



UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO
Una de héroes, cruz de pioneros

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**TESIS:
ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE MEZCLAS
ASFÁLTICAS CON RAP ELABORADAS EN FRÍO**

**TESIS PROFESIONAL QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
MAESTRO EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE EN LA
RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES**

PRESENTA:

ING. JOSÉ RAFAEL BERNAL PADILLA

ASESOR:

DR. JORGE ALARCÓN IBARRA

COASESOR:

M.I. JOSÉ DE JESUS ESPINOSA ARREOLA



MORELIA, MICH.

FEBRERO, 2018



UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO
Luna de héroes, cruz de purificadores

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

**ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE MEZCLAS
ASFÁLTICAS CON RAP ELABORADAS EN FRÍO**

TESIS PROFESIONAL QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**MAESTRO EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE EN LA
RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES**

PRESENTA:

ING. JOSÉ RAFAEL BERNAL PADILLA

ASESOR:

DR. JORGE ALARCÓN IBARRA

COASESOR:

M.I. JOSÉ DE JESUS ESPINOSA ARREOLA



MORELIA, MICH.

FEBRERO, 2018

*La determinación es el punto inicial
de todo logro*

W. Clement Ston

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	i
RESUMEN	ii
ABSTRAC	iii
OBJETIVOS	iv
Objetivo General	iv
Objetivos Específicos	iv
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1	5
PAVIMENTOS FLEXIBLES	5
1.1 Tipos de Pavimentos.....	6
1.2 Método AASHTO para Pavimentos Flexibles	7
1.3 Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM.....	8
1.4 Causas y Evolución de las Fallas en los Pavimentos	9
1.5 Clasificación de las Fallas en los Pavimentos Flexibles	18
1.6 Desarrollo de Técnicas para la Construcción y Rehabilitación de las Carreteras.....	20
CAPÍTULO 2	21
MEZCLAS ASFÁLTICAS	21
2.1 Antecedentes	22
2.2 Clasificación las de Mezclas Asfálticas	22
2.3 Mezcla Asfáltica en Caliente.....	23
2.4 Mezcla Asfáltica en Frío	23
2.5 Tipos de Mezclas Asfálticas	46
2.6 Diseño de Mezclas Asfálticas	56
2.7 Pruebas de Desempeño de las Mezclas Asfálticas	64
CAPÍTULO 3	92
RECICLADO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS	92
3.1 Objetivo del Reciclado.....	93
3.2 Antecedentes del Reciclado de Mezclas Asfálticas	94

3.3 Tipos de Reciclado de Mezclas Asfálticas.....	95
3.4 Beneficios del Reciclado en Frío.....	98
3.5 Procedimientos para Recuperar un Pavimento.....	99
3.6 Experiencias del Reciclado a Nivel Mundial	102
CAPÍTULO 4	104
PRUEBAS EXPERIMENTALES Y RESULTADOS	104
4.1 Caracterización de los Agregados Pétreos	105
4.2 Evaluación de las emulsiones.....	107
4.3 Prediseños	108
4.4 Prueba de Tensión Indirecta (TSR)	110
4.5 Raveling.....	120
4.6 Módulo Dinámico	122
4.7 Energía de Fractura.....	126
CONCLUSIONES	136
Conclusiones.....	136
Futuras Lineas de Investigación	139
BIBLIOGRAFÍA	140
ANEXO	142
Reporte Fotográfico de las Muestras Evaluadas en la Prueba de Energía de Fractura ..	142

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Inicio y desarrollo de las grietas ocasionadas por fatiga. (Fuente: SCT, 2014)	10
Figura 2 Deformación permanente en el pavimento flexible y en la capa sub rasante. (Fuente: SCT, 2014)	11
Figura 3 Ingreso y contacto del agua con el pavimento. (Fuente: SCT, 2014)	12
Figura 4 Clasificación por temperatura de las mezclas asfálticas. (Fuente: QuimiKao, 2014)	23
Figura 5 Diagrama esquemático de una emulsión. Fuente: Rogelio Rodríguez Talavera, 2001 ...	27
Figura 6 Representación esquemática de una emulsión aniónica y de una catiónica. Fuente: Rogelio Rodríguez Talavera, 2001	34
Figura 7 Ruptura de una Emulsión Asfáltica sobre un Material Pétreo. Fuente: Rogelio Rodríguez Talavera, 2001	37
Figura 8 Curvas granulométricas típicas de una mezcla SMA y una de granulometría densa. Fuente: SCT	47
Figura 9 Detalles de la aplicación de la membrana asfáltica y la mezcla CASAA. (Fuente: SCT, 2014)	49
Figura 10 La mezcla “drenante” reduce el agua proyectada y pulverizada por el paso de los vehículos. Fuente: Prsentación por Arkansas Asphalt Pavement Association, 2006	50
Figura 11 Esquema del Proceso (riego de sello sincronizado con fibra). Fuente SCT	53
Figura 12 Detalle de la aplicación de liga-fibra-liga. (Fuente: SCT, 2014)	54
Figura 13 Aspecto del Slurry Seal. (Fuente: SCT, 2014)	55
Figura 14 Camión Extendedor. (Fuente: SCT, 2014)	56
Figura 15. Criterio de Selección de ensayos para la evaluación del diseño de mezclas asfálticas. Fuente: Protocolo AMAAC-PA-MA-01-2013	60
Figura 16 Granulometría para mezclas con tamaño nominal 19 mm (3/4”). Fuente: Protocolo AMAAC-PA-MA-01-2013	62
Figura 17 Esquema General de los Puntos de Medición. Fuente:IMT	72
Figura 18 Forma esquemática de la obtención de la energía de fractura (Fuente: Oller, 2001) ..	81
Figura 19 Esquema del movimiento entre planos atómicos (Fuente: Oller, 2001)	81
Figura 20. Curva Carga - Desplazamiento. (Fuente: Vidal, 2011)	82
Figura 21. Dimensiones del espécimen DC (T). Fuente: Kim et al., 2009; Wagoner et al., 2005b... 84	
Figura 22. Especimen DC (T) colocado en el dispositivo de prueba	85
Figura 23. Montaje y esquema del ensayo SCB. Fuente: Huang et al., 2004	86

Figura 24. Campo tensional ensayo SCB modelado mediante comportamiento elástico lineal. (a) Tensiones de tracción - (b) Tensiones de compresión - (c) Daño por tensiones de compresión. Fuente: Molenaar et al., 2002	86
Figura 25. Montaje, esquema y curva carga – desplazamiento del ensayo BTB. Fuente: Pérez et al., 2005a	87
Figura 26. Curvas fuerza - desplazamiento (BTB) para evaluar la tenacidad del ligante B 60/70 a diferentes temperaturas de ensayo. Fuente: Hernández, 2009	88
Figura 27. Montaje del ensayo CTD y superficie de fractura de probeta ensayada. Fuente: Laboratorio de Caminos, UPC	89
Figura 28. Montaje del ensayo DBDT (a) y la probeta una vez realizado el ensayo (b). Fuente: Koh et al., 2009	90
Figura 29. Geometrías, Ventajas y Limitaciones de los diferentes ensayos para evaluar Energía de Fractura (Fuente: Vidal, 2011)	91
Figura 30. Desprendimiento de agregado (bache)	100
Figura 31. Propuestas Granulométricas de Diseño	106
Figura 32. Granulometrías del Agregado Pétreo de las Mezclas Asfálticas (Incineración).....	107
Figura 33. Muestras de Prediseños	108
Figura 34. Equipo CoreLok, Muestra Gmb (izquierda) y Muestra Gmm (derecha).....	111
Figura 35. Variación en el %VA respecto al 60% de Humedad Perdida.....	114
Figura 36. Variación en el %VA respecto al 70% de Humedad Perdida.....	115
Figura 37. Esfuerzos en condición seca con 60% de Humedad Perdida	116
Figura 38. Esfuerzos en condición húmeda con 60% de Humedad Perdida.....	116
Figura 39. Esfuerzos en condición seca con 70% de Humedad Perdida	117
Figura 40. Esfuerzos en condición húmeda con 70% de Humedad Perdida.....	118
Figura 41. TSR con 60% de Humedad Perdida	119
Figura 42. TSR con 70% de Humedad Perdida	119
Figura 43. Raveling (textura fina con proceso de curado).....	120
Figura 44. Raveling (textura fina sin proceso de curado).....	121
Figura 45. Raveling (textura gruesa con proceso de curado).....	121
Figura46. Raveling (textura gruesa sin proceso de curado).....	122
Figura 47 y 48. Espécimen colocado en dispositivo para su evaluación, Máquina para evaluación de Módulo Dinámico.	122

Figura 49. Gráfica de Contenidos Óptimos Teóricos.....	123
Figura 50. Gráfica de Resultados de Módulo Dinámico (20°C - 10Hz).....	124
Figura 51. Gráfica de Resultados de Ángulo de Fase (20°C - 10 Hz)	124
Figura 52. Gráfica de Incremento del Módulo Dinámico (20°C - 10 Hz)	125
Figura 53. Gráfica de Incremento del Módulo Dinámico considerando la medición inicial y final (20°C - 10 Hz)	125
Figura 54. Gráfica de CUPS del Módulo Dinámico (20°C - 10 Hz)	126
Figura 55. Curva Carga - Desplazamiento (-10°C).....	127
Figura 56. Curva Carga - Desplazamiento (0°C)	127
Figura 57. Curva Carga - Desplazamiento (10°C)	128
Figura 58. Área bajo la Curva Carga - Desplazamiento	128
Figura 59. Carga Máxima	129
Figura 60. Desplazamiento a Carga Máxima.....	129
Figura 61. Resistencia a Tracción	130
Figura 62. Desplazamiento de Rotura.....	131
Figura 63. Índice de Rigidez a Tracción	132
Figura 64. Desplazamiento al 50% Fmax postpico	132
Figura 65. Energía disipada por unidad de superficie (Energía de Fractura)	133
Figura 66. Índice de Energía	134
Figura 67. Índice de Tenacidad	135

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Diferentes tipos de suspensiones.....	27
Tabla 2.2. Clasificación de las Emulsiones Asfálticas (Fuente: SCT).....	29
Tabla 2.3. Requisitos de Calidad para Emulsiones Asfálticas Aniónicas (Fuente:SCT)	37
Tabla 2.4. Requisitos de Calidad para Emulsiones Asfálticas Catiónicas (Fuente: SCT)	38
Tabla 2.5. Requisitos de granulometría del material pétreo para mezclas asfálticas de granulometría densa. Fuente: SCT, N-CMT-4-04/02.....	58
Tabla 2.6. Requisitos de calidad para mezclas asfálticas de granulometría densa (Marshall). Fuente: SCT, N-CMT-4-05-003-02 ΣL = Número de ejes equivalentes de 8.2 t (ESAL), esperado durante la vida útil del pavimento.....	59
Tabla 2.7. Vacíos en el agregado mineral (VAM) para mezclas asfálticas de granulometría densa. Fuente: SCT, N-CMT-4-05-003-02.....	59
Tabla 2.8. Designación del tipo de mezcla en función del tamaño nominal (AMAAC). Fuente: Protocolo AMAAC-PA-MA-01-2013	60
Tabla 2.9. Requisitos de granulometría del material pétreo para mezclas densas. Fuente: Protocolo AMAAC-PA-MA-01-2013	61
Tabla 2.10. Definición de mezclas de granulometría densa (gruesa y fina). Fuente: Protocolo AMAAC-PA-MA-01-2013	62
Tabla 2.11. Características de las mezclas de granulometría densa, gruesa y fina. Fuente: Protocolo AMAAC-PA-MA-01-2013	63
Tabla 2.12. Requisitos de calidad de la fracción gruesa del material pétreo para mezclas de granulometría densa. Fuente: Protocolo AMAAC-PA-MA-01-2013	63
Tabla 2.13. Requisitos de calidad de la fracción fina del material pétreo para mezclas de granulometría densa. Fuente: Protocolo AMAAC-PA-MA-01-2013	63
Tabla 2.14. Rangos de viscosidades para seleccionar las temperaturas de mezclado y compactación entre el agregado pétreo y cemento asiático. convencional. Fuente: Protocolo AMAAC-PA-MA-01-2013	64
Tabla 2.15. Niveles de diseño en función del número de ejes equivalentes de 8.2 t y el tipo de carretera. Fuente: Protocolo AMAAC PA-MA-01-2013	65
Tabla 2.16 Exactitud y Resolución del Sistema de Medición (Fuente:IMT).....	71
Tabla 2.17 Requerimientos del Sistema de Medición de Deformación (Fuente:IMT).....	71
Tabla 2.18 Exactitud estimada con el número de especímenes (Fuente:IMT)	74
Tabla 2.19. Tiempos de equilibrio recomendados (Fuente: AASHTO TP 62-07, 2011)	75
Tabla 2.20 Niveles de esfuerzo dinámico típicos. Fuente: AASHTO TP 62-07, 2011	76
Tabla 2.21. Número de ciclos para la secuencia de ensayo. Fuente: AASHTO TP 62-07, 2011...76	76

Tabla 3.1. Procedimientos de Evaluación de Materiales – Reciclado en Frío y Recuperación Full - Depth	101
Tabla 4.1. Caracterización de los Agregados Pétreos	105
Tabla 4.2. Resultados de Evaluación de la Emulsión	107
Tabla 4.3. Dosificación Prediseños (0% RAP)	109
Tabla 4.4. Dosificación Prediseños (30% RAP)	109
Tabla 4.5. Dosificación Prediseños (50% RAP)	109
Tabla 4.6. Dosificación Prediseños (100% RAP)	110
Tabla 4.7. Determinación de la Gravedad Máxima de la Mezcla Gmm (0% RAP)	112
Tabla 4.8. Determinación de la Gravedad Máxima de la Mezcla Gmm (30% RAP)	112
Tabla 4.9. Determinación de la Gravedad Máxima de la Mezcla Gmm (50% RAP)	113
Tabla 4.10. Determinación de la Gravedad Máxima de la Mezcla Gmm (100% RAP)	113
Tabla 4.11. Variación en el %Va Respecto al 60% de Humedad Perdida	114
Tabla 4.12. Variación en el %Va Respecto al 70% de Humedad Perdida	114
Tabla 4.13. Esfuerzos en Condición Seca con 60% de Humedad Perdida	115
Tabla 4.14. Esfuerzos en Condición Húmeda con 60% de Humedad Perdida	116
Tabla 4.15. Esfuerzos en Condición Seca con 70% de Humedad Perdida	117
Tabla 4.16. Esfuerzos en Condición Húmeda con 70% de Humedad Perdida	117
Tabla 4.17. TSR con 60% de Humedad Perdida	118
Tabla 4.18. TSR con 70% de Humedad Perdida	119

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 2.1	Área específica de una partícula	33
Ecuación 2.2	Viscosidad de la emulsiones.	40
Ecuación 2.3	Velocidad de sedimentación.	41
Ecuación 2.4	Volumen de vacíos de aire.	66
Ecuación 2.5	Esfuerzo a tensión indirecta.	67
Ecuación 2.6	Porcentaje de tensión indirecta (TSR).	67
Ecuación 2.7	Error estándar de la carga.	70
Ecuación 2.8	Esfuerzo promedio.	77
Ecuación 2.9	Esfuerzo central en el punto i en el arreglo de datos.	77
Ecuación 2.10	Magnitud del coeficiente de esfuerzo de desplazamiento.	78
Ecuación 2.11	Magnitud del coeficiente de esfuerzo en fase.	78
Ecuación 2.12	Magnitud del coeficiente de esfuerzo fuera de fase.	78
Ecuación 2.13	Magnitud del esfuerzo.	78
Ecuación 2.14	Ángulo de fase.	78
Ecuación 2.15	Esfuerzo central estimado en el punto i.	79
Ecuación 2.16	Desviación estándar para el esfuerzo aplicado.	79
Ecuación 2.17	Deformación promedio para el transductor j.	79
Ecuación 2.18	Deformación central y corregida para el transductor j en el punto i en el arreglo de datos.	80
Ecuación 2.19	Energía de fractura.	81
Ecuación 2.20	Trabajo de fractura.	82
Ecuación 2.21	Energía de fractura.	82
Ecuación 4.1	Resistencia a tracción.	130
Ecuación 4.2	Índice de rigidez a tracción.	131
Ecuación 4.3	Trabajo realizado en el proceso de figuración.	133
Ecuación 4.4	Energía disipada por unidad de superficie en el proceso de figuración.	133
Ecuación 4.5	Índice de energía.	134
Ecuación 4.6	Índice de tenacidad.	135

AGRADECIMIENTOS

A Dios por permitirme alcanzar los objetivos logrados hasta el momento.

A mis padres, gracias infinitamente por todo el apoyo, motivaciones y consejos, por darme la oportunidad de crecer personal y académicamente, este trabajo es para ustedes.

A mis hermanas, por su confianza e impulso que me han brindado siempre.

A mi tío José Luis, a mis tías Laura, Paola, Martha y Cruz, por su cariño, ejemplo y consejos.

A mi asesor el Dr. Jorge Alarcón Ibarra, por el apoyo y guía para la realización de este proyecto, pero sobre todo gracias por la amistad brindada.

A mi co asesor y amigo el M.I José de Jesus Espinosa Arreola, por sus consejos, apoyo y confianza.

A la M.A Rosita Martínez, por brindarme la oportunidad de participar en este proyecto de investigación.

A la empresa SemMaterials México, por proporcionarme todo el apoyo necesario con su personal y equipos para el desarrollo de las pruebas experimentales.

A mis amigos Carlos Reyes, Noé, Jonathan e Israel que me brindan su amistad, consejos y regaños.

RESUMEN

A lo largo de este trabajo de investigación se podrá observar una recopilación de antecedentes históricos, estadísticas y una serie de estudios realizados al material producto del fresado de una carpeta asfáltica (RAP), así como las evaluaciones realizadas a las emulsiones asfálticas utilizadas, con lo que se pretende demostrar los grandes y múltiples beneficios que conlleva la implementación de mezclas asfálticas recicladas en frío en las carreteras mexicanas.

Los resultados obtenidos en este trabajo se basaron en pruebas experimentales tanto al material RAP (Reclaimed Asphalt Pavement), como a los materiales de aportación como son, la emulsión asfáltica y el agregado pétreo, se podrá ver que el desempeño de la mezcla asfáltica con un porcentaje de RAP incluido, cumple con las características de calidad, durabilidad y serviciabilidad que ofrece una mezcla convencional, con lo cual se comprueba que este procedimiento es altamente beneficioso, ya que nos permite aumentar el aprovechamiento de los recursos económicos y naturales.

El diseño de las pastillas de prueba de las mezclas asfálticas se realizó bajo la metodología de diseño Protocolo AMAAC para Mezclas en Frío, ya que actualmente en México esta es la metodología que nos permite evaluar el desempeño de mezclas asfálticas de una manera más rigurosa, lo cual conlleva a un control de calidad deseado.

A lo largo de este proyecto de investigación se podrá observar cada una de las pruebas realizadas a los materiales antes mencionados y al final se podrán analizar los resultados obtenidos en todas y cada una de las pruebas realizadas a las mezclas recicladas fabricadas en frío.

Toda la parte experimental que comprende este proyecto de investigación fue realizada en las instalaciones de la empresa SemMaterials México.

Palabras Clave:

Mezclas Asfálticas en Frío, Emulsiones Asfálticas, RAP, Protocolo AMAAC.

ABSTRAC

Throughout this research we will be able to observe a compilation of historical antecedents, statistics and a series of studies realized to the material product of the milling of an asphalt folder (RAP), as well as the evaluations made to the used asphalt emulsions, with which is intended to demonstrate the great and multiple benefits of the implementation of cold recycled asphalt mixtures on Mexican roads.

The results obtained in this work were based on experimental tests both the RAP (Reclaimed Asphalt Pavement) material, as well as the contribution materials such as the asphalt emulsion and the stone aggregate, it will be seen that the performance of the asphalt mixture with a percentage of RAP included, meets the characteristics of quality, durability and serviceability offered by a conventional mix, which proves that this procedure is highly beneficial, as it allows us to increase the use of economic and natural resources.

The design of test pads for the asphalt mixtures was carried out under the AMAAC Protocol design methodology, since currently in Mexico this is the methodology that allows us to evaluate the performance of asphalt mixtures in a more rigorous way, which leads to a quality control.

Throughout this research project you will be able to observe each of the tests carried out on the aforementioned materials and at the end you will be able to analyze the results obtained in each and every one of the tests carried out on the recycled mixtures manufactured in cold.

All the experimental part that includes this research project was realized in the facilities of the company SemMaterials Mexico.

Keywords:

Cold Asphalt Mixtures, Asphalt Emulsions, RAP, Protocol AMAAC.

OBJETIVOS

Objetivo General

Evaluar y comparar la resistencia de las mezclas asfálticas elaboradas con emulsión asfáltica con respecto a las mezclas con inclusión de RAP, siguiendo la metodología de diseño de mezclas en Frío del Protocolo AMAAC.

Objetivos Específicos

- Establecer las modificaciones a la metodología de diseño requerido debido a la inclusión de RAP.
- Evaluar el efecto del RAP en la rigidez de la mezcla a diferentes tiempos y temperaturas de curado en módulo Dinámico.
- Medir la susceptibilidad al desgranamiento.
- Establecer las posibles ventajas de las mezclas asfálticas en frío con y sin RAP en la resistencia al agrietamiento.

INTRODUCCIÓN

Las carreteras en todos los países juegan un papel de importancia incalculable y para México no es la excepción, debido a que por ellas se mueven cantidades importantes tanto de mercancías como de pasajeros y de esas situaciones se deriva un flujo comercial que permite el desarrollo de las economías.

Las carreteras representan una infraestructura de ingeniería civil que nos permite desplazarnos de un lugar a otro con la ayuda de vehículos, cuyos servicios primordiales son el brindar seguridad, confort y rapidez.

Los caminos a lo largo de su historia, han tenido muchos cambios con el fin de lograr los objetivos esenciales antes mencionados, debido primordialmente a una mayor demanda de usuarios a estas obras ingenieriles ocasionados por una explosión demográfica y un desarrollo económico necesario para lograr satisfacer las necesidades primordiales de la sociedad.

Los caminos se pueden clasificar de acuerdo a su transitabilidad, a su administración y a la clasificación técnica oficial.

Es generalmente reconocido que no podrá darse un desarrollo económico sostenido ni equilibrado si no se cuenta con la infraestructura adecuada, incluyendo en ésta las redes carreteras, ferroviarias, urbanas, de puertos y aeropuertos. (Aquino, 2015)

Los sistemas de transportes de un país influyen significativamente en el desarrollo y crecimiento anual de la economía, ya que la eficiencia de operación de ellos puede abatir considerablemente los gastos que personas y mercancías tienen por concepto de transportarse de un sitio a otro. Hay países que han desarrollado más un modo de transporte que otro en términos de la infraestructura, en México las carreteras constituyen el modo de transporte del cual depende más el desarrollo y crecimiento económico del país. Contar con un buen sistema carretero en el país permitirá que la competitividad sea mayor.

Como es conocido, debido al uso de la infraestructura del transporte, éstas sufren desgastes o deterioros graduales e inevitables, que al final de un periodo de tiempo acabarán con su vida útil. Esto lleva a mantenimientos preventivos o periódicos para conservarlas en buenas condiciones y alargar su periodo de vida, obteniéndose menores costos de operación, menores impactos negativos en el medio ambiente y mayor rendimiento a la inversión que se hace en estos rubros.

El pavimento de una carretera está sujeto a la acción continua de cargas vehiculares y de las condiciones meteorológicas. Tomando en cuenta estos dos factores, junto al envejecimiento natural de los materiales, hacen que el pavimento sufra un proceso de deterioro. Este envejecimiento y deterioro provocan que el pavimento tenga una

disminución paulatina de sus niveles de seguridad y confort del tráfico, que al sobre pasar ciertos valores se hace necesaria una operación de conservación.

La conservación de la red carretera es en la actualidad un aspecto de gran importancia debido a los recursos que en ella se movilizan. El presupuesto necesario para el mantenimiento, así como los problemas ambientales que de él se derivan, justifican la búsqueda de técnicas alternativas que permitan reducir costos y sean respetuosas con el medio ambiente. En este contexto, el reciclado de carpetas asfálticas, como medio de racionalizar el uso de los recursos, toma un renovado protagonismo y se convierte en una necesidad.

La creciente sensibilización social acerca de la importancia y necesidad de preservar el medio ambiente ha hecho que la legislación sea hoy mucho más proteccionista que en el pasado, sin embargo, cabe señalar que a pesar de estos avances en las leyes, aún hay mucho por hacer, sobre todo en la ley de obras públicas, así como, darles una mayor motivación e incentivos a los constructores que lleven a cabo acciones como el reciclado de mezclas asfálticas. Dada la rigidización de las leyes, esto dificulta la obtención de materias primas adecuadas, aumentando de esta forma su costo y el de su transporte hasta la obra, ya que casi nunca se producen en el lugar donde se necesitan. De igual forma, es creciente la dificultad para encontrar un lugar adecuado para verter los materiales retirados del pavimento a precio razonable. Este tipo de problemas aumentan en espacios de ámbito urbano.

El desecho de los materiales envejecidos del pavimento, además de provocar problemas relacionados con la adquisición de nuevas materias y con su vertido, resulta contraproducente desde el punto de vista técnico, ya que dicho material producto del fresado, pese a estar envejecido, conserva gran parte de sus cualidades, además de esto, el proceso de fresado y reutilización de la mezcla asfáltica conlleva a un gran ahorro, ya que solo requiere de un 1% a 5.5% de asfalto virgen adicional, mientras que de no incorporar RAP, por sus siglas en inglés Reclaimed Asphalt Pavements (pavimento asfáltico recuperado), se puede llegar a necesitar más del 6% de asfalto, esto para el caso de mezclas recicladas en caliente, ahora bien, para mezclas recicladas fabricadas en frío, el uso de emulsiones oscila entre el 1.5 al 8.5% (considerando un residuo asfáltico del 61%). Dentro de los métodos de reciclado de mezclas asfálticas están las técnicas de: recuperación a profundidad y reciclado en frío. Esta última técnica mencionada presenta beneficios ambientales más significativos respecto al reciclado en caliente, ya que hay un ahorro energético muy importante. Este aspecto, junto con el reducido costo de transporte y la escasa energía necesaria para la producción de un firme reciclado, hacen

que el ahorro energético y económico sean importantes respecto a la construcción convencional de pavimentos asfálticos.

La viabilidad de los proyectos es un aspecto muy importante, en el caso del reciclado de mezclas asfálticas este punto se demostrará que es fehaciente, ya que, mediante la realización de las pruebas a los materiales se puede observar una disminución en el uso de materiales vírgenes de forma sustancial lo que conlleva a un ahorro económico importante sin disminuir el desempeño de las mezclas, llevando a cabo este proceso que en México se podría catalogar como innovador.

La ideología del mexicano como tal sería, quizás, el mayor reto con el que se podría enfrentar esta metodología de diseño, por lo cual se pretende mediante estudios como este, demostrar a las personas del ramo de la industria de la construcción de vías terrestres los múltiples beneficios que brinda el llevar a cabo de forma correcta este proceso constructivo en los pavimentos flexibles.

Actualmente en México todo el RAP, o por lo menos gran parte de este, ha estado siendo desperdiciando de una manera considerable, dentro de los motivos de este hecho, se podrían mencionar una gran cantidad, sin embargo los principales son sin duda alguna, la falta de conocimientos técnicos en el tema y la renuencia al cambio de técnicas de construcción o de diseño de mezclas asfálticas.

Dada esta situación, es de gran importancia la investigación de esta tecnología y poder demostrar los beneficios y la importancia que tiene el llevar a cabo proyectos con mezclas recicladas, con estudios debidamente fundamentados se pretende minimizar los aspectos mencionados en el párrafo anterior.

En el actual contexto mundial, México no puede rezagarse, deberá hacer el mayor esfuerzo del que sea capaz para ocupar el lugar que le corresponde dentro de este nuevo orden económico. Uno de los aspectos prioritarios será el desarrollo de su infraestructura vial, aplicando una equilibrada combinación de recursos humanos, materiales y tecnológicos.

Como podrá observarse, para alcanzar niveles más altos de desarrollo, el país requerirá modernizar y ampliar su infraestructura con objeto de que puedan satisfacerse los requerimientos de alimentos, vivienda, agua, transportes, etcétera; se necesitará inicialmente reconocer lo que existe de esas infraestructuras y valorar lo que se requiera para un futuro a mediano plazo.

En concreto, en el caso de las vías terrestres que constituyen unas de las infraestructuras más importantes de un país, dada su función generadora del crecimiento económico, su participación en la cadena productiva y por ser factor básico en el crecimiento de otras ramas productivas, es importante evaluar lo existente,

analizar las experiencias adquiridas en los últimos tiempos y plantear las necesidades para el corto y mediano plazo, considerando los requerimientos de los nuevos escenarios.

La infraestructura física del transporte de nuestro país en términos generales es la siguiente: la red carretera nacional comprende unos 335 000 kilómetros, de los cuales 110 000, aproximadamente, se encuentran pavimentados, incluyéndose en ellos alrededor de 8 000 kilómetros de autopistas y carreteras de altas especificaciones. En esta red circula una flota de cerca de 15 millones de vehículos automotores.

Debe mencionarse que los pavimentos existentes son principalmente de tipo flexible aunque existen alrededor de 1 000 kilómetros de carretera con pavimento rígido. Por otra parte, aproximadamente 53% de la red tiene más de 30 años y solamente 16% tiene menos de 15 años; 21% soporta tránsitos diarios de más de 5 000 vehículos, y solamente 61% de la red se encuentra en estado físico de regular a bueno. Por esta red se mueven poco más del 80% de la carga y cerca del 99% de pasajeros en el ámbito nacional. (Aquino, 2015).

Ahora bien, el uso de las mezclas asfálticas fabricadas en frío ha tenido una disminución importante en los últimos años, debido principalmente al desempeño mostrado por dichas mezclas. Estudios realizados anteriormente tales como “Análisis de desempeño de mezclas en frío utilizando distintas emulsiones, bajo el protocolo AMAAC” (Ponce, 2016), nos permiten determinar que las mezclas asfálticas fabricadas en frío diseñadas de manera correcta pueden presentar niveles de desempeño satisfactorios, sin embargo presentan comportamientos que se pueden mejorar, y es precisamente en este punto donde este trabajo de investigación cobra mayor importancia, dado que nos brinda la oportunidad de complementar el estudio mencionado anteriormente y determinar el comportamiento de las mezclas asfálticas fabricadas en frío al incorporar RAP. Con todo lo anterior se pretende fomentar el uso de las emulsiones y el aprovechamiento del RAP en nuestro país.

CAPÍTULO 1

PAVIMENTOS FLEXIBLES

Las carreteras y caminos son aquellas obras ingenieriles que nos permiten desplazarnos de forma segura, rápida y confortable.

En la actualidad existen dos tipos básicos de pavimentos, los cuales se clasifican de acuerdo al tipo de capa de rodadura, siendo así, están los pavimentos rígidos y los pavimentos flexibles. Los rígidos, construidos mediante la utilización de concreto hidráulico y los flexibles con la implementación de material asfáltico.

Actualmente en México, la mayoría de las carreteras están construidas con pavimentos flexibles, por lo cual es de suma importancia conocer sus características físicas y mecánicas para observar su comportamiento.

En este capítulo se podrán observar las principales componentes y características de los pavimentos flexibles.

1.1 Tipos de Pavimentos

La tecnología actual cuenta con una gran variedad de pavimentos que, siguiendo criterios tradicionales, suele clasificarse en dos grandes grupos: flexibles y rígidos.

Los llamados pavimentos flexibles están formados por capas constituidas por materiales con una gran resistencia a la deformación decreciente con la profundidad, de modo análogo a la disminución en las presiones de las cargas vehiculares transmitidas desde la superficie. Cuentan con una capa de rodamiento constituida por mezcla asfáltica, por lo que también se les denomina pavimentos asfálticos.

El aumento de las intensidades y número de aplicaciones de cargas llevó en su día a pavimentos con mayor capacidad estructural, recurriendo a capas tratadas o estabilizadas con cemento o con un espesor muy importante de mezclas asfálticas como las denominadas full depth, con espesores del orden de 30 cm. Éstos pavimentos suelen incluirse también formalmente en el grupo de los flexibles, Debido a que tienen superficialmente capas asfálticas, pero su comportamiento estructural es muy diferente, con capas inferiores de igual o mayor rigidez que la superiores, como en el caso de los pavimentos de sección invertida.

Los pavimentos rígidos constan de un conjunto de losas de concreto hidráulico. Por su mayor rigidez distribuyen las cargas verticales sobre un área muy grande y con presiones muy reducidas. Salvo en bordes de losas y juntas sin pasajuntas, las deflexiones o deformaciones elásticas son casi inapreciables.

Los pavimentos mixtos o compuestos están constituidos por una capa de concreto hidráulico, cubierto por una carpeta asfáltica. Se emplean en calles y su justificación se basa entre otras razones en la presencia de redes y servicios bajo la vialidad, que han de protegerse de la acción del tránsito o que su posición impide efectuar excavaciones de mayor profundidad para alojar una estructura del pavimento flexible convencional. También pueden tener una mayor capacidad estructural y, por lo tanto, un mejor desempeño, bajo el efecto de tránsito pesado e intenso.

Elementos que constituyen los pavimentos flexibles y sus funciones.

Los pavimentos flexibles están constituidos por varias capas denominadas, de arriba hacia abajo, como carpeta, base y sub base.

La carpeta es la parte que soporta directamente la solicitaciones del tránsito y, como ya se ha indicado, aporta las características funcionales. Estructuralmente, absorbe los esfuerzos horizontales y parte de los verticales. En condiciones de alta intensidad de tránsito puede llegar a alcanzar espesores importantes. Se construye con mezclas

asfálticas en frío o en caliente, denominándose, en este último caso, concretos asfálticos, que pueden tener algún agente modificador para mejorar alguna de sus características. Cuando el espesor total de la carpeta es superior a 8 cm, se construye por capas. Para mejorar sus características superficiales, o con fines de conservación, se pueden aplicar a la carpeta tratamientos superficiales, como capas delgadas de mortero y lechadas asfálticas, carpetas drenantes de granulometría abierta, u otro tipo de mejoras.

La base es la capa situada bajo la carpeta. Su función es eminentemente resistente, pues absorbe la mayor parte de los esfuerzos verticales y su rigidez o su resistencia la deformación bajo las sollicitaciones repetidas del tránsito suele corresponder a la intensidad del tránsito pesado. Así, para tránsito medio y ligero, se emplean las tradicionales bases granulares, pero para tránsito pesado se emplean materiales granulares tratados con un cementante, denominadas bases asfálticas o bases estabilizadas con cemento.

La sub base es la capa que va debajo de la base y sobre la capa sub rasante. Esta capa puede no ser necesaria cuando la capa sub rasante es de elevada capacidad de soporte. Su función es proporcionar a la base un cimiento uniforme y constituir una adecuada plataforma de trabajo para su colocación y compactación. Es deseable que cumpla también una función drenante, para lo cual, es imprescindible que los materiales utilizados carezcan de finos y en todo caso suele ser una capa de transición necesaria. Se emplean normalmente sub bases granulares constituidas por materiales cribados o de trituración parcial, suelos estabilizados con cemento, etcétera.

Actualmente en México se emplean básicamente dos métodos de diseño estructural de pavimentos con mayor regularidad, el método AASHTO y el método del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM). Dentro de los parámetros que ambos métodos solicitan para el diseño de la estructura del pavimento es el módulo dinámico, el cual nos permite determinar los espesores de cada capa del pavimento a diseñar. Es por eso que en este trabajo de investigación ha de profundizarse en el cálculo y método de obtención de dicho parámetro.

A continuación se describirán brevemente los métodos de diseño antes mencionados.

1.2 Método AASHTO para Pavimentos Flexibles

A partir de los resultados de la investigación efectuada en el “Tramo de prueba AASHO”, a finales de la década de los cincuenta, se desarrolló la AASHO Interim Guide for the Design of Flexible Pavement Structures, publicada en 1961. A principio de la década de los setenta, el organismo modificó su denominación a AASHTO Interim Guide for the Design of Pavement Structures, que fue publicada posteriormente con

algunas modificaciones en 1981. En 1986 reapareció después de ser nuevamente revisada, con el título de la AASHTO Interim Guide for the Design of Pavement Structures, versión que incluyó muchos cambios así como nuevos conceptos, tales como los de nivel de confianza, análisis de costos en el ciclo de vida y administración de pavimentos. Finalmente, la versión editada en 1993 corrige y aclara algunos conceptos relativos al proyecto de capas de refuerzo de los pavimentos, y es la versión que se tomará en cuenta en este apartado (Aquino, 2015).

