cada uno de los cuatro agregados se proveen en la Tabla 3.



Tabla 3- *Volúmenes del agregado retenido en cada tamiz.*

Tamiz	Designación de reserva y Volumen del agregado retenido en cada Tamiz, cm ³			
	Agregado A	Agregado B	Agregado C	Filler mineral
19.0 mm	0.00	0.00	0.00	0.00
12.5 mm	13.00	10.61	0.95	0.00
9.5 mm	8.79	9.14	4.68	0.00
4.75 mm	13.00	14.63	13.05	0.00
2.36 mm	1.53	0.73	7.71	0.00
1.18 mm	1.15	0.00	4.09	0.00
0.60 mm	0.00	0.37	2.16	0.00
0.30 mm	0.00	0.00	1.13	0.00
0.075 mm	0.38	0.55	1.10	11.45
-0.075 mm	0.38	0.55	1.68	30.20

C1.9. Los valores dados en la Tabla 3 se utilizan para mezclar los diferentes agregados para lograr la graduación deseada basada en volúmenes. En este procedimiento, el agregado se mezcla por masa; entonces, la graduación final se determina en base al volumen. Como las graduaciones están basadas en la masa, esto es un proceso de prueba y error. Para realizar el mezclado, seleccionar los porcentajes estimados, por masa, de los diferentes agregados a utilizarse. Para este ejemplo, se tratarán primero los siguientes porcentajes en la Tabla 4.

Tabla 4- *Porcentaje de los cuatro agregados utilizados para la primera prueba.*

Reserva	% de Mezcla por masa
Agregado A	30
Agregado B	30
Agregado C	30
Filler mineral	10

C1.10. Note que los porcentajes en la Tabla 3 están basados en la masa. Este formato indica que el volumen representado por el 30 por ciento del agregado A, por masa, será usado en el mezclado de los agregados basados en volúmenes.



C1.11. El porcentaje de cada agregado en la mezcla se multiplica por el volumen retenido en cualquier tamiz para cada agregado, para determinar el volumen total retenido en ese tamiz. Utilizando el tamiz de 4.75 mm (Nº4), el volumen total retenido se calcula como sigue:

$$\text{Volumen total retenido en el tamiz N}^\circ\text{4} = (0.30 \times 13.0) + (0.30 \times 13.63) + (0.30 \times 13.05) + (0.10 \times 0.0) = 12.20 \text{ cm}^3$$

Donde:

0.30, 0.30, 0.30 y 1.0 = porcentaje, en masa, de cada agregado en la mezcla, expresada como decimal

13.0, 14.63, 13.05 y 0.0 = volumen retenido en el tamiz Nº4 por cada agregado (Tabla 3).

C1.12. El cálculo en la sección C1.11 se realiza para cada uno de los tamices en la graduación. La Tabla 5 presenta el volumen total retenido para cada uno de los tamices en la graduación.

Tabla 5- *Volumen total retenido por cada tamiz para la primera prueba.*

Tamiz	Volumen retenido en cada tamiz, cm ³
19.0 mm	0.00
12.5 mm	7.37
9.5 mm	6.78
4.75 mm	12.20
2.36 mm	2.99
1.18 mm	1.57
0.60 mm	0.76
0.30 mm	0.34
0.075 mm	1.75
-0.075 mm	3.80
Volumen total, Σ	37.56

C1.13. Ahora, basados en el volumen total retenido por tamiz y la suma total del volumen de los agregados mezclados, el porcentaje retenido por cada tamiz, por volumen, se puede determinar para la mezcla. Éste cálculo se



logra para cualquier tamiz dividiendo el volumen retenido en el tamiz, entre el volumen total de la mezcla. Lo siguiente ilustra este cálculo para el tamiz N° 4.

$$\text{Porcentaje de volumen retenido en el tamiz N}^{\circ}4 = 12.20 \text{ cm}^3 / 37.56 \text{ cm}^3 \times 100 = 32.48 \text{ por ciento}$$

Donde:

$$12.20 \text{ cm}^3 = \text{volumen retenido en el tamiz N}^{\circ}4 \text{ (Tabla 5)}$$

$$37.56 \text{ cm}^3 = \text{suma total del volumen de la mezcla}$$

$$32.48 = \text{porcentaje en volumen de la mezcla retenida en el tamiz N}^{\circ}4$$

C1.14. Usando el porcentaje retenido por tamiz basado en volumen, el porcentaje que pasa, en volumen, para la graduación, puede determinarse de forma similar al método usado para las graduaciones basadas en la masa. Determine el porcentaje acumulado retenido por cada tamiz, y substraer ese valor de 100.

Tabla 6- *Porcentajes que pasan, basados en volúmenes para la primera prueba.*

Tamiz	Porcentaje retenido en cada tamiz	Porcentaje acumulado retenido	Porcentaje que pasa por volumen
19.0 mm	0.0	0.0	100.0
12.5 mm	19.6	19.6	80.4
9.5 mm	18.0	37.6	62.4
4.75 mm	32.5	70.1	29.9
2.36 mm	8.0	78.1	21.9
1.18 mm	4.2	82.3	17.7
0.60 mm	2.0	84.3	15.7
0.30 mm	0.9	85.2	14.8
0.075 mm	4.7	89.9	10.1
-0.075 mm	10.1	100.0	0.0

C1.15. La Tabla 6 muestra los porcentajes retenidos, basados en volúmenes, para cada tamiz y convierte estos valores a porcentaje que pasa.