Este método se clasifica dentro de los procedimientos de diseño basados en ecuaciones de regresión desarrolladas a partir de los resultados de tramos de prueba. Sin embargo, en la actualidad está adquiriendo un carácter mecanicista, al introducirse en el procedimiento conceptos como los módulos de resiliencia y elásticos de los materiales (Aquino, 2015).

El diseño parte de determinar el número estructural, SN, necesario para que el pavimento pueda soportar el número de repeticiones de cargas consideradas.

1.3 Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM

El Instituto de Ingeniería publicó los informes número 325 (1974) y 444 (1981) en los que se presenta un método de diseño para pavimentos flexibles, desarrollado a petición de la entonces Secretaría de Obras Públicas, actualmente Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Este método partió del análisis de datos experimentales obtenidos en tramos de prueba, en carreteras en servicio, en investigación teórica y en experimentación en laboratorio en la pista circular de pruebas del propio instituto, que han influido recientemente en sucesivos perfeccionamientos. Actualmente, el método está preparado para ser manejado con la ayuda de un programa interactivo de cómputo denominado DISPAV – 5 y se encuentra en la publicación número CI – 8 de la serie de dicha institución, que data de 1999. El programa interactivo de cómputo DISPAV – 5 para diseño de pavimentos analiza secciones estructurales de hasta 5 capas, e incorpora tanto el cálculo por deformación permanente, según el modelo elasto-plástico desarrollado, como el cálculo por fatiga empleando modelos elásticos de varias capas. Su fundamento es teórico-experimental, y su aplicación emplea conceptos y métodos de cálculo mecanicistas.

Se agrega un nuevo modelo desarrollado para diseñar pavimentos de carreteras de altas especificaciones, tomando en cuenta tanto la deformación permanente acumulada (rodera) como el agrietamiento a fatiga en las capas ligadas con asfalto. Por lo pronto no se considera la presencia de materiales estabilizados con cemento Portland.

Para el diseño con deformación permanente es importante señalar que el método previene la deformación excesiva en las capas no estabilizadas con asfalto (base, sub base, sub rasante y terracería). Además, se considera que las mezclas asfálticas se han diseñado adecuadamente para evitar roderas y que, por tanto, las deformaciones de las capas asfálticas son relativamente pequeñas.

Se reconoce que existe una alta dependencia entre las características mecánicas de las mezclas asfálticas, la temperatura y la frecuencia e intensidad de las sollicitaciones del tránsito, lo que conduce a variaciones importantes en los módulos de elasticidad de las mezclas asfálticas durante la vida de servicio del pavimento, y en la práctica este es uno de los factores de diseño que requiere de experimentación y el buen juicio del proyectista para alcanzar un proyecto adecuado.

1.4 Causas y Evolución de las Fallas en los Pavimentos

Son varios los factores que originan las fallas de los pavimentos, comentándose a continuación los efectos de los factores que causan los principales tipos de deterioro, así como los mecanismos de evolución de estas fallas.

Efecto de la Intensidad del Tráfico y del Peso de los Vehículos

La intensidad, la velocidad, el tipo y peso de vehículos que transitan una carretera durante su vida de servicio, condicionan el desarrollo de fallas en el pavimento, porque producen esfuerzos dinámicos de tensión, compresión y mixtos, que son absorbidos o disipados por la capa superior (asfáltica o de concreto hidráulico) y por las capas inferiores de la estructura (Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2014).

Agrietamiento por Fatiga de las Capas Superiores del Pavimento

Los esfuerzos de tensión generalmente se presentan y son disipados en la capa superior, ya sea construida por un material pétreo aglutinado con asfalto o con cemento Portland, de tal forma que el paso sucesivo de las cargas dinámicas genera el fenómeno de fatiga en esta capa.

En el diseño de la estructura del pavimento se analiza que la falla por fatiga no ocurra durante el periodo de servicio del proyecto, para lo cual, se considera el uso de materiales en los que se evalúan mediante pruebas dinámicas de laboratorio que presenten una alta resistencia a la fatiga, determinando además un espesor de la capa

superior que “rigidice” y asegure la resistencia a la fatiga para la vida de servicio del pavimento.

La fatiga de la capa superior del pavimento ocasiona la aparición de pequeñas grietas que generalmente inician entre la unión de la capa superior y la capa de apoyo, como se puede observar en la Figura 1. El paso de las cargas dinámicas de los vehículos durante un determinado tiempo, continúa favoreciendo el desarrollo de las grietas a través del espesor de la capa superior, hasta que empiezan a ser visibles en la superficie de rodadura.



Figura 1 Inicio y desarrollo de las grietas ocasionadas por fatiga. (Fuente: SCT, 2014)

El agrietamiento por fatiga de la capa superior, puede continuar evolucionando, observándose inicialmente un agrietamiento reticular en la superficie, sobre todo en las zonas de pavimento por donde se canaliza el tráfico, siendo crítico cuando ya se observa un agrietamiento en forma de “panal” o de “piel de cocodrilo”, porque en esa condición el pavimento ya requiere la sustitución de la capa superior o la reutilización de materiales para construir una nueva capa.

De no tomar medidas oportunas para atender este tipo de falla, lo más probable es que el pavimento en corto tiempo sufra una desintegración paulatina de la capa de rodadura que la vuelva intransitable o con un nivel de servicio muy bajo (Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2014).

Deformaciones de la Estructura del Pavimento Flexible

Los esfuerzos de compresión que producen las cargas de los vehículos, van generando con el tiempo deformaciones permanentes en el pavimento flexible, principalmente en las zonas de canalización del tráfico. A este tipo de deformaciones usualmente se les denomina “roderas”.

Cuando un esfuerzo de compresión se aplica en la estructura del pavimento flexible, se produce una determinada deformación y cuando el esfuerzo se retira, las capas del pavimento en su conjunto sufren una recuperación parcial (“deformación elástica”) aunque no se alcanza la recuperación total.

La acumulación de las deformaciones que no se recuperan en las capas del pavimento, por el paso sucesivo de los vehículos, se denomina “deformación permanente”.

La deformación permanente total que se va produciendo con el tiempo en un pavimento asfáltico, es la suma de las deformaciones permanentes de cada una de sus capas que lo constituyen, incluyendo la deformación que también se produce en las capas de desplante del pavimento (capa sub rasante y cuerpo de terraplén).

El valor de la deformación permanente de cada capa es variable y depende de su espesor así como de la calidad de los materiales utilizados en su construcción y de su grado de acomodo. Figura 2.

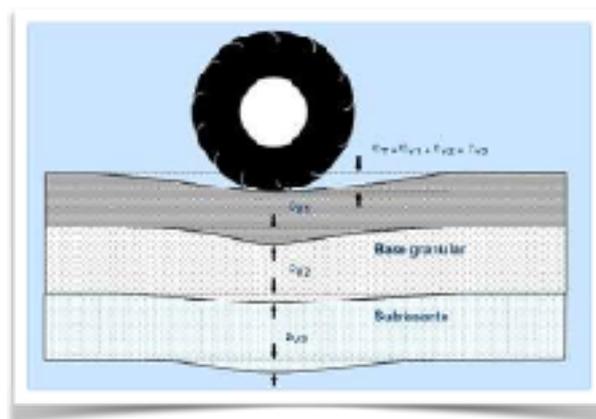


Figura 2 Deformación permanente en el pavimento flexible y en la capa sub rasante. (Fuente: SCT, 2014)

En el diseño del pavimento se efectúa el análisis de esta falla, considerando que un pavimento con una determinada estructura y calidad de materiales, presentará un determinado valor de deformación permanente, cuando se concluya el periodo de servicio previsto. Visto de otra manera, cuando un pavimento presenta una deformación permanente igual o superior a un valor determinado en el diseño, se considera que el pavimento terminó su vida de servicio y debe ser rehabilitado o reconstruido (Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2014).

Efecto del Agua

Es importante considerar que el agua es quizás el factor principal que ocasiona más daños en las carreteras, por lo que la mejor recomendación siempre será eliminar o alejar el agua de la zona donde discurre el trazo de una obra vial.

En la Figura 3 se observan las diversas formas en que el agua tiene contacto con la carretera y particularmente con el pavimento.



Figura 3 Ingreso y contacto del agua con el pavimento. (Fuente: SCT, 2014)

Es importante señalar que la superficie de rodadura debe ser impermeable para que el agua de lluvia pueda ser desalojada por las orillas del pavimento canalizándola hasta las obras de drenaje superficial.

Sin embargo, cuando los pavimentos flexibles y rígidos presentan grietas superficiales o las juntas de construcción están mal selladas, el agua se introduce a las capas inferiores saturando y reblandeciendo los materiales de apoyo de la capa superficial, ocasionando los efectos asociados a las fallas que se comentan a continuación.

La saturación de las capas intermedias del pavimento también puede ocurrir por infiltración capilar de las capas inferiores, por lo que se recomienda que los materiales pétreos de las capas intermedias tengan bajo contenido de finos para evitar la ascensión capilar y un rápido desalojo del agua (Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2014).

Deformaciones, Agrietamientos y Baches en Pavimentos Flexibles

La presencia del agua en las capas del pavimento flexible y en las terracerías de apoyo, provoca en general una disminución de la resistencia de los materiales utilizados en su construcción.

La cantidad de finos que contienen los materiales pétreos y los suelos que se utilizan en las capas intermedias del pavimento y en las terracerías, respectivamente, con la presencia del agua se ven afectados en su comportamiento mecánico y más si estos finos son de tipo arcilloso.

En diversos estudios de investigación se ha comprobado que entre más elevado sea el contenido de finos y estos finos provengan de arcillas con alta plasticidad, se disminuye la resistencia mecánica de todo el material pétreo, lo que puede ocasionar

deformaciones transversales y longitudinales, así como deformaciones notables sobre todo en zonas en donde estos materiales están prácticamente saturados.

El porcentaje de finos y su naturaleza plástica se han limitado en las especificaciones contenidas en la Normativa SCT que se están aplicando en los últimos años, con objeto de reducir el efecto del agua en la matriz fina de los materiales.

Sin embargo, la mayor parte de la red de carreteras en nuestro país, se construyó en las últimas décadas del siglo pasado, por lo que los materiales utilizados en los pavimentos de estas carreteras presentan este problema y por tanto es necesario solucionarlo durante la conservación y particularmente en la rehabilitación de los pavimentos antiguos.

Como consecuencia, en carreteras con materiales que presentan saturación de agua en las capas hidráulicas intermedias del pavimento o también con suelos saturados en las terracerías, se presentan inicialmente deterioros en forma de deformaciones en zonas locales, luego agrietamientos dentro de las áreas deformadas y finalmente se presenta la desintegración paulatina de la estructura del pavimento. A este tipo de fallas comúnmente se les conoce como “baches”.

Cuando los baches representan un porcentaje bajo del área del pavimento en operación (normalmente hasta 15%), se puede efectuar una reparación de las zonas dañadas mediante el procedimiento denominado “bacheo profundo”.

En el bacheo profundo es necesario eliminar los materiales saturados del área afectada en una profundidad cuando menos hasta la capa sub rasante, y rellenar y compactar adecuadamente con un nuevo material pétreo de buena calidad hasta la capa de base y después colocar y compactar con mezcla asfáltica adecuada hasta la superficie de rodadura, procurando dejar la reparación al mismo nivel que presenta la superficie de rodadura.

Cuando las zonas de baches representan una superficie superior al 15% del área total de la superficie de rodadura del pavimento en operación, se debe seleccionar otro tipo de solución para corregir estas fallas, como construir sub-drenes longitudinales en las zonas laterales del pavimento para reducir la infiltración de agua al pavimento y efectuar un tratamiento de las capas existentes para mejorarlas con algún producto estabilizador (Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2014).

Agrietamiento y Pérdida de Soporte por la Migración de Finos a la Superficie de los Pavimentos

Cuando los materiales pétreos que forman la capa de apoyo de la capa asfáltica superficial o de la losa de concreto hidráulico, contienen un porcentaje de finos elevado y se encuentran saturados del agua que se infiltra por las grietas o por las juntas de

construcción mal selladas, con el paso constante de los vehículos pesados se presenta un fenómeno de migración de finos a través de las grietas o las juntas, hacia la superficie de rodadura, el cual se conoce en el medio de carreteras como “bombeo”.

La migración de finos hacia la superficie, que se denota por la aparición de manchas blancas alrededor de las grietas o juntas, ocasiona posteriormente que en las zonas de la capa de apoyo en donde se pierden finos por migración, se produzca una falta de sustentación de la capa superior, provocando en los pavimentos flexibles mayor agrietamiento de la capa de rodadura y originando baches, y en los pavimentos rígidos, rompimiento y desplome de parte de las losas de concreto hidráulico (Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2014).

Desprendimiento de Agregados y Pérdida de Resistencia en Capas Asfálticas

En las capas asfálticas o en las carpetas de riegos con material pétreo y asfalto, también se presenta otro efecto perjudicial por la presencia del agua de lluvia que se encuentra en la superficie de rodadura o se introduce dentro de la capa a través de las grietas.

El agua libre que tiene contacto con el material pétreo adherido con el asfalto, por la naturaleza mineralógica de los materiales pétreos, con el tiempo puede llegar a separar el asfalto adherido, presentándose entonces un desprendimiento de partículas en la superficie de rodadura que va evolucionando hasta que en el caso más crítico puede llegar a desmoronar la capa asfáltica superficial o levantar la carpeta de riegos.

Por otra parte, la infiltración del agua en una capa asfáltica, por el mismo efecto de separación del asfalto en el material pétreo antes comentado, puede llegar a disminuir la resistencia mecánica de la mezcla asfáltica y por lo tanto disminuir su resistencia a los esfuerzos de tensión y compresión de las cargas de los vehículos, presentando deformaciones y fatigas prematuras, que reducen el desempeño esperado y la durabilidad de la capa.

Esta causa del deterioro en las mezclas asfálticas y en carpetas de riegos, es importante que se detecte en el estudio de calidad de los materiales pétreos, para evitar el uso de materiales que presentan mala afinidad con el asfalto o en su caso, recomendar tratamientos que reduzcan este problema, tales como obtener nuevas caras en los materiales pétreos mediante trituración o adicionar aditivos mejoradores de afinidad y adherencia (Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2014).

Efecto de la Temperatura y del Medio Ambiente

A lo largo de su vida de servicio, el pavimento está expuesto a cambios de temperatura en el día y por los cambios de clima en el año. Los gradientes de temperatura a las que está expuesto, también varían por el lugar en el que esté ubicada la carretera, aunque por la posición geográfica de México, los efectos más perjudiciales por temperatura se tienen en las zonas más calurosas, siendo común medir temperaturas máximas en la superficie de rodadura, de hasta 70 ° C. (Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2014).

Agrietamiento por Contracción y Dilatación en las Capas Superiores del Pavimento

Los gradientes térmicos a los que están expuestos los pavimentos flexibles y rígidos, ocasionan fenómenos de contracción y dilatación en los materiales de las capas que los constituyen, ocasionando agrietamientos transversales o alabeo de las losas de concreto hidráulico, originándoles también grietas y despostilladuras en las juntas.

Agrietamiento y Envejecimiento de la Capa Asfáltica en Pavimentos Flexibles

Por otra parte, el medio ambiente tiene un efecto de oxidación con el consecuente endurecimiento y envejecimiento del asfalto que se encuentra en las capas y tratamientos asfálticos de los pavimentos flexibles. Esto ocasiona que con el tiempo se presente un agrietamiento en forma de mapa, así como una disminución del comportamiento mecánico y reducción de la vida de servicio de las capas asfálticas y de las carpetas a base de riegos.

Deformación Permanente de Capas Asfálticas

Las altas temperaturas ocasionan en las capas asfálticas que se presenten deformaciones, sobre todo cuando se emplean asfaltos de naturaleza blanda, lo cual también puede producir desplazamientos laterales de la mezcla, por el paso del tráfico pesado. Lo recomendable, para que no suceda este deterioro, es utilizar un material asfáltico duro o un asfalto modificado con algún aditivo de tipo polimérico.

Efecto de un Control de Calidad Deficiente Durante la Construcción

Durante la construcción de un pavimento, es necesario efectuar un estricto control de calidad para asegurar el cumplimiento de las especificaciones contenidas en el proyecto, lo que conlleva a lograr el desempeño y la durabilidad previstos.

El control de calidad debe aplicarse desde la selección y producción de los materiales pétreos, hasta el tendido y compactación de las capas del pavimento en la obra. Sin

embargo, el descuido o la falta de un control de calidad eficiente, da lugar a una serie de fallas que normalmente se presentan y detectan desde el inicio de la operación de una carretera (Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2014).

Desempeño Deficiente y Corta Durabilidad del Pavimento

Es importante que se aplique un control de calidad eficiente en la producción, almacenamiento y manejo de los materiales pétreos, asfálticos y del cemento Portland, que fueron seleccionados previamente porque cumplen con la calidad requerida para la construcción de un pavimento, para que durante la construcción se evite la contaminación con otros materiales de baja calidad, la segregación de partículas y la inadecuada dosificación de materiales.

De igual manera, el diseño de la mezcla asfáltica o de concreto hidráulico, debe efectuarse con las fracciones de tamaños reales disponibles en los materiales pétreos, para que pueda lograrse una granulometría que además de que cumpla con la especificación correspondiente, pueda reproducirse durante la producción de la mezcla asfáltica o de concreto hidráulico.

En cuanto a la dosificación, se requiere un estricto control de los materiales pétreos, del asfalto (en mezclas asfálticas), del agua, aditivos y cemento Portland (en concreto hidráulico), para asegurar el desempeño y la durabilidad definidos en el diseño y exigidos en el proyecto. En el caso de una escasez de asfalto se originan también desprendimientos de partículas y si existe exceso de asfalto se provoca su exudación (llorado) en la superficie y deformaciones.

Es importante también que durante la producción de la mezcla asfáltica en caliente, se realice un control estricto de las temperaturas de materiales, para evitar otros problemas colaterales que originan que la mezcla tenga un desempeño y durabilidad limitados y por tanto, que no cumpla con las expectativas del diseño y del proyecto.

De no cuidarse todos estos aspectos durante la producción de materiales, así como de las mezclas asfálticas y de concreto hidráulico, se obtendrán resistencias mecánicas inferiores a las definidas en el diseño y requeridas en el proyecto, presentándose a corto o mediano plazo algunas de las fallas antes comentadas.

Desprendimiento de Partículas en Capas Asfálticas

El desprendimiento de partículas que normalmente se presenta en una capa asfáltica recién construida, puede deberse a diversas causas asociadas con un control de calidad deficiente, como son: exceso de agregados gruesos en la superficie por una dosificación inadecuada en la producción de la mezcla, separación de gruesos durante el tendido (técnica común en el medio nacional), endurecimiento prematuro del asfalto por falta de

control de temperatura del material pétreo, falta de cohesión para contener la fracción gruesa por falta de finos o por escasez de asfalto en la mezcla.

Desafortunadamente el desprendimiento prematuro de partículas requiere una acción inmediata para que este deterioro no se continúe desarrollando, porque de no atenderse oportunamente, con el tiempo podría originar el desgranamiento de la capa asfáltica hasta su completa desintegración. Las medidas que generalmente se aplican, dependiendo de la gravedad de la evolución de la falla, van desde un riego superficial de asfalto hasta la colocación de una nueva capa de protección.

Falta de Adherencia entre la Capa de Apoyo y la Capa Asfáltica de Rodadura

Para asegurar un comportamiento integral de las capas que forman el pavimento flexible, es necesario asegurar que tanto el riego asfáltico de impregnación como el riego asfáltico de liga, para impermeabilizar y obtener una unión entre la capa de apoyo y la capa de rodadura, se efectúen en una superficie limpia sin partículas sueltas, con una dosificación uniforme y óptima o suficiente, para que no esté escasa o con exceso, porque en ambos casos se presentarán como consecuencia zonas permeables y que ambas capas no trabajen integralmente.

Una aplicación deficiente en los riegos asfálticos de impregnación o de liga, causan baja resistencia de materiales por infiltración de agua, disminución de la resistencia a la fatiga de la capa superior, corrimiento de la capa asfáltica superior o exudación superficial de asfalto.

Defectos de la Capa Superior del Pavimento durante su Construcción

Una vez producida la mezcla asfáltica o el concreto hidráulico, se requiere que su traslado a la zona de construcción se realice con estricto cuidado para evitar contaminaciones, segregación de partículas y demoras para su colocación, para aprovechar las cualidades aglutinantes del asfalto o del cemento Portland.

También será necesario que la colocación (tendido) y el acomodo (compactación) se realicen con el equipo y el procedimiento adecuados y oportunos, para evitar acomodos defectuosos, juntas constructivas abiertas e inoportunas, segregación y clasificación de partículas, acabados defectuosos, etc.

En la construcción de mezclas asfálticas, los defectos comunes que se presentan, atribuibles a un control de calidad inadecuado en el tendido y compactación, son:

- Clasificación de partículas, que posteriormente provoca desprendimientos.
- Juntas de construcción abiertas, por donde se infiltra el agua de lluvia.
- Baja regularidad superficial (IRI alto), que no cumpla con la especificación que asegure el confort en los usuarios.

- Acabados con falta de uniformidad.
- Grados de compactación por debajo del límite mínimo especificado, que reduce el desempeño y la durabilidad de la capa.

En la construcción de losas de concreto hidráulico, los defectos comunes que se presentan por un control de calidad deficiente en la colocación y acomodo, son:

- Clasificación de partículas, que puede provocar desprendimientos.
- Sangrado de la lechada hidráulica, que provoca defectos en el acabado superficial.
- Grietas de contracción en lugares no previstos, por una inducción inoportuna en las juntas de construcción.
- Grietas de esquina y de contracción, por un mal funcionamiento de los pasajuntas en las juntas transversales.
- Esquinas despostilladas y rompimiento de losas por un deficiente sellado de las juntas.

En resumen, las fallas en los pavimentos son ocasionadas por diversos factores como son la intensidad y el tipo de tráfico, la infiltración de agua en la estructura, los agentes climáticos y un control de calidad deficiente, provocando distintos tipos de deterioro que de no atenderse con oportunidad, presentan una evolución que tienden a crecer y se extienden en toda el área del pavimento, lo que conlleva a reducir los niveles de servicio en la operación de las carreteras y a tener necesidad de aplicar medidas más costosas, conforme el daño resulte mayor.

1.5 Clasificación de las Fallas en los Pavimentos Flexibles

En el medio técnico de carreteras, las fallas en los pavimentos se clasifican en dos tipos, en razón de su nivel de exposición y del costo que podría significar su rehabilitación.

Falla Funcional

Se considera una falla de tipo funcional, cuando sólo afecta la capa de rodadura de la carretera, la cual tiene una repercusión directa en las expectativas de satisfacción y seguridad de los usuarios.

Como es de esperarse, la capa de rodadura debe proporcionar una superficie cómoda, a través de una adecuada regularidad superficial; también debe ser impermeable, para evitar la infiltración del agua pluvial a las capas inferiores del pavimento; y además

debe tener un coeficiente de fricción elevado para proporcionar seguridad en el frenado y el tránsito de los vehículos:

Estas características de comodidad, impermeabilidad y seguridad, deben mantenerse bajo las cargas repetidas del tráfico y las cambiantes condiciones atmosféricas, durante el tiempo de servicio previsto en el proyecto.

Los indicadores que definen la funcionalidad de la capa superior del pavimento, son la regularidad superficial, la adherencia neumático-superficie de rodadura, la permeabilidad, el ruido por el paso del tráfico y las características reflectantes.

Ejemplos de fallas de tipo funcional son: la deformación y desplazamiento lateral de la capa asfáltica, el desprendimiento de partículas, el agrietamiento de la capa de rodadura, el deslizamiento o “arriñonamiento” de la capa superficial, el descascaramiento de la capa superficial, los baches superficiales, la exudación o “llorado” del asfalto, etc. (Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2014)

Falla Estructural

Se define una falla estructural, cuando el deterioro afecta total o parcialmente la estructura del pavimento. Este tipo de falla es ocasionada por deficiencias de la estructura, que es definida por el diseño del pavimento y por la calidad de los materiales utilizados en la construcción, así como también por las condiciones de acomodo y capacidad drenante para desalojar el agua de infiltración.

Cuando se presenta una falla de tipo estructural, es necesario analizar detenidamente la forma en que el pavimento puede ser rehabilitado o reconstruido, porque las soluciones generalmente representan un mayor costo.

Para ello es importante que se determinen las características de calidad y los parámetros de desempeño de los materiales, como son la resistencia a la compresión o a la tensión, los módulos elásticos, la deformación o ahuellamiento de la mezcla asfáltica y la resistencia a la fatiga, para que en el análisis de las opciones de rehabilitación mediante los métodos de diseño aplicables, se defina una nueva estructura y los tratamientos de reutilización de los materiales existentes o los nuevos materiales que se requerirán, en el caso de una reconstrucción del pavimento.

Ejemplos de fallas estructurales son la deformación permanente, el agrietamiento por fatiga y podrían considerarse los baches profundos, cuando abarcan un área notable de la superficie del pavimento. (Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2014).

1.6 Desarrollo de Técnicas para la Construcción y Rehabilitación de las Carreteras

Considerando el apartado anterior, el desarrollo de técnicas innovadoras para la construcción y/o rehabilitación de los caminos en nuestro país toma una importancia considerable. Es aquí donde el reciclado de las mezclas asfálticas nos brinda la oportunidad de llevar a cabo tales fines.

La red carretera en nuestro país se encuentra en un estado físico fuera de lo deseado, donde los costos de operación son elevados y donde además la optimización de los recursos está muy lejos de ser la idónea.

Los esfuerzos que se han venido realizando en los últimos tiempos en el área de la investigación, si bien no al ritmo deseado, están contribuyendo a mejorar la red carretera del país.

Aunque el reciclado de las mezclas asfálticas nos brinda una excelente oportunidad de realizar mezclas asfálticas con mezclas asfálticas recuperadas de pavimentos (RAP) y que cumplan con las especificaciones de desempeño estipuladas por la dependencias involucradas en este tema, es necesario demostrar que dicha técnica funciona de manera correcta, es por ello que en éste trabajo en el capítulo 4 se podrán observar los estudios realizados y sobre todo los resultados obtenidos a muestras con RAP incluido.

CAPÍTULO 2

MEZCLAS ASFÁLTICAS

Las mezclas asfálticas o bituminosas, que también reciben usualmente la denominación de aglomerados, están formadas por una combinación de agregados pétreos y un ligante hidrocarbonado, de manera que aquéllos quedan cubiertos por una película continua de éste. Se fabrican de forma mecánica en unas centrales fijas o móviles, se transportan después a la obra y allí se extienden y se compactan. Actualmente se emplean no sólo en los pavimentos de carreteras y calles, sino también en otro tipo de infraestructuras con tráfico: aeropuertos, superficies industriales, pistas deportivas. Se emplean también a menudo en las capas inferiores de los firmes para tráfico pesado intenso (Carlos Kramer, 2004).

2.1 Antecedentes

Hacia 1850, algunas calles de Londres se pavimentaron utilizando unas mezclas de agregados pétreos con alquitrán realizadas in-situ. En torno a 1870, se empezaron a aplicar en Estados Unidos mezclas fabricadas a partir de rocas asfálticas y de asfaltos naturales, si bien estos materiales ya habían sido empleados en 1810, como consecuencia del desarrollo de la industria del petróleo, se comenzaron a emplear los asfaltos de destilación, un subproducto de dicha industria. En la última década del siglo XIX, el norteamericano Richardson sentó las bases de la tecnología de las mezclas asfálticas para pavimentación. Sin embargo, su producción industrializada no surgió hasta después de la Primera Guerra Mundial. El siguiente hito en el desarrollo tecnológico de estos materiales hay que situarlo en la Segunda Guerra Mundial, propiciado principalmente por las necesidades de construcción acelerada de aeródromos militares.

En España, el empleo de las mezclas asfálticas tiene un precedente antiguo: la pavimentación utilizando alquitrán de las zonas peatonales de la Puerta del Sol de Madrid entre 1847 y 1854. Sin embargo, sólo se ejecutaron de manera significativa a partir de 1926, año en el que se planificó la pavimentación con mezclas asfálticas de algo más de 200 kilómetros de carreteras dentro del denominado Circuito Nacional de Firms Especiales (Carlos Kramer, 2004).

2.2 Clasificación las de Mezclas Asfálticas

De acuerdo a la normativa vigente por parte de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), las mezclas asfálticas se pueden clasificar de acuerdo a la temperatura de mezclado, de las cuales se derivan las mezclas en caliente (elaboradas entre 140 y 180°C) y en frío (elaboradas entre 4 y 40°C), aunque también se encuentran dos tipos intermedias a las mencionadas anteriormente, las cuales son, las mezclas tibias (elaboradas entre 110 y 140°C) y las semi calientes (elaboradas entre 50 y 100°C), en la Ilustración 4 se muestra dicha clasificación; por otra parte, se podrían clasificar de acuerdo a sus características granulométricas, mezclas de granulometría densa, discontinua, abierta y los morteros asfálticos.

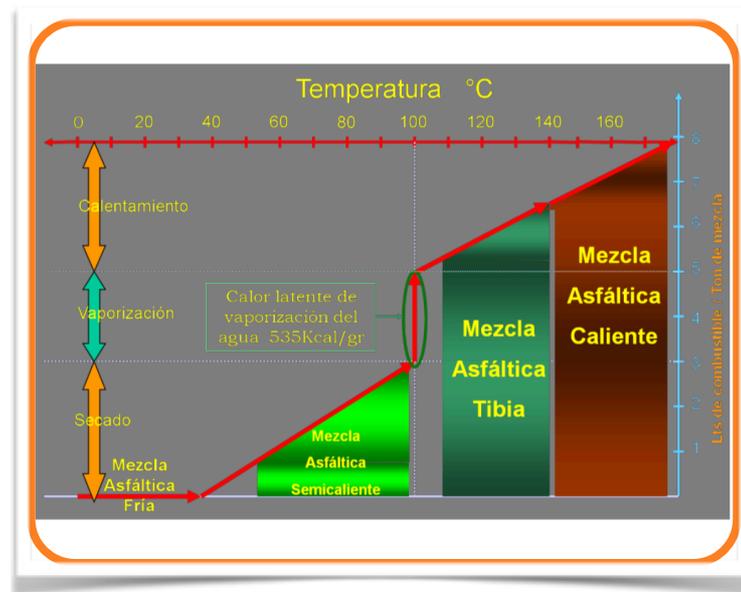


Figura 4 Clasificación por temperatura de las mezclas asfálticas. (Fuente: QuimiKao, 2014)

2.3 Mezcla Asfáltica en Caliente

La mezcla asfáltica se denomina “en caliente”, si en su elaboración se utiliza un cemento asfáltico y se efectúa la mezcla en una planta de mezclado, en donde se elevan las temperaturas de los materiales por encima de 120°C, que se definen con la viscosidad del asfalto utilizado, para ser tendida y compactada con una temperatura elevada.

2.4 Mezcla Asfáltica en Frío

La mezcla asfáltica se denomina “en frío”, si en su elaboración se utiliza un asfalto rebajado o una emulsión asfáltica, y se efectúa en una planta de mezclado o bien in situ, en donde la mezcla de los materiales se efectúa a la temperatura ambiente o en algunos casos el material asfáltico se mezcla con una temperatura máxima de 60°C, para ser tendida y compactada a la temperatura ambiente, pero no menor de 4°C.

Ahora bien dado que en este trabajo de enfoca en el análisis de la mezclas asfálticas recicladas fabricadas en frío se explicaran los componentes de este tipo de mezclas de manera mas detalla.

Emulsiones Asfálticas

Con objeto de obviar el calentamiento del cemento asfáltico y poder trabajar también en tiempo lluvioso y frío sin los inconvenientes de los asfaltos fluidificados, se recurre a las emulsiones asfálticas, que son las base actualmente de la denominada tecnología en

frío en la construcción de carpetas asfálticas para carreteras. Las emulsiones asfálticas son unas dispersiones coloidales de cemento asfáltico (partículas de 3 a 8 μm de diámetro, que constituyen la fase dispersa) en agua (fase continua). Por tanto, son productos líquidos a temperatura ambiente con una viscosidad tan reducida que no suele ser necesario ningún calentamiento (Carlos Kramer, 2004).

Antecedentes

En el caso de emulsiones asfálticas, los líquidos no miscibles son el agua y el asfalto. Adicionalmente se tiene el emulgente el cual se deposita en la interface entre el agua y el asfalto y estabiliza la emulsión; éste depende del tipo de emulsión que se requiera.

Las emulsiones del tipo asfáltico aparecieron en el mercado a principios del siglo XX en diferentes lugares y con usos muy diversos. A principios de 1900 (en 1905) se empleó por primera vez una emulsión asfáltica en la construcción de carreteras en la ciudad de Nueva York; la emulsión utilizada es del tipo aniónica y se empleó en lugar de los usuales caminos fabricados con material pétreo, como una alternativa para evitar el polvo cuando transitaban los vehículos.

En 1914 el estado de Indiana comenzó a realizar trabajos de reparación de caminos empleando estas emulsiones aniónicas. En ese mismo año, en Hamburgo, Alemania, se construyó una carpeta asfáltica con un tratamiento superficial de varias capas, empleando una emulsión estabilizada la cual reacciona activamente con la arcilla del substrato pétreo.

Las emulsiones aniónicas se comenzaron a emplear en Europa en 1925. En la fabricación de éstas se aprovecharon los ácidos nafténicos contenidos en el asfalto para que actuaran como el agente emulsificante en el momento de agregar agua con sosa cáustica al sistema y someterlo a una vigorosa agitación.

Las emulsiones asfálticas se comenzaron a utilizar en México de 1930 a 1935 para la construcción de caminos. El gran inconveniente que tuvieron fue el largo tiempo de rompimiento de la emulsión, que en la época de lluvias causaba muchos retrasos y graves problemas de construcción (Rogelio Rodríguez Talavera, 2001).

Las emulsiones asfálticas catiónicas aparecieron en Europa en 1953 y en Estados Unidos hasta 1958. Aparentemente, su aplicación inicial en la construcción de caminos coincidió con la aparición de nuevos productos químicos tenso-activos en el mercado, los cuales tienen, adicionalmente, otros usos como en el campo de las pinturas, en la industria petrolera, en la industria textil, etc.

Al principio, tales emulsiones se usaron únicamente en la construcción de tratamientos superficiales, como riego de liga y de sello. Al reconocerse la ventaja de las

emulsiones catiónicas sobre las aniónicas y los rebajados, se inició la búsqueda de un emulsificante que produjera una emulsión de rompimiento lento, capaz de mezclarse con una granulometría para base o para carpeta.

Las emulsiones catiónicas se conocieron en México en el año de 1960. En ese año se hicieron varias pruebas y los ingenieros mexicanos presentaron en el Congreso Panamericano de Carreteras en Bogotá, Colombia, un trabajo titulado: “Primeras investigaciones realizadas en México con emulsiones asfálticas catiónicas”.

En 1973, los países árabes, poseedores de la mayoría del petróleo mundial, aumentaron el valor del barril de petróleo crudo resultando afectados los derivados del mismo, entre ellos los solventes empleados en los asfaltos rebajados; esto provocó un incremento en el uso mundial de las emulsiones asfálticas.

Los países con mayor producción de emulsiones asfálticas son, en orden de importancia: Estados Unidos, Francia, España y Japón. Entre estos cuatro países se fabrica un 40% aproximadamente de la producción mundial de emulsión asfáltica, que se estima actualmente próxima a los dieciséis millones de toneladas, de la que más del 85% es del tipo catiónico (Rogelio Rodríguez Talavera, 2001).

En México se tuvo un consumo anual de 650 mil toneladas de emulsión asfáltica en el 2009, que representa 27% del consumo nacional de asfalto. Comparado con otros países es el porcentaje más alto destinado para emulsiones.

Del 2009 al 2010 disminuyó a 440 mil toneladas, implica un decremento del 32%; mientras que nivel mundial en estos mismos años el decremento fue del 1.6 por ciento.

No obstante, si se considera extensión territorial y potencial de crecimiento en carreteras, comparando México contra Francia por ejemplo, se estima que este volumen de emulsiones sería mayor. (Asociación Mexicana del Asfalto A.C, 2011)

Por otra parte, en el desarrollo de las obras de la infraestructura carretera nacional, se ha observado que se tiende a menospreciar y desaprovechar las emulsiones asfálticas para pavimentos, prefiriéndose diversas aplicaciones con cemento asfáltico en caliente y concreto hidráulico, lo que ocasiona costos más elevados, mayores consumos energéticos y una afectación importante al medio ambiente.

Además se observa cotidianamente que la aplicación de emulsiones asfálticas en el medio nacional, se realiza con equipo obsoleto, deficientes medios de control y procedimientos inadecuados que repercuten en un mal desempeño de los pavimentos ocasionando un bajo nivel de servicio de las obras viales.

Una de las razones, es que la normativa técnica actual, sólo considerar requisitos de calidad para emulsiones asfálticas, sus métodos de prueba y aplicaciones básicas, pero

no cuenta con otras normas o manuales para diversas técnicas de pavimentación en donde se describan sus equipos de aplicación y procedimientos de trabajo.

En países con mayores avances tecnológicos, las emulsiones asfálticas tienen una importante utilización y se aplican con técnicas y equipos de alto desempeño, lo que permite obtener trabajos de pavimentación de excelente comportamiento en las obras carreteras.

La viscosidad de las emulsiones asfálticas es considerablemente menor que la viscosidad de cemento rebajados asfálticos, lo cual constituye una ventaja y ya que se pueden aplicar a temperaturas más bajas. Con estas técnicas de baja temperatura para mantenimiento y construcción de carreteras, se reducen las emisiones, el consumo de energía, la oxidación del asfalto y se aumenta la seguridad vial comparada con las técnicas de asfalto en caliente.

El gasto de energía y la emisión de gases de efecto invernadero, preocupa de manera significativa a países que han adoptado el concepto de desarrollo sustentable. bajo este esquema, países europeos han reportado hasta un 40.7% de ahorro energético en la construcción de caminos aplicando materiales ambientalmente amigables. Estudios de eco - eficiencia han mostrado que mediante el uso de las emulsiones asfálticas, es posible reducir sustancialmente el consumo energético y la emisión de gases de efecto invernadero en la construcción y mantenimiento de pavimentos. Típicamente la producción de mezcla en caliente consume 275 MJ/t y emana 22 kg de CO₂/t, las mezclas tibias consumen 243MJ/t y emanan 20.5 kg de CO₂/t, mientras que las mezclas frías consumen 14MJ/t y emanan 1 kg de dióxido de carbono por tonelada. Por tal razón las emulsiones son considerados como una alternativa segura y sustentable. (Asociación Mexicana del Asfalto A.C, 2011)

Generalidades

Podemos definir una emulsión como una dispersión fina más o menos estabilizada de un líquido en otro, los cuales son no miscibles entre sí y están unidos por un emulsificante, emulsionante o emulgente. Las emulsiones son sistemas formados por dos fases parcial o totalmente inmiscibles, en donde una forma la llamada fase continua (o dispersante) y la otra la fase discreta (o dispersa). Esto puede apreciarse en la Figura 5, en donde se muestra un dibujo esquemático de una emulsión (Rogelio Rodríguez Talavera, 2001).

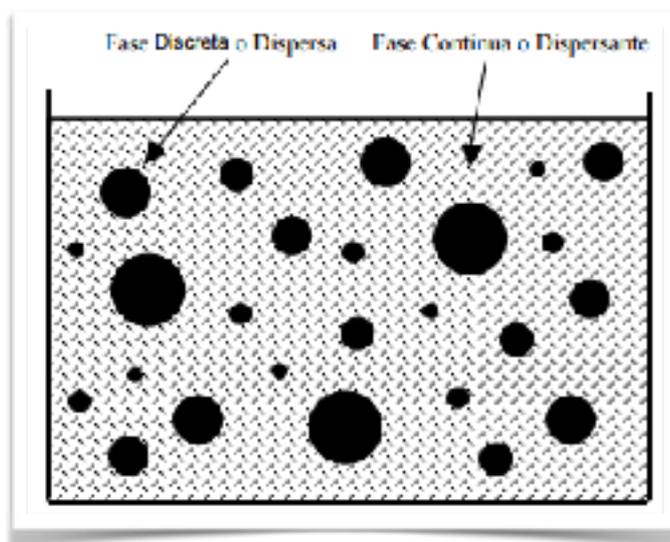


Figura 5 Diagrama esquemático de una emulsión. Fuente: Rogelio Rodríguez Talavera, 2001

Generalmente el tamaño de la fase discreta tiene alguna dimensión lineal entre 1 nanómetro y 1 micra. Son estos tamaños tan pequeños los que le dan a las emulsiones sus importantes e interesantes propiedades. La ciencia que trata con las emulsiones es multidisciplinaria, ya que involucra física, química, biología, etc. Existen varios tipos de dispersiones de partículas de diferentes tamaños en diferentes tipos de medios; entre estas dispersiones se encuentran las emulsiones, las cuales son dispersiones de un líquido en otro. En la siguiente Tabla se muestran los diferentes tipos de suspensiones que existen:

Tabla 2.1. Diferentes tipos de suspensiones

Fase Continua	Fase Discreta	Sistema
Gas	Líquido	Aerosoles, Niebla, Rocío
Gas	Sólido	Smoke, Aerosol
Líquido	Gas	Espuma
Líquido	Líquido	Emulsión, Solución Coloidal
Líquido	Sólido	Sol, Solución Coloidal, Gel, Suspensión
Sólido	Gas	Espumas Sólidas (piedra poma), Zeolitas
Sólido	Líquido	Gel, Emulsión Sólida
Sólido	Sólido	Aleación

Lo importante de las emulsiones no es la composición química de la muestra (ya sea orgánica o inorgánica), ni su origen (mineral o biológico), ni su estado físico (una fase o

más); es su tamaño la característica importante. Consecuentemente, podemos decir que a la ciencia de las emulsiones le interesan las moléculas grandes y los sistemas macroscópicos subdivididos muy finamente, ya sea mono- o multi-fásicos (Rogelio Rodríguez Talavera, 2001).

Para fabricarlas suele recurrirse a un molino coloidal por el que pasan el ligante calentado y la solución jabonosa (agua, agente emulsificante y ácido). La misión del emulsificante es triple:

- Facilitar la dispersión de las partículas de asfalto.
- Evitar la posterior aglomeración de las partículas al cargarlas todas eléctricamente con una misma polaridad, haciendo así almacenable la emulsión.
- Facilitar la adhesividad con los agregados pétreos y aumentar la resistencia al desplazamiento por el agua tras la puesta en obra.

Las emulsiones asfálticas empleadas en carreteras pueden ser básicas o aniónicas y ácidas o catiónicas, según la polaridad que el emulsificante proporcione a las partículas de asfalto, existiendo notables diferencias de comportamiento entre ambos tipos. En términos generales, las emulsiones aniónicas tienen buena adhesividad con los agregados calizos (básicos en general) y las catiónicas con los silíceos (ácidos en general), aunque también con la mayoría de los calizos (Carlos Kramer, 2004).

Las emulsiones se conservan y manejan en estado acuoso. Al ponerlas en contacto con la superficie de los agregados pétreos, por reacción química o por evaporación del agua, las partículas de asfalto se vuelven a juntar formando la película continua deseada. Este proceso se llama rotura de la emulsión y no debe confundirse con el curado de los asfaltos fluidificados. Cuando las emulsiones están fabricadas con asfaltos fluidificados se producen los dos procesos (Carlos Kramer, 2004).

La velocidad de rotura de una emulsión asfáltica es un factor decisivo para su aplicación en obra. Se establece en la práctica según los resultados de unos ensayos normalizados en los que la emulsión se mezcla con agua y con un polvo mineral tipo.

Tipos de Emulsiones Asfálticas

Las emulsiones asfálticas pueden ser clasificadas de acuerdo al tipo de emulgente usado. En este caso podemos hablar de dos tipos, aniónicas y catiónicas:

Emulsiones Aniónicas

En este tipo de emulsiones el agente emulsificante le confiere una polaridad negativa a los glóbulos, o sea que éstos adquieren una carga negativa.

Emulsiones Catiónicas

En este tipo de emulsiones el agente emulsificante le confiere una polaridad positiva a los glóbulos, o sea que éstos adquieren una carga positiva.

Respecto a la estabilidad de las emulsiones asfálticas, éstas se pueden clasificar en los siguientes tipos:

De Rompimiento Rápido

Estas se utilizan para riegos de liga y carpetas por el sistema de riegos (con excepción de la emulsión conocida como ECR-60), la cual no se debe utilizar en la elaboración de estas últimas.

De Rompimiento Medio

Estas normalmente se emplean para carpetas de mezcla en frío elaboradas en planta, especialmente cuando el contenido de finos es menor o igual al 2%, así como en trabajos de conservación tales como bacheos, renivelaciones y sobrecarpetas.

De Rompimiento Lento

Estas se emplean para carpetas de mezcla en frío elaboradas en planta y para estabilizaciones asfálticas.

Para Impregnación

Estas se utilizan para impregnaciones de sub-bases y/o bases hidráulicas.

Super Estables

Estas se emplean en la estabilización de materiales y en la recuperación de pavimentos.

Según el contenido de asfalto en la emulsión, su tipo y polaridad, las emulsiones asfálticas se clasifican como se muestra en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2. Clasificación de las Emulsiones Asfálticas (Fuente: SCT)

Clasificación	Contenido de Asfalto (% en masa)	Tipo de Rompimiento	Polaridad
EAR-55	55	Rápido	Aniónica
EAR-60	60	Rápido	Aniónica
EAM-60	60	Medio	Aniónica
EAM-65	65	Medio	Aniónica
EAL-55	55	Lento	Aniónica
EAL-60	60	Lento	Aniónica
EAI-60	60	Para Impregnación	Aniónica
ECR-60	60	Rápido	Catiónica
ECR-65	65	Rápido	Catiónica
ECR-70	70	Rápido	Catiónica
ECM-65	65	Medio	Catiónica

Clasificación	Contenido de Asfalto (% en masa)	Tipo de Rompimiento	Polaridad
ECL-65	65	Lento	Catiónica
ECI-60	60	Para Impregnación	Catiónica
ECS-60	60	Sobre - Estabilizada	Catiónica

Propiedades de las Emulsiones

Algunas de las propiedades fundamentales de las emulsiones son:

Viscosidad

Característica fundamental en la aplicación de la emulsión. En emulsiones destinadas a tratamientos superficiales, una viscosidad alto permite una película más espesa que proporciona una mejor retención de los agregados Y además, un menor escurrimiento del cemento asfáltico; por el contrario, en emulsiones para mezclas asfálticas, una viscosidad menor permite mejorar la dispersión de la emulsión en el agregado.

Un aspecto importante que influyen la viscosidad, es la concentración de asfalto de la emulsión. Otros aspectos que la pueden afectar, son la viscosidad del afán de la fase dispersante (que puede ser modificada por la incorporación de sales minerales, espesantes, etcétera) y de la distribución del tamaño de los glóbulos, que depende principalmente de la naturaleza del asfalto, de su viscosidad pide la presencia de agentes diluyentes (fluxantes), así como lo de los medios mecánicos utilizados en la producción. Una emulsión con un tamaño de partícula pequeña y con una distribución estrecha tendrá una alta viscosidad. Actualmente existen emulsificantes capaces por si mismo de aumentar notablemente la viscosidad de las emulsiones, sin cambiar el tamaño de los glóbulos.

Estabilidad en el almacenamiento (sedimentación)

Durante el almacenamiento de las emulsiones en una primera etapa se propuso la fluctuación ó la sedimentación. Como flotación se conoce a la concentración del asfalto en la parte superior y a la sedimentación a la concentración en la parte inferior. Posteriormente aparece la floculación, caracterizada porque los glóbulos se ponen en contacto, pero aún están protegidos parcialmente por el emulsificante y mantienen su forma; después de esta etapa aparece la coalescencia que ya es un proceso irreversible. Tras las primeras cualescencias estos fenómenos se aceleran dando lugar al rompimiento y separación de los componentes de la emulsión. Factores determinantes

en la estabilidad al almacenamiento son: la viscosidad, las densidades de las fases Y el tamaño de la partícula de asfalto.

Velocidad de rompimiento

Anteriormente se explicó el mecanismo químico del rompimiento de la emulsión. Se comenta ahora el proceso que se produce a partir del contacto de la emulsión con el agregado pétreo. En la primera fase se produce una absorción parcial del agua y emulsificante libre por el agregado, lo que origina una mayor concentración de glóbulos en las proximidades de éste y una desestabilización de la emulsión. Posteriormente, este proceso da como resultado la floculación Y la aproximación de las partículas de asfalto a la superficie del agregado.

En la segunda fase comienza a la coalescencia donde se produce la formación de coágulos de asfalto, lo que implica la separación irreversible de las fases. Al final de este proceso se produce el rompimiento de la emulsión en sentido estricto, las dos fases, asfalto y agua se separan completamente.

Paralelamente se produce también un aumento en el pH de la emulsión por la neutralización del emulsificante, lo que contribuye a la desestabilización de la misma. Dependiendo de la naturaleza del agregado este cambio de pH es más o menos rápido. A partir de este momento comienza la pérdida de agua del sistema, lo cual produce un incremento rápido de la cohesión y se aprecia visualmente por el paso de un color marrón oscuro a un color negro típico del asfalto.

Posteriormente se produce la pérdida de los aditivos diluyentes (fluxantes) añadidos al asfalto, proceso llamado curado. En las mezclas, se le llama maduración a la eliminación del agua que permanece en los huecos de estas. Estos procesos son de naturaleza física y dependen de la evaporación así como del espesor de la mezcla.

De acuerdo al tiempo en que ocurren los procesos mencionados anteriormente, las emulsiones pueden ser clasificadas en: emulsiones rápidas (aplicación en riegos), emulsiones medias, lentas y/o super estables para mezclas. (Asociación Mexicana del Asfalto A.C, 2011).

Adhesividad

Puede ser activa (capacidad de un cemento asfáltico para embeber el agregado durante su mezcla) o pasiva (resistencia del asfalto a ser desplazado de la superficie del agregado por el agua o el tránsito). Como se señaló anteriormente la carga del glóbulo de la emulsión, cuando entra en contacto con una superficie mineral, juega un papel básico en la adhesividad, por medio de una reacción química o de atracción eléctrica.

En las emulsiones aniónicas (cargadas negativamente), la adhesividad activa con agregados de naturaleza electropositiva (como calizas, gabro, dolomita, basaltos y andecitas) está garantizada por la complementariedad de las cargas del agregado y de los glóbulos del asfalto. Por el contrario, la adhesividad con los agregados electronegativos (cargas del mismo signo), prácticamente no existe.

En las emulsiones catiónicas, cuyos glóbulos están cargados positivamente, la adhesividad activa con los agregados electronegativos (como sílice, mármol, cuarcita o granito) está garantizada por la atracción de las cargas eléctricas opuestas del agregado y de los glóbulos. Sin embargo, la adhesividad activa de las emulsiones catiónicas también es adecuada con la mayor parte de los agregados electropositivos.

Estos mecanismos de rompimiento - adherencia permiten explicar el gran desarrollo de las emulsiones catiónicas frente a las aniónicas. (Asociación Mexicana del Asfalto A.C, 2011)

Tamaño de Partícula en las Emulsiones

La ciencia de las emulsiones requiere un capítulo especial, ya que este tipo de sistemas no está en el dominio microscópico (del orden de 1 \AA), ni en el dominio macroscópico (del orden de 100 micras). Ellas se encuentran en un nivel de descripción intermedio llamado mesoscópico.

Cuando subdividimos un trozo de material, el área total de las partes es mayor que el área original. Esto es debido a que, como el volumen va como R^3 , al dividir el radio, por ejemplo a la mitad, el volumen se reduce por un factor de 8 y como la masa es proporcional al volumen, el número de esferas se incrementa por un factor también de 8. Por otro lado, como el área va como R^2 , al dividir el radio a la mitad, el área de cada esfera pequeña se reduce por un factor de 4, pero como el número de partículas se incrementa por un factor de 8, entonces hay un aumento neto del área total por un factor de 2 (Rogelio Rodríguez Talavera, 2001).

Después de efectuar n subdivisiones, el radio inicial R_0 se reduce a $\left(\frac{1}{2}\right)^n R_0$, mientras que el número de esferas se incrementa a $8^n N_0$, el volumen de cada partícula pequeña es de $\left(\frac{1}{8}\right)^n V_0$, el área de cada partícula pequeña es $\left(\frac{1}{4}\right)^n A_0$ y por lo tanto al área total sufre un incremento neto a $2^n A_{\text{total}}$.

El área específica de una partícula se define como cociente entre el área superficial de la partícula y su masa, i.e.

$$A_{sp} = \frac{3}{\rho R} \quad (2.1)$$

Siendo ρ la densidad de la partícula; por lo tanto, el área juega un papel cuya importancia aumenta conforme disminuye R (Rogelio Rodríguez Talavera, 2001).

La determinación del tamaño de partícula de una emulsión es uno de los parámetros más importantes para asegurar la calidad del proceso de molienda. Tiene un efecto directo en la viscosidad y asentamiento de las emulsiones. Este parámetro es afectado por diversas variables; como el tipo y naturaleza del cemento asfáltico, temperaturas de molienda del asfalto y solución jabonosa, tipo y concentración de emulsificante usado, molino y configuración de este, pH.

Los métodos utilizados para medir los tamaños de partícula en las emulsiones asfálticas, son principalmente por microscopía electrónica y difracción por rayo láser.

La microscopía electrónica es una técnica que permite observar directamente las partículas, ver la forma y juzgar si hay aglomeración presente en el sistema. Algunos microscopios electrónicos están equipados con análisis de imagen digital, de tal forma que se obtienen datos numéricos del tamaño de las partículas.

La determinación por difracción de rayo láser es el método más utilizado en muchas industrias con propósitos de control de calidad. Consiste en medir el tamaño de la de las partículas por difracción del haz de luz láser que pasa a través de las gotas de emulsión dispersadas en una solución, formando así un patrón de difracción; en donde el ángulo de difracción es inversamente proporcional al tamaño de las partículas. De esta forma, se obtiene el tamaño de la partícula y su distribución.

En general, los tamaños pequeños de partículas mejoran el comportamiento tanto en aplicaciones de riego como de mezclado. Algunas investigaciones se han enfocado en técnicas para controlar el tamaño y distribución de las partículas de las emulsiones durante un proceso de emulsificación y consecuentemente su influencia en las propiedades de la emulsión. (Asociación Mexicana del Asfalto A.C, 2011)

Los Emulsificantes

Los emulsificantes son compuestos orgánicos de peso molecular relativamente elevado (entre 100 y 300); tienen una parte hidrofóbica (generalmente es una cadena hidrocarbonada ya sea lineal o cíclica) que es soluble en el medio orgánico (en nuestro caso en el asfalto) y una parte hidrofílica (generalmente es un grupo polar de tipo orgánico o inorgánico), soluble en el medio acuoso.

Los emulsificantes están compuestos generalmente por un radical alquilo R el cual es hidrofóbico y un componente hidrofílico, que se encuentran saponificados y con el

contacto con el agua se disocian, quedando con cargas negativas o positivas según el tipo de emulsificante. En la Figura 6 se muestra una representación pictórica de la emulsión aniónica y la catiónica (Rogelio Rodríguez Talavera, 2001).

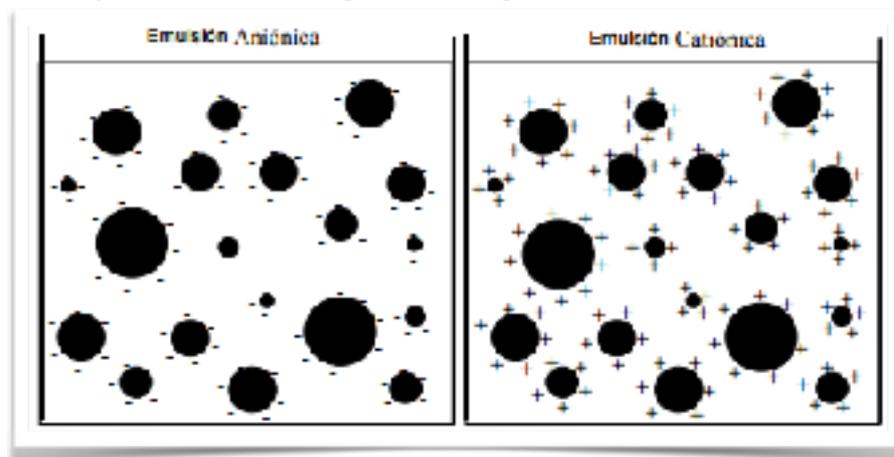
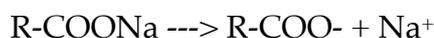


Figura 6 Representación esquemática de una emulsión aniónica y de una catiónica. Fuente: Rogelio Rodríguez Talavera, 2001

El tipo de emulsificante define el tipo de emulsión: los emulsificantes aniónicos, tienen grupos ácidos en su parte hidrofílica, con carga eléctrica negativa; éstos tienen como fórmula general:

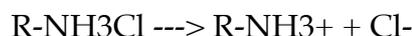


Cuando este tipo de emulsificantes se encuentra en un medio acuoso se disocia resultando:



y el grupo carboxilato COO^- se va a la parte hidrofílica, mientras que el radical alquilo R se queda en la parte hidrofóbica.

Los emulsificantes catiónicos son generalmente grupos aminos con carga eléctrica positiva y con fórmula general $R-NH_3Cl$. Cuando este tipo de emulsificantes actúa en un medio acuoso se disocia resultando:



y el grupo amino NH_3^+ se va a la parte hidrofílica, mientras que el radical alquilo R se queda en la parte hidrofóbica. Los emulsificantes son los que, producida la emulsión, se sitúan en su mayor parte en la "interfase", (Figura 6). Su parte hidrofóbica se dirige hacia el asfalto y su parte polar hacia el agua. Con estos emulsificantes iónicos las partículas adquieren cargas eléctricas del mismo signo, repeliéndose entre ellos y estabilizando al sistema (Rogelio Rodríguez Talavera, 2001).

Estabilidad de las Emulsiones

Las emulsiones liofílicas, como forman una verdadera solución, son estables indefinidamente. Mientras que las emulsiones liofóbicas, como a ellos les disgusta el solvente, tratan de separarse en dos fases con el fin de reducir la energía libre superficial de Gibbs, volviéndose inestables. Para una emulsión, mientras mayor área superficial tenga la dispersión (i.e. mientras más pequeñas sean las partículas), mayor será la energía libre superficial de Gibbs. Por lo tanto, las emulsiones liofílicas son termodinámicamente estables, mientras que las emulsiones liofóbicas son termodinámicamente inestables.

Debido a que existen diferentes tipos de estabilidad, aquí nos concentraremos en la estabilidad respecto a la separación de fases. Esta inestabilidad significa que las partículas se comienzan a unir formando partículas más grandes llamados agregados. Podemos definir un sistema estable como aquel en que las pequeñas partículas en la emulsión están uniformemente distribuidas en el medio continuo y así permanecen conforme transcurre el tiempo.

Existen 2 procesos diferentes mediante los cuales se agregan las partículas en la emulsión: la floculación o coagulación y la coalescencia.

Floculación o Coagulación

Proceso mediante el cual 2 partículas se unen para formar partículas más grandes. En este proceso no se pierde la identidad de las partículas originales. En este caso no hay reducción en el área superficial total, sólo se imposibilitan algunos sitios activos.

Coalescencia

Proceso mediante el cual 2 o más partículas se funden para formar una partícula más grande. En este caso, el área superficial total es reducida. En este proceso si se pierde la identidad de las partículas originales.

La estabilización de los sistemas coloidales se puede lograr fundamentalmente por dos mecanismos diferentes:

Estabilización por Carga Eléctrica

Esta se obtiene colocando una carga eléctrica neta en la superficie de las partículas y por pura repulsión electrostática se estabiliza la dispersión.

Estabilización Estérica

Esta se obtiene absorbiendo moléculas de polímero en la superficie de las partículas, ya que cuando dos partículas con polímero colocadas en su superficie se aproximan una

a otra, éstas se repelen mutuamente debido a un aumento en la concentración de monómero en la región de traslape; este aumento en la concentración produce una presión osmótica que hace que se separen las cadenas poliméricas.

Rompimiento de las Emulsiones ASFálticas

Cuando uno usa emulsiones ASFálticas, es necesario tener control sobre la estabilidad de la emulsión, o sea, se tiene que poder controlar el rompimiento de la misma. Pasado un tiempo determinado, el cual depende de la situación en particular que se esté trabajando, las emulsiones tienen que desestabilizarse para que el asfalto se deposite como una capa sobre el material pétreo.

Este fenómeno de rompimiento o ruptura de la emulsión ocurre debido a la carga eléctrica que tiene el material pétreo. La carga que tiene el material pétreo neutraliza la carga de las partículas de asfalto en la emulsión, permitiendo que se acerquen unas a otras para formar agregados de gran tamaño; estos agregados son los que se depositan sobre el material pétreo formando una capa ASFáltica.

Durante este proceso el agua es eliminada del sistema asfalto-pétreo. En el proceso de desestabilización, la emulsión como va perdiendo agua, pasa por una emulsión inversa en donde el asfalto forma la fase continua y el agua la fase discreta, o sea que se forman pequeñas gotas de agua en el interior del asfalto, las cuales posteriormente, cuando se deposita la capa de asfalto, son eliminadas.

En general, los factores que influyen en la ruptura de la emulsión aniónica son la evaporación de la fase acuosa, la difusión del agua de la emulsión y la absorción superficial de una parte del emulsificante en el material pétreo. La ruptura de la emulsión catiónica se produce por la absorción de la parte polar del emulgente por los agregados, provocando la ruptura de la emulsión y haciendo que las partículas del asfalto se adhieran inmediatamente a las partículas del material pétreo, aun en presencia de humedad. En la Figura 7 podemos observar el proceso de ruptura de una emulsión en tres pasos: primero se observa la emulsión, enseguida cuando se inicia el rompimiento y después cuando se produce la ruptura completa y queda el material pétreo cubierto por el asfalto.

La forma de rompimiento de las emulsiones ASFálticas catiónicas, en la mayoría de los casos, mejora la adherencia y permite una mejor distribución de la mezcla dentro de la masa del agregado pétreo; adicionalmente permite proseguir los trabajos de ASFaltado en regiones con climas húmedos o durante una temporada de lluvias, garantizando la apertura de caminos al tránsito en un corto período de tiempo.



Figura 7 Ruptura de una Emulsión Asfáltica sobre un Material Pétreo. Fuente: Rogelio Rodríguez Talavera, 2001

Requisitos de Calidad para Emulsiones Asfálticas

Las emulsiones asfálticas deben de satisfacer los requisitos de calidad que se indican a continuación:

Las emulsiones asfálticas aniónicas, según su clasificación, deben de cumplir con todos los requisitos establecidos en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3. Requisitos de Calidad para Emulsiones Asfálticas Aniónicas (Fuente:SCT)

Características	EAR-55	EAR-60	EAM-60	EAM-65	EAL-55	EAL-60	EAI-60
Contenido de Asfalto (%)	55	60	60	65	55	60	60
Viscosidad S.F. (25°C)	5				20	20	5
Viscosidad S.F. (50°C)		40	50	25			
Asentamiento (5 días)	5	5	5	5	5	5	5
Retenido en Malla 20	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
Pasa 20 Retiene 60	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Cubre Agregado Seco			90	90	90	90	
Cubre Agregado Húmedo			75	75	75	75	
Miscible Cemento Portland					2	2	
Carga de las Partículas	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
Demulsibilidad	60 min	50 min	30 max	30 max			

Las emulsiones asfálticas catiónicas, según su clasificación, deben de cumplir con todos los requisitos establecidos en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4. Requisitos de Calidad para Emulsiones Asfálticas Catiónicas (Fuente: SCT)

Características	ECR-60	ECR-65	ECM-70	ECM-65	ECL-65	ECL-45	ECI-60
Contenido de Asfalto	60	65	68	65	65	60	60
Viscosidad S.F. (25°C)					25	5	25
Viscosidad S.F. (50°C)	5	40	50	25			
Asentamiento (5 días)	5	5	5	5	5	10	5
Retenido en Malla 20	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
Pasa 20 Retiene 60	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Cubre Agregado Seco				90	90		90
Cubre Agregado Húmedo				75	75		75
Carga de las Partículas	(+)	(+)	(+)	(+)	(+)	(+)	(+)
Disolvente		3	3	5		15	
Índice de Ruptura	<100	<100	<100	80 - 140	>120		>120

Pruebas a las emulsiones asfálticas

Contenido de cemento asfáltico

El objetivo de esta prueba es obtener la cantidad de cemento asfáltico presente en la emulsión. Esta determinación se realiza conforme al método M-MMP-4-05-012 (ASTM D6997) "Destilación de emulsiones asfálticas".

la prueba consiste en calentar una muestra de emulsión asfáltica en un alambique a 260 ± 5 °C para emulsiones sin polímero (204 ± 5 °C para emulsiones con polímero), medir el volumen de destilado y obtener el residuo asfáltico. El método se basa en la separación de componentes por medio de su diferencia en temperaturas de ebullición.

el contenido de asfalto presente en una emulsión afecta numerosas características de las emulsiones tales como la viscosidad, sedimentación, velocidad de rompimiento, así como la capacidad de cubrimiento del agregado. Las normas actuales especifican un residuo asfáltico mínimo que va desde 60% hasta 68%; sin embargo en el mercado se encuentran emulsiones hasta con 70% de residuo asfáltico. De esta prueba se obtiene el asfalto residual para ser evaluado en pruebas posteriores como penetración, punto de reblandecimiento y ductilidad. En emulsiones modificadas con polímero se determina la recuperación elástica por ductilómetro, recuperación torsional, etcétera.

Otra técnica de determinación del contenido de residuo asfáltico se realiza por medio de evaporación (ASTM D6934), en este método se evapora el agua presente en las emulsiones por medio del calentamiento a temperatura y tiempo controlado en un horno de convección.

Viscosidad

Los métodos más comunes para medir la viscosidad son aquellos en los que cierta cantidad de fluido a analizar a una determinada temperatura se hace pasar por un orificio o un tubo capilar de un diámetro normalizado por la acción de la gravedad. En este tipo de discos y metro lo que se mide es el tiempo que le tomó al fluido en pasar (ejemplos de este son: Ubbelohde, Cannon - Fenske, Saybolt, copas Ford, copas ISO).

La prueba actual utilizada para medir este parámetro bajo la normativa mexicana, se basa en el método descrito anteriormente a través de la viscosidad saybolt furol, la cual es determinada utilizando el método M-MMP-4-05-004-00 (ASTM D7496) "Viscosidad saybolt furol en materiales asfálticos".

La prueba consiste en determinar el tiempo en segundos en que fluyen 60 ml de emulsión a una temperatura definida, a través de un orificio furol.

Esta propiedad de las emulsiones se ve afectada principalmente por las siguientes variables:

Contenido de asfalto. La viscosidad de las emulsiones se incrementa exponencialmente con respecto al contenido de asfalto. Emulsiones con residuos entre 50 y 65% aumentan su viscosidad ligeramente con el incremento de residuo, pero arriba de 65%, pequeños incrementos en el residuo asfáltico elevan sustancialmente la viscosidad.

Formulación de la fase continua o dispersante (solución jabonosa). El tipo de agua y tenso activo utilizados afectan la viscosidad.

Tamaño de la partícula. Una emulsión asfáltica con pequeños tamaños de partícula (menor o igual a 8 micras promedio) y una distribución de estos, uniformes,

generalmente presentan mayor viscosidad que aquellas emulsiones con una distribución heterogénea del tamaño de partícula aún con dobles modas.

Presencia de sales en el asfalto. La viscosidad de una emulsión producida con asfaltos que contienen sales, provoca un cambio importante en esta propiedad con el tiempo. Este fenómeno se debe a la diferencia en presión osmótica (diferencia en la concentración de sales) entre la fase acuosa y las partículas de asfalto. Para limitar el incremento en viscosidad, se requiere restablecer el equilibrio osmótico adicionando sales a la solución jabonosa.

Temperatura. La viscosidad de las emulsiones varía con la temperatura. La susceptibilidad a la temperatura de las diferentes emulsiones no es constante, pero para intervalo de tiempo cortos, esta susceptibilidad puede ser determinada por la ecuación siguiente:

$$\text{Log } m = a \varnothing + b \quad (2.2)$$

Donde:

m= viscosidad

\varnothing = temperatura (°C)

a y b son constantes dependiendo de la naturaleza de la emulsión (concentración y naturaleza del asfalto, tipo de emulsión ...).

Sin embargo, existen otros métodos para determinar la viscosidad, en donde se relaciona la fuerza necesaria para mover un sólido (aguja) dentro de un líquido a cierta velocidad de rotación midiendo la viscosidad del fluido. Ejemplos son: Rheomat, Brookfield, Haake...

La determinación de la viscosidad por medio del viscosímetro rotacional (tipo Brookfield), nos brinda información sobre las propiedades de la emulsión al ser sometida a esfuerzos típicos del campo como lo son el bombeo, el paso por una boquilla con esprea, la descarga, agitación, mezclado, etc. Puede obtener mayor reproducibilidad en los datos siempre y cuando se fijen las condiciones de la aguja a utilizar, la velocidad, la temperatura y el tiempo de acondicionamiento. (Asociación Mexicana del Asfalto A.C, 2011)

Asentamiento

Esta prueba permite medir la estabilidad de los glóbulos o partículas de asfalto dispersos en la emulsión durante su almacenamiento. La prueba consiste en determinar la diferencia en residuo asfáltico entre la parte superior e inferior de una muestra de emulsión que ha sido almacenada en una probeta por un tiempo definido (5 días o 1 día).

El método de prueba que aplica es el M-MMP-4-05-013 (ASTM D6930).

Las variables que afectan la propiedad de asentamiento se infieren de la ley de Stokes, que permite estimar la velocidad de asentamiento (Ecuación 2.3). Como puede observarse, dicha velocidad es directamente proporcional al tamaño del glóbulo y a la diferencia en densidades entre la fase dispersa y dispersante; es decir, que entre más grande sea el tamaño de la partícula y a la diferencia en densidades de ambas fases, el valor del asentamiento será más alto y es inversamente proporcional a la viscosidad de la fase dispersante, en otras palabras, a mayor viscosidad, menor velocidad de asentamiento y viceversa.

$$V = \frac{2}{9} g \frac{r^2(\delta_1 - \delta_2)}{\eta} \quad (2.3)$$

Donde:

V = Velocidad de sedimentación

r = radio del glóbulo

g = gravedad

η = viscosidad de la fase dispersante

δ_1 = densidad de la fase dispersa (asfalto)

δ_2 = densidad de la fase dispersan (fase acuosa)

De la ecuación anterior también se espera que se presenten dos fenómenos: si la densidad del asfalto es mayor a la de la fase dispersante tenderá a asentarse, pero si su densidad es menor tenderá a flotar (el porcentaje de residuo asfáltico sería mayor en la parte superior que en la parte inferior).

Retenido en mallas núm. 20 y núm. 60

El objetivo de esta prueba (M-MMP-4-05-014) es determinar el material retenido al pasar una cantidad de emulsión por las mallas núm. 20 (280 μm) y núm. 60 (250 μm) y calcular los porcentajes de asfalto que se retienen. Esta prueba determina la presencia de partículas de asfalto o de otros materiales, que pueden obstruir las espreas o boquillas utilizadas en los equipos de aplicación durante la manipulación de las emulsiones.

La especificación establece un límite máximo de 0.1% expresado como en la masa de material retenido en relación a la masa total de emulsión.

La presencia del material retenido en estas mallas afecta las propiedades de asentamiento e índice de rompimiento, entre otras.

Carga eléctrica de la partícula

El propósito de la prueba es diferenciar una emulsión catiónica de una emulsión aniónica. La prueba M-MMP-4-05-017 (ASTM D7402), consiste en hacer pasar una corriente a la emulsión a través de dos electrodos y después de un período de tiempo, identificar el electrodo donde los glóbulos de asfalto se adhieren. Si la emulsión es catiónica, los glóbulos se depositarán en el cátodo cargado negativamente, y si la emulsión es aniónica, los glóbulos de asfalto se depositarán en el ánodo cargado positivamente.

Esta prueba utiliza el principio eléctrico (Ley de Coulomb), el cual establece que cargas opuestas se atraen y cargas iguales se repelen.

La normativa actual para emulsiones en México contempla tanto las emulsiones de tipo catiónico como de tipo aniónico; aunque generalmente se utilizan emulsiones catiónicas.