C1.16. Ahora, la graduación se compara con los lineamientos requeridos de graduación (también basados en volumen). La Tabla 7 compara el lineamiento de graduación para un tamaño de agregado máximo nominal SMA de 19 mm con la graduación mostrada en la Tabla 6.

Tabla 7- Comparación de la mezcla de graduación basada en volumen para la primera prueba del lineamiento de graduación especificado.

Tamiz	Lineamiento de graduación	Porcentaje que pasa para el mezclado
19.0 mm	90-100	100.0
12.5 mm	50-88	80.4
9.5 mm	25-60	62.4 ^a
4.75 mm	20-28	29.9 ^a
2.36 mm	16-24	21.9
1.18 mm	-	17.7
0.60 mm	-	15.7
0.30 mm	-	14.8
0.075 mm	8.0-11.0	10.1

a No cumple los requisitos aplicables

C1.17. Basados en la Tabla 7, la graduación mezclada no cumple con los lineamientos de graduación especificados para un tamaño máximo nominal del agregado SMA de 19 mm. Por consiguiente, se necesitan diferentes porcentajes de mezclado para los diferentes agregados. La tabla 8 muestra los porcentajes de los cuatro agregados usados para la segunda prueba.

Tabla 8- Porcentajes de los cuatro agregados utilizados para la segunda prueba.

Reserva	% de Mezcla por masa
Agregado A	40
Agregado B	41
Agregado C	10
Filler mineral	9

C1.18. La Tabla 9 presenta el mezclado para los cuatro agregados de la segunda prueba. Los porcentajes de la segunda mezcla de prueba se utilizaron con los valores de la Tabla 3 para determinar el porcentaje que pasa, por volumen, para la mezcla.



Tabla 9- *Porcentajes que pasan, basados en los volúmenes para la segunda prueba.*

Tamiz	Porcentaje retenido en cada tamiz por volumen	Porcentaje acumulado retenido por volumen	Porcentaje que pasa por volumen	Porcentaje que pasa por masa (comparación)	Lineamiento de graduación por volumen
19.0 mm	0	0	100	100	100
12.5 mm	25.6	25.6	74.4	74.3	50-88
9.5 mm	20.5	46.1	53.9	53.5	25-60
4.75 mm	33.2	79.3	20.7	20	20-28
2.36 mm	4.5	83.8	16.2	15.4	16-24
1.18 mm	2.3	86.1	13.9	13.1	-
0.60 mm	1	87.1	12.9	12.1	-
0.30 mm	0.3	87.4	12.6	11.8	-
0.075 mm	4	91.4	8.6	8	8.0-11.0
-0.075 mm	8.6	100	-	-	-

C1.19. Basados en la Tabla 9, los siguientes porcentajes en la Tabla 10 producen una graduación, basada en volumen, que satisface los lineamientos de la graduación del tamaño máximo nominal del agregado de 19.0 mm para SMA.

Tabla 10- *Mezcla aceptable para los cuatro agregados.*

Reserva	% de Mezcla por masa
Agregado A	40
Agregado B	41
Agregado C	10
Filler mineral	9

Tabla 11- *Guía para ajustar el contenido mínimo de ligante basado en la variación de G_{sb} de los agregados combinados.*

Agregado combinado, G_{sb}	% Contenido mínimo de ligante
2.40	6.8
2.45	6.7
2.50	6.6
2.55	6.5
2.60	6.3
2.65	6.2
2.70	6.1
2.75	6.0
2.80	5.9
2.85	5.8
2.90	5.7
2.95	5.6
3.00	5.5



ANEXO D

ENSAYO DE ADHERENCIA ÁRIDO-LIGANTE AASHTO T 182- 84

(MODIF. 1993) - DESIGNACIÓN ASTM: D 1664-80

PROCEDIMIENTO RESUMIDO

ELEMENTOS

Recipiente para preparar la mezcla, de metal, esquinas, aristas y bordes redondeados, de 500 ml de capacidad.

Balanza de capacidad de 200 +/- 0.1 g.

Espátula.

Horno a temperatura constante de 60° a 149 °C.

Agua destilada de pH 6 a 7 (hervir o redestilar si es necesario, pero no utilizar electrolitos modificadores de pH).

Asfalto a analizar (si es necesario usar aditivos, mezclarlos previamente con el asfalto antes de proceder con el ensayo).

Vaso de vidrio de 600 ml.

PREPARACIÓN DEL AGREGADO

Se utiliza la fracción que pasa por el tamiz 3/8" y retenida en el 1/4". Lavar los áridos de esta fracción en agua destilada para remover los finos, y luego secarlos a temperatura de 135 a 149 °C hasta peso constante.



PROCEDIMIENTO

Pesar 100 +/- 1g de agregado seco en el recipiente de mezcla.

Introducir en el horno a temperatura constante de 135° a 149 °C por espacio de 1 hora.

Simultáneamente, calentar el asfalto hasta una temperatura de 135° a 149 °C.

Agregar 5.5 +/- 0.2 g de asfalto caliente al agregado caliente en el recipiente de mezcla.