Índice de ruptura

Este método se utiliza para tratar de cuantificar la ruptura de las emulsiones. Consiste en medir la cantidad de arena de sílice necesario para hacer romper una cantidad determinada de emulsión asfáltica catiónica (M-MMP-4-05-019). La normativa exige un valor menor a 100% para emulsiones rápidas, un rango de 80 a 140% para emulsiones medias y mayor a 120% para emulsiones lentas y superestables. No se ha encontrado una correlación directa con el rompimiento del campo pero se establece como un criterio para poder clasificar las emulsiones.

Cubrimiento del agregado

Esta prueba aplica para las emulsiones de rompimiento medio, lento y superestable únicamente. Este método M-MMP-4-05-15 (ASTM D244) permite estimar la estabilidad de las emulsiones durante el proceso de elaboración de las mezclas asfálticas, relacionándolo con la facilidad de incorporación de la emulsión al material pétreo, cuando lo cubre formando una película resistente al mezclado y que soporte la acción del agua.

Consiste en mezclar una cantidad determinada de emulsión con un agregado de referencia; húmedo o seco, preparado bajo condiciones estándar, y la posterior observación del cubrimiento del agregado que se obtiene en la mezcla. Una parte de esta muestra es sometida a una acción de lavado y se registra el cubrimiento logrado.

La determinación del “cubrimiento” se basa en una percepción visual, por lo que el valor obtenido es relativo. Los valores especificados son un cubrimiento mínimo del agregado seco del 90% y un cubrimiento del agregado húmedo del 75% mínimo.

Pruebas al residuo asfáltico de la emulsión

Viscosidad dinámica

Esta prueba aparece en la normativa como un requerimiento en el residuo asfáltico de las emulsiones. Consiste en determinar el tiempo que tardan en pasar 20 ml del material a través de un tubo capilar al vacío, bajo condiciones de presión y temperatura preestablecidas corregidas por el factor de calibración del viscosímetro (M-MMP-4-05-002).

Es importante mencionar que existe una cierta relación entre la viscosidad y la penetración del asfalto; usualmente asfaltos con penetración más alta exhiben menor viscosidad dinámica. Sin embargo la normativa actual existe un valor de 50 ± 10 Pa.s para residuos asfálticos definiciones con rangos de penetración de (110 a 250) 10^{-1} mm, al igual que para penetraciones de (100 a 400) 10^{-1} mm y para penetraciones de (50 a 90) 10^{-1} mm.

Penetración

La prueba consiste en determinar la resistencia que presenta el cemento asfáltico a la inserción de una aguja bajo condiciones establecidas de peso, tiempo y temperatura.

En climas con temperaturas inferiores a 40 °C, la penetración del residuo asfáltico, especificada en la normativa, se establece con una penetración mayor a 100×10^{-1} mm, mientras que para temperaturas iguales o mayores a 40 °C, se especifica una penetración entre (40 y 90) 10^{-1} mm.

El valor de penetración del asfalto depende principalmente de su composición química; sin embargo, puedes ser alterada con el uso de aditivos que pueden ser aromáticos, nafténicos, parafínicos, etc. o bien puede ser afectada con el uso de polímeros o procesos de calentamiento prolongados entre otros.

Ductilidad

El método proporciona una medida de la capacidad del asfalto para deformarse antes de su ruptura. La prueba, M-MMP-4-05-011 (ASTM D113) consiste en acondicionar una briqueta de asfalto de dimensiones especificadas, para luego someterla a una velocidad de estiramiento de 5 cm/min, a una determinada temperatura (25°C para emulsiones sin polímero Y 4°C para emulsiones con polímero de acuerdo a la norma N-

CMT-4-05-002) Y medir los centímetros que se logró estirar el material antes de su ruptura.

Esta propiedad puede ser alterada al igual que la penetración por el uso de aditivos, polímeros, procesos de envejecimiento, etcétera.

Recuperación elástica en ductilómetro

Esta prueba M-MMP-4-05-026 (ASTM D6084) se realiza al residuo asfáltico de las emulsiones modificadas con polímero. Su objetivo es medir la capacidad resiliente del asfalto a través de la deformación hasta 20 cm de una briqueta a una temperatura determinada (de acuerdo a la norma actual se debe determinar a 10° y 25 °C), manteniendo dicha deformación por un tiempo definido, para luego medir la recuperación que sufrió el material después de un tiempo determinado.

Esta propiedad puede ser alterada con el uso de aditivos del tipo aromáticos, nafténicos, parafínicos, entre otros, o bien puede ser afectada con el uso de polímeros o procesos prolongados de calentamiento, principalmente.

Ventajas de las Emulsiones Asfálticas

En esta sección veremos qué ventajas tienen las emulsiones asfálticas sobre los asfaltos rebajados y las mezclas asfálticas en fundido (en caliente) (Rogelio Rodríguez Talavera, 2001).

- Es un ligante asfáltico no contaminante ni peligroso, ya que contiene del 35 al 40% de agua como solvente.
- Su manejo es sencillo y seguro, gracias a su baja viscosidad a temperatura ambiente.
- Tiene un límite de almacenamiento y es muy amplio, ya que puede ser almacenado por semanas o meses, debido entre otras cosas a la igualdad de las densidades de sus componentes.
- Tiene una gran adhesión con cualquier agregado pétreo, a pesar de condiciones de humedad adversas debido a la enorme dispersión de las partículas de asfalto de tamaño muy pequeño y al uso de agentes emulsificantes de tipo catiónico.
- Se aplica en un lapso muy corto de tiempo, lo que permite la pronta funcionalidad de la obra en que se esté usando.
- Presenta un bajo costo de la fase dispersante, que es el agua.
- Se emplean materiales pétreos locales, lo que elimina la transportación de este tipo de materiales por grandes distancias.

- El equipo de aplicación es mucho más sencillo debido a que todos sus componentes se aplican a temperatura ambiente.
- Por su aplicación en frío, ayuda a no alterar el medio ambiente y queda suprimida la emisión de humos o gases.
- El empleo del agua como solvente no crea problema de su desperdicio, ya que es recuperable.

Recomendaciones para el Uso de Emulsiones Asfálticas

Las recomendaciones más generales para el uso de las emulsiones asfálticas son las que se describen a continuación (Rogelio Rodríguez Talavera, 2001):

- Si el depósito se usó para almacenar emulsiones aniónicas y se van a almacenar emulsiones catiónicas, es necesario neutralizar la acción de aquella lavando el tanque, primero con agua y posteriormente con ácido clorhídrico diluido al uno por ciento.
- Por el contrario, si el depósito se usó para almacenar emulsiones catiónicas y se quiere almacenar emulsiones aniónicas, se tendrá que lavar con agua y neutralizarlo con sosa cáustica al 0.3 por ciento.
- Para descargar más emulsión sobre la ya almacenada, es necesario que el tubo de descarga llegue al fondo para no romper la nata de la superficie, de otra forma, se corre el riesgo de obstruir las bombas.
- Cuando una fábrica o compañía está establecida permanentemente en una región donde se registran temperaturas muy bajas, los tanques deben tener un sistema de calentamiento adecuado o estar cubiertos con algún sistema aislante, para evitar la congelación.
- Cuando los tanques de almacenamiento sean los que usa una compañía constructora, los depósitos se protegerán con mechones alrededor, lo que será suficiente para que no baje la temperatura. Si los tanques están enterrados, no hay necesidad de tomar otra medida para evitar la congelación.
- Antes de recibir una emulsión en obra, se recomienda comprobar su calidad y el tipo de emulsión de que se trate, haciendo las pruebas de identificación que se recomiendan en cada caso.
- Una emulsión que cumple con las especificaciones de calidad, puede estar almacenada durante más de un año, si se recircula sistemáticamente para mantenerla homogénea.
- Los tanques de almacenamiento deberán tener un sistema de recirculación, con el objeto de evitar el asentamiento del asfalto contenido en la emulsión.

- La temperatura ambiente al aplicarse la emulsión, deberá ser de 10°C mínimos y en ascenso y nunca debe de hacerse cuando baje la temperatura durante la noche.
- La emulsión, una vez que es desestabilizada (o sea que ya se produjo el rompimiento), no debe de re-emulsificarse aún en presencia de agua y del paso de los vehículos; por este motivo es muy importante que el emulsificante sea el adecuado.

2.5 Tipos de Mezclas Asfálticas

A continuación se dará una breve explicación de los diferentes tipos de mezclas asfálticas que se utilizan en nuestro país.

Mezcla Asfáltica de Granulometría Densa

La carpeta de mezcla asfáltica de granulometría densa es una capa superior y estructural del pavimento para que los vehículos de una carretera transiten con comodidad, seguridad y economía, que se construye con una mezcla de materiales pétreos producidos por trituración con una granulometría definida para lograr una alta densificación, aglutinados con un material asfáltico modificado o no, en proporciones que se definen mediante un diseño a fin de que sus características volumétricas y de comportamiento mecánico cumplan con los requisitos establecidos en el proyecto, y para que pueda producirse, tenderse y compactarse, uniformemente.

Ventajas y Limitaciones

- La carpeta de mezcla asfáltica de granulometría densa, tiene las ventajas siguientes:
- Tiene una resistencia mecánica que contribuye al comportamiento estructural del pavimento.
- Presenta una textura superficial adecuada para proporcionar seguridad al paso de los vehículos del tránsito.
- Es una capa flexible que permite una regularidad superficial para proporcionar comodidad al paso del tránsito.
- Es una capa impermeable que evita que el agua de lluvia se infiltre a las capas inferiores del pavimento y si se construye de manera que su superficie tenga una pendiente transversal, permite el desalojo del agua pluvial hacia las obras de drenaje laterales de la carretera.

- Tiene una apariencia y color adecuados, para resaltar las marcas horizontales del señalamiento.

Se tienen las siguientes limitaciones en una carpeta asfáltica de granulometría densa:

- Presenta una determinada vida de servicio, que debe evaluarse durante la operación de la carretera, para efectuar oportunamente medidas de conservación rutinarias o periódicas, que permita mantener o prolongar su vida útil.
- No resuelve los daños o deterioros que tiene un pavimento en sus capas inferiores, por lo que estos daños se reflejarán en esta capa, si no se corrigen previamente.
- La textura cerrada superficial presenta hidroplaneo al paso de los neumáticos de los vehículos, cuando se presenta una precipitación intensa, así como el fenómeno de “rocío” en los parabrisas, que limita la visión de los usuarios.

Mezcla Asfáltica Tipo SMA

La mezcla asfáltica tipo SMA, cuyo nombre se debe al término: “Stone Mastic Asphalt”, es una mezcla asfáltica de granulometría discontinua, con un esqueleto mineral, formado por partículas relativamente gruesas de material pétreo, relleno con una “mástico” (mastique) de asfalto, “filler”, arena fina y fibras de celulosa usadas como inhibidor de escurrimiento.

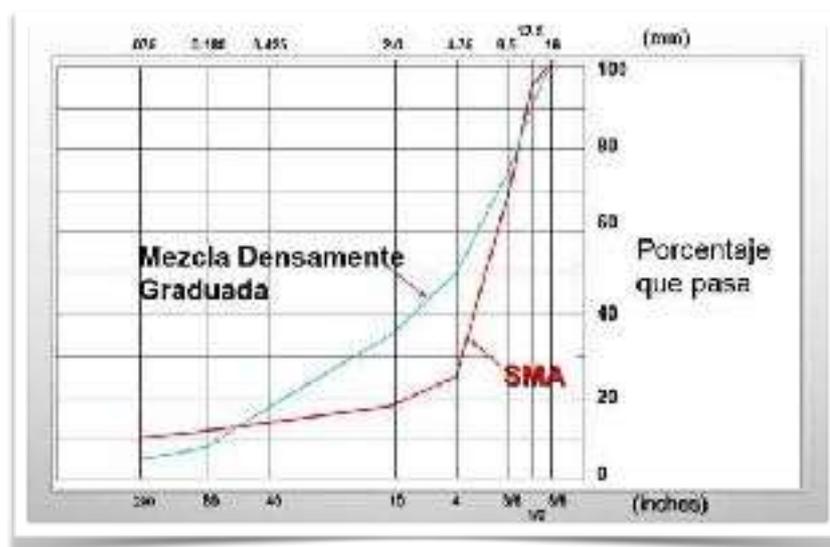


Figura 8 Curvas granulométricas típicas de una mezcla SMA y una de granulometría densa. Fuente: SCT

La diferencia principal entre el SMA y las mezclas de granulometría densa, es que la discontinuidad en la curva granulométrica es mas alta y más ancha, lo que da por resultado un mayor porcentaje de huecos en el material pétreo. El material grueso confiere el esqueleto, mientras que la arena y los finos forman parte del mástico y en

principio no interfiere en la formación del esqueleto. las curvas granulométricas de una mezcla tipo SMA y una mezclada granulometría densa, se presentan en la Figura 8.

Ventajas y Limitaciones

La mezcla asfáltica tipo SMA presenta importantes ventajas funcionales, económicas y técnicas, comparado con las mezclas convencionales en las capas superficiales del pavimento: ofrece excelentes condiciones de conducción, combina una alta estabilidad con una durabilidad mayor y es adecuado para ser aplicado en capas delgadas. Por otra parte, se destaca la ventaja ambiental de sus superficies menos ruidosas.

A continuación se mencionan las ventajas de la mezcla asfáltica tipo SMA:

- Elevada resistencia al deslizamiento (seguridad)
- Buena regularidad superficial (homogeneidad transversal y longitudinal) (confort del conductor)
- Alta resistencia a la deformación permanente
- Alta resistencia al desgaste por acción del tráfico y los cambios climáticos
- Bajo nivel de ruido (confort ambiental y del conductor)
- Alta durabilidad (rendimiento del pavimento)
- Textura drenante (mayor seguridad y visibilidad)
- Materiales totalmente reciclables al término de su vida útil

Como limitaciones se pueden mencionar las siguientes:

- El diseño y su aplicación requieren estrictos cuidados
- Requiere el uso de materiales asfálticos y pétreos de alta calidad
- Mayor costo en comparación de una mezcla asfáltica convencional

Mezcla asfáltica tipo CASAA

La mezcla asfáltica denominada CASAA significa: “Capa Asfáltica Superficial Altamente Adherida”, y forma parte de las mezclas que se han estado aplicando en México como capas de rodadura en carreteras de tránsito intermedio y alto, y es aplicable tanto a pavimentos flexibles como a pavimentos de concreto hidráulico.

Consiste en una membrana homogénea de emulsión asfáltica polimerizada, como elemento para garantizar la impermeabilización y la alta adherencia, seguida de una capa delgada de concreto asfáltico polimerizado, de granulometría discontinua escalonada, con alta fricción interna y resistente a deformaciones, que provee de una excelente macrotextura y capacidad drenante, para proporcionar una fricción adecuada y reducir el fenómeno de acuaplaneo; esta mezcla reduce el nivel del ruido y la

pulverización de agua durante la lluvia, además de que no es susceptible a delaminaciones.

La mezcla tipo CASAA tiene una aplicación rápida y de pronta apertura al tránsito y es tendida con equipo sincronizado. Proporciona una apariencia estética y uniforme, de alta seguridad y confort para el usuario, con alto nivel de servicio y durabilidad.



Figura 9 Detalles de la aplicación de la membrana asfáltica y la mezcla CASAA. (Fuente: SCT, 2014)

Ventajas y Limitaciones

La capa construida con la mezcla asfáltica tipo CASAA, presenta las siguientes ventajas:

- Es una capa drenante que reduce el fenómeno de “acuaplaneo”
- Reduce sustancialmente los niveles de ruido provocados por el contacto neumático - superficie.
- Es una aplicación rápida que puede abrirse al tráfico casi inmediatamente después de compactarla.
- su apariencia es estética y uniforme
- Es un tratamiento que ofrece resistencia a las fallas por roderas, ya que tiene una estructura mineral con alta fricción interna provocada por el contacto entre agregados gruesos.
- Es un tratamiento resistente a las fallas por fatiga, ya que la mezcla asfáltica es elaborada con asfalto modificado con polímero de alta recuperación elástica
- No es susceptible a “delaminaciones” (corrimientos), ya que la membrana asfáltica ancla la mezcla la mezcla asfáltica con el pavimento existente

- No es susceptible a baches, ya que la membrana asfáltica impermeabiliza la superficie existente y sella grietas longitudinales o transversales
- Es un producto consistente, menos susceptible a condiciones particulares de la obra que otros tratamientos
- Recomendable para carreteras con alto volumen de tráfico
- Puede ser aplicado sobre concreto asfáltico, concreto hidráulico, o sobre otros tratamiento superficiales aplicados anteriormente.
- Sin embargo, es necesario comentar que la mezcla CASAA presenta las limitaciones siguientes:
 - No es una capa estructural, por lo que no proporciona capacidad de carga al pavimento
 - No es un tratamiento de mantenimiento correctivo, por lo que no resuelve fallas estructurales del pavimento existente

Mezcla Asfáltica de Granulometría Abierta (Open Graded)

La mezcla asfáltica de granulometría abierta (Open Grande Friction Course: OGFC) es una mezcla en caliente, uniforme, homogénea y con un alto porcentaje de vacíos, elaborada con cemento asfáltico modificado con un polímero elastomérico y materiales pétreos de granulometría uniforme.



Figura 10 La mezcla "drenante" reduce el agua proyectada y pulverizada por el paso de los vehículos. Fuente: Prsentación por Arkansas Asphalt Pavement Association, 2006

Generalmente se construyen sobre una carpeta de granulometría densa, con la finalidad de permitir que el agua de lluvia sea desplazada por las llantas de los vehículos, ocupando los vacíos de la carpeta, con lo que se incrementa la fricción de las llantas con la superficie de rodadura, se minimiza el “acuaplaneo”, se reduce la cantidad de agua que se proyecta sobre los vehículos adyacentes, reduce el ruido y se mejora la visibilidad del señalamiento horizontal (Figura 10).

Las mezclas “drenantes” constituyen un tipo particular de capa de rodadura en el pavimento, que fueron inicialmente concebidas para mejorar la circulación con lluvia y evitar el problema de “acuaplaneo” o hidroplaneo.

La presencia de agua sobre el pavimento dificulta el contacto del neumático con la superficie del firme, dando lugar a que se produzcan con mayor facilidad ocasiones para el deslizamiento y el vuelco de los vehículos que circulan a altas velocidades.

Con objeto de mejorar la adherencia neumático-pavimento con lluvia o en presencia de agua, se ha desarrollado este tipo de mezcla asfáltica, que facilita la evacuación del agua a través de ella y el contacto neumático- pavimento.

Ventajas y limitaciones

La capa construida con la mezcla asfáltica de granulometría abierta, presenta las siguientes ventajas:

- Es una capa muy permeable que elimina el fenómeno de “acuaplaneo”
- Ofrece una elevada resistencia al deslizamiento a altas velocidades
- Reduce la dispersión de agua al paso de los vehículos
- Mejora la visibilidad con la capa de rodadura mojada
- Evita la reflexión de la luz de los vehículos
- Tiene un adecuado comportamiento mecánico
- Proporciona una superficie de rodadura cómoda y silenciosa

Sin embargo, es necesario comentar que la mezcla de granulometría abierta presenta las limitaciones siguientes:

- Con el tiempo presenta una pérdida de la permeabilidad
- Se disminuye la resistencia por la acción de los disolventes y los derivados del petróleo
- No es una capa estructural, por lo que no proporciona capacidad de carga al pavimento
- No es un tratamiento de mantenimiento correctivo, por lo que no resuelve fallas estructurales del pavimento existente.

Riego de sello sincronizado y con fibras

Se construyen sobre la superficie de una carpeta asfáltica, mediante la aplicación de un riego de material asfáltico y una capa de material pétreo triturado, de una composición granulométrica determinada, con el objeto de restablecer o mejorar las características de resistencia al derrapamiento y la seguridad de la superficie de rodadura. No tiene función estructural por su reducido espesor.

Consiste en la construcción de una capa de rodadura delgada (carpeta de uno o dos riegos), buscando formar una membrana impermeabilizante que proteja la superficie y, en menor magnitud, absorbente de esfuerzos cuando se utilizan fibras sintéticas.

Tanto el riego de sello sincronizado a base de riego de liga con emulsión y material pétreo y al que se le adicionan fibras sintéticas, se aplican de la misma manera, utilizando equipo en un tren de trabajo sincronizado que impide la contaminación de la superficie ligada, entre la aplicación de ésta y el riego con material pétreo. La fibra se incorpora de la misma manera, con un aditamento incorporado que permita su aplicación inmediatamente después del riego de liga.

El tratamiento superficial de pavimentos con riego de sello reforzado con fibra de vidrio es una técnica nueva, cuyo uso data veinte años, creada en Francia y transferida inmediatamente a Estados Unidos.

En nuestro país, su desarrollo se inició en el año 2000 por un periodo de tres años, al final del cual se implementó una metodología de diseño, aplicación, control de calidad y monitoreo, adecuada a nuestras condiciones considerando las variables que más impactan en los riegos de sello como: diseño, tránsito, superficie, clima, materiales y equipo de construcción.

Es un procedimiento preventivo que se utiliza como tratamiento de espera y, como otros tratamientos superficiales, restituye las características de la superficie de rodadura: superficie antiderrapante, impermeable, evita disgregado de la carpeta asfáltica, entre otros.

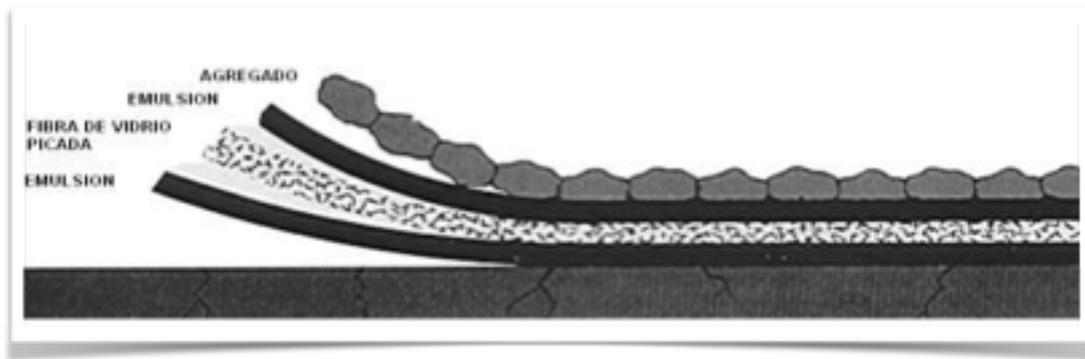


Figura 11 Esquema del Proceso (riego de sello sincronizado con fibra). Fuente SCT

En la Figura 11 se ilustra esquemáticamente el proceso de un riego sincronizado incorporando fibra sintética.

Sus objetivos son corregir deterioros superficiales, mitigar el agrietamiento reflexivo y los daños por introducción de agua superficial que aceleran el proceso de deterioro de la estructura del pavimento, proporcionando una superficie de rodadura con mayor Resistencia al deslizamiento y proporciona mayor seguridad al usuario del camino por efectos del derrapamiento.

Ventajas y limitaciones

Las principales ventajas de los riegos de sello sincronizado están orientadas a:

- Durabilidad. El uso de equipos sincronizados, emulsiones modificadas con polímero de alta viscosidad con residuos asfálticos mayores de 67% y agregados controlados, cumpliendo las especificaciones solicitadas por las Dependencias permiten una mayor vida útil del tratamiento.
- Seguridad y confort. Las dosificaciones precisas de agregado, evitan exceso de gravilla suelta previniendo derrapes y rotura de cristales, así como menor cantidad de gravilla adherida a los neumáticos de los vehículos durante el proceso constructivo.
- Diseño. El uso de diseños adecuados y la revisión previa al arranque del tramo para verificar las características y desempeño de los materiales, incrementa la certidumbre de obtener un buen resultado de la aplicación.
- Soporte Técnico. El que el proveedor de los equipos y de la emulsión asfáltica cuente con personal altamente especializado en este tipo de aplicaciones y proporcione un soporte técnico oportuno, contribuye al logro de aplicaciones exitosas.
- Costos. Se logra un ahorro significativo en las dosificaciones de sello (20 a 30%, respecto a sistemas convencionales) y de emulsiones, al optimizar dichas dosificaciones.

- Mayor Control de obra. Se utiliza equipo computarizado con dosificaciones controladas, precisas y uniformes durante toda la aplicación, se requieren menos equipos sobre el tramo, facilitándose la supervisión de obra y control del tráfico.
- Dentro de las limitaciones que puede llegar a presentar este sistema son:
- El desprendimiento del agregado pétreo, esto debido a un diseño erróneo o una incorrecta técnica de aplicación.
- La poca existencia de equipos adecuados en nuestro país para la correcta aplicación de este tipo de tratamiento .

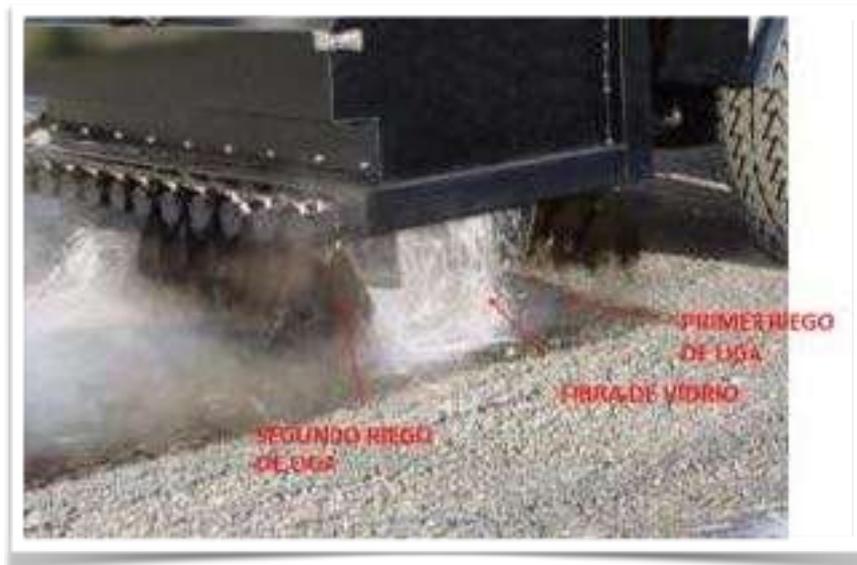


Figura 12 Detalle de la aplicación de liga-fibra-liga. (Fuente: SCT, 2014)

Slurry Seal y Microaglomerado

Es un procedimiento preventivo que se utiliza para restituir las características superficiales de la capa de rodadura, sellar grietas y sustituir la pérdida de agregados, aunque no resuelve problemas estructurales.

En esta técnica los agregados pétreos conforman el esqueleto mineral que da el espesor de la capa construida (tamaño máximo del agregado) siendo el “mástic” conformado por la mezcla de filler y asfalto, lo que le da la cohesión necesaria a esa estructura.

Son las que se construyen sobre la superficie de una carpeta asfáltica, mediante el tendido de una mezcla elaborada generalmente en frío, con materiales pétreos de granulometría fina y cemento asfáltico, modificado o no, en emulsión o rebajado con solventes, con el objeto de restablecer o mejorar las características de resistencia al derrapamiento y la seguridad, así como corregir desprendimientos menores. Por lo

general, son capas de rodadura delgadas del orden de un (1) centímetro de espesor, por lo que no tiene función estructural.

La finalidad es sellar defectos superficiales y restituir las características operacionales de la capa de rodadura como son: superficie antiderrapante, impermeable y confortable. Se aplica en capas de rodadura sin presencia de roderas, deformaciones o fallas estructurales del pavimento.

Es un tratamiento de espera con una vida útil de 3 a 5 años.



Figura 13 Aspecto del Slurry Seal. (Fuente: SCT, 2014)

Se denomina Mortero Asfáltico (Slurry Seal), cuando se utiliza en la mezcla un agregado fino (arena) con emulsión, aditivos y agua; en cambio, es un Microaglomerado cuando se utiliza, en lugar de arena natural, un agregado pétreo producto de trituración de granulometría predeterminada entre 1/8" a 3/8" como tamaño máximo. El procedimiento de elaboración, tendido y equipo a utilizar, es el mismo para ambas aplicaciones.

Ventajas y Limitaciones

Una vez aplicado el mortero asfáltico, deben quedar corregidas todas las fallas superficiales multicitadas, de modo que la apariencia sea la de una capa de rodadura renovada que nos ofrecerá las siguientes ventajas:

- Reduce la infiltración del agua y la destrucción de capas inferiores del pavimento
- Restituye la regularidad superficial
- Aumenta la resistencia a la tracción

Las limitaciones que puede presentar esta técnica son:

- Se recomienda utilizarlo en vías con tránsito bajo o medio a velocidades bajas y en zonas con poca presencia de lluvia. esto debido a que como es una capa impermeable el desalojo del agua sobre su superficie es complicada y pueden llegar a presentarse los efectos de acuaplaneo y proyección de agua lateral.
- Se requieren equipos especializados para una correcta aplicación



Figura 14 Camión Extendedor. (Fuente: SCT, 2014)

Como hemos observado existe una gama muy amplia en el tipo de mezclas que se pueden utilizar dependiendo de las características que deseemos, ya que cada una nos brinda cualidades distintas, sin embargo, cada una de ellas requieren de un diseño específico. En el siguiente capítulo se mencionaran a grandes rasgos las dos metodologías mayormente empleadas en nuestro país para el diseño de mezclas asfálticas.

2.6 Diseño de Mezclas Asfálticas

En México actualmente se implementan de manera mas significativa dos metodologías para el diseño de mezclas asfálticas, la metodología Marshall y la metodología desarrollada por la Asociación Mexicana del Asfalto (AMAAC) denominada Protocolo AMAAC. A continuación se presentará una breve descripción de ambos métodos de diseño. Cabe mencionar que ambas metodologías fueron percibidas para el diseño de mezclas asfálticas en caliente, sin embargo son utilizadas para el diseño de mezclas en frío, aun cuando ambas mezclas tengan diferencias en cuanto a sus características de fabricación y desempeño.

Método Marshall

En México se ha utilizado de forma constante y frecuente la metodología de diseño de mezclas asfálticas Marshall.

El concepto del método Marshall para diseño de mezclas de pavimentación fue formulado por Bruce Marshall, ingeniero de asfaltos del departamento de autopistas del estado de Mississippi. El cuerpo de ingenieros de Estados Unidos, a través de una extensiva investigación y estudios de correlación, mejoró y adicionó ciertos aspectos al procedimiento de prueba Marshall y desarrolló un criterio de diseño de mezcla.

El ensayo Marshall es un método ideado para dosificar las mezclas asfálticas empleando asfaltos sólidos y material granular que no supere un tamaño máximo de 2.54 cm (1"). Mediante la prueba, se obtiene la cantidad apropiada de asfalto para poder garantizar la suficiente estabilidad y así mismo las exigencias del servicio sin desplazamientos o distorsiones, un buen recubrimiento de partículas para obtener un pavimento durable incluyendo el factor de la compactación.

Los datos más importantes del diseño de las mezclas por el método Marshall son: un análisis de densidad, relación de vacíos y una prueba de estabilidad y flujo, sobre muestras compactadas.

El método Marshall utiliza especímenes de prueba estándar de una altura de 64 mm (2 1/2") y 102 mm (4") de diámetro. Se preparan mediante un procedimiento específico para calentar, mezclar y compactar mezclas de asfalto-agregado. (ASTM D1559). Los dos aspectos principales del método de diseño son, la densidad-análisis de vacíos y la prueba de estabilidad y flujo de los especímenes compactados.

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

La finalidad del diseño Marshall es obtener las cantidades óptimas de los contenidos que hacen parte de la mezcla asfáltica, con el fin de satisfacer las exigencias de servicio teniendo en cuenta diferentes criterios de análisis como son el flujo, la estabilidad, vacíos con aire en la mezcla y vacíos en los agregados pétreos, garantizando un pavimento lo mas durable posible, con un contenido de asfalto óptimo que recubra, impermeabilice y ligue el material pétreo.

Granulometría

La metodología Marshall utiliza una gráfica semilogarítmica para definir la granulometría permitida en la cual en las ordenadas se encuentra el porcentaje de material que pasa cierta malla, y en las abscisas la abertura de las mallas en mm, graficadas en forma logarítmica.

La selección de una curva granulométrica para el diseño de una mezcla asfáltica cerrada o densa, está en función de dos parámetros: el tamaño nominal del agregado y el de las líneas de control (superior e inferior). Las líneas de control son puntos de paso obligados para la curva granulométrica. La Tabla 2.5 presenta los tamaños nominales más usuales.

Tabla 2.5. Requisitos de granulometría del material pétreo para mezclas asfálticas de granulometría densa. Fuente: SCT, N-CMT-4-04/02

Abertura Mm	Malla Designación	Tamaño nominal del material pétreo mm (in)				
		9.5 (3/8)	12.5 (1/2)	19 (3/4)	25 (1)	37.5 (1 1/2)
Porcentaje que pasa						
50	2"					100
37.5	1 1/2"				100	90 - 100
25	1"			100	90 - 100	74 - 90
19	3/4"		100	90 - 100	79 - 90	62 - 79
12.5	1/2"	100	90 - 100	72 - 90	58 - 71	46 - 60
9.5	3/8"	90 - 100	76 - 90	60 - 76	47 - 60	39 - 50
6.3	1/4"	70 - 81	56 - 69	44 - 57	36 - 46	30 - 39
4.75	N° 4	56 - 69	45 - 59	37 - 48	30 - 39	25 - 24
2	N° 10	28 - 42	25 - 35	20 - 29	17 - 24	13 - 21
0.85	N° 20	18 - 27	15 - 22	12 - 19	9 - 16	6 - 13
0.425	N° 40	13 - 20	11 - 16	8 - 14	5 - 11	3 - 9
0.25	N° 60	10 - 15	8 - 13	6 - 11	4 - 9	2 - 7
0.15	N° 100	6 - 12	5 - 10	4 - 8	2 - 7	1 - 5
0.075	N° 200	2 - 7	2 - 6	2 - 5	1 - 4	0 - 3

Especificaciones de la metodología

Las mezclas asfálticas de granulometría densa, diseñadas mediante el procedimiento descrito en el manual M-MMP-4-05-034, método Marshall para mezclas asfálticas de granulometría densa, de acuerdo con el tránsito esperado en términos de número de

ejes equivalentes de ocho coma dos (8,2) toneladas, acumulados durante la vida útil del pavimento (ΣL), cumplirán con los requisitos de calidad estipulados en la Tabla 2.6 y con el porcentaje de vacíos en el agregado (VAM) indicado en la Tabla 2.7, en función del tamaño nominal del material pétreo utilizado en la mezcla.

Tabla 2.6. Requisitos de calidad para mezclas asfálticas de granulometría densa (Marshall). Fuente: SCT, N-CMT-4-05-003-02

Características	Número de ejes equivalentes de diseño ΣL (1)	
	$\Sigma L \leq 10^6$	$10^6 \leq \Sigma L \leq 10^7$ (2)
Compactación; número de golpes en cada cara de la probeta	50	75
Estabilidad; N (lbf), mín.	5 340 (1 200)	8 000 (1 800)
Flujo; mm (10 -2 in)	2 - 4 (8 - 16)	2 - 3,5 (8 - 14)
Vacíos en la mezcla asfáltica (VMC); %	3 - 5	3 - 5
Vacíos ocupados por el asfalto (VFA); %	65 - 78	65 - 75

ΣL = Número de ejes equivalentes de 8.2 t (ESAL), esperado durante la vida útil del pavimento.

(1) Para tránsitos mayores de 10^7 ejes equivalentes de 8.2 t, se requiere un diseño especial de la mezcla.

Tabla 2.7. Vacíos en el agregado mineral (VAM) para mezclas asfálticas de granulometría densa. Fuente: SCT, N-CMT-4-05-003-02

Tamaño nominal del material pétreo utilizado en la mezcla (1)		Vacíos en la mezcla asfáltica (VMC) de diseño		
		3	4	5
mm	Designación	Vacíos en el agregado mineral (VAM)		
9.5	3/8"	14	15	16
12.5	1/2"	13	14	15
19	3/4"	12	13	14
25	1"	11	12	13
37.5	1 1/2"	10	11	12

(1) El tamaño nominal corresponde al indicado en la Cláusula D. de la Norma N-CMT-4-04, Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas, para el tipo y granulometría del material pétreo utilizado en la mezcla.

Protocolo AMAAC

Como ya se mencionó anteriormente esta metodología fue desarrollada por la AMAAC basándose principalmente en la metodología norteamericana denominada SUPERPAVE, y nace bajo la necesidad creciente de diseñar mezclas de alto desempeño,

que se comporten de manera adecuada a las condiciones actuales de tráfico, cargas, durabilidad, etc.