Mezclar con la espátula caliente vigorosamente hasta que el agregado esté completamente cubierto. Si el asfalto es muy fluido, continuar mezclando hasta que la temperatura baje y permita un correcto cubrimiento de las partículas; si el asfalto tiene una viscosidad alta, tal que no permita el correcto mezclado, debe mezclarse sobre una fuente de calor hasta que se obtenga un correcto cubrimiento.

Dejar enfriar hasta temperatura ambiente.

Transferir el agregado cubierto a un vaso de vidrio de 600 ml. Cubrir inmediatamente con 400 ml de agua destilada a la temperatura del punto de ablandamiento más 5°C y dejar inmerso de 16 a 18 horas.

Sin agitar o remover el agregado, remover cualquier película flotante en la superficie del agua, iluminar la muestra con una lámpara de 75 watts ubicada de manera tal que no cause reflejos sobre la superficie del agua. Observar desde arriba a través del agua y estimar la superficie cubierta en más o en menos del 95 % de la superficie total de las partículas del agregado. Cualquier zona marrón claro y/o traslucida en la superficie de las partículas, se considerará como totalmente cubierta.



ANEXO E

ENSAYO DE INMERSIÓN - TRACCIÓN POR COMPRESIÓN DIAMETRAL

1.- Objeto y Campo de Aplicación:

El presente procedimiento, describe los pasos a seguir para determinar la pérdida de cohesión que se produce por la acción del agua, sobre las mezclas bituminosas que emplean asfaltos convencionales.

Se obtiene un índice numérico de la pérdida cohesión producida al comparar las resistencias a tracción por compresión diametral, entre probetas mantenidas al aire y probetas duplicadas sometidas a la acción del agua por un tiempo y a una temperatura dada.

Al solo efecto de poner de manifiesto de un modo más directo la acción del agua sobre la mezcla, el moldeo de las probetas se efectúa con un tenor mínimo de vacíos de aire de 7%, con independencia de los vacíos con que fue dosificada y se coloque la mezcla.

2.- Aparatos y Material Necesarios:

Se requiere disponer de los aparatos indicados en la norma de Vialidad Nacional VNE- 9 - 86 “Ensayo de Estabilidad y Fluencia por el Método Marshall”, punto 9.2: “aparatos”.

La prensa utilizada en el ensayo de estabilidad y fluencia Marshall, es adecuada para efectuar el ensayo de tracción por compresión diametral. Los platos de carga deben tener un diámetro mínimo de aproximadamente 100 mm. El plato superior estará provisto de una rótula universal.



Dispositivo de sujeción de la probeta. Puede emplearse las mordazas del ensayo de estabilidad Marshall, a las que se les habrá intercalado en la parte superior e inferior piezas metálicas o de madera dura, de aproximadamente 12 mm de ancho por 12 mm que se ajusten a la curvatura de las mordazas y probetas. La longitud de las mismas abarcará el ancho de las mordazas. Estos aditamentos permitirán el posicionamiento de la probeta a ensayar tal que estén contenidas en el plano diametral perpendicular a las bases de las mordazas.

3.- Preparación de las Probetas:

Se prepararán seis probetas con la técnica “Marshall” con el número de golpes por cara que satisfaga la condición de alcanzar como mínimo siete 7% de vacíos de aire. Para determinar la energía de compactación correspondiente, es aconsejable recurrir a la representación gráfica de los vacíos vs moldeo a diferentes energías de compactación.

Se dividen las seis probetas en dos grupos de tres, de manera que la densidad Marshall media de cada uno de ellos, sea aproximadamente la misma.

Grupo 1 de probetas: Las tres probetas de este grupo se mantienen al aire en un recinto o estufa a una temperatura de 25 ± 1 °C durante 24 horas. Finalizado este período, se introducen en un baño de agua regulado a 25 ± 1 °C durante dos horas, determinando a continuación su resistencia a tracción indirecta por compresión diametral.

Grupo 2 de probetas: Las tres probetas de este grupo se sumergen en un baño de agua regulado a 60 ± 1 °C durante 24 horas. Finalizado este período, se introducen en un baño de agua regulado a 25 ± 1 °C durante dos horas, determinando a continuación su resistencia a tracción indirecta por compresión diametral.



4.- Ejecución del Ensayo:

4.1.- Medida geométrica de las probetas:

Diámetro: Con un calibre se determina el diámetro con una aproximación de $\pm 0,1$ mm, de la probeta en seis planos, dos a dos perpendiculares: dos en el plano superior de la probeta, dos en el plano medio y dos en el plano inferior. Se registra el diámetro promedio “d” de las seis mediciones. La diferencia entre dos medidas individuales no será superior a 1mm.

Altura: La altura de la probeta se mide también con precisión de $\pm 0,1$ mm en cuatro puntos definidos por los extremos de dos planos diametrales perpendiculares, con un radio de 10 mm inferior al radio de la probeta. Se registra la altura promedio “h” de las cuatro mediciones. La diferencia entre dos medidas individuales no será superior al 5% de la altura media, con un máximo de 5 mm.

4.2.- Rotura de las probetas:

Se retira la probeta del baño termostático y se sitúa en la mordaza acondicionada como se indica en el título 2, con dos de sus generatrices opuestas en contacto con las piezas separadoras.

Si se dispone de elementos de medida de deformación vertical y horizontal se colocan en posición de medida y se ajustan a cero. No es obligatorio efectuar estas mediciones.