Para ello se requiere evaluar mediante pruebas mas especializadas las mezclas diseñadas, es por ello que el protocolo establece cuatro niveles de diseño, con los que tenemos mayor certeza el poder determinar el posible comportamiento que tendrán las mezclas asfálticas durante su vida útil.

Este Protocolo nos define que pruebas realizar tanto a los agregados pétreos, al asfalto y/o emulsión así como a la mezcla, está conformado por cuatro niveles de diseño con los que debe cumplir una mezcla asfáltica.



Figura 15. Criterio de Selección de ensayos para la evaluación del diseño de mezclas asfálticas. Fuente: Protocolo AMAAC-PA-MA-01-2013

Granulometría

La granulometría a utilizar en una mezcla asfáltica se debe seleccionar de acuerdo con la función requerida para la capa asfáltica en la estructura de un pavimento. Con base en las necesidades del proyecto se podrán fabricar 5 tipos de mezcla asfáltica cuya designación se muestra en la Tabla 2.8.

Tabla 2.8. Designación del tipo de mezcla en función del tamaño nominal (AMAAC). Fuente: Protocolo AMAAC-PA-MA-01-2013

Granulometría por tipo de mezcla		
Designación de la mezcla mm	Tamaño nominal mm	Tamaño máximo Mm
37.5	37.5	50.0

Granulometría por tipo de mezcla		
25.0	25.0	37.5
19.0	19.0	25.0
12.5	12.5	19.0
9.5	9.5	12.5

Los requisitos recomendados de granulometría para el caso de una carpeta asfáltica de granulometría densa son los que se muestran en la Tabla 2.9.

Tabla 2.9. Requisitos de granulometría del material pétreo para mezclas densas. Fuente: Protocolo AMAAC-PA-MA-01-2013

		Tamaño nominal del material pétreo mm(pulg)				
Designación	Abertura mm	37.5 (1 1/2")	25.0 (1")	19.0 (3/4")	12.5 (1/2")	9.5 (3/8")
		Porcentaje que pasa				
2"	50	100 - 100				
1 1/2"	37.5	90 - 100	100 - 100			
1"	25	-90	90 - 100	100 - 100		
3/4"	19		-90	90 - 100	100 - 100	
1/2"	12.5			-90	90 - 100	100 - 100
3/8"	9.5				-90	90 - 100
4	4.75					-90
8	2.36	15 - 41	19 - 45	23 - 49	28 - 58	32 - 67
16	1.18					
30	0.60					
50	0.30					
100	0.15					
200	0.075	0 - 6	1 - 7	2 - 8	2 - 10	2 - 10

A manera de ejemplo, en la Figura 16 se muestran los límites establecidos para una mezcla con tamaño nominal de 19 mm. La escala de la abertura de la malla está elevada a la potencia 0,45.

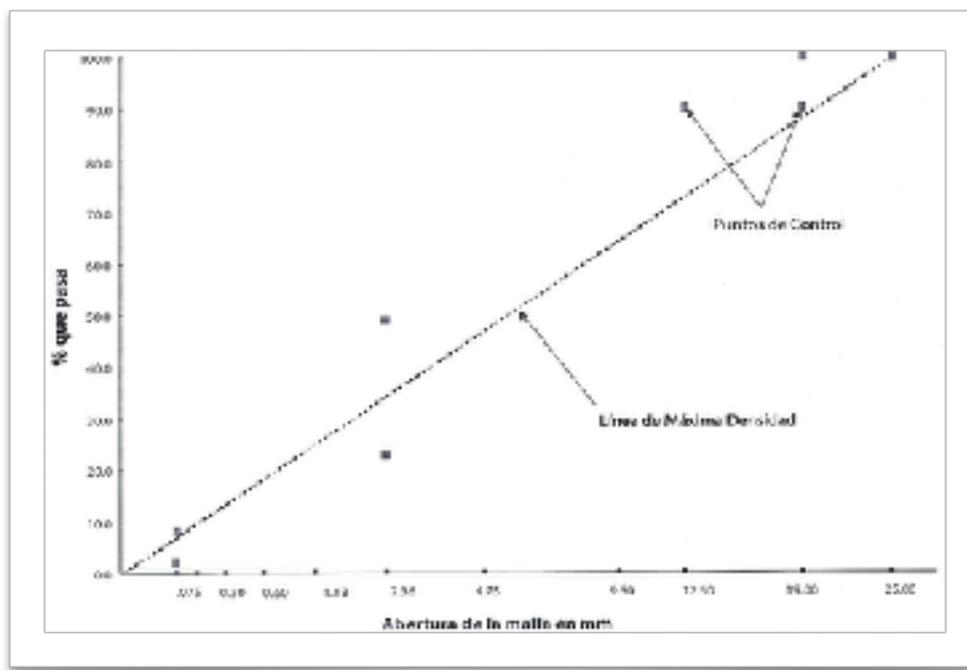


Figura 16 Granulometría para mezclas con tamaño nominal 19 mm (3/4"). Fuente: Protocolo AMAAC-PA-MA-01-2013

En todos los demás casos se debe construir la gráfica correspondiente.

Recomendaciones generales para la selección del tipo de granulometría requerida por el proyecto.

Tabla 2.10. Definición de mezclas de granulometría densa (gruesa y fina). Fuente: Protocolo AMAAC-PA-MA-01-2013

Tamaño de la mezcla	Granulometría fina	Granulometría gruesa
37.5 mm (1 1/2")	< 47% Pasando malla de 9.5	> 47% Pasando malla de 9.5
25.0 mm (1")	< 40% Pasando malla de 4.75	> 40% Pasando malla de 4.75
19.0 mm (3/4")	< 47% Pasando malla de 4.75	> 47% Pasando malla de 4.75
12.5 mm (1/2")	< 39% Pasando malla de 2.36	> 39% Pasando malla de 2.36
9.5 mm (3/8")	< 47% Pasando malla de 2.36	> 47% Pasando malla de 2.36
4.75 mm (Malla #4)	N/A (granulometría no estándar)	

Calidad de los agregados pétreos

De acuerdo al Protocolo AMAAC, los agregados pétreos deben cumplir con los requisitos de calidad observados en la tabla 2.11.

Tabla 2.11. Características de las mezclas de granulometría densa, gruesa y fina. Fuente: Protocolo AMAAC-PA-MA-01-2013

Granulometría fina	Granulometría gruesa
Menor permeabilidad	Permite elevaciones de espesor (< 25 mm TN)
Tabajabilidad (< 25 mm TN)	Incrementa la macrotextura (< 25 mm TN)
Espesores delgados (< 25 mm TN)	Mejor estructura interna (friccionante)
Mayor durabilidad en carreteras de tránsito bajo a medio	Elevada durabilidad

Las características físicas básicas que deben cumplir las fracciones gruesa y fina del agregado pétreo seleccionado son las que se indican en las Tablas 2.12 y 2.13, respectivamente.

Tabla 2.12. Requisitos de calidad de la fracción gruesa del material pétreo para mezclas de granulometría densa. Fuente: Protocolo AMAAC-PA-MA-01-2013

Característica	Norma	Especificación
Desgaste Los Ángeles, %	ASTM C131	30 máx. (capas estructurales) 25 máx (capas de rodadura)
Desgaste Microdeval, %	AASHTO T327 / ASTM D6928	18 máx. (capas estructurales) 15 máx (capas de rodadura)
Intemperismo acelerado, %	AASHTO T104 / ASTM C88	15 máx. (capas estructurales) 20 máx (capas de rodadura)
Caras fracturadas, % (2 caras o más)	ASTM D5821	90 mín.
Partículas planas y alargadas, %	ASTM D4791	5 a 1, 10% máx. ⁽¹⁾
Adherencia con el asfalto, % de cubrimiento	Recomendación AMAAC RA-08	90 mín.

(1) Suma de % planas + alargadas

Tabla 2.13. Requisitos de calidad de la fracción fina del material pétreo para mezclas de granulometría densa. Fuente: Protocolo AMAAC-PA-MA-01-2013

Característica	Norma	Especificación
Equivalente de arena, %	ASTM D2419	50 mín. (capas estructurales) 55 mín. (capas de rodadura)
Angularidad, %	AASHTO T304	40 mín.
Azul de metileno, ml/g	Recomendación AMAAC RA-05/2010	15 máx. (capas estructurales) 12 máx. (capas de rodadura)

Selección del asfalto

El cemento asfáltico se debe seleccionar en función de la temperatura máxima y mínima que se esperan en el lugar de aplicación, de acuerdo con la Norma de la SCT N-CMT-4-05-004/08 Calidad de materiales asfálticos grado PG.

Si el cemento asfáltico seleccionado es convencional, se le determinará su carta de viscosidad usando un viscosímetro rotacional de acuerdo a la norma ASTM D-4402. De esta carta se obtendrán las temperaturas de mezclado y compactación (en el laboratorio) adecuadas que corresponderán a los valores de viscosidad que se presentan en la Tabla 2.14. Para cementos asfálticos modificados las temperaturas mencionadas deben ser proporcionadas por el proveedor.

Tabla 2.14. Rangos de viscosidades para seleccionar las temperaturas de mezclado y compactación entre el agregado pétreo y cemento asiático convencional. Fuente: Protocolo AMAAC-PA-MA-01-2013

Característica	Rango de viscosidad, Pa.s
Temperatura de mezclado	0.15 a 0.19
Temperatura de compactación	0.25 a 0.31

Criterios de selección del nivel de evaluación requerido

El método de diseño propuesto por AMAAC, establece diferentes niveles de diseño para una mezcla asfáltica densa en función de la importancia de la carretera determinada por el nivel de tránsito o el desempeño deseado para la infraestructura que se requiere.

En la Tabla 2.15 se presenta la recomendación para la selección del nivel de diseño de las mezclas asfálticas de granulometría densa en función del tránsito vehicular. Es importante revisar las columnas 2 y 3 de la Tabla 2.15, para ajustar el criterio. El criterio que resulte más exigente de estas dos columnas será el nivel para el cual se evaluará la mezcla asfáltica.

2.7 Pruebas de Desempeño de las Mezclas Asfálticas

Actualmente en México, el diseño de pavimentos y mezclas asfálticas se ha visto inmerso en una serie de cambios que buscan mejorar las condiciones de desempeño de las carreteras nacionales.

Dentro de este marco se ha visto la necesidad de optar por nuevas metodologías de diseño de mezclas asfálticas que lleven a cabo un control más estricto de la calidad tanto de los elementos individuales, así como del producto de la mezcla de estos componentes.

Tabla 2.15. Niveles de diseño en función del número de ejes equivalentes de 8.2 t y el tipo de carretera. Fuente: Protocolo AMAAC PA-MA-01-2013

Designación del nivel de tránsito	Número de ejes equivalentes	Tipo de carreteras usuales	Ensayes recomendados
Nivel I Tránsito bajo	menor a 1 000 000	<ul style="list-style-type: none"> • Carreteras federales tipo D • Carreteras alimentadoras • Carreteras estatales y municipales • Calles urbanas 	<ul style="list-style-type: none"> • Diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad
Nivel II Tránsito medio	de 1 000 000 a 10 000 000	<ul style="list-style-type: none"> • Carreteras estatales • Carreteras federales tipo B y C • Vialidades urbanas 	<ul style="list-style-type: none"> • Diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad • Susceptibilidad a la deformación permanente
Nivel III Tránsito alto	de 10 000 000 a 30 000 000	<ul style="list-style-type: none"> • Carreteras federales tipo A • Autopistas de cuota 	<ul style="list-style-type: none"> • Diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad • Susceptibilidad a la deformación permanente • Módulo dinámico
Nivel IV Tránsito muy alto	más de 30 000 000	<ul style="list-style-type: none"> • Carreteras federales troncales • Autopistas de cuota importantes • Vialidades suburbanas en ciudades muy grandes 	<ul style="list-style-type: none"> • Diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad • Susceptibilidad a la deformación permanente • Módulo dinámico • Fátiga

El protocolo AMAAC implementado en 2008, ha sido el esquema mediante el cual se busca obtener mezclas de alto desempeño que deriven en mejores condiciones de serviciabilidad de las carreteras de México.

En dicho Protocolo vienen establecidas las distintas pruebas a las que serán sometidas tanto las mezclas asfálticas como sus componentes, tanto agregados pétreos como el ligante asfáltico. Aunque para el caso de la prueba de Raveling, esta prueba no se encuentra especificada en el Protocolo AMAAC, sin embargo complementa este estudio.

Ensaye de Tensión Indirecta (TSR)

El ensaye simula la susceptibilidad a la humedad de una mezcla asfáltica, este proceso se lleva a cabo utilizando dos grupos de especímenes; uno seco y otro saturado. La prueba aplica una carga de tensión diametral sobre la pastilla.

Para llevar a cabo el ensaye es necesario realizar al menos 6 especímenes, de los cuales 3 se prueban en seco y los otros 3 se prueban en húmedo.

Para especímenes de 100 mm (4 in) de diámetro la altura será de 63.5 ± 2.5 mm (2.5 ± 0.1 in) y para 150 mm de diámetro la altura es de 95 ± 5 mm (3.75 ± 0.20 in).

Una vez compactados los especímenes, mediante el compactador giratorio, se procede a calcular los vacíos de aire en cada uno, para lo cual se debe obtener la gravedad máxima teórica de la mezcla (G_{mm}) y con la obtención de la gravedad bruta de la mezcla utilizando la ecuación 2.4 se obtienen los vacíos de aire en el espécimen.

Una vez obtenidos los vacíos se conforman dos grupos, de 3 pastillas cada uno, tratando de que el promedio de vacíos sea muy similar al del otro grupo.

Los especímenes secos se recubren con una bolsa plástica impermeable y se introducen en un baño de agua a 25 ± 0.5 °C por 2 horas \pm 10 minutos, el cual debe tener un nivel de agua mínimo de 25 mm sobre los especímenes. Una vez transcurrido el tiempo, se sacan del baño de agua y se prueban en la prensa. Se obtiene la carga máxima que resistieron ya sea en libras o kilogramos.

Para los especímenes húmedos se obtiene el volumen de vacíos de aire de cada pastilla, calculados mediante la Ecuación 2.4:

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

Dónde:

G_{mm} : Gravedad específica máxima de la mezcla asfáltica

G_{mb} : Gravedad específica bruta de la mezcla asfáltica compactada

Obtenido el volumen de vacíos el siguiente paso es saturar esos vacíos con agua en un rango de 70 a 80%, esto se logra dentro de un molde (picnómetro) aplicando vacío con una presión de 13 a 67 kPa por un tiempo corto de 5 a 10 minutos. Seguido a esto se recubre la pastilla con una película plástica y se sella con una bolsa; la cual debe contener 10 ± 0.5 mL de agua, se introduce la pastilla en un congelador a temperatura de -18 ± 3 °C por un periodo mínimo de 16 horas (en el caso de considerar el ciclo de congelamiento).

Después de las 16 horas se sacan las pastillas del congelador y se les retira la bolsa y la película plástica tan pronto como se pueda, para meterlas a un baño de agua a 60 ± 1 °C por 24 ± 1 hora.

Posterior a las 24 horas se sacan las pastillas para meterlas en un baño de agua a 25 ± 0.5 °C por 2 horas \pm 10 minutos. Seguido de este tiempo se sacan las pastillas y se secan superficialmente para probarlas en la prensa.

Todas las pastillas antes de ser probadas en la prensa, deben ser medidas.

La fórmula para obtener el esfuerzo a tensión indirecta en las pastillas es la siguiente (Ecuación 2.5):

$$\sigma_t = \frac{2000 \cdot P}{\pi \cdot t \cdot D} \quad (2.5)$$

Dónde:

σ_t = Esfuerzo de Tensión en kPa.

P = Carga máxima en Newtons

t = Espesor de la pastilla en milímetros

D = Diámetro de la pastilla en milímetro

Esta fórmula se aplica para obtener el esfuerzo en seco y en húmedo. Para calcular el porcentaje de tensión indirecta se hace con la ecuación 2.6:

$$TSR = \frac{\sigma_{t \text{ húmedo}}}{\sigma_{t \text{ seco}}} \times 100 \quad (2.6)$$

Dónde:

TSR: Resistencia al daño inducido por humedad, expresada en %

$\sigma_{t \text{ húmedo}}$: esfuerzo a tensión indirecta de especímenes acondicionados, KPa

$\sigma_{t \text{ seco}}$: esfuerzo a tensión indirecta de especímenes no acondicionados, KPa

Los esfuerzos utilizados son el promedio de cada grupo. (Ponce, 2016)

Ravelling

La abrasión o ravelling en mezclas asfálticas destinadas a capas de rodadura es uno de los factores más influyentes en el deterioro de los pavimentos en carreteras, ya que produce una reducción considerable de su vida útil. La pérdida de material provocada por el paso de los neumáticos tiene consecuencias tanto en la disminución de la condiciones de confort y seguridad como en la pérdida económica que supone el mantenimiento y la rehabilitación de estos daños.

De acuerdo con la definición dada por el Instituto del Asfalto, el ravelling se puede definir como “La pérdida progresiva de materia de la superficie debida a la erosión y/o abrasión del tráfico”.

Esta resistencia inadecuada a la abrasión de los agregados pétreos se traduce en una pérdida de la textura requerida para mantener la resistencia de la carretera al

deslizamiento a altas velocidades, es decir una reducción más que significativa en el factor seguridad.

Según diferentes autores algunas de las causas principales de la aparición del ravelling a corto plazo, o prematuro, se debe a una intensa fuerza cortante que se da en el contacto entre neumáticos y pavimento, y a la cantidad de roca débil existente en la mezcla que junto a condiciones meteorológicas adversas provoca un incremento en la superficie desgastada por el tráfico. En contrapartida se determinó que la abrasión a largo plazo era, sin embargo, causada por el envejecimiento del ligante debido, de nuevo, por acciones meteorológicas. El ligante puede llegar a desarrollar dos tipos de envejecimiento, físico y químico. El primero de ellos resulta de un aumento de la viscosidad sin llegar a experimentar cambios químicos. Se produce cuando el material se almacena a temperaturas frías y da lugar a cambios moleculares lentos, haciendo el material más rígido y menos capaz de relajarse. Este tipo de envejecimiento es reversible después del paso del ligante a fase líquida con sólo calentarlo. El envejecimiento químico, en contrapartida, es el proceso más grande y complejo y corresponde a reacciones de oxidación. Como en el primer caso, también conduce al endurecimiento del asfalto bajo el efecto combinado del calor y el oxígeno. Pero contrariamente al envejecimiento físico, este es un mecanismo irreversible en el cual la cinética está influenciada por la temperatura, los rayos ultravioleta (UV), la humedad y las características del material. (Hernández, 2014)

En resumen, podemos definir las causas principales del ravelling como:

- Falta de adhesividad entre ligante y las partículas, que provoca una reducción en la cuestión a escala micro y de la resistencia a escala macro. Normalmente se produce cuando algunas partículas del agregado están recubiertos por una capa de polvo, ya que el ligante no es capaz de adherirse a la partícula y la deja libre en alguno de los puntos de superficie.
- Segregación del agregado. Si las partículas finas no se encuentran en la matriz del conjunto, entonces ligante sólo es capaz de unirse a las partículas gruesas restantes en sus relativamente pocos puntos de contacto.
- Compactación pobre durante su puesta en obra.
- Desprendimiento debido a ciertos tipos de tráfico (neumáticos con clavos, cuchillas quitanieves o vehículos orugas).
- Mala dosificación del ligante.
- Condiciones climáticas adversas.

Para el caso de las mezclas frío el ravelling es una situación muy a considerar debido a que una de las condiciones críticas que han presentado este tipo de mezclas es el

desprendimiento del agregado a edades tempranas, por lo que es de suma importancia poder determinar de qué manera disminuir el efecto del ravelling en las mezclas asfálticas. A continuación se presentan los resultados obtenidos en la realización de la prueba de Ravelling (basada en la norma ASTM D7196-12), bajo cuatro condiciones: textura fina y gruesa con proceso de curado (72 horas a 60°C) y textura fina y gruesa sin proceso de curado (se ensayaron 4 horas después de ser compactadas).

Donde se podrá observar la influencia de la incorporación del material RAP en las mezclas asfálticas fabricadas en frío.

Ensayo de Módulo Dinámico

En los últimos 30 años se ha venido utilizando el programa de diseño de pavimentos flexibles desarrollado en la década de los 70's por el Instituto de Ingeniería de la UNAM Dispav-5. En el año 2013 el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) desarrolló un programa de diseño mediante una metodología Empírico - Mecanicista de las capas que conforman el pavimento.

Dentro de las propiedades mecánicas de las mezclas asfálticas se requiere conocer el módulo de rigidez como parámetro esencial de la mezcla y como parámetro a incluir en los métodos de diseño. La estimación de esta propiedad ha sido motivo de investigación a lo largo de varios años, teniendo una serie de ensayos que se pueden realizar para su obtención, uno de ellos es el ensayo de Módulo Dinámico.

A continuación de manera general se presenta la norma de Módulo Dinámico emitida por el Instituto Mexicano del Transporte con fecha 2011/10/14 la cual es una traducción de la norma extranjera AASHTO TP 62-07 Standard Method of Test Determining Dynamic Modulus of Hot Mix Asphalt (HMA) emitida por la American Association of State Highway and Transportation Officials.

Alcance

Este método de prueba cubre el procedimiento para preparación y ensayo de mezcla asfáltica en caliente (HMA) para determinar el módulo dinámico y el ángulo de fase para un rango de temperaturas y frecuencias de carga.

La norma se aplica a especímenes de mezcla preparada en el laboratorio con tamaño nominal máximo, menor o igual a 37.5 mm.

Definiciones

Se conoce como Módulo complejo (E^*), al número complejo que define la relación entre el esfuerzo y la deformación para un material viscoelástico lineal.

El Módulo Dinámico ($|E^*|$) es el valor absoluto del módulo complejo calculado dividiendo el esfuerzo máximo entre la deformación máxima axial recuperable para un material sometido a carga senoidal.

Ángulo de fase (ϕ), es el ángulo en grado entre un esfuerzo senoidal pico aplicado y la deformación pico resultante en un ensayo bajo esfuerzo controlado.

Resumen del Método

Se aplica un esfuerzo de compresión axial senoidal (haverseno) a un espécimen de concreto asfáltico a una temperatura y frecuencia de carga determinada. El esfuerzo aplicado y la deformación axial recuperable del espécimen se miden y se usan para calcular el módulo dinámico y el ángulo de fase.

Los valores de módulo dinámico medidos en un rango de temperaturas y frecuencias de carga pueden ser ajustados en una curva maestra para caracterizar el concreto asfáltico para el diseño de espesores de pavimentos y análisis de comportamiento.

Aparatos

Sistema de ensayo de Módulo Dinámico. Un sistema de ensayo de Módulo Dinámico consiste de una máquina de ensayo, cámara ambiental y sistema de medición.

Máquina de Ensayo. Una máquina de ensayo servo hidráulica capaz de producir una carga de compresión senoidal controlada. La máquina de prueba debe tener una capacidad de aplicar carga en un rango de frecuencias de 0.1 a 25 Hz y niveles de esfuerzo mayores a 2800 KPa (400 psi). Para cargas senoidales, el error estándar de la carga aplicada es una medida de la diferencia entre los datos de carga medidos y el mejor ajuste senoidal. El error estándar de la carga es definido en la ecuación 2.7:

$$se(P) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \hat{x}_i)^2}{n-1}} \left(\frac{100\%}{\hat{x}_0} \right) \quad (2.7)$$

Dónde:

se(P): error estándar de la carga aplicada

x_i : carga medida en el punto i

\hat{x}_i : carga estimada para el punto i del ajuste senoidal

\hat{x}_0 : amplitud del ajuste senoidal

n: número total de datos recolectados durante el ensayo

Cámara ambiental. Una cámara para controlar la temperatura del espécimen de ensayo a la temperatura deseada. La cámara ambiental debe ser capaz de controlar la temperatura del espécimen en un rango de temperaturas de -10 a 60°C, con una exactitud de $\pm 0.5^\circ\text{C}$. La cámara debe ser lo suficientemente grande para acomodar el espécimen de prueba y el espécimen de referencia con el termocople colocado en el centro para verificar la temperatura.

Sistema de medición. El sistema de medición debe estar controlado completamente por computadora, capaz de medir y registrar durante el ensayo la carga aplicada y la deformación axial. El sistema debe ser capaz de medir la carga senoidal aplicada y las deformaciones resultantes con una aproximación de 0.5%. La precisión y resolución de las mediciones son resumidas en la tabla 2.16.

Tabla 2.16 Exactitud y Resolución del Sistema de Medición (Fuente:IMT)

Medición	Rango	Exactitud	Resolución
Carga	0.12 a 25 KN	Error ≤ 0.0 por ciento	≤ 0.0012 KN
Deformación	≥ 1 mm	Error ≤ 0.0025 mm	≤ 0.0002 mm
Log de fase entre la carga y la deformación	No especificado	≤ 1 grado	No especificado

Carga. La carga debe ser medida con una celda de carga electrónica en contacto con uno de los extremos del espécimen. La celda de carga debe ser calibrada de acuerdo con T 67. El sistema de medición de carga debe tener un rango mínimo de 0 a 25 kN con una resolución de 1.2 N.

Tabla 2.17 Requerimientos del Sistema de Medición de Deformación (Fuente:IMT)

Rango, mm (in)	Resolución, mm (in)
± 0.5 (0.01969)	0.0100 (0.00039)
± 0.25 (.00984)	0.0050 (0.00020)
± 0.125 (0.00492)	0.0025 (0.00010)
± 0.0625 (.00246)	0.0010 (0.00004)

Deformaciones axiales. Las deformaciones axiales deben ser medidas con un LVDT montado entre los pines pegados al espécimen como se muestra en la figura 3.6. Las deformaciones deben ser medidas en dos puntos a 180°, tres puntos a 120° o cuatro puntos a 90°. El arreglo de mediciones en cuatro puntos a 90° tiene la ventaja sobre las otras dos opciones en que, en caso de que un LVDT no funcione apropiadamente, ese LVDT y el LVDT del lado opuesto pueden ser descartados y los dos LVDT's restantes pueden ser usados para determinar la deformación promedio. Los LVDT's deben tener

un rango de ± 0.5 mm. El sistema de medición de la deformación debe poder regresar a cero y debe tener los rangos definidos en la Tabla 2.17.

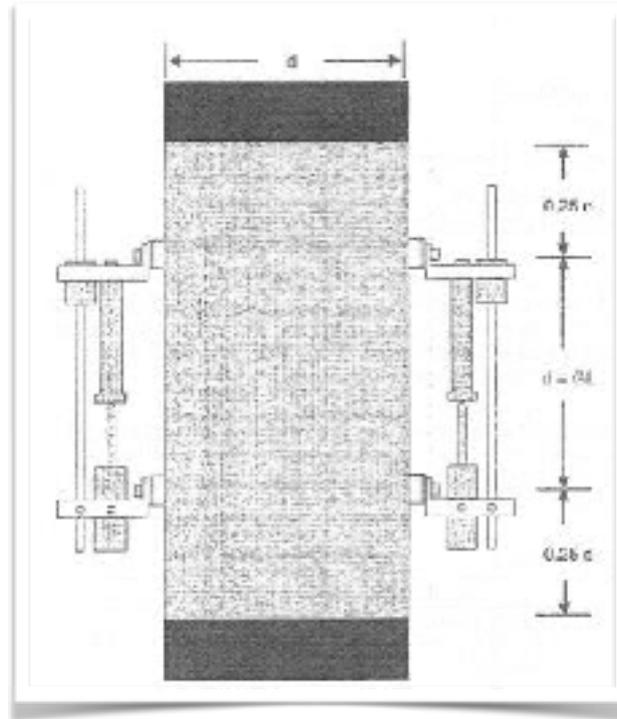


Figura 17 Esquema General de los Puntos de Medición. Fuente:IMT

Placas de Carga. Se requieren placas de carga de $104.5 \text{ mm} \pm 0.5 \text{ mm}$ para colocar arriba y abajo del espécimen para transferir la carga de la máquina de prueba al espécimen. Generalmente, estas placas deben ser hechas de acero endurecido o de chapa de acero, o aluminio anodizado de alta resistencia. Si son elaboradas de materiales más suaves se requerirá reemplazarlas más frecuentemente. No se deben utilizar materiales que tienen módulos elásticos lineales y dureza inferior que el aluminio 6061-T6.

Compactador giratorio Superpave. Un compactador giratorio y el equipo asociado para preparar especímenes de laboratorio de acuerdo con T 312. El compactador debe ser capaz de compactar especímenes de 170 mm de altura.

Sierra. Una máquina para cortar los extremos de los especímenes de prueba a la longitud requerida. La sierra debe tener un lado de corte con diamante y debe ser capaz de cortar los especímenes a las dimensiones requeridas sin calentarse excesivamente y sin provocar corto.

Extractor de núcleos. Una máquina extractora con sistema de enfriamiento y punta de diamante para cortar especímenes de prueba de 101.6 mm de diámetro nominal.

Calibración del Equipo de Prueba

La señal de acondicionamiento y el aparato de adquisición de datos del sistema de ensayo deben ser verificados para asegurar que no hay exceso en la fase de cambio entre los canales de carga y desplazamiento.

El sistema de ensayo debe ser calibrado antes de su uso inicial y al menos una vez al año, o de acuerdo a los requisitos de manufactura o cada 200 ensayos.

Verificar la capacidad de la cámara ambiental para mantener la temperatura requerida dentro de la exactitud especificada.

Verificar la calibración de todos los componentes de medición del sistema de ensayo.

Si cualquiera de las verificaciones proporciona datos que no cumplen con la exactitud especificada, corrija el problema antes de proceder con la prueba.

Especímenes de Prueba

Tamaño. Los ensayos de módulo dinámico deben ser llevados a cabo en especímenes de prueba de 150 mm de altura extraídos de mezclas compactadas en el compactador giratorio. El diámetro promedio de los especímenes debe estar entre los 100 y 1004 mm con una desviación estándar de 1.0 mm. La altura promedio del espécimen de prueba debe estar entre 147.5 y 152.5 mm.

Envejecimiento. Las mezclas preparadas en el laboratorio deben envejecerse a corto plazo en el horno durante 4 horas de acuerdo al procedimiento R30. Las mezclas de campo no requieren ser envejecidas antes del ensayo.

Especímenes giratorios. Deben prepararse especímenes de 170 mm de altura de acuerdo con T 312 al contenido de vacíos de aire requeridos.

Extracción. Se obtienen especímenes de prueba de 101.6 mm de diámetro del centro del espécimen giratorio. El extractor y el espécimen giratorio deben estar adecuadamente apoyados para asegurar que el espécimen de prueba resultante sea cilíndrico con los lados lisos, paralelos y libres de ranuras, bordes y escalonamientos.

Diámetro. El diámetro del espécimen de prueba debe ser medido en la mitad y en tres puntos a lo largo del eje a 90° uno con respecto al otro. Registre cada una de las seis mediciones con una aproximación de 0.1 mm. Calcule el promedio y la desviación estándar de las seis mediciones. Si la desviación estándar es mayor que 2.5 mm, deseche el espécimen. Para los especímenes que sean aceptables, utilizar el diámetro promedio con una aproximación a 1 mm en todos los cálculos de las propiedades del material.

Preparación de los extremos. Los extremos de todos los especímenes de prueba deben ser lisos y perpendiculares al eje del espécimen. Prepare los extremos de los especímenes cortando con una sierra de una sola o doble hoja. Los extremos de los

especímenes preparados deben cumplir las tolerancias descritas abajo. Rechace los especímenes de prueba que no cumplan dichas tolerancias.

La altura de la rugosidad de la superficie de corte de los extremos del espécimen debe estar dentro de una tolerancia de ± 0.05 mm en cualquier diámetro. Este requisito debe ser verificado al menos en tres posiciones ubicadas a 120° aproximadamente usando una regla y vernier de 8.1 a 12.5 mm de ancho aproximadamente o un comparador óptico.

El extremo del espécimen no debe alejarse de la perpendicular con respecto al eje del espécimen por más de 1° , equivalente a 2.7 mm en 152.4 mm. Este requisito debe ser verificado en cada uno de los especímenes usando un calibrador y una escuadra.

Réplicas. El número de especímenes de prueba requeridos depende del número de mediciones de deformación axial hechas por espécimen y la exactitud deseada del módulo dinámico promedio. Se deben ensayar tres especímenes para obtener un límite en la exactitud deseada. La tabla 2.18 resume la exactitud estimada asociada con el número de especímenes.

Tabla 2.18 Exactitud estimada con el número de especímenes (Fuente:IMT)

LVDT's por espécimen	Número d especímenes	Límite estimado de exactitud
2	2	$\pm 18.0\%$
2	3	$\pm 15.0\%$
2	4	$\pm 13.4\%$
3	2	$\pm 13.1\%$
3	3	$\pm 12.0\%$
3	4	$\pm 11.5\%$

Instrumentación del Especimen de Prueba

Los pines de montaje deben pegarse con adhesivo epóxico, para los LVDT's axiales, a los lados del espécimen.

La longitud del medidor de deformación axial debe ser de $101.6 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$. Debe utilizarse un aparato para alineamiento y espaciado apropiado para facilitar el montaje del hardware de medición de la deformación axial.

Procedimiento

La serie de ensayos para el desarrollo de nuevas curvas maestras para usar en respuesta de pavimentos y análisis de comportamiento debe ser llevada a cabo a -10 , 4.4 , 21.1 , 37.8 y 54°C a frecuencias de carga de 0.1, 0.5, 1.0, 5.0, 10 y 25 Hz para cada una de las temperaturas. Cada uno de los especímenes de prueba, individualmente

instrumentado con LVDT's, debe ser ensayado para cada una de las 30 combinaciones de temperatura y frecuencia de carga comenzando con la temperatura más baja y procediendo a la más alta. El ensayo a una temperatura dada debe comenzar con la frecuencia más alta de carga y proceder con las más baja.

Coloque el espécimen de prueba en la cámara de temperatura y permita que se equilibre a la temperatura de prueba especificada $\pm 0.3^{\circ}\text{C}$. Use un espécimen de monitoreo con un termocople montado en el centro para determinar el momento en que el espécimen alcanza la temperatura especificada de ensayo. Los tiempos mínimos recomendados para que la temperatura se equilibre son proporcionados como una guía. Note que esta guías para tiempos de equilibrio son recomendadas cuando se ensayan de dos a cuatro réplicas a la vez.

Tabla 2.19. Tiempos de equilibrio recomendados (Fuente: AASHTO TP 62-07, 2011)

Temperatura del espécimen $^{\circ}\text{C}$ ($^{\circ}\text{F}$)	Tiempo en el cuarto de temperatura, h 25°C	Tiempo previo a la temperatura de ensayo, h
-10 (14)	Toda la noche	Toda la noche
4 (40)	Toda la noche	4 horas o toda la noche
21 (70)	1	3
37 (100)	2	2
54 (130)	3	1

Se coloca uno de los tratamientos para reducir la fricción en los extremos encima del disco de acero endurecido de la parte inferior del marco de carga, se montan los LVDT's axiales en los pines previamente pegados al espécimen. Se ajustan los LVDT's al extremo de su rango lineal para permitir que el rango completo esté disponible para la deformación permanente a compresión acumulada.

El tratamiento para reducir la fricción debe ser colocado en los extremos en la parte superior y el disco de acero endurecido encima del espécimen. Se centra visualmente el espécimen con el actuador de carga con el propósito de evitar carga excéntrica.

Se aplica una carga de contacto (P_{min}) igual al cinco por ciento de la carga dinámica que será aplicada al espécimen. Es aceptable incrementar el esfuerzo de contacto aplicado hasta 20 KPa para mejorar la efectividad del control de la máquina aplicando una carga que mantendrá el contacto positivo con el espécimen pero sin dañarlo.

Se ajusta y balancea el sistema de medición electrónico como sea necesario.

Debe aplicarse una carga (Pdinámica) sinusoidal (haversine) al espécimen en forma cíclica. La carga dinámica debe ser ajustada para obtener deformaciones recuperables entre 50 y 1500 microdeformaciones.