Se aplica la carga a la probeta manteniendo una velocidad de deformación de 50,8 milímetros por minuto constante, hasta que rompa la probeta.

El tiempo transcurrido entre el momento en que se retira una probeta del recinto termostático y la rotura de la misma en la prensa no debe exceder de 30 segundos.



Se registran o anotan los valores de la carga de rotura y opcionalmente los de desplazamiento vertical y horizontal.

5.- Resultados:

5.1.- Cálculo de la resistencia a tracción indirecta:

La resistencia a compresión diametral, tracción indirecta de una probeta, se calcula con la fórmula siguiente, aproximando a la primera cifra decimal, donde:

$$R\vartheta = \frac{2P}{\pi h d}$$

R ϑ = Resistencia a compresión diametral en Kg/cm²

P = Carga máxima de rotura en Kg

π = Constante 3,14159...

h = Altura de la probeta en cm

d = Diámetro de la probeta en cm

5.2.- Cálculo de la resistencia conservada: Índice de resistencia conservada

$$IRC \% = R_2 / R_1 \times 100$$

Se calcula el valor medio de la resistencia a tracción indirecta de cada grupo de probetas. Con estos valores se calcula el índice de resistencia conservada por medio de la siguiente expresión: donde:

R₁ = Resistencia media a tracción por compresión diametral del grupo de probetas no mantenidas en agua, (grupo 1).

R₂ = Resistencia media a tracción por compresión diametral del grupo de probetas mantenidas 24 horas en agua a 60 °C, (grupo 2). Los resultados se darán con una aproximación del 1 %.



ANEXO F

ENSAYO DE ESCURRIMIENTO DE LIGANTE MÉTODO SCHELLENBERG

La preparación de las mezclas en laboratorio se realiza de la siguiente manera:

- Pesar materiales para formar al menos un pastón de 5 kg de mezcla SMA.
- Secar los materiales pétreos y el filler en estufa a 110 C hasta peso constante.
- Pesar todos los materiales según la cantidad en que intervienen.
- Mezclar las fibras manualmente con la fracción arena –retenido tamiz 200 y pasa tamiz 4.
- Colocar los ingredientes en un recipiente en el siguiente orden: agregados gruesos en el fondo, fracciones arena y fibras, y el filler en la parte superior.
- Colocar en estufa con ventilación forzada a la temperatura de mezclado establecida (en general a 150 C cuando se usan ligantes convencionales de penetración 50-60 y 170 C cuando se emplean ligantes modificados, pero esto varía según las recomendaciones que deben ser dadas por el fabricante). Se dejan en estufa al menos un par de horas a dicha temperatura.

Al mismo tiempo se calienta en la misma estufa a dicha temperatura el ligante asfáltico.

- Retirar de la estufa y colocar en un mezclador mecánico automático y mezclar los ingredientes secos durante unos 10 segundos, para luego



incorporar el ligante y continuar mezclando durante 3 minutos o hasta que la mezcla sea homogénea. Lo mismo vale para cuando se hace un mezclado manual.

- Verificar siempre que los pellets se han desmenuzado y las fibras se han mezclado en forma homogénea en la mezcla en el caso de usar fibras en pellets,

Para el ensayo de escurrimiento se preparan 1000 gramos de mezcla, para probetas Marshall se preparan 1200 gramos.

Método del Dr. Schellenberg

Se colocan 1000 grs de mezcla SMA pesada a la décima de gramo a la temperatura de mezclado requerida en un vaso de precipitado de 850 ml (98 mm de diámetro x 136 mm de alto) durante 1 hora \pm 1 minuto en un horno. Se debe tapar el vaso conteniendo la mezcla durante el ensayo. Al cabo de esa hora, se retira el vaso y se vuelca completamente sobre una bandeja para pesar la mezcla que no ha escurrido.

Se debe tener la precaución de no aplicar ningún elemento mecánico para remover la mezcla del vaso, ni agitación alguna durante el volcado. Al mismo tiempo se debe descartar todo aquél material que pese menos del 0,2% y haya quedado pegado en las paredes del vaso. Eso no se considera escurrimiento. El escurrimiento de ligante admisible es del 0,3% en peso del material colocado en el vaso de vidrio a la temperatura de mezclado en planta asfáltica establecida.



ANEXO G

IMÁGENES DEL SMA



MEZCLA Y TRANSPORTE DEL STONE MASTIC ASPHALT

El mezclado de SMA se lleva a cabo en plantas convencionales. El mezclado inadecuado puede producir un material de consistencia variable que puede no cumplir con la especificación aunque la alimentación a la planta sea correcta.



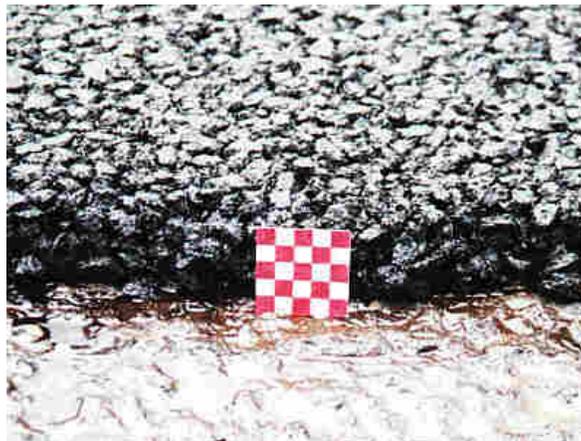
TENDIDO DEL STONE MASTIC ASPHALT

El SMA es tendido con una pavimentadora convencional sin ningún problema. El tendido a mano puede dejar una apariencia de superficie desordenada, mientras sea más rígido el bitumen, habrá mayor dificultad en el tendido a mano.



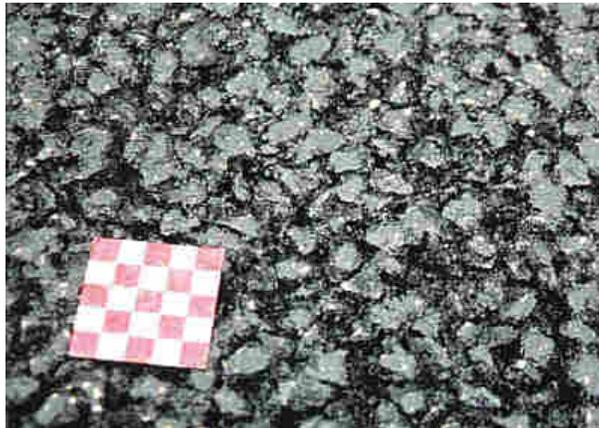
DISEÑO DEL STONE MASTIC ASPHALT

Es crítico en el diseño del SMA obtener una graduación que acepte el alto contenido de bitumen que provea durabilidad sin escurrimiento de ligante. Un diseño que requiera menor contenido de ligante para prevenir su escurrimiento resulta en una mezcla menos durable y con una vida previsible reducida.



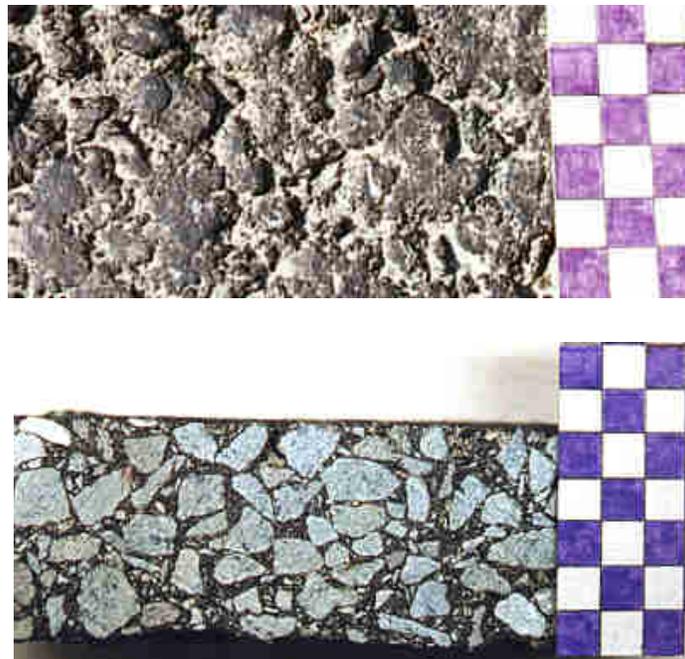
ESPESOR DE LA CAPA DEL STONE MASTIC ASPHALT

En la imagen se tiene una capa de 45 mm, el SMA aumentará la resistencia del camino. Un SMA convencional es impermeable.



SUPERFICIE TERMINADA DE UN SMA 14

Esta fotografía muestra las características superficiales del material como resulta después de pasar la pavimentadora pero antes de que pase el rodillo de compactación.



TESTIGO DE UN SMA 14

Las imágenes anteriores muestran como debe verse un SMA genuino, una matriz de agregado sin una gran cantidad de agregado fino llenando los vacíos, pero éstos llenos con ligante para crear una mezcla bituminosa rica en ligante, impermeable y durable.



SUPERFICIE DEL SMA DESPUÉS DE 2 AÑOS DE TRÁFICO

Un SMA bien diseñado presentará una textura superficial inicial adecuada, que mejorará con el tráfico, y tendrá un contenido de ligante que asegure la durabilidad a largo plazo de la superficie.

Imágenes obtenidas de: <http://www.highwaysmaintenance.com/SMAIaypics.htm>



REFERENCIAS

AAPA, 1998a, “*Surfacing Characteristics of Bituminous – Pavement Work Tips – No. 11*”, Australian Asphalt Pavement Association, Melbourne, Australia.

AAPA, 1998b, “*Temperature Characteristics of Binders in Asphalt – Pavement Work Tips – No. 13*”, Australian Asphalt Pavement Association, Melbourne, Australia.

AAPA, 2000, Stone Mastic Asphalt “*Design and Application Guide.*” Australian Asphalt Pavement Association, Australia. p.14. p.17.

AAPA, 2000b, “*National Asphalt Specification – Edition 1*” Australian Asphalt Pavement Association, Melbourne, Australia.

AAPA, 2005, “*Building on the German Experience*” Pavements Industry Conference, Australian Asphalt Pavement Association, Australia.

Alderson, A.J., 1998, Development of a Wheel Tracking Test for Australia, “*Focusing on Performance*”, “*Proceedings of 1998 AAPA Pavements Industry Conference*”, Surfers Paradise, Australia.