Tabla 2.20 Niveles de esfuerzo dinámico típicos. Fuente: AASHTO TP 62-07, 2011

Temperatura °C (°F)	Rango KPa	Rango, psi
-10 (14)	1400 - 2800	200 - 400
4 (40)	700 - 1400	100 - 200
21 (70)	350 - 700	50 - 100
37 (100)	140 - 250	20 - 50
54 (130)	35 - 70	5 - 10

El espécimen debe ser ensayado de la temperatura más baja a la más alta, es decir, de -10°C a 54°C. Para cada una de las temperaturas, se aplica la carga de la frecuencia más alta a la más baja, es decir de 25 Hz a 0.1 Hz. Al inicio del ensayo, pre-acondicionar el espécimen con 200 ciclos a 25 Hz al nivel de esfuerzo que corresponda de acuerdo con la anterior. Luego se carga el espécimen como se especifica en la tabla 2.21. Un periodo típico de reposo entre cada una de las frecuencias es de dos minutos. El periodo de reposo no debe exceder 30 minutos para cualquier frecuencia consecutiva.

Tabla 2.21. Número de ciclos para la secuencia de ensayo. Fuente: AASHTO TP 62-07, 2011

Frecuencia (Hz)	Número de Ciclos
25	200
10	200
5	100
1	20
0.5	15
0.1	15

El espécimen debe ser desechado al final de cada serie de ensayos para cada uno de los periodos de temperatura. Si la deformación permanente no recuperable acumulada es mayor que 1500 micro unidades de deformación, reducir el nivel de esfuerzo a la mitad. Mantenga los datos de ensayo hasta el siguiente periodo de reposo, se desecha el espécimen, y se usa uno nuevo para el resto de las frecuencias de ensayos bajo condiciones de carga reducida.

Cálculos

Esta sección presenta los procedimientos para calcular el módulo dinámico, $|E^*(\omega)|$ y el ángulo de fase, $\theta(\omega)$, usando datos de una frecuencia de carga específica, ω . También define mediciones de calidad de los datos que deben ser usadas con los límites de la sección “calidad de los datos” para evaluar la confiabilidad de los datos de prueba.

La aproximación general usada aquí involucra el ajuste de mínimos cuadrados de una onda sinusoidal, como es descrito por Chapra y Canale en Métodos Numéricos para Ingenieros (McGraw Hill, 1985, pp 404-407). Se utiliza la regresión debido a que es fácil para la mayoría de los ingenieros y técnicos en la industria de pavimentos entenderla y aplicarla efectivamente. Esta aproximación es fácilmente llevada a cabo en una hoja de cálculo.

Los datos obtenidos de cada uno de los ensayos de módulo dinámico a una frecuencia ω_0 son almacenados en forma de varios arreglos, uno para el tiempo (t_i), otro para el esfuerzo (σ_i) y otro para cada una de las deformaciones $j=1,2,3,\dots m$ de los transductores de deformación usados (ϵ_j). El número de $i=1,2,3,\dots n$ puntos en cada uno de los arreglos será igual y dependerá del número de datos recolectados por ciclo de carga y el número total de ciclos para cada uno de los cuales los datos han sido recolectados. Se recomienda que se utilicen 50 puntos por ciclo y 5 ciclos para un total de 250 datos.

Análisis de datos de esfuerzo. El primer paso en el proceso, es analizar los datos en el arreglo de esfuerzos. El análisis de datos es llevado a cabo con datos de esfuerzo centrado el cual es calculado del arreglo de datos de esfuerzo restando el esfuerzo promedio.

El esfuerzo promedio se calcula por medio de la ecuación 2.8:

$$\bar{\sigma} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_i}{n} \quad (2.8)$$

Dónde

$\bar{\sigma}$ = esfuerzo promedio

σ_i = esfuerzo en el punto i en el arreglo de datos

n = número de puntos en el arreglo de datos

Luego se calcula el esfuerzo central restando el esfuerzo promedio de cada una de las mediciones de esfuerzo (Ecuación 2.9):

$$\sigma'_i = \sigma_i - \bar{\sigma} \quad (2.9)$$

Dónde

σ_i = esfuerzo en el punto i en el arreglo de datos

σ'_i = esfuerzo central en el punto i en el arreglo de datos

$\bar{\sigma}$ = esfuerzo promedio

De los datos de esfuerzo central, se calculan los tres coeficientes de esfuerzo: desplazamiento, magnitud en la fase y magnitud fuera de fase. (Ecuación 2.10, 2.11 y 2.12))

$$A_{\sigma 0} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma'_i}{n} \quad (2.10)$$

$$A_{\sigma 1} = \frac{2}{n} \sum_{i=1}^n \sigma'_i \cos(\omega_0 t_i) \quad (2.11)$$

$$B_{\sigma 1} = \frac{2}{n} \sum_{i=1}^n \sigma'_i \sen(\omega_0 t_i) \quad (2.12)$$

Dónde

$A_{\sigma 0}$ = magnitud del coeficiente de esfuerzo de desplazamiento, kPa (psi)

$A_{\sigma 1}$ = magnitud del coeficiente de esfuerzo en fase, kPa (psi)

$B_{\sigma 1}$ = magnitud del coeficiente de esfuerzo fuera de fase, kPa (psi)

σ'_i = esfuerzo central en el punto i en el arreglo de datos

ω_0 = frecuencia del esfuerzo aplicado, rad/seg

t_i = tiempo en el punto i en el arreglo de datos, s

De los coeficientes de esfuerzo, se calculan la magnitud del esfuerzo (Ecu. 2.13) y el ángulo de fase (Ecu. 2.14).

$$|\sigma^*| = \sqrt{A_{\sigma 1}^2 + B_{\sigma 1}^2} \quad (2.13)$$

$$\theta_{\sigma} = \arctan\left(-\frac{B_{\sigma 1}}{A_{\sigma 1}}\right) \quad (2.14)$$

Dónde

$|\sigma^*|$ = magnitud del esfuerzo, kPa (psi)

θ_{σ} = ángulo de fase, grados

$A_{\sigma 1}$ = magnitud del coeficiente de esfuerzo en fase, kPa (psi)

$B_{\sigma 1}$ = magnitud del coeficiente de esfuerzo fuera de fase, kPa (psi)

Debe calcularse un arreglo de los esfuerzos centrales estimados (Ecu. 2.15) y la desviación estándar del esfuerzo aplicado (Ecu. 2.16).

$$\hat{\sigma}_i = A_{\sigma 0} + A_{\sigma 1} \cos(\omega_0 t_i) \quad (2.15)$$

$$(2.16)$$

$$se(\sigma) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\hat{\sigma}_i' - \sigma_i')^2}{n-1} \left(\frac{100\%}{|\sigma^*|} \right)}$$

$\hat{\sigma}_i'$ = esfuerzo central estimado en el punto i, kPa (psi)

se(σ) = desviación estándar para el esfuerzo aplicado, por ciento

$A_{\sigma 0}$ = coeficiente de esfuerzo de desplazamiento, kPa (psi)

$A_{\sigma 1}$ = magnitud del coeficiente de esfuerzo en fase, kPa (psi)

$B_{\sigma 1}$ = magnitud del coeficiente de esfuerzo fuera de fase, kPa (psi)

σ_i' = esfuerzo central en el punto i en el arreglo de datos

ω_0 = frecuencia del esfuerzo aplicado, rad/seg

t_i = tiempo en el punto i en el arreglo de datos, s

$|\sigma^*|$ = magnitud del esfuerzo, kPa (psi)

n = número de puntos en el arreglo de datos

Análisis de datos de deformación. El segundo paso en el análisis es llevar a cabo un análisis similar en los datos de cada uno de los transductores de deformación. Sin embargo, en este caso los datos son corregidos por la desviación causada por la deformación permanente durante el ensayo, y los datos centrados en la deformación promedio para el transductor.

Para estimar el ajuste en los datos de deformación, busque cada una de los arreglos de transductores de deformación y determine los valores máximo y mínimo y el tiempo en que ocurrió para cada uno de los ciclos de carga. Luego determine la pendiente del valor máximo y mínimo locales con respecto al tiempo usando regresión lineal. El promedio de estas dos pendientes es la velocidad de ajuste D_j para el transductor de deformación j.

Determine la deformación promedio de cada transductor como sigue, (Ecu. 2.17):

$$\bar{\epsilon}_j = \frac{\sum_{i=1}^n \epsilon_{ji}}{n} \quad (2.17)$$

Dónde:

$\bar{\epsilon}_j$ = deformación promedio para el transductor j

ϵ_{ji} = deformación para el transductor j en el punto i del arreglo

n= número de puntos en el arreglo de datos

Los datos de deformación para cada uno de los transductores deben corregirse restando de las deformaciones medidas los tiempos de la velocidad de ajuste el tiempo de carga y también debe restarse la deformación promedio para dicho transductor (Ecu. 2.18):

$$\epsilon'_{ji} = \epsilon_{ji} - D_j t_i - \bar{\epsilon}_j \quad (2.18)$$

Dónde

ϵ'_{ji} : deformación central y corregida para el transductor j en el punto i en el arreglo de datos

ϵ_{ji} : deformación para el transductor j en el punto i en el arreglo de datos

t_i : tiempo para el punto i en el arreglo de datos

$\bar{\epsilon}_j$: deformación promedio para el transductor j

D_j : velocidad de ajuste del transductor j

Ensayo de Energía de Fractura

Uno de los aportes de la mecánica clásica de fractura es el concepto de energía de fractura, el cual se entiende como un parámetro propio del material y fundamental para analizar el comportamiento de un sólido durante el proceso de fractura o fisuración.

De acuerdo a lo postulado por Oller (2001), bajo el enfoque de la mecánica clásica de fractura, existe un límite superior o umbral del factor de intensidad de tensiones denominado factor de intensidad crítico de tensiones, KIC, y éste se alcanza cuando la tensión en la cabeza de la fisura comienza a propagarse.

En los últimos años ha sido motivo de investigación la aplicación de la mecánica de fractura a los materiales, específicamente los llamados cuasi frágiles, que se caracterizan por presentar comportamientos elastoplásticos, como por ejemplo el acero, materiales cerámicos y el hormigón. Con esto también se han establecido otras definiciones para el término “tenacidad” del material, como lo señalado por Kahaloo (1995), quien define el término “tenacidad” como la capacidad de los materiales de absorber energía durante la deformación, es decir, la capacidad de seguir soportando esfuerzos a deformaciones superiores a la del esfuerzo máximo sin que se produzca la rotura.

En la curva carga-desplazamiento, mostrada en la Figura 18, se observa un estado de equilibrio cuando no existen esfuerzos aplicados al material. Sin embargo, una vez que se aplica una carga cuasi estática y monotónica, la tensión incrementa hasta llegar a un

límite superior conocido como resistencia máxima teórica a tracción del material, σ_{th} , y seguidamente la carga comienza a decrecer hasta llegar a cero. En este contexto, durante la aplicación de la fuerza se realiza un trabajo W_f , que se almacena en forma de energía de deformación hasta la separación de las partes, momento en el cual esa energía de deformación se transforma en energía de fractura, relajándose cada una de las partes de las tensiones soportadas.

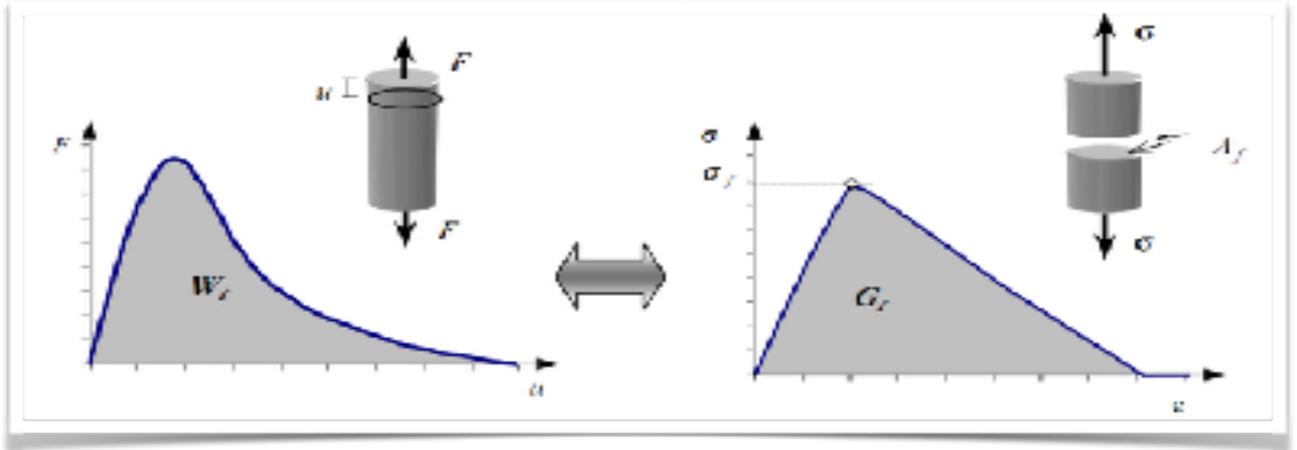


Figura 18 Forma esquemática de la obtención de la energía de fractura (Fuente: Oller, 2001)

La Energía de fractura G_f , también llamada energía total disipada durante el proceso de fractura G_D , proviene de dos fenómenos bien diferenciados, señalados en la ecuación 2.19, uno que se manifiesta por el desarrollo de mecanismos plásticos, expresado por la disipación plástica por unidad de área γ_p , y otro de la fractura propiamente dicho, cuya disipación está representada por γ_0 , y que se gasta en separar dos planos atómicos, Figura 19.

$$G_f = G_D = \gamma_p + \gamma_0 \quad (2.19)$$

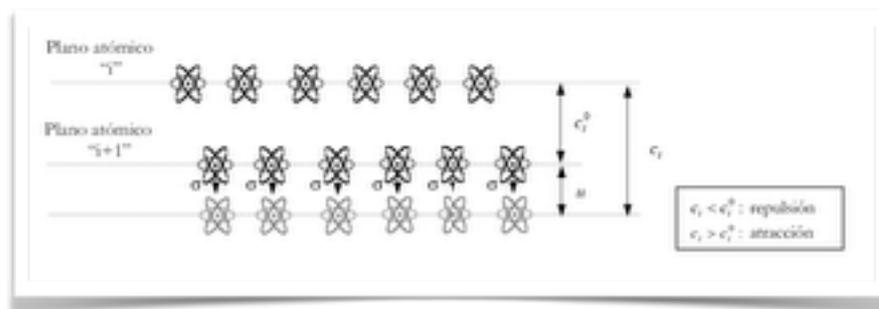


Figura 19 Esquema del movimiento entre planos atómicos (Fuente: Oller, 2001)

Las Metodologías desarrolladas para la obtención de la energía disipada en el proceso de fractura de las mezclas asfálticas se basan principalmente en el desarrollo de ensayos experimentales que representen el principal modo de falla de éstas frente al fenómeno de la fisuración. En estos procedimientos se puede determinar independientemente la energía de fractura y la resistencia o tensión máxima de fisuración. De estos ensayos se

puede calcular la energía disipada en el proceso de fisuración mediante la gráfica de la curva de carga - desplazamiento resultante, como la ilustrada en la Figura 20, sobre la que se tiene el trabajo total de la fractura W_f , calculado como el área bajo la curva señalada, de acuerdo a la ecuación 2.20. Posteriormente al dividir este trabajo realizado por el área de ligamento o fractura de la muestra, se obtiene el valor de la energía de fractura o energía total disipada durante el proceso de fractura G_f , según se señala la ecuación 2.21.

$$W_f = \int_0^{\Delta R} F \, du \quad (2.20)$$

$$G_f = G_D = \frac{W_f}{A_f} \quad (2.21)$$

Dónde:

W_f : Trabajo de fractura

F : Carga

u : Desplazamiento

G_f, G_D : Energía de fractura o energía total disipada

A_f : Área de fractura

ΔR : Deformación de rotura



Figura 20. Curva Carga - Desplazamiento. (Fuente: Vidal, 2011)

Ensayos para determinar energía de fractura en mezclas asfálticas

En el campo de las mezclas asfálticas, se han desarrollado varias metodologías experimentales que permiten representar y obtener una mejor comprensión de los mecanismos de iniciación y propagación de fisuras en pavimentos bituminosos, y se basa en representar específicamente el comportamiento a fractura de estos materiales. Sin embargo, es ahora, en los últimos años, con el desarrollo de la ciencia de la mecánica

de fractura de los materiales cuasi frágiles se ha podido describir adecuadamente los mecanismos de fractura en las mezclas asfálticas.

En este contexto, los ensayos a tracción son bastante utilizados en el campo de la ingeniería, especialmente el campo de la mecánica de fractura, debido a que estos permiten determinar propiedades mecánicas de los materiales relacionadas con su resistencia y capacidad de deformación. A su vez, permiten determinar parámetros como deformación de rotura, módulo de rigidez, carga máxima o energía disipada en el proceso de fisuración; los cuales están directamente vinculados a la resistencia a la fisuración de las mezclas.

En los últimos años han sido varios los investigadores que han estudiado los conceptos derivados de la mecánica de fractura aplicados en las mezclas asfálticas, entre los que se encuentran los estudios realizados por Wagoner en la Universidad de Illinois, por Molenaar en la Universidad de Delf, y por Koh en la Universidad de Florida. La finalidad de estos estudios ha sido investigar sobre las propiedades mecánicas de fractura en mezclas asfálticas mediante el desarrollo de nuevos ensayos que permiten obtener parámetros mecánicos que entreguen información para una mejor caracterización de las respuestas de las mezclas asfálticas frente al proceso de fisuración bajo diferentes condiciones, ya sean climáticas, de materiales, de tipo y contenido de ligante, entre otras variables.

De manera simultánea, el equipo de investigación de la Universidad Politécnica de Cataluña liderado por el catedrático Pérez-Jiménez ha desarrollado nuevos procedimientos experimentales con el objetivo de evaluar y establecer nuevos parámetros que representen las propiedades mecánicas relacionadas con la resistencia a la fisuración en las mezclas asfálticas.

Single - edge notched beam, SE (B)

El ensayo Single-edge notched beam (viga entallada a flexotracción), se ha utilizado en varios estudios para determinar las propiedades de fractura de las mezclas asfálticas. Su metodología consiste en la aplicación de una carga centrada en la cara opuesta de la cara fisurada de una probeta prismática, y así evaluar la respuesta de la mezcla asfáltica en función de la temperatura de ensayo y velocidad de aplicación de carga. El análisis de los datos experimentales permite evaluar el comportamiento a fisuración de las mezclas asfálticas determinando parámetros de la mezcla como la energía de fractura, G_f .

La geometría del ensayo SE(B) proporciona una adecuada propagación de la fisura de acuerdo al modo I de fractura. Sin embargo, su geometría tiene la desventaja de no ser

una probeta estandarizada y se limita su aplicabilidad a vigas compactadas en laboratorio. Otra desventaja de este ensayo, es que se limita su aplicación a testigos, debido al tamaño de las probetas.

Disk - shaped compact tension test, DC (T)

El ensayo Disk-Shaped Compact Tension Test (disco compacto a tracción), ilustrado en la Figura 21, desarrollado por Wagoner en la Universidad de Illinois, se basa en la utilización de una probeta de geometría circular para determinar la energía de fractura en las mezclas asfálticas. Para la selección de la geometría cilíndrica utilizada en el ensayo DC(T), se tomó como punto de partida la norma ASTM E399, la cual describe la geometría utilizada para obtener el plano de fractura en probetas metálicas. Finalmente se seleccionó la geometría que se muestra en la Figura 21 con la finalidad de maximizar la longitud de la sección de fisuración y previniendo la rotura de la probeta por medio de los agujeros de carga.

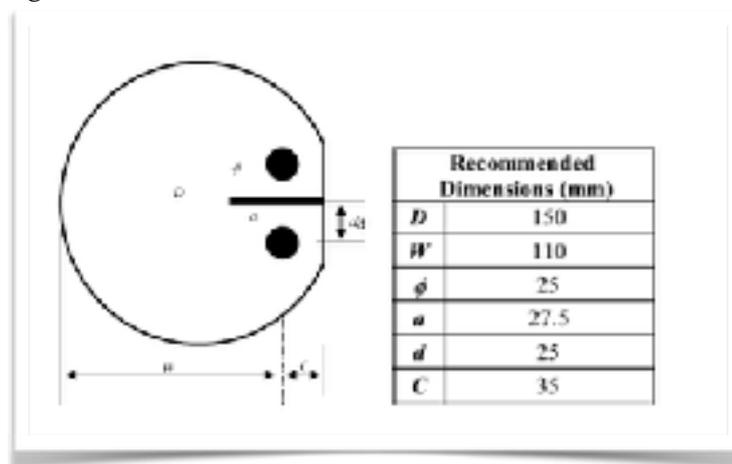


Figura 21. Dimensiones del espécimen DC (T). Fuente: Kim et al., 2009; Wagoner et al., 2005b

De acuerdo a lo señalado por Wagoner (2005b), las ventajas que presenta este ensayo es el tamaño del área de fractura y su aplicación a testigos. Sin embargo, en el proceso de fabricación de las probetas se tiene el inconveniente de que la creación de los agujeros es un proceso difícil y que requiere de una máquina especialmente diseñada para este procedimiento. Otro inconveniente en la ejecución del ensayo es la posible desviación de la fisura en algunos casos.

Un punto a considerar es que la forma de aplicación de carga a través de los agujeros realizados complica la ejecución del ensayo a temperaturas más elevadas.

El ensayo DC(T), actualmente se encuentra estandarizado a través de la norma ASTM D 7313- 07 Standard Test Method for Determining Fracture Energy of Asphalt-Aggregate mixtures Using the Disk-Shaped Compact Tension Geometry, fijando en su

procedimiento una velocidad de desplazamiento de 0.017 mm/s y señalando que la temperatura de ejecución debe ser inferior a los 10°C.

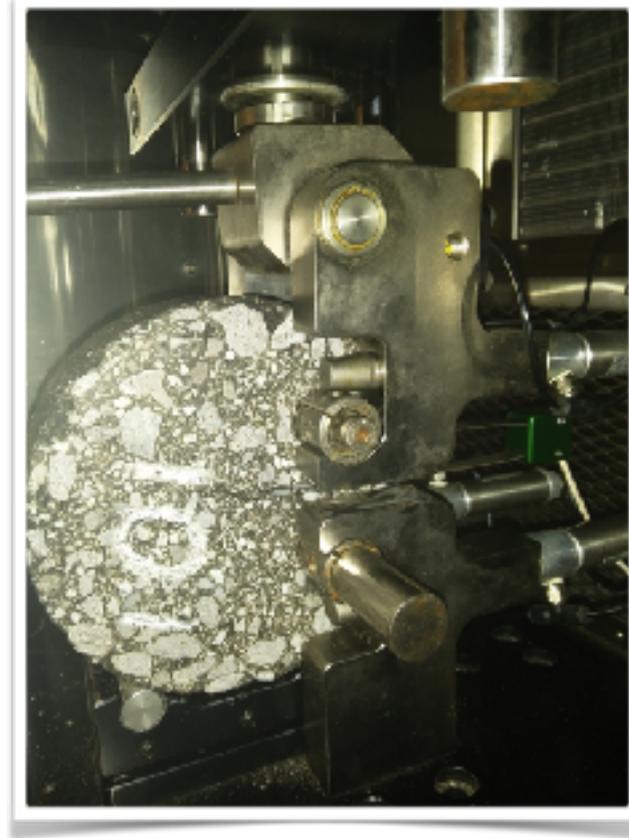


Figura 22. Espécimen DC (T) colocado en el dispositivo de prueba

En la Figura 22 se puede observar el extensómetro, el cual nos permite medir los desplazamientos.

Semi circular bending test, SCB

Otro ensayo desarrollado para medir propiedades de fractura en las mezclas bituminosas es el ensayo de flexión aplicado a una viga semicircular, SCB, ilustrado en la Figura 23, el cual ha sido aplicado en numerosas investigaciones. Este ensayo desarrollado en la Universidad de Delf tiene la ventaja que es de fácil aplicación y que de un testigo se pueden obtener dos muestras, reduciendo con esto las muestras a fabricar o los testigos a extraer para realizar el ensayo.

Las probetas utilizadas en el ensayo SCB son obtenidas por medio de la máquina de compactación giratoria. Posteriormente se realizan cortes de acuerdo al espesor requerido y se seccionan por la mitad obteniendo dos probetas. A cada probeta se le induce una fisura en la mitad de su diámetro, tal cual se ilustra en el esquema de la Figura 23.

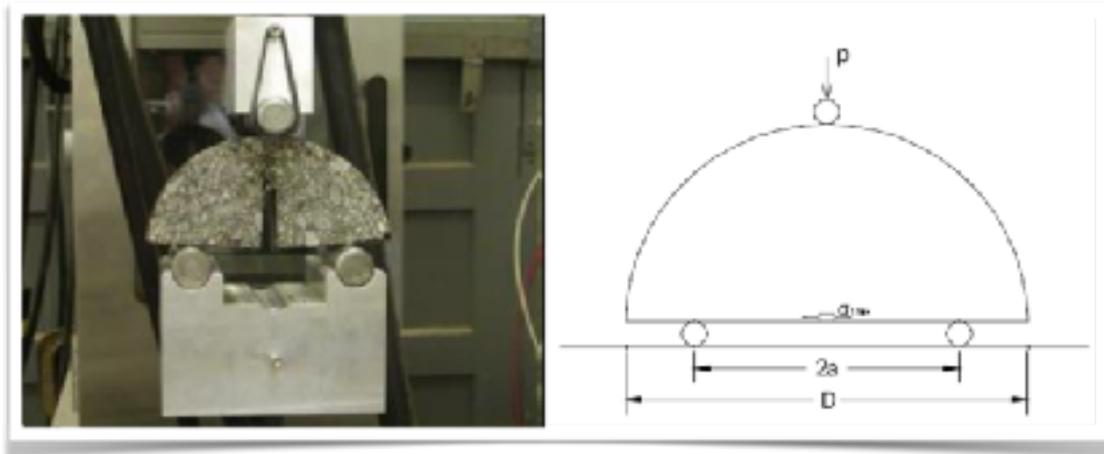


Figura 23. Montaje y esquema del ensayo SCB. Fuente: Huang et al., 2004

El procedimiento del ensayo SCB es similar al del ensayo Single-Edge Notched Beam, en el cual la probeta es simétricamente soportada por dos cilindros en la parte inferior y luego se aplica la carga en el centro de la parte superior, con una velocidad de desplazamiento de 0.5 mm/min. En el ensayo se registra la carga y la flexión (desplazamiento del pistón). Los resultados de la energía de fractura se calculan mediante el trabajo disipado en el proceso de fractura obtenido de la curva carga-desplazamiento resultante.

Una de las desventajas del ensayo SCB señaladas por Wagoner (2005) es que se produce un complejo estado tensional que afecta al proceso de propagación de la fisura, debido a los altos esfuerzos de compresión producidos producto del lugar de aplicación de la carga generando un efecto de arco con altos esfuerzos de compresión en la localidad cercana a la fisura, Figura 24.

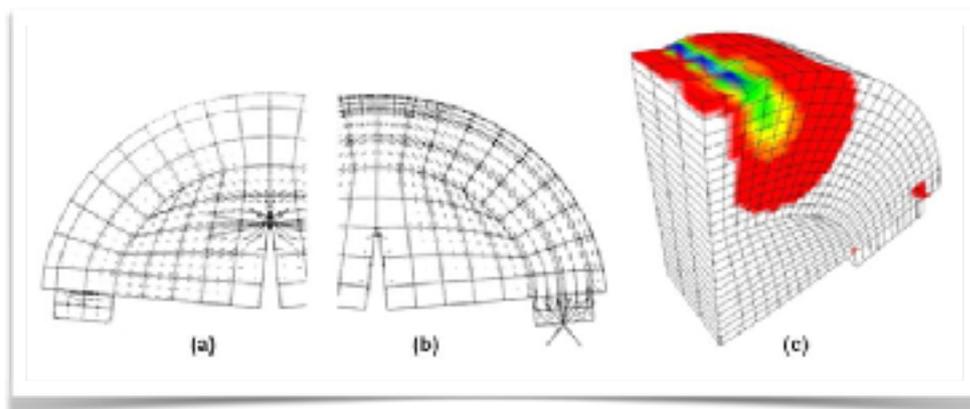


Figura 24. Campo tensional ensayo SCB modelado mediante comportamiento elástico lineal. (a) Tensiones de tracción - (b) Tensiones de compresión - (c) Daño por tensiones de compresión. Fuente: Molenaar et al., 2002

Otra desventaja que presenta este procedimiento para el equipo de investigación del Laboratorio de Caminos de la Universidad Politécnica de Cataluña, es que la rotura de la probeta de mezcla asfáltica se lleva a cabo de forma brusca, lo que no permite evaluar

el comportamiento de propagación de la fisura en la zona de softening, tras la carga máxima en la curva máxima en la curva carga - desplazamiento. Esto sucede puesto que se produce una pérdida brusca de carga, salvo en mezclas muy flexibles y evaluadas a altas temperaturas.

Barcelona Tracción Directa, BTB

El ensayo Barcelona Tracción Directa, BTB, ilustrado en la Figura 25 fue desarrollado en el Laboratorio de Caminos de la Universidad Politécnica de Cataluña. Mediante la aplicación de este ensayo se pueden determinar propiedades mecánicas de las mezclas asfálticas dentro de las cuales se encuentra la energía de fractura. En un principio este ensayo fue ideado con la finalidad de estudiar el comportamiento de materiales asfálticos anti fisuras (Fonseca, 1995), pero actualmente se ha utilizado tanto para el estudio del comportamiento de las mezclas a fatiga como para la caracterización de los ligantes asfálticos a partir de su tenacidad y energía de rotura (Pérez, 2005).

La metodología del ensayo BTB consiste básicamente en someter a una probeta cilíndrica, en cuya base se ha creado una entalladura, a un esfuerzo de tracción paralelo a esta base y perpendicular a la entalladura de la probeta. Durante el ensayo, realizado a velocidad de desplazamiento constante, se va produciendo la apertura de la entalladura, lo que provoca la fisuración de la probeta. El criterio de fallo establecido es el instante cuando se registra la carga cero o desplazamiento al cual se da la rotura total de la probeta. La velocidad de aplicación del desplazamiento se puede variar para poder obtener completa la parte de la curva posterior al punto de fractura pico, o sea la parte de relajación; con esto se simula la abertura lenta de la grieta por efecto de la temperatura (Pérez et al., 2005).

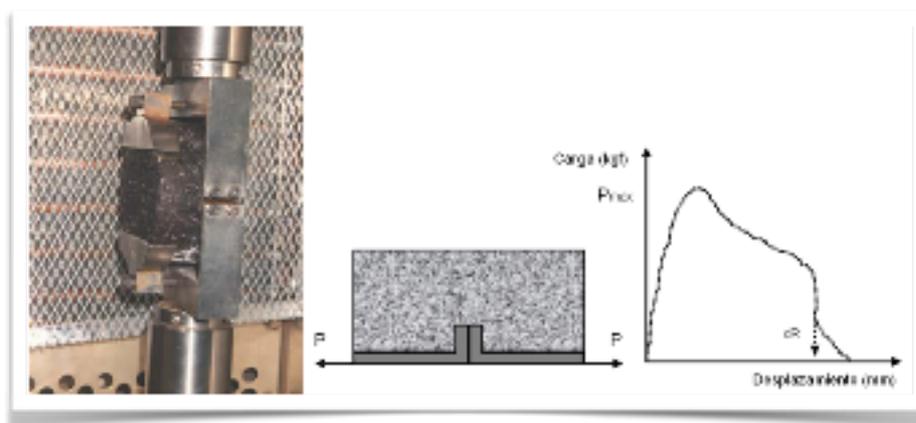


Figura 25. Montaje, esquema y curva carga – desplazamiento del ensayo BTB. Fuente: Pérez et al., 2005a

Una ventaja que presenta el ensayo BTB es la facilidad de para fabricar las probetas, ya que sigue la misma metodología que la utilizada para el método Marshall. El ensayo

ha sido aplicado también para medir la cohesión y la tenacidad de diferentes tipos de ligantes utilizados en mezclas bituminosas. Esto se realiza mediante la utilización de una mezcla con una granulometría estándar con áridos de bajo tamaño máximo y sin presencia de filler.

En la Figura 26 se puede observar las curvas fuerza desplazamiento resultantes de la aplicación del ensayo BTD en una mezcla fabricada con un ligante B 60/70, a diferentes temperaturas de ensayo. En ella se aprecia la sensibilidad del ensayo, mostrando la mezcla un comportamiento más frágil y presentando mayores resistencias en la mezcla a bajas temperaturas, mientras que a altas temperaturas la mezcla muestra un comportamiento más dúctil, alcanzando menores resistencias.

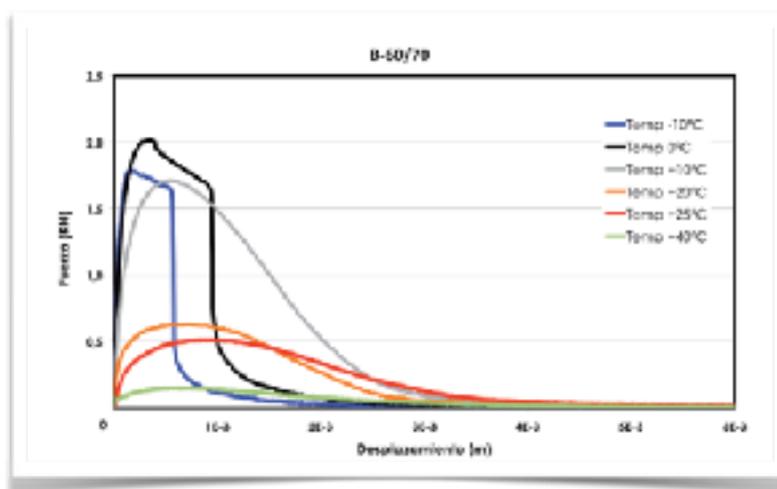


Figura 26. Curvas fuerza - desplazamiento (BTD) para evaluar la tenacidad del ligante B 60/70 a diferentes temperaturas de ensayo.

Fuente: Hernández, 2009

Un inconveniente que presenta el ensayo BTD es su aplicación a testigos, producto de la metodología de fabricación de la probeta.

Cataluña Tracción Directa, CTD

El Laboratorio de Caminos de la Universidad Politécnica de Cataluña desarrolló un ensayo simple de tracción directa aplicado a probetas prismáticas llamado Cataluña Tracción Directa, CTD, el cual se observa en la Figura 27.

Mediante el ensayo CTD se puede determinar la tenacidad y la deformación de rotura de la mezcla, parámetros que en general, no se contemplan en el diseño de las mezclas y que repercuten de manera definitiva en su comportamiento mecánico. La ventaja que presenta esta metodología respecto al ensayo BTD, desarrollado anteriormente, es principalmente su aplicabilidad tanto a probetas fabricadas en laboratorio como a testigos extraídos 'in situ'. Así también, se destaca que el campo tensional generado en la probeta, permite una fácil interpretación de los resultados y su

aplicabilidad al cálculo de parámetros del material comúnmente utilizados en ingeniería (Pérez et al., 2007).

La metodología del ensayo CTD consiste en someter las probetas prismáticas a un ensayo simple de tracción directa a la temperatura que se desea evaluar. Para la realización del ensayo se utiliza una prensa que dispone de una cámara ambiental capaz de controlar la temperatura con una precisión de $\pm 1^\circ\text{C}$. Las probetas tienen a ambos lados una hendidura en su parte central, realizada mediante un pequeño corte con una sierra de disco, con el objetivo de tener una sección más pequeña donde se induzca el fallo. Antes de ensayar las probetas, estas se colocan a la temperatura de ensayo. El ensayo se realiza mediante control de desplazamiento del pistón, aplicando un desplazamiento a una velocidad constante de 0,1 mm/min hasta llegar a la rotura total de la probeta. Esta velocidad es suficientemente baja como para poder considerar el ensayo estático. En el sistema de adquisición de datos se registra la carga aplicada y la deformación producida mediante unos extensómetros de 25 mm de base situados a ambos lados de las entalladuras, tal cual se ilustra en la Figura 27. (Vidal, 2011)



Figura 27. Montaje del ensayo CTD y superficie de fractura de probeta ensayada. Fuente: Laboratorio de Caminos, UPC

Dog - Bone Direct Tension, DBDT

El ensayo Dog-Bone Direct Tension, DBDT, ha sido desarrollado recientemente por la Universidad de Florida y su montaje puede observarse en la Figura 28. A través de este procedimiento se pueden obtener parámetros de fractura y rigidez, y permite evaluar el comportamiento a la fisuración de las mezclas bituminosas.

El procedimiento DBDT fue desarrollado con la finalidad de reducir y mejorar las desventajas de los ensayos usuales de tracción directa. Según Koh et al. (2009) las desventajas de los ensayos convencionales de tracción directa se resumen en:

- Existencia de una fuerte concentración de tensiones cercana a los extremos de las probetas.
- Influencia de la alineación de la muestra en el plano de fallo.

- La preparación de la muestra requiere un largo tiempo y un técnico especializado.
- El plano de falla se supone que se produce en el centro de la muestra, perpendicular al eje vertical, pero en la práctica, esto puede ocurrir en cualquier ubicación de la probeta.
- Problemas de repetibilidad de los ensayos.

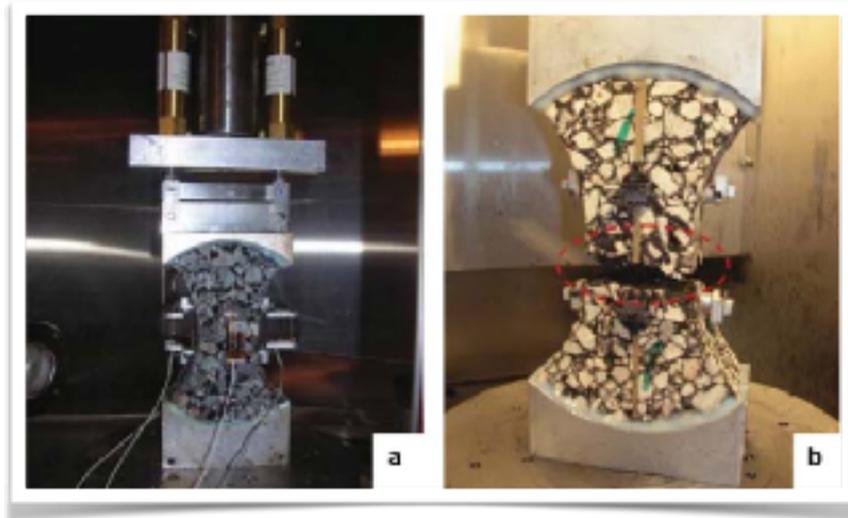


Figura 28. Montaje del ensayo DBDT (a) y la probeta una vez realizado el ensayo (b). Fuente: Koh et al., 2009

De acuerdo a lo señalado por Koh et al. (2009), autores del ensayo DBDT, este procedimiento posee las ventajas de ser un ensayo a tracción directa y al mismo tiempo reúne los requerimientos en cuanto a su funcionalidad, puesto que posee las ventajas de que las muestras tienen un plano de falla conocido, que su geometría permite que las muestras se puedan fabricar de probetas cilíndricas o testigos, y a su vez, se puede aplicar a todo tipo de mezclas. Sin embargo, la metodología de fabricación de las probetas y los complejos equipos requeridos dificultan una aplicación práctica de este ensayo.

Debido a la reciente creación del procedimiento DBDT no existen publicaciones que detallen en profundidad su procedimiento. Sin embargo, Koh et al. (2009) señalan que en pruebas preliminares han efectuado los ensayos a una tasa de desplazamiento constante de 50,08 mm/min hasta el fallo de la probeta.

Tanto el ensayo CTD como el DBDT presentan nuevamente el problema de que la fractura de la probeta se realiza de forma brusca, lo que no permite analizar el comportamiento de los materiales ensayados en su zona postpico, o también llamada, zona de softening, en la cual se puede evaluar el comportamiento de los materiales frente a su capacidad para mantener unidos sus componentes una vez que ha resistido ya su carga máxima. En el caso de las mezclas bituminosas, que se caracterizan por tener un comportamiento flexible y dúctil es importante analizar bien esta zona de

rotura. El análisis de la zona de softening presenta una importancia igual o superior a la zona prepico, ya que cuando se emplean ligantes modificados, por ejemplo, la diferencia de respuesta de la mezcla se observa en la zona de rotura postpico, presentando un comportamiento más dúctil y con una mayor capacidad de deformación en este tipo de mezclas. (Vidal, 2011)

A modo de resumen se puede observar en la Figura 29 las diferentes geometrías, junto con las ventajas y limitaciones de los diferentes ensayos desarrollados para evaluar la energía de fractura en mezclas bituminosas, expuestos en este punto.

Tipo de ensayo	Ventajas	Limitaciones	Área de fractura (mm ²)
	Mejor homogeneidad de carga Mayor área de fractura	Menor número de duplicación a resaca	1600
	Mejor área de fractura Ensayo de fractura normalizada (NFIM LTR 10-07)	Complejidad en la elaboración de especímenes y aplicación a resaca Desviación de la forma Temperatura de ensayo	2000 e = 50 mm l = 100 mm
	Fácil aplicación a geometría y tamaño Mejor homogeneidad de carga Mayor control de humedad y densidad	Complejidad en la elaboración Lugar de aplicación de la carga influye en la deformación de la forma	2000 e = 50 mm l = 100 mm
	Fácil preparación de probetas	No aplicable a resaca Desuniformidad específica	1600 e = 50 mm l = 101,4 mm
	Estado tensional de tracción pura Fácil integración de los resultados	Menor área de fractura Elaboración de las probetas y sus flechas e longitudes Repetibilidad del ensayo	2000 e = 42 mm l = 100 mm
	Conformación de probetas localizada en zona de resaca Fácil de fabricar Fabricación a partir de probetas de resaca Favorece a resaca	Menor número de duplicación de probetas	No de resaca dimensionales exactas Fabricación a partir de probetas conformadas (e=10 mm) o=1,5 pulgadas. Masilla blanca o=2 pulgadas. Masilla negra

Figura 29. Geometrías, Ventajas y Limitaciones de los diferentes ensayos para evaluar Energía de Fractura (Fuente: Vidal, 2011)

Ahora bien todas las pruebas de desempeño antes mencionadas son considerando una mezcla asfáltica cuyos componentes son: agregados pétreos, y asfalto como ligante, sin embargo para nuestro caso las mezclas ensayadas están compuestas por: agregado pétreo más RAP y emulsión como ligante. Por lo mencionado anteriormente requerimos saber sobre las características de las emulsiones.

CAPÍTULO 3

RECICLADO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS

Las carreteras son uno de los principales factores que favorecen y estimulan el desarrollo económico y social de un país; constituyen el principal medio de comunicación. Los caminos y las carreteras inducen la creación de cadenas económicamente favorables por el movimiento de mercancías y de esta manera favorecen el comercio y la industria. Por lo tanto, es sin duda alguna imprescindible construir dichos elementos de la mejor manera, garantizando calidad y con ello prolongar en cuanto sea posible su vida útil.

Durante los últimos años, el transporte en México ha sufrido cambios significativos tanto en la cantidad de vehículos como en las cargas que son capaces de transportar y de igual forma las exigencias de los usuarios han cambiado, pidiendo mayores estándares de confort y seguridad.

En la actualidad, la sociedad ha incrementado su sensibilidad e interés sobre el cuidado del medio ambiente. Lo que nos lleva a optimizar el uso de los materiales dispuestos, es decir, la reutilización de los materiales toma una importancia significativa. Para el caso de los pavimentos asfálticos, siendo que para su conformación se utilizan materiales no renovables es indispensable lograr reutilizar los recursos existentes.

Todo lo antes mencionado conlleva a tener la necesidad de mejorar las técnicas de diseño, construcción y rehabilitación de la red carretera, para este caso, se pretende por medio del Protocolo AMAAC PA-MA-01-2013, incorporar un porcentaje de material de pavimento asfáltico recuperado. Asegurando alcanzar los estándares de calidad necesarios para el correcto desempeño de la nueva mezcla asfáltica.

3.1 Objetivo del Reciclado

Sin duda alguna como ya se ha mencionado y quizás de forma repetitiva, entre los objetivos prioritarios del reciclado de mezclas asfálticas son, tanto optimizar los recursos económicos, es decir el dar una herramienta a los constructores de caminos con la que puedan disminuir los gastos generados ya sea por la rehabilitación o por la construcción de una vialidad, así mismo, de igual forma aprovechando el producto derivado del fresado de una carpeta asfáltica se pretende poder abatir de una manera singularmente importante el impacto ambiental.

Dado que nos encontramos dentro de un sistema totalmente globalizado y donde el aspecto económico, es decir, en cuánto dinero se posee o cuánto se es capaz de generar, el reciclado o reutilización de un producto existente que ha perdido sus condiciones iniciales, nos permite sin duda alguna un ahorro sustancial, dado que se disminuye el consumo de productos, para este caso se minimiza el uso de agregados pétreos vírgenes y de asfalto, considerando esto, los costos en la producción de una nueva mezcla asfáltica, y que además, posea las características de calidad comparada con una mezcla sin la inclusión de RAP, impactará de una manera sumamente importante en la economía de todos los involucrados en la construcción y/o rehabilitación de pavimentos asfálticos.

Sin olvidar el tema ecológico, que cada día toma una importancia preponderante en todas las sociedades a nivel mundial, el impacto generado por el desperdicio inconmensurado de un producto como las mezclas asfálticas, que además están conformadas por materias primas de origen natural y sobre todo no renovables, y dado que, considerando que en México gran parte de las mercancías, las cuales generan un movimiento económico, son desplazadas por vía terrestre y esto nos lleva a la gran necesidad de construcción de nuevas vías y a la rehabilitación de las existentes, secuencialmente, esto nos lleva a la situación irremediable de utilizar los productos antes mencionados. Considerando esto, la demanda de nuevos productos nos lleva a un abuso irracional y por lo tanto a un impacto ecológico, que de seguir así, nos traerá grandes problemas a corto plazo.

Por lo tanto, lograr mediante la técnica de reciclado de mezclas asfálticas, minimizar el uso de nuevos productos para su diseño y fabricación nos traerá múltiples beneficios, ya aprovechamos el material existente, lo cual cabe señalar que a pesar de encontrarse envejecido, aún conserva muchas de sus propiedades y esto nos permite obtener excelentes resultados en las mezclas recicladas en las cuales se les incorpore este material.

Actualmente en México todo el RAP, o por lo menos gran parte de este, se ha estado desperdiciando de una manera exagerada, dentro de los motivos de este hecho, se podrían mencionar una gran cantidad, sin embargo, los principales son sin duda alguna, la falta de conocimientos técnicos en el tema y la renuencia al cambio de técnicas de construcción o de diseño de pavimentos asfálticos.

3.2 Antecedentes del Reciclado de Mezclas Asfálticas

La tendencia actual en el tratamiento de residuos es el aprovechamiento máximo en sus recursos mediante la reutilización, reciclado, etc. Antes de su vertido y eliminación, todo ello con el objetivo de cuidar el medio ambiente, evitar la saturación de los vertederos y contribuir a la disminución en el uso de materias primas naturales.

Las posibilidades del reciclado son muy amplias, tal es el caso del reciclado de mezclas asfálticas, que actualmente es una tendencia a la alza para la rehabilitación de carreteras.

Uno de los motivos que impulsó las técnicas de reciclado de mezclas asfálticas, fue la crisis de precios del petróleo de los años 70's. Esta crisis, no solo hizo que subiera el precio del asfalto, elemento fundamental en la pavimentación, sino que además surgió el planteamiento de un ahorro de energía. Aproximadamente los costos de reparación de firme mediante técnicas de reciclado o sustitución suponen ahorros económicos de hasta un 25 % y aproximadamente 2500 toneladas de material pétreo por kilómetro-carril en reciclados integrales.

La historia del reciclado de mezclas asfálticas se remonta a principios del siglo pasado. Sin embargo, no fue sino hasta el embargo del petróleo de los años 70's que la práctica moderna del reciclado de mezclas asfálticas realmente se difundió.

En ese tiempo, había muy poca experiencia en la tecnología y diseño de mezclas asfálticas, diseño de pavimentos, y la construcción y desempeño de pavimentos reciclados se consideraba experimental o desconocida. Sin embargo, las prácticas de la construcción evolucionaron y entre 1978 y 1980, el Programa Nacional de Investigación Cooperativa de Carreteras (NCHRP) publicó la síntesis práctica de carreteras Núm. 54, y el reciclaje de materiales para carreteras en su reporte Núm. 244, con las directrices para el reciclaje de los materiales de pavimentos, el cual hizo que se utilizara la experiencia de numerosas dependencias y organizaciones que proporcionó un acercamiento práctico al reciclado de pavimentos.

De acuerdo con la administración Federal de Carreteras (FHWA) (1993), en Estados Unidos se logró aproximadamente la cantidad anual de 80 millones de toneladas de reciclado de mezclas asfálticas.

En la mayoría de los países del mundo el reciclado de mezclas asfálticas es un tema aún nuevo y México no es la excepción, sin embargo es por ello que surge la necesidad de investigar y probar estas técnicas.

Las especificaciones del Estado, normalmente permiten la incorporación del RAP recuperado en las mezclas asfálticas en caliente (HMA). El procedimiento de diseño de mezclas Superpave ha sido modificado para evaluar la HMA con RAP (Anderson, 2001), sin embargo para el Protocolo AMAAC, para mezclas elaboradas en frío, no se tienen normativas para realizar la inclusión de RAP en las mezclas asfálticas.

Las empresas productoras de HMA, en 2006, se encontraban en una situación comparable a la de los años setenta durante el embargo petrolero.

En ese año hubo un rápido aumento en los costos de energía y en los ligantes asfálticos, dando como resultado un incremento económico en la fabricación y transporte de dichos materiales, así como la escasez de ligante asfáltico en algunas regiones del país. Además, en esta época aumentó la preocupación por el medio ambiente que se derivó en la dificultad para permitir la explotación de nuevas reservas de material pétreo. (Asociación Mexicana del Asfalto A.C, 2014)

3.3 Tipos de Reciclado de Mezclas Asfálticas

Consientes de la gran necesidad de rehabilitación de las vías terrestres en el país, se cuenta con varias opciones para llevar a cabo este proceso, una vez que se haya tomado la decisión de mejorar la capacidad estructural del firme, se dispone de varias técnicas diferentes para llevarla a cabo. Entre las más importantes podríamos mencionar las siguientes:

Técnicas convencionales o clásicas. Se trata de las técnicas usuales que se utilizan de forma generalizada actualmente. Con estos métodos los deterioros más importantes se corrigen colocando una capa de refuerzo superficial a base de materiales vírgenes. Si los deterioros son muy importantes, se procede a retirar el grosor defectuoso y se sustituye por nuevas capas de mezcla bituminosa.

Técnicas de reciclado. Este tipo de metodología se basa en la reutilización de los materiales del firme defectuoso, junto con estos materiales envejecidos, se pueden añadir otros elementos (agentes rejuvenecedores, nueva mezcla bituminosa, etc.). estas técnicas se pueden dividir en varios tipos diferentes.

Como cualquier método constructivo y en este caso de diseño, la metodología para el reciclado de un pavimento asfáltico se puede elaborar de dos formas básicas, en frío y en caliente, estas a su vez desprenden un par de opciones respectivamente.

La Asociación de Reciclado y Recuperación de Asfalto (Asphalt Recycling and Reclaiming Association, ARRA) reconoce cinco tipos de reciclados de pavimentos (Asphalt Institute, s.f):

Fresado en Frío (Cold Planing)

Se remueve el pavimento asfáltico hasta una profundidad especificada y la superficie es restaurada, con las pendientes longitudinales y transversales deseadas, libres de lomos, huellas y otras imperfecciones superficiales. La remoción del pavimento o fresado se completa con la máquina de tambor giratorio autopropulsada para cepillado en frío. El RAP es cargado en camiones y acopiado para ser reciclado en caliente o en frío (Asphalt Institute, s.f).

Reciclado en Caliente

Se combina el RAP con agregado nuevo y cemento asfáltico y/o agente rejuvenecedor, para producir una mezcla asfáltica en caliente. Si bien se usan plantas en caliente discontinuas, comúnmente las plantas empleadas para producir la mezcla reciclada son las de tambor, aunque en la actualidad los avances tecnológicos en las plantas nos permiten fabricar mezclas con 100% RAP, con la implementación de plantas de tambor en contraflujo. El RAP en su mayor parte es producido por fresado en frío pero también puede elaborarse a partir de la remoción del pavimento y trituración. Los equipos y procedimientos para colocación y compactación de la mezcla son aquellos típicos de las mezclas asfálticas en caliente (Asphalt Institute, s.f).

Reciclado en Caliente In Situ

El reciclado se lleva a cabo en el lugar y el pavimento típicamente se procesa hasta una profundidad de 20–40 mm (3/4–1 ½ pulgadas). El pavimento asfáltico es calentado, ablandado y escarificado hasta la profundidad especificada. Se agrega una emulsión asfáltica u otro agente aglomerante y empleando uno de los procesos, se incorpora nueva mezcla asfáltica en caliente en la medida necesaria. Los tres métodos de reciclado en caliente in-situ son termo-escarificación, repavimentación y remezclado (Asphalt Institute, s.f).

Reciclado en Frío

El reciclado en frío de pavimentos asfálticos, se define como el procesamiento y tratamiento con material bituminoso y/o aditivos químicos, de un pavimento asfáltico existente, sin aplicación de calor, para producir una capa de pavimento restaurado.

El principal objetivo del reciclado en frío es rehabilitar un pavimento deteriorado, restituyendo o mejorando las propiedades de la mezcla asfáltica así como las propiedades funcionales y estructurales del pavimento.

El reciclado en frío consiste básicamente en la recuperación de un pavimento asfáltico existente (RAP), el mezclado del pavimento asfáltico recuperado con asfalto, agregado pétreo virgen (si es necesario) y aditivos (si es necesario). La recuperación de un pavimento en frío puede ser realizada por un equipo fresador el cual, es capaz de disgregar el material de modo tal que pueda ser reutilizado en el mismo lugar o bien transportado a una planta para ser utilizado en cualquier otro proyecto vial. Por otra parte, si no se dispone de una fresadora, el pavimento puede ser removido con métodos convencionales, transportado a una planta de trituración y utilizarse en la preparación de mezclas asfálticas tanto en frío como en caliente.

Las mezclas recicladas podrán requerir la adición de agregado cuando el porcentaje de asfalto residual de la mezcla recuperada es muy alto y/o cuando sea necesario restaurar la granulometría del RAP. En relación al uso de aditivos estos se requieren, en general, para mejorar la adherencia asfalto/agregado y/o para mejorar las propiedades del asfalto que se utiliza. (Z & García S., 2006)

Si bien el reciclado en frío se realiza también empleando la planta central o fija, el método más comúnmente utilizado es el reciclado en frío in-situ (Cold in-place Recycling, CIR). En el CIR, habitualmente el pavimento asfáltico existente es fresado hasta una profundidad de 50–100 mm (2–4 pulgadas). El pavimento es pulverizado y el material recuperado es mezclado con una emulsión asfáltica o el agente de reciclado emulsionado; luego, es extendido y compactado, construyéndose así una base. Las bases recicladas en frío requieren una nueva superficie asfáltica. Para pavimentos de bajo tráfico, puede aplicarse un tratamiento superficial con emulsión. Para tráfico intenso puede aplicarse un tratamiento superficial con emulsiones modificadas o bien recibir una carpeta asfáltica fabricada en caliente (HMA) (Asphalt Institute, s.f).

Recuperación Full – Depth

En este método, toda la sección de pavimento, y en algunos casos un volumen predeterminado del material subyacente, se mezcla con emulsión asfáltica para

construir una base estabilizada. Con este proceso constructivo, los problemas en la base pueden ser corregidos. La recuperación full–depth consiste en seis etapas básicas: pulverización, incorporación de aditivos y/o emulsión, extendido, compactación, perfilado y colocación de la nueva superficie de rodadura (Asphalt Institute, s.f).

3.4 Beneficios del Reciclado en Frío

Muchos son los beneficios que se pueden obtener al reciclar pavimentos asfálticos y en particular si se emplean técnicas de reciclado en frío. Entre estos se pueden listar los siguientes:

- Reducción del impacto ambiental, por concepto de:
 - Reducción en la explotación y transporte de nuevos materiales. Además al reutilizar los materiales existentes se podría considerar la presencia de materiales de buena calidad, en el sentido de que estos han sido probados previamente.
 - Reducción por concepto de vertido de escombros.
 - Reducción de la contaminación por varios efectos asociados a los sistemas constructivos (ejemplo; reducción del polvo, humo, etc.)
- Ahorro de energía en comparación a la alternativa de mezcla en caliente y por concepto de transporte (en particular para el reciclado in–situ).
- Se corrigen y eliminan deformaciones superficiales, baches y ahuellamientos. Se puede restaurar y/o corregir la sección transversal de los caminos.
- Se destruyen los patrones de agrietamientos de los pavimentos en servicio y en el caso de un reciclado a profundidad total se corrigen deficiencias estructurales.
- Se compara con la alternativa de reconstrucción, el reciclado no perturba la subrasante que en muchas situaciones ésta ya se encuentra compactada, consolidada y estable.
- Si se compara con la alternativa de reencarpetamiento, el reciclado permite conservar las alturas de las soleras por lo cual no altera las condiciones de drenaje y canalización. Del mismo modo mantiene la continuidad de la rasante de su mismo eje así como los ejes que la cruzan.
- Se puede corregir la resistencia al deslizamiento. Específicamente, el fresado superficial permite mejorar la textura superficial del pavimento.
- Reducción del impacto a los usuarios, durante el proceso de construcción. En particular las técnicas del reciclado in–situ, permiten trabajar en una pista sin interferir los carriles contiguos de circulación. Se reduce también, el impacto por circulación de vehículos de transporte de materiales que no solo redundan en un beneficio desde el punto de vista del tránsito sino que además desde el punto de

vista de las menores solicitaciones en el pavimento por efecto del tránsito pesado de construcción. El beneficio al usuario, se puede además cuantificar debido a que el reciclado in-situ, en comparación con técnicas tradicionales se puede realizar en un tiempo mucho menor. (Z & García S., 2006)

3.5 Procedimientos para Recuperar un Pavimento

El RAP se puede obtener de varias maneras. El método más común es a través de operaciones de fresado. Otra fuente común es la demolición total del pavimento. A continuación se analizarán las diferentes fuentes de generación de RAP (West, 2010).

Fresado de un Pavimento

El fresado tiene un aporte benéfico dentro de la rehabilitación de un pavimento asfáltico. Estas son las ventajas del fresado (West, 2010):

- Elimina las capas de pavimento deterioradas.
- Mantiene la altura adecuada entre el pavimento y los gálibos verticales de las estructuras, evita el aumento de carga muerta por el peso propio del pavimento en los tableros de los puentes.
- Evita llenar los bordillos y las bajadas de agua en las entradas de las obras de drenaje.
- Restaura el grado de rugosidad y el perfil del pavimento.
- Es un proceso de rehabilitación eficaz que se puede realizar dentro de un periodo corto, evitando un cierre prolongado de la vía.

Selección de la Profundidad de Fresado

La selección de la profundidad de fresado es una decisión del proyecto en la planificación de la rehabilitación de un pavimento. A menudo, la profundidad de fresado se basa en un examen visual de los núcleos extraídos para determinar la profundidad de grietas en la superficie y/o la ubicación de capas débiles. La eliminación de estas capas deterioradas o débiles ayuda a lograr un mayor rendimiento a largo plazo del recubrimiento aplicado (West, 2010).

Inspección del Proceso de Fresado

Los procesos de fresado deben ser examinados cuidadosamente para asegurarse de que el material fresado no esté contaminado con tierra, material de base, geotextiles u otros residuos. Esto es particularmente importante para los fresados profundos o el

fresado en los hombros o vías ensanchadas. Los materiales fresados que se contaminan deben usarse solamente como material para acotamientos y deben ser almacenadas por separado del RAP que se utilizará en mezclas asfálticas. Un límite máximo recomendado de material perjudicial contenido en el RAP es de un 1% (West, 2010).

Demolición de un Pavimento

El RAP también se puede obtener como producto de la demolición completa de un pavimento existente usando una excavadora o retroexcavadora. Este proceso se limita normalmente a pequeñas áreas de pavimento. Además, es un proceso lento y da como resultado grandes trozos de pavimento que pueden ser más difíciles de procesar para utilizarse como material reciclado. Cuando los escombros del pavimento están contaminados con material de capas subyacentes y/o el suelo de desplante, es mejor que este material sea triturado y utilizado para construcción de carriles de acotamiento o como material en la capa de base (West, 2010).

Pavimentos Indicados para Reciclado

Usualmente son viejos pavimentos asfálticos, desde una mezcla asfáltica en caliente a una base granular con tratamiento de superficie. Dichos pavimentos adolecerán de fisuración y desintegración severas, tales como baches Figura 30.



Figura 30. Desprendimiento de agregado (bache)

Frecuentemente, la pobre condición del pavimento se debe a que éste es, para el tráfico actuante, demasiado débil o de insuficiente espesor, y así es sobre esforzado. Un drenaje inadecuado puede también acelerar la velocidad y el tenor del deterioro del pavimento. Todos los tipos de pavimento asfáltico pueden ser reciclados: carreteras de bajo, medio y alto volumen de tráfico, caminos secundarios, calles urbanas, pistas de

aeropuertos y estacionamientos. Muchos pavimentos asfálticos tienen bases granulares y algunos suelos arenosos en la subrasante, pudiéndose en ambos casos lograr un mejoramiento y un aumento en la resistencia mediante la estabilización con emulsiones asfálticas (Asphalt Institute, s.f).

Determinar la condición del pavimento existente es una parte esencial en la selección de cualquier método de rehabilitación y/o conservación de pavimentos asfálticos. Se necesita evaluar el tipo y magnitud de deterioros presentes en el pavimento. Necesita determinarse la resistencia de la estructura del pavimento actual y sus materiales. Los tráficos actuales y futuros necesitan ser investigados y calculados.

Un adecuado muestreo y la correcta realización de los ensayos de materiales son esenciales en el éxito del reciclado de pavimentos. Testigos de pavimentos y/o perforaciones se emplean para determinar el tipo, espesor y la condición de las distintas capas del pavimento y obtener muestras representativas para ensayos en laboratorio. Para materiales asfálticos, los ensayos típicamente incluyen la extracción convencional de asfalto, tanto para determinar el contenido de asfalto como para calcular, por tamizado, la granulometría de los agregados. En el caso del reciclado en frío, puede agregarse la recuperación del asfalto por el Método Abson, y con ello la determinación de las propiedades del asfalto, incluyendo penetración a 25°C y viscosidad absoluta a 60°C. Para bases granulares y suelos de subrasante se hace normalmente el tamizado por vía húmeda y el equivalente de arena o el índice de plasticidad. Los ensayos comúnmente realizados se enumeran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Procedimientos de Evaluación de Materiales – Reciclado en Frío y Recuperación Full - Depth

Características	Método de Ensayo	
	ASTM	AASHTO
Contenido de asfalto de una mezcla asfáltica vial	D 2172	T 164
Asfalto recuperado de una mezcla asfáltica vial	D 1856	T 170
Tamizado de agregados gruesos y finos	C 136	T 27
Porcentaje de material menor de 75 mm (tamiz N° 200) mediante tamizado vía húmeda	C 117	T 11
Límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo	D 4318	T 89/90
Equivalente de arena de suelo o agregado	D 2419	T 176
Penetración de materiales bituminosos	D 5	T49
Viscosidad del asfalto mediante viscosímetro capilar por vacío	D 2171	T 202

Se requiere una mezcla de diseño para determinar tipo y porcentaje de emulsión asfáltica o agente de reciclado emulsificado, contenido de agua de premezclado (de requerirse nuevos agregados), y las propiedades de estabilidad y resistencia (módulo) de la mezcla reciclada (Asphalt Institute, s.f).

3.6 Experiencias del Reciclado a Nivel Mundial

A nivel mundial existen muchos casos en los que se utiliza el RAP, bajo alguna de las técnicas de reciclado, siendo más comunes las técnicas de reciclado en caliente (en planta e in-situ) y la de reciclado en frío in-situ (utilizando asfalto espumado), por lo tanto la técnica de reciclado en frío en planta utilizando emulsiones asfálticas cuenta con un nivel de experiencia muy baja y con una documentación prácticamente nula.

Países como Estados Unidos, España, Alemania y Francia, son de los países con una tasa de reciclado mayor en comparación con la de México, sin embargo en todos estos países las técnicas de reciclado utilizadas y documentadas comprenden las mencionadas anteriormente.

Sin embargo, con el proceso de investigación y obtención de artículos científicos se lograron encontrar casos tales como la experiencia de Suecia.

En Suecia, un total de alrededor de 1 millón de toneladas de material de pavimento viejo se recicla cada año. Se utilizan varias técnicas (frío, semi-caliente y caliente), de las cuales el reciclaje en plantas en frío se ha convertido en el método más común para pavimentos flexibles en carreteras con bajos volúmenes de tráfico ($TDPA_{total} < 1500$ vehículos/día). El reciclaje en frío es una técnica económica ya que el material no necesita ser calentado. Las plantas de asfalto se pueden mover fácilmente de un lugar a otro y por lo tanto son adecuadas para la producción en pequeña escala y para la construcción de carreteras en áreas escasamente pobladas, lejos de las plantas estacionarias. En el reciclaje en frío, hasta el 100% del asfalto puede ser recuperado, pero para un buen resultado es importante aplastar y cribar el asfalto viejo en primer lugar. Se agrega una emulsión de asfalto nuevo de un 2,0 a 4,0%, usualmente junto con agua y algunas veces con un 10-20% de agregados minerales vírgenes. Se han desarrollado diversos procedimientos para hacer la mezcla lo más homogénea posible y asegurar una cobertura suficientemente buena con la emulsión. Es importante que las cantidades de nuevo aglutinante, agua y agregado mineral se determinen mediante ensayos preliminares en el laboratorio. Por lo tanto, se ha desarrollado un nuevo procedimiento de ensayo para este tipo de mezclas, que se incluye en las nuevas directivas para el reciclaje en frío elaboradas por la Administración Nacional de Carreteras de Suecia. El procedimiento comprende pruebas y especificaciones que abarcan las siguientes áreas:

- Muestreo y evaluación de material de asfalto viejo.
- Composición del granulado (pavimento asfáltico recuperado, RAP).
- Directrices para la elección de un nuevo aglutinante y mezcla de agua y agregado mineral.
- Preparación y acondicionamiento de las muestras de ensayo.
- Mezcla de diseño y aseguramiento de calidad mediante pruebas de propiedades mecánicas y durabilidad de la mezcla reciclada.

Desde los años sesenta, se han desarrollado muchos tipos de instalaciones de mezclado en frío que son fácilmente móviles y también son adecuados para mezclas asfálticas recién fabricadas y mezclas asfálticas recicladas. Las modernas plantas de mezcla en frío tienen la misma precisión que las plantas para mezclas asfálticas fabricadas en caliente, incluso si los sistemas de control son menos extensos. En la fabricación en frío, el granulado y el agregado no se calientan pero tienen la misma temperatura que el entorno durante la mezcla. La temperatura del aglutinante es de aproximadamente 50-60°C.

Aunque predominan los procesos de mezcla continua; También se utilizan plantas de mezcla por lotes.

Normalmente, este tipo de planta puede producir 100-150 toneladas de asfalto por hora. Una característica común de las plantas es un alto grado de movilidad y corto tiempo de puesta en marcha después de ser trasladado (cuestión de unas pocas horas).

En consecuencia, la técnica es adecuada para la operación a pequeña escala, al mismo tiempo que la ubicación cercana al sitio de construcción o el área de almacenamiento temporal puede reducir las necesidades de transporte.

En el reciclado en plantas en frío, el nuevo aglutinante consiste en emulsión asfáltica. En la mayoría de los casos, se añade agua y en algunos casos 10-20% de agregado. Se han desarrollado diferentes variantes del procedimiento de mezclado para que el asfalto sea lo más homogéneo posible y para que las partículas tengan un buen grado de revestimiento. Es importante que la cantidad de nuevo aglutinante, agua y agregado se determine mediante un diseño de mezcla apropiado para que el asfalto tenga una composición adecuada y buenas cualidades materiales (Torbjörn, 2001).

CAPÍTULO 4

PRUEBAS EXPERIMENTALES Y RESULTADOS

La parte experimental de este proyecto de investigación fue realizada en la empresa SemMaterials México, ubicada en la ciudad de Puebla.

Dicha fase del proyecto consistió en la realización de las prueba de caracterización de los agregados pétreos de aportación y del RAP, así como la caracterización de las emulsiones desarrolladas para este proyecto, de igual forma se evaluaron mediante pruebas de desempeño las diferentes mezclas asfálticas.

Las mezclas asfálticas que se fabricaron fueron con diferentes contenidos de RAP, la mezcla de control con 0, 30, 50 y 100% de RAP respectivamente.

A lo largo de este capítulo se podrá observar con detalle cada una de las pruebas realizadas, así como los resultados de dichas pruebas.

4.1 Caracterización de los Agregados Pétreos

Los agregados pétreos utilizados para este proyecto de investigación son producto de los bancos denominados La Letra y Derrumbadas; aportando el agregado grueso y agregado fino respectivamente. De igual forma el RAP utilizado es producto del fresado de un tramo carretero de la autopista México–Pachuca.

Tabla 4.1. Caracterización de los Agregados Pétreos

PROPIEDAD FÍSICA	NORMA	FRACCIÓN DEL AGREGADO		ESPECIFICACIÓN Protocolo AMAAC 2013
		ARENA	GRAVA	
Peso Volumétrico Seco Suelto, kg/m ³	ASTM C 29	1503	1439	-
Peso Volumétrico Seco Compacto, kg/m ³		1687	1550	-
Peso Volumétrico Seco Suelto combinado, kg/m ³				-
Gravedad Específica Bruta, Gsb	ASTM C 127 ASTM C128	2.448	2.552	> 2.4
Gravedad Específica Aparente, Gsa		2.477	2.713	-
Absorción, %		0.5%	2.3%	-
PRUEBAS EN EL AGREGADO FINO				
Angularidad, % (método A)	AASHTO T 304	48.2%		40% mín.
Equivalente de Arena, %	ASTM D 2419	68.0		50% mín.
Azul de Metileno, mg/g	AMAAC RA 05/2010	5		15 máx.
PRUEBAS EN EL AGREGADO GRUESO				
Desgaste de Los Ángeles, %	ASTM C 131		17%	30% máx.
Micro-Deval, %	AASHTO T 327		19%	15% máx.
Intemperismo Acelerado (Sulfato Sodio), %	ASTM C88			15% máx.
Partículas con 1 Cara Fracturada, %	ASTM D 5821		100%	100% mín.
Partículas con 2 ó más Caras Fracturadas, %			82%	90% mín.
Partículas Planas, %			2%	10% máx.
Partículas Alargadas, %	ASTM D 4791		0%	10% máx.

Propuestas Granulométricas

Para la elaboración de las curvas de diseño, se realizó el análisis granulométrico de las fracciones de agregado a emplear, primero el agregado fino (Banco “Derrumbadas”, Puebla), después el agregado grueso (Banco “La Letra”, Puebla) y por último el RAP (Autopista México-Pachuca), el cual se fraccionó en dos partes (RAP Fino y RAP Grueso). El material RAP se fraccionó de esa manera ya que de esta forma nos permite tener mayor control en la parte de la homogeneidad del material.

Para el diseño de las mezclas a evaluar, se consideró la granulometría del RAP con asfalto, debido a que al ser mezclado en frío, las partículas aglomeradas no logran disgregarse completamente. En la Figura 31 se muestran las propuestas granulométricas para los diferentes contenidos de RAP y en la Figura 32 se muestran las mismas propuestas si se considera la granulometría del RAP sin asfalto (incineración).

A continuación se muestran los resultados del análisis granulométrico.