APRG, 1992, “*Non-structural Asphalt Overlays: A Review of Current Australian Practice, December 1992 Version, APRG Report No. 6*”, ARRB Transport Research Ltd, Vermont South, Victoria.

APRG, 1993, “*Stone Mastic Asphalt (SMA)*”, August 1993 Version, APRG Technical Note No. 2, ARRB Transport Research Ltd, Vermont South, Victoria.

APRG, 1996, “*Rut-resistant Properties of Asphalt Mixes Under Accelerated Loading: Final Summary Report, APRG Report No. 17/ARR 287*”, ARRB Transport Research Ltd, Vermont South, Victoria.



APRG, 1997a, *“AUSTROADS: Selection and Design of Asphalt Mixes; Australian Provisional Guide, APRG Report No. 18”*, ARRB Transport Research Ltd, Vermont South, Victoria.

APRG, 2000, *“Evaluation of Field and Laboratory Fatigue Properties of Asphalt Mixes, Report No. AP-T03/00”*, AUSTROADS Inc., Sydney, Australia.

Armour, D.H.J., 1998, *“Bituminous Materials”*, In Jackson, N and Dhir, R.K. (Eds.), *Civil Engineering Materials 4th Edition*, Macmillan Education Ltd, London, UK.

ARRB Transport Research, 1998, *“Design of SMA Mixes – Contract Report RC 7005B”*, ARRB Transport Research Ltd, Vermont South, Australia.

AS 2891.2.2, 1995, *“Methods of Sampling and Testing Asphalt – Method 2.2: Compaction of Asphalt Test Specimens Using a Gyratory Compactor”*, Standards Australia, Homebush, Australia.

AS/NZS 2891.3.1, 1997, *“Methods of Sampling and Testing Asphalt – Method 3.1: Bitumen Content and Aggregate Grading – Reflux Methods,”* Standards Australia, Homebush, Australia.

AS/NZS 2891.1.13.1, 1995, *“Methods of Sampling and Testing Asphalt – Method 13.1: Determination of the Resilient Modulus of Asphalt – Indirect Tensile Method”*, Standards Australia, Homebush, Australia.

AUSTROADS, 1992b, Part 4: Guidelines for the Selection of Polymer Modified Binders & Specification for Polymer Modified Binders and Methods for Sampling and Testing, *“Proceedings of the Surfacing Workshop, 16th ARRB Conference, Perth, Western Australia, APRG Report No. 7”*, ARRB Transport Research Ltd, Vermont South, Victoria.

AUSTROADS AST 03, 1999, *“Fatigue Life of Compacted Bituminous Mixes Subject to Repeated Flexural Bending”*, Austroads Incorporated, Sydney, Australia.



Baburamani, P., 1998, Laboratory Fatigue Performance of Asphalt Mixes – A Preliminary Evaluation, *“Proceeding Conference, ‘Focusing on Performance’*, 1998, Australian Asphalt Pavement Association Pavements Industry Conference, Surfers Paradise, Australia, Session 4.

Baburamani, P., 1999, *“Asphalt Fatigue Life Prediction Models – A Literature Review, Research Report ARR 334”*, ARRB Transport Research Ltd, Vermont South, Victoria.

Baig, M.G. and Wahhab, H.I.A., 1998, Mechanistic Evaluation of Hedmanite and Lime Modified Asphalt Concrete Mixtures, *“Journal of Materials in Civil Engineering”*, Vol. 10, No. 3, pp153 to 160.

Barksdale, R.D., Alba, J., Khosla, N.P., Kim, R., Lambe, P.C. and Rahman, M.S., 1997, *“Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design – Final Report Prepared for National Cooperative Highway Research Program”*, Transportation Research Board, National Research Council, USA. NCHRP Web Document 14.

Bastow R, Webb M, Roy M, Mitchell J, 2005 – *“An Investigation of the Skid Resistance of Stone Mastic Asphalt layed on a Rural English Country Road Network.”* – International Surface Friction Conference – Roads and Runways. Christchurch, NZ. Bonnaure, F.P., Gravios, A. and Udron, J., 1980, A New Method for Predicting the Fatigue Life of Bituminous Mixes, *“Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists”*, Vol. 48, pp. 499-529.

Brown, E., Ray, Kandhal, P.S. “Ken”, Lee, Dah Yinn & Lee, K., Wayne, 1996, Significance of Tests for Highway Materials, *“Journal of Materials in Civil Engineering”*, Volume 8, Number 1, pp 26-40.

Bullen, F., Jones, A., and Jones, E., 1996, The Use of the Trapezoidal Fatigue Tester in the Evaluation of Asphalt Materials, *“Proceedings Roads 96, Combined 18th ARRB Claxton, M., Lesage, J., Planque, L., and Green, P., 1996, The Use of Binder Rheological Properties to Predict the Performance of Asphalt Mixes, “Proceedings Roads 96,*



Combined 18th ARRB Transport Research Conference/Transit NZ Land Transport Symposium, Christchurch, N.Z., 2-6 September, Vol, pp. 311 to 326.

Clark, Robert G.: Proc. Assoc. Asphalt Paving Technol., vol. 19, 1950.