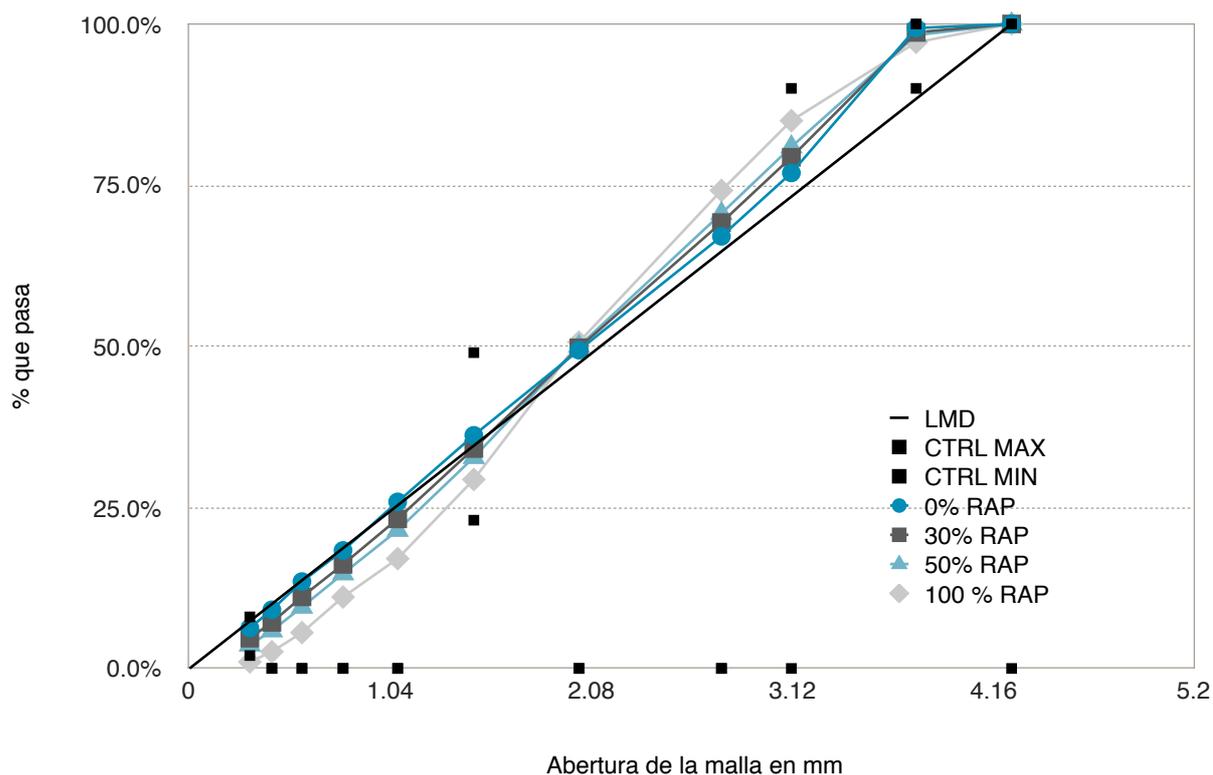


Figura 31. Propuestas Granulométricas de Diseño

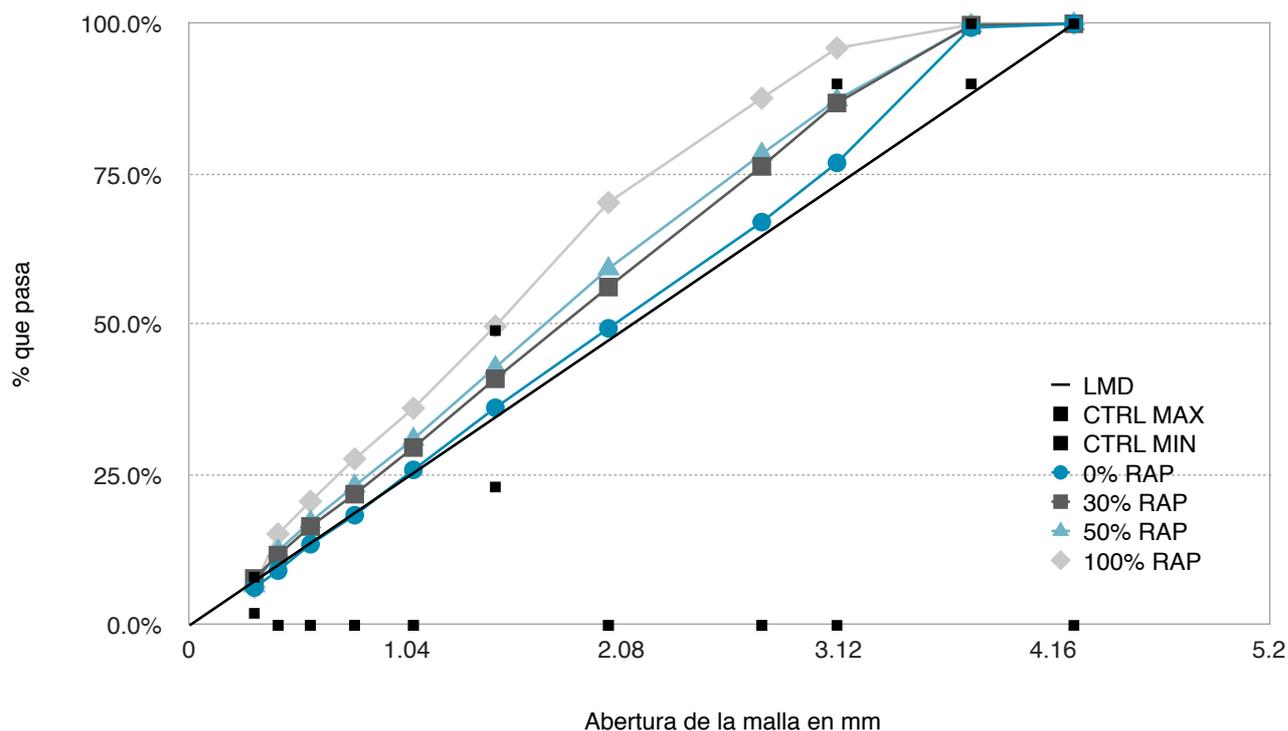


Figura 32. Granulometrías del Agregado Pétreo de las Mezclas Asfálticas (Incineración)

4.2 Evaluación de las emulsiones

A continuación se muestran los resultados correspondientes a las pruebas realizadas a la emulsión y al residuo asfáltico.

Tabla 4.2. Resultados de Evaluación de la Emulsión

PRUEBA	MÉTODO DE PRUEBA	ESPECIFICACIÓN	VALOR OBTENIDO
PRUEBAS A LA EMULSIÓN			
Contenido de cemento asfáltico, 204°C, %	ASTM D244-95	60 mín	61.2
Viscosidad Saybolt Furol 25°C, SSF	ASTM D88-94	5 - 100	31
Asentamiento a 5 días, %	ASTM D69-30	5 max	4.8
Retenido en malla N° 20, %	ASTM D244-95	0.1 max	0.0000
Tamaño de Partícula (μm)			5.46
PRUEBAS AL RESIDUO DE LA EMULSIÓN			
Penetración a 25°C, 100 g / 5 seg, 1/10 mm	ASTM D5-18572	40 - 90	61

4.3 Prediseños

La elaboración de prediseños consiste en la fabricación de especímenes de 700 gramos de masa, mediante las inversas de las granulometrías establecidas previamente.

La realización de los Prediseños nos permite identificar en primera instancia el contenido óptimo tanto de emulsión como de agua de premezclado, ambos datos nos permitirán determinar el contenido óptimo de asfalto total y humedad total en las mezclas.

Además de lo anterior con los Prediseños se observa la cohesión temprana y el cubrimiento del agregado pétreo con la emulsión utilizada. Estas variables se determinan de manera cualitativa después de una hora de curado de las mezclas a temperatura ambiente.



Figura 33. Muestras de Prediseños

Se consideró el aporte del 100% de asfalto presente en el RAP, teniendo en cuenta esto, para los contenidos óptimos para el 0, 30, 50 y 100% de RAP, siendo 5.2, 6.2, 7.0 y 10.0% respectivamente.

Los resultados de los Prediseños fueron los siguientes:

Caso 1. Mezclas con 0% de RAP

Tabla 4.3. Dosificación Prediseños (0% RAP)

0 % RAP			
% emulsión	% agua	% agua total	% asfalto total
9.5%	4.5%	8.2%	5.8%
8.5%	4.5%	7.8%	5.2%
7.5%	4.5%	7.4%	4.6%

Contenido óptimo de 8.5% de emulsión y 4.5% de agua de premezclado.

Caso 2. Mezclas con 30% de RAP

Tabla 4.4. Dosificación Prediseños (30% RAP)

30 % RAP			
% emulsión	% agua	% agua total	% asfalto total
7.8%	4.3%	7.3%	6.9%
6.8%	4.6%	7.3%	6.2%
5.8%	5.0%	7.3%	5.6%

Contenido óptimo de 6.8% de emulsión y 4.6% de agua de premezclado.

Caso 3. Mezclas con 50% de RAP

Tabla 4.5. Dosificación Prediseños (50% RAP)

50% RAP			
% emulsión	% agua	% agua total	% asfalto total
6.7%	4.7%	7.3%	7.6%
5.7%	5.1%	7.3%	7.0%
4.7%	5.5%	7.3%	6.4%

Contenido óptimo de 5.7% de emulsión y 5.1% de agua de premezclado.

Caso 4. Mezclas con 100% de RAP

Tabla 4.6. Dosificación Prediseños (100% RAP)

100 % RAP			
% emulsión	% agua	% agua total	% asfalto total
5.9%	1.1%	3.4%	10.6%
4.9%	1.5%	3.4%	10.0%
3.9%	1.9%	3.4%	9.4%

Contenido óptimo de 4.9% de emulsión y 1.5% de agua de premezclado.

Los valores óptimos determinados anteriormente serán corroborados mediante la realización de la prueba de Tensión Indirecta.

4.4 Prueba de Tensión Indirecta (TSR)

El ensayo de Tensión Indirecta se realizó como lo establece la norma AASHTO T 283 (Standard Method of Test for Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture – Induced Damage).

Para la realización de dicha prueba se utilizaron variables, tales como: la humedad de compactación y el contenido de emulsión asfáltica. Para la humedad de compactación se utilizaron dos: 60 y 70% de humedad total perdida en la mezcla y en lo que respecta al contenido de emulsión se utilizaron los determinados en los Prediseños.

Una vez que las muestras llegaban a la humedad de compactación requerida, se continuó con el proceso de compactación. El cual fue realizado en un compactador giratorio Servopac, los especímenes se compactaron por altura (63.5 mm) con un límite máximo de 100 giros. Después de la compactación, los especímenes fueron curados en un horno a 60°C durante 3 días, esto con la finalidad de que se evapore totalmente el agua presente en la mezcla.

Transcurridos los 3 días, se obtuvieron las propiedades volumétricas de las pastillas con la utilización del equipo llamado “CoreLok”.

El procedimiento para obtener las propiedades volumétricas es el siguiente:

- Obtener el peso seco de la pastilla.
- Obtener el peso de la bolsa donde se introduce la muestra.
- Se acomoda la muestra dentro de la bolsa y se introduce al equipo CoreLok, se cierra el equipo para sellar la bolsa.
- Una vez terminado el proceso anterior, se obtiene el peso sumergido de la muestra sellada.
- Posteriormente se saca la pastilla de la bolsa y se vuelve a pesar.

Para proceder con el cálculo la pastilla tiene una tolerancia de máximo 5 gramos de diferencia con el primer peso; si es mayor, la pastilla debe secarse y repetir el procedimiento.



Figura 34. Equipo CoreLok, Muestra Gmb (izquierda) y Muestra Gmm (derecha)

Con los datos de los pesos de la pastilla en seco, la bolsa y el sumergido se procede a realizar los cálculos para encontrar el valor de la Gravedad Bruta de la Mezcla (Gmb).

Para obtener los vacíos en las muestras, se deben tener los datos de la Gravedad Máxima Teórica de la Mezcla (Gmm). El cual se realiza de la siguiente manera utilizando el equipo CoreLok:

- Se fabrica la mezcla con el porcentaje de emulsión y RAP a ser analizado.
- Se mete al horno por 3 días a 60°C, para su curado.
- Se toma el peso de la mezcla seca.
- Se disgrega la mezcla y se introduce el material en las bolsas que estipula el equipo CoreLok.
- Se sumerge la muestra en agua la cual se encuentra a una temperatura de 25°C, esto para obtener el peso sumergido. Cuando la muestra se encuentra sumergida se corta una de las bolsas para que el agua sature la muestra.

Los resultados de esta prueba se muestran a continuación:

Tabla 4.7. Determinación de la Gravedad Máxima de la Mezcla Gmm (0% RAP)

Sample	% EMU	Bag weight	Bag weight of rubber sheets	Weight of sample in air	Weight of bags and sample in water	Total volume	Bag and rubber sheet volume	Sample volume	Gmm	PROM
1	7.5%	44.5	21.6	1568.7	928.2	706.6	70.99	635.61	2.47	2.471
2	7.5%	44.2	22.7	1548.0	917.6	697.3	71.76	625.54	2.47	
1	8.5%	43.3	21.8	1551.8	914.2	702.7	69.86	632.84	2.45	2.444
2	8.5%	44.6	21.9	1555.9	912.1	710.3	71.40	638.90	2.44	
1	9.5%	44.2	21.5	1583.3	924.6	724.4	70.56	653.84	2.42	2.418
2	9.5%	41.1	22.4	1560.5	909.6	714.4	68.03	646.37	2.41	

Tabla 4.8. Determinación de la Gravedad Máxima de la Mezcla Gmm (30% RAP)

Sample	% EMU	Bag weight	Bag weight of rubber sheets	Weight of sample in air	Weight of bags and sample in water	Total volume	Bag and rubber sheet volume	Sample volume	Gmm	PROM
1	4.7%	44	21.4	1527.8	896	697.20	70.23	626.97	2.44	2.439
2	4.7%	44.1	22.7	1534.2	901.1	699.90	71.65	628.25	2.44	
1	5.7%	44.1	22.1	1541.4	898.4	709.20	71.05	638.15	2.42	2.416
2	5.7%	43.7	22.3	1541.7	898.7	709.00	70.81	638.19	2.42	
1	6.7%	44.1	21.6	1551.4	899.5	717.60	70.55	647.05	2.40	2.401
2	6.7%	42.4	22.6	1545.7	898.3	712.40	69.67	642.73	2.40	

Tabla 4.9. Determinación de la Gravedad Máxima de la Mezcla Gmm (50% RAP)

Sample	% EMU	Bag weight	Bag weight of rubber sheets	Weight of sample in air	Weight of bags and sample in water	Total volume	Bag and rubber sheet volume	Sample volume	Gmm	PROM
1	4.7%	44	21.4	1527.8	896	697.20	70.23	626.97	2.44	2.439
2	4.7%	44.1	22.7	1534.2	901.1	699.90	71.65	628.25	2.44	
1	5.7%	44.1	22.1	1541.4	898.4	709.20	71.05	638.15	2.42	2.416
2	5.7%	43.7	22.3	1541.7	898.7	709.00	70.81	638.19	2.42	
1	6.7%	44.1	21.6	1551.4	899.5	717.60	70.55	647.05	2.40	2.401
2	6.7%	42.4	22.6	1545.7	898.3	712.40	69.67	642.73	2.40	

Tabla 4.10. Determinación de la Gravedad Máxima de la Mezcla Gmm (100% RAP)

Sample	% EMU	Bag weight	Bag weight of rubber sheets	Weight of sample in air	Weight of bags and sample in water	Total volume	Bag and rubber sheet volume	Sample volume	Gmm	PROM
1	3.9%	43.8	21.5	1533.2	876.4	722.10	70.11	651.99	2.35	2.359
2	3.9%	42.4	22.3	1534.1	881.2	717.60	69.37	648.23	2.37	
1	4.9%	44.0	21.5	1533	872.6	725.90	70.33	655.57	2.34	2.339
2	4.9%	43.3	21.9	1537.3	875.2	727.30	69.96	657.34	2.34	
1	5.9%	44.1	21.0	1548.3	877.2	736.20	69.94	666.26	2.32	2.320
2	5.9%	43.2	21.5	1549.3	875.9	738.10	69.45	668.65	2.32	

Los resultados obtenidos en la variación del porcentaje de vacíos de aire en las mezclas se presentan a continuación, considerado el contenido total de asfalto presente en las mezclas.

Tabla 4.11. Variación en el %Va Respecto al 60% de Humedad Perdida

		Contenido 1	Contenido 2	Contenido 3
0% RAP	% Asfalto Total	5.80%	5.20%	4.60%
	% Va	10.92%	13.40%	14.22%
30% RAP	% Asfalto Total	6.90%	6.20%	5.60%
	% Va	10.89%	12.35%	13.55%
50% RAP	% Asfalto Total	7.60%	7.00%	6.40%
	% Va	11.32%	12.59%	13.93%
100% RAP	% Asfalto Total	10.60%	10.00%	9.40%
	% Va	9.02%	9.80%	11.26%

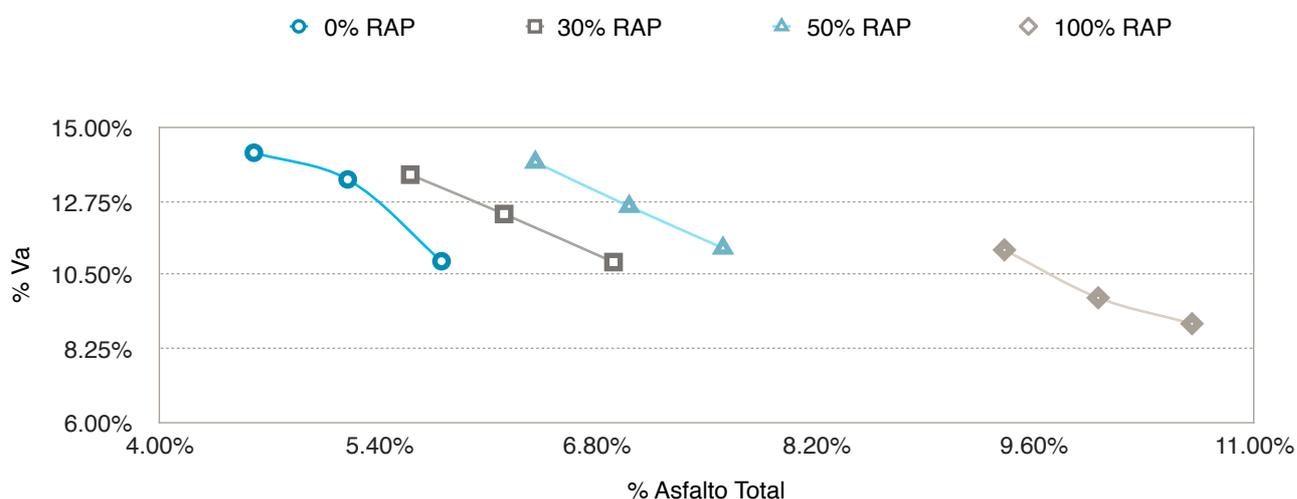


Figura 35. Variación en el %VA respecto al 60% de Humedad Perdida

Tabla 4.12. Variación en el %Va Respecto al 70% de Humedad Perdida

		Contenido 1	Contenido 2	Contenido 3
0% RAP	% Asfalto Total	5.80%	5.20%	4.60%
	% Va	10.53%	12.05%	14.00%
30% RAP	% Asfalto Total	6.90%	6.20%	5.60%
	% Va	10.59%	12.25%	13.20%
50% RAP	% Asfalto Total	7.60%	7.00%	6.40%
	% Va	11.48%	12.60%	13.67%
100% RAP	% Asfalto Total	10.60%	10.00%	9.40%
	% Va	9.33%	9.70%	10.83%

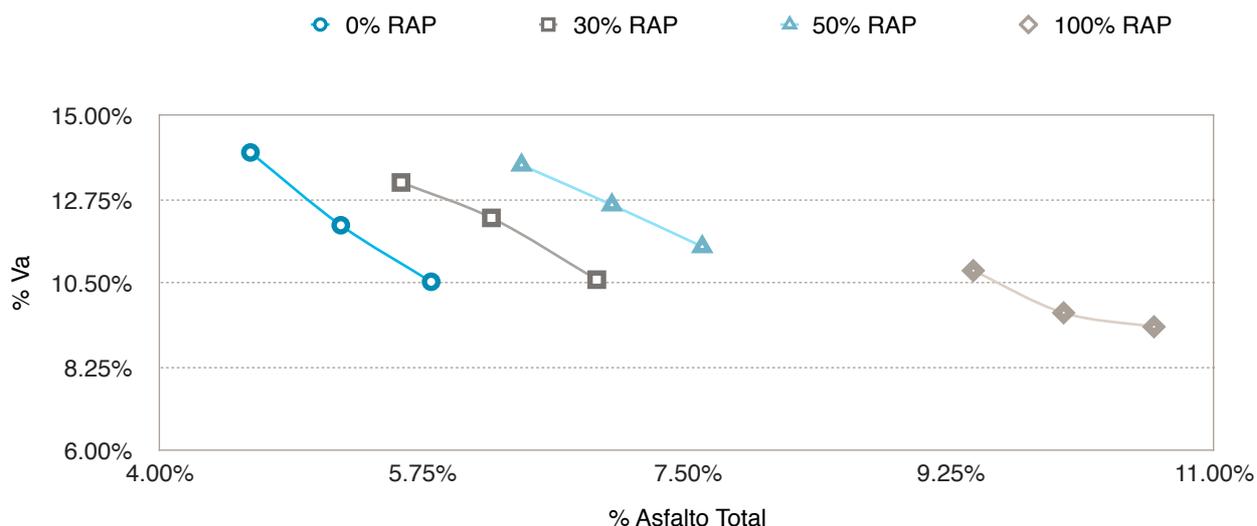


Figura 36. Variación en el %VA respecto al 70% de Humedad Perdida

Una vez habiendo conocido el porcentaje de vacíos de las muestras, se forman 2 grupos, un grupo se evaluó en condición seca y el otro en condición húmeda. A continuación se muestran los resultados del ensaye para la obtención del valor de TSR.

Los especímenes secos se acondicionan en una tina a una temperatura de 25°C por un periodo de 2 horas y se evalúan en la prensa, mientras que para los especímenes en condición húmeda se utilizó el picnómetro de vacíos a una presión de 75 (mm de Hg) por un tiempo de 5 minutos, con el cual se lograba saturar a las muestras en un rango de entre 70 y 80%, posteriormente se dejaban las muestras saturando a baño maría a 25°C durante 24 horas. Se toma la lectura en libras y se realiza el cálculo para obtener tanto el esfuerzo en Seco como en Húmedo, como se mencionó en el capítulo anterior.

En total se ensayaron 144 especímenes, cuyos resultados se presentan a continuación.

Esfuerzos en condición seca con 60% de humedad perdida

Tabla 4.13. Esfuerzos en Condición Seca con 60% de Humedad Perdida

		Contenido 1	Contenido 2	Contenido 3
0% RAP	% Asfalto Total	4.60%	5.20%	5.80%
	Esfuerzos (KPa)	358.9	375.2	337.1
30% RAP	% Asfalto Total	5.60%	6.20%	6.90%
	Esfuerzos (KPa)	338.4	368.5	358.2
50% RAP	% Asfalto Total	6.40%	7.00%	7.60%
	Esfuerzos (KPa)	383.3	415.6	447.6
100% RAP	% Asfalto Total	9.40%	10.00%	10.60%
	Esfuerzos (KPa)	631.8	625.8	637.8

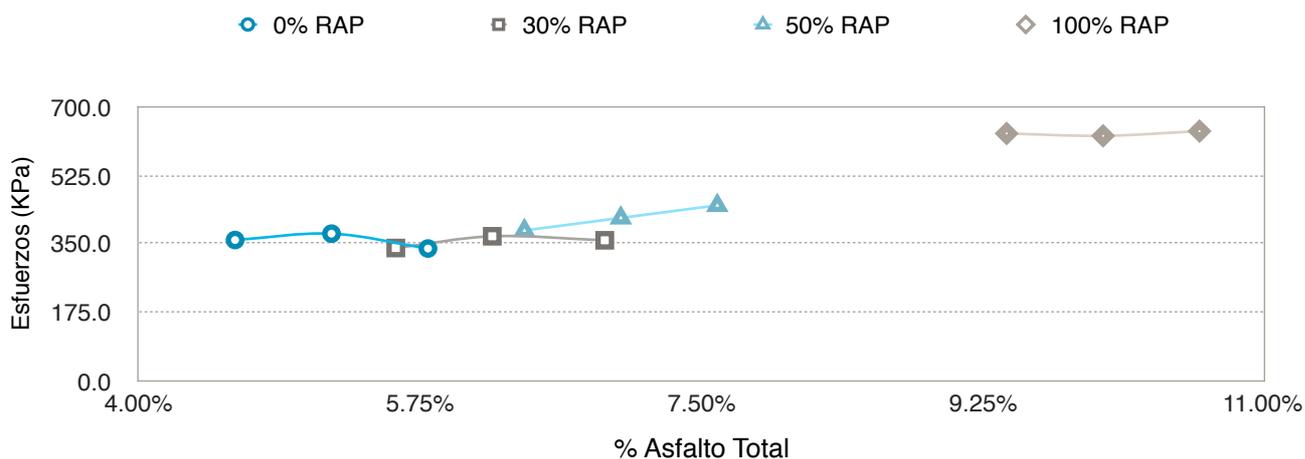


Figura 37. Esfuerzos en condición seca con 60% de Humedad Perdida

Esfuerzos en condición húmeda con 60% de humedad perdida

Tabla 4.14. Esfuerzos en Condición Húmeda con 60% de Humedad Perdida

		Contenido 1	Contenido 2	Contenido 3
0% RAP	% Asfalto Total	4.60%	5.20%	5.80%
	Esfuerzos (KPa)	248.8	287.5	265.6
30% RAP	% Asfalto Total	5.60%	6.20%	6.90%
	Esfuerzos (KPa)	256.1	312.9	304.7
50% RAP	% Asfalto Total	6.40%	7.00%	7.60%
	Esfuerzos (KPa)	268.1	299.1	375.5
100% RAP	% Asfalto Total	9.40%	10.00%	10.60%
	Esfuerzos (KPa)	478.2	553.7	534.0

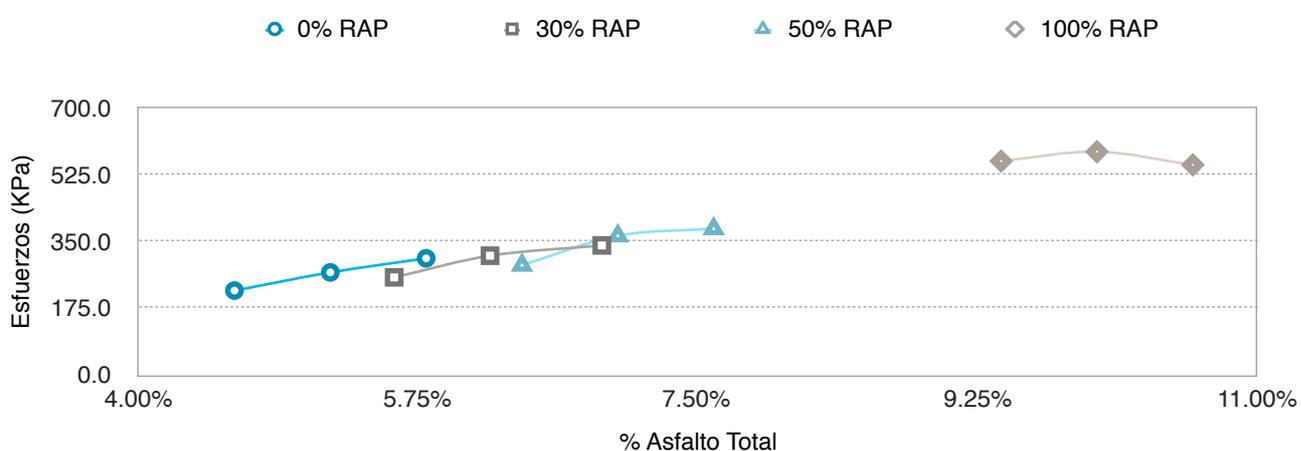


Figura 38. Esfuerzos en condición húmeda con 60% de Humedad Perdida

Esfuerzos en condición seca con 70% de humedad perdida

Tabla 4.15. Esfuerzos en Condición Seca con 70% de Humedad Perdida

		Contenido 1	Contenido 2	Contenido 3
0% RAP	% Asfalto Total	4.60%	5.20%	5.80%
	Esfuerzos (KPa)	306.5	366.3	354.9
30% RAP	% Asfalto Total	5.60%	6.20%	6.90%
	Esfuerzos (KPa)	376.5	415.0	435.5
50% RAP	% Asfalto Total	6.40%	7.00%	7.60%
	Esfuerzos (KPa)	393.3	518.7	492.1
100% RAP	% Asfalto Total	9.40%	10.00%	10.60%
	Esfuerzos (KPa)	692.7	651.0	643.2

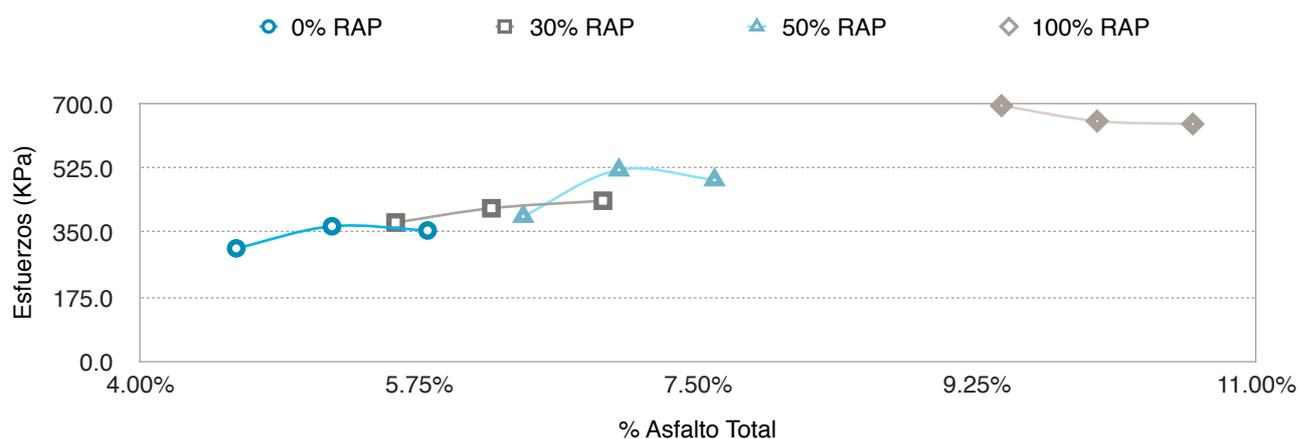


Figura 39. Esfuerzos en condición seca con 70% de Humedad Perdida

Esfuerzos en condición húmeda con 70% de humedad perdida

Tabla 4.16. Esfuerzos en Condición Húmeda con 70% de Humedad Perdida

		Contenido 1	Contenido 2	Contenido 3
0% RAP	% Asfalto Total	4.60%	5.20%	5.80%
	Esfuerzos (KPa)	221.4	269.1	306.1
30% RAP	% Asfalto Total	5.60%	6.20%	6.90%
	Esfuerzos (KPa)	256.1	312.9	339.9
50% RAP	% Asfalto Total	6.40%	7.00%	7.60%
	Esfuerzos (KPa)	288.1	365.4	384.1
100% RAP	% Asfalto Total	9.40%	10.00%	10.60%

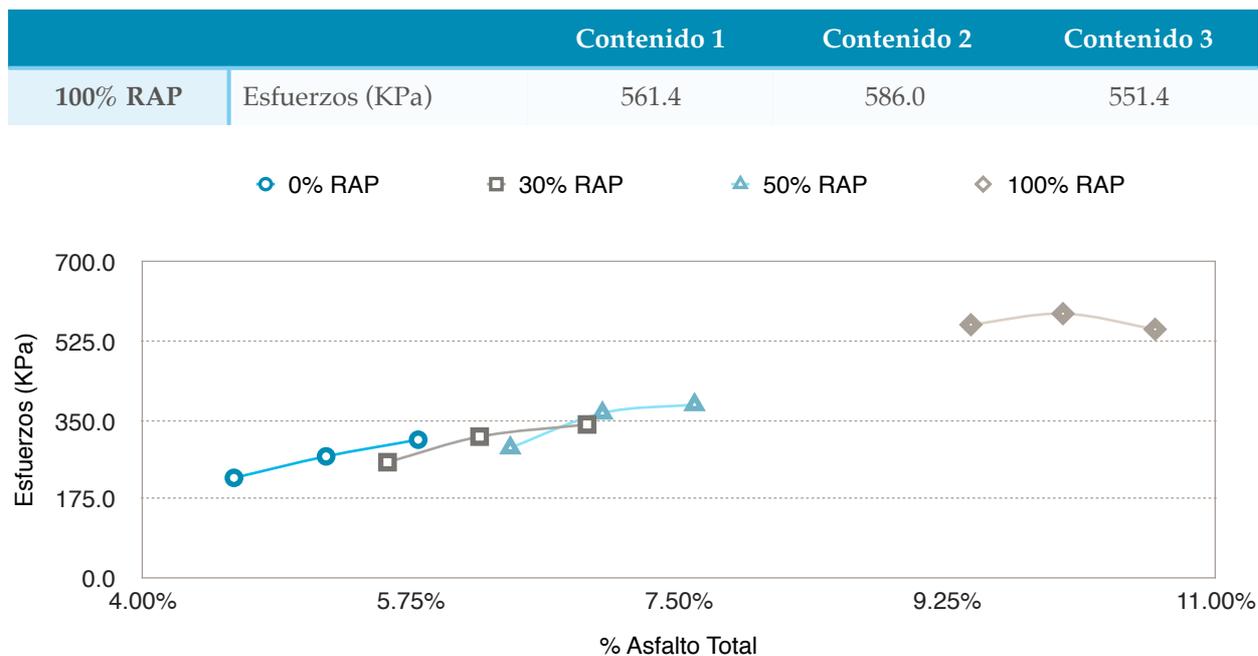


Figura 40. Esfuerzos en condición húmeda con 70% de Humedad Perdida

TSR con 60% de humedad perdida

Tabla 4.17. TSR con 60% de Humedad Perdida

		Contenido 1	Contenido 2	Contenido 3
0% RAP	% Asfalto Total	4.60%	5.20%	5.80%
	TSR	63.5%	72.0%	81.0%
30% RAP	% Asfalto Total	5.60%	6.20%	6.90%
	TSR	75.0%	80.2%	85.1%
50% RAP	% Asfalto Total	6.40%	7.00%	7.60%
	TSR	69.9%	72.0%	83.9%
100% RAP	% Asfalto Total	9.40%	10.00%	10.60%
	TSR	75.7%	88.5%	83.7%

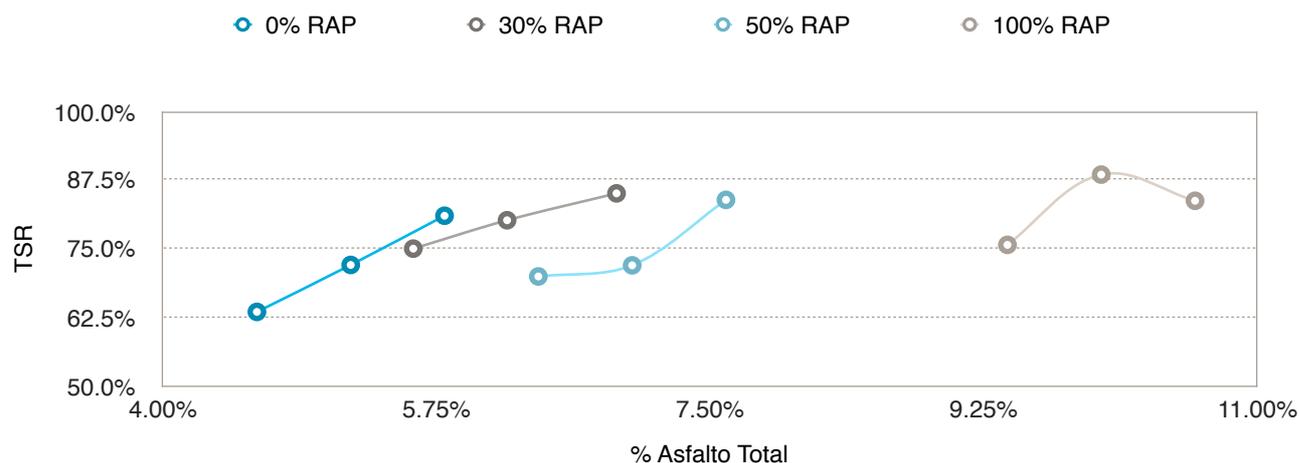


Figura 41. TSR con 60% de Humedad Perdida

TSR con 70% de humedad perdida

Tabla 4.18. TSR con 70% de Humedad Perdida

		Contenido 1	Contenido 2	Contenido 3
0% RAP	% Asfalto Total	4.60%	5.20%	5.80%
	TSR	67.4%	75.0%	86.3%
30% RAP	% Asfalto Total	5.60%	6.20%	6.90%
	TSR	68.0%	75.4%	78.1%
50% RAP	% Asfalto Total	6.40%	7.00%	7.60%
	TSR	73.3%	70.4%	78.0%
100% RAP	% Asfalto Total	9.40%	10.00%	10.60%
	TSR