Di Benedetto, H. and de La Roche, C., 1998, *“State of the Art on Stiffness Modulus and Fatigue of Bituminous Mixtures”*, In: Francken, L. (ed.) Bituminous Binders and Mixes, RILEM Report 17, E & FN Spon, London, UK, pp. 137 to 180.

DMR (Qld), *“Standard Specifications Roads, Polymer Modified Binder, MRS11.18”*, 12/99 Edition, Queensland Department of Main Roads.

DMR (Qld), *“Standard Specifications Roads, Dense Graded Asphalt Pavements, MRS11.30”*, 12/99 Edition, Queensland Department of Main Roads.

DMR (Qld), *“Standard Specifications Roads, Stone Mastic Asphalt Surfacing, MRS11.33”*, Interim 5-97 Edition, Queensland Department of Main Roads.

DMR (Qld), *“Standard Specifications Roads, Stone Mastic Asphalt Surfacing, MRS11.33”*, 12/99 Edition, Queensland Department of Main Roads.

DMR (Qld), *“Standard Specifications Roads, Open Graded Asphalt Surfacing, MRS11.34”*, 12/99 Edition, Queensland Department of Main Roads.

DMR (Qld), *“Standard Specifications Roads, Fine Gap Graded Asphalt Pavements, MRS11.36”*, 12/99 Edition, Queensland Department of Main Roads.

DMR (Qld), 1996, *“Pacific Highway Upgrade – Industry Briefing, 3 April 1996- Pavement Type”*, Queensland Department of Main Roads, Nerang, Queensland.

DMR (Qld), 1998a, *“Materials Testing Manual (As amended to December 1998)”*, Queensland Department of Main Roads.



DMR (Qld), 2001a, "*Stone Mastic Asphalt – Project R99241-003T*", Draft Report January 2001, Queensland Department of Main Roads, Brisbane, Queensland.

Druschner L, 2005, "*The German origin of SMA*" – Australian Asphalt and Pavements Association, Surfers Paradise, Australia.

EAPA, 1998, "*Heavy Duty Surfaces: The Arguments for SMA*", European Asphalt Pavement Association, Breukelen, The Netherlands.

Hank, R. J., y Marshall Brown: "Aggregate Relation Studies of Seal Coats", Proc. Assoc. Asphalt Paving Technol., vol. 18, 1949.

IMT, "Análisis comparativo de los métodos de Marshall y Superpave para compactación de mezclas asfálticas", Publicación Técnica No 271, Sanfandila, Qro, 2005.

J. Rogers Martin Y Hugh A. Wallace, "Pavimentos asfálticos, Proyecto y Construcción", segunda edición, 1963.

Kandhal, P.S., Lynn, C.A. and Parker, F., 1998, Characterization Tests for Mineral Filler Related to Performance of Asphalt Paving Mixtures, "*Transportation Research Record No. 1638.*"

Kandal, P.S., Parker. F. and Mallick, R.B., 1997, "*Aggregate Tests for Hot Mix Asphalt: State of the Practice*", NCAT Report No. 97-6, National Center for Asphalt Technology, Auburn University, Alabama, USA.

Lowe, R., 2000, "*Project Progress Report – Stone Mastic Investigation (SM10)*", Internal Report dated 1st August 2000, Queensland Department of Main Roads, Brisbane, Australia.

Luminari, M., and Fidato, A., 1998, "*State of the Art Report on Mix Design and Inventory of Mix Design Methods*", In: Frachen, L., (ed.) Bituminous Binders and Mixes, RILEM Report 17, E and FN Spon, London, U.K. pp 69-101 and 249-314.



Maccarrone, S., Ky, A.V., and Gnanseelan, G.P., 1997a, Permanent Deformation and Fatigue Properties of Polymer Modified Asphalt Mixes, *“Proceedings – Eighth International Conference on Asphalt Pavements”*, August 10-14, Seattle, Washington, USA.

Maccarrone, S., Rebbechi, J., Ky, A., 1997b, Evaluation of Stone Mastic Asphalt Performance, *“Our Flexible Future – Pavements for the 21st Century, Proceedings 10th AAPA International Flexible Pavements Conference”*, November 16-20, Perth, WA, Paper No. 5.

Martin, J. Rogers: “Simplified Curing Index Determinations for RC-2 Cutbacks”, Oklahoma A&M Exp. Sta. Bull. 72, may 1949.

NAASRA, 1984a, *“Bituminous Surfacing, Volume 2, Asphalt Work, CMPC-8”*, national Association of State Roads Authorities, Sydney, Australia.

NAASRA, 1984b, *“Funding the Future: Australian Roads – The Major Findings of the NAASRA Roads Study, 1984”*, National Association of State Road Authorities, Sydney, Australia.

NCAT, 1998a, *“Designing Stone Matrix Asphalt Mixtures, Volume 1- Literature Review, Final Report”*, National Center for Asphalt Technology, Auburn University, Alabama, USA.

NCAT, 1998b, *“Designing Stone Matrix Asphalt Mixtures, Volume III – Summary of Research Results, Final Report”*, National Center for Asphalt Technology, Auburn University, Alabama, USA.

NCAT, 1998c, *“Designing Stone Matrix Asphalt Mixtures, Volume IV – Mixture design Method, Construction Guidelines, And Quality Control Procedures, Final Report”*, national Center for Asphalt Technology, Auburn University, Alabama, USA.

Nicholls J.C., 1998b, *“Roads Trials of Stone Mastic Asphalt and Other Thin Surfacing, TRL Report 314”*, Transport Research Laboratory, Crowthorne, UK.



Nicholls JC, Carswell IG, “*The Behaviour of Asphalt in Adverse Hot Weather Conditions*”, - TRL Report 494, U.K.

Oliver, J.W.H., 1999, “*Summary Report on Project NT&E 9804: New Australia/NZ Asphalt Mix Design Procedure, Contract Report RC7092D*”, ARRB Transport Research Ltd, Vermont South, Victoria.

Oliver, J.W.H., 2000, “*Implementation of the New Australian Asphalt Mix Design Procedure: Summary Report 1999/2000, Research Report No. ARR 338*”, ARRB Transport Research Ltd, Vermont South, Victoria.

Oliver, J.W.H, 2001, “*Modification of APRG 18 Procedures to Improve Deformation Resistance: Analysis of Victorian Dada, T&EPN 018, Contract Report RC2010-B Draft*”, ARRB Transport Research Ltd, Vermont South, Victoria.

Parry, M., Starr, J., Zia, Y. and Copley, S., 1998, Performance Advantages of Polymer Modified Bitumen's (PMBs) with Particular Reference to Sealing Binders, “*Proceedings of the 9th Road Engineering Association of Asia and Australasia Conference (REAAA)*”, Wellington, New Zealand, May 3-8, pp 377-383.

Patane J, Bryant P, & Vos R, 2005, “*Development and Performance of New Stone Mastic Asphalt Specification*” – Road System and Engineering Technology Forum, Brisbane.

PrEN 13108-5, 2000, “*Bituminous Mixtures – Materials Specification – Part 5: Stone Mastic Asphalt*”, Provisional European Standard.

Read, J.M. and Brown, S.F., 1996, Practical Evaluation of Fatigue Strength for Bituminous Paving Mixtures, “*Eurasphalt & Eurobitume Congress*”, Strasbourg, France.

Roberts, F.L., Kandhal, P.S., Brown, E.R., Lee, Dah-Yinn, Kennedy, T.W., 1996, “*Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction, 2nd Edition*”, NAPA Research and Education Foundation, Lanham, Maryland, USA.



Said, S.F., 1988, "*Characteristics of Asphalt Concrete Mixtures, Report No. 583A*", Swedish Road and Traffic Research Institute, Sweden.

Said, S.F., 1996, Fatigue and Stiffness Properties of Roadbase Layer Using Indirect Tensile Test, "*Eurasphalt & Eurobitume Congress*", Strasbourg, France.

Shell, 1978, Standard Method of Test for Determining the Fatigue Life of Compacted Bituminous Mixtures Subjected to Repeated Flexural Bending:M-009, in Harrington, E.T., Leahy, R.B., and Youtcheff, J.S. (Eds.), "*The SUPERPAVE Mix Design System Manual of Specifications, Test Methods. and Practices, SHRP A 379*", Strategic Highway Research Program, Washington, D.C.

Srivastava, A., Hopman, P.C. and Molenaar, A.A.A., 1992, SBS Polymer Modified Asphalt Binder and its Implications on Overlay Design, In: Wardlaw, K.R. and Shuler, S. (Eds), "*Polymer Modified Asphalt Binders, ASTM STP 1108*", American Society for Testing and Materials, Philadelphia, U.S.A., pp 309-329.

Stephenson G, Bullen F, 2002, "*The design, creep and fatigue performance of Stone Mastic Asphalt*" – International Society for Asphalt Pavements, Copenhagen, Denmark.
Troutbeck R & Kennedy C, 2005 "*Review of the use of Stone Mastic Asphalt (SMA) Surfacing by the Queensland Department of Roads*". QDMR, Australia.

Stroup-Gardiner, M., Newcomb, D.E., Anderson, H. and Epps, J.A., 1988, Influence of Lime on the Fines Content of Asphalt Concrete Mixtures, In: Brown, E.R. (ed), "*New Pavement Materials*", American Society of Civil Engineers, New York, USA.

Thurston, R.R., y Knowles, C.C.: "Asphalt Constituents: Oxidation at Service Temperatures", Ind. Eng. Chem., vol. 33, núm. 3, 1941.

Traxler, R. N., y Schweyer, H.e.: "Increase in Viscosity of Asphalts with Time", ASTM Proc., 1936.



Vonk, W.C. and Valkering, C.P., 1996, Extension of the Service Temperature Range of Road Binders with SBS Thermoplastic Elastomers, "*Proceeding Roads 96, Combined 18th ARRB Transport Research Conference/Transit NZ Land Transport Symposium*", Christchurch, New Zealand, 2-6 September, Vol. 2, pp. 267 to 277.

Wonson, K and Bethune, J., 2000, A Decade of Advances in Australian Asphalt Technology, "*First International Conference 'World of Asphalt Pavements'*", Sydney Australia, Session 12, Paper 1. Published on CD-Rom.

Woodside, A.R., Woodward, W.D.H., and Akbulut, H., 1998, Stone Mastic Asphalt – Assessing the Effect of Cellulose Fibre Additives, "*Proceedings of The Institution of Civil Engineers, Municipal Engineering*", Vol. 127 No. 3. pp103-108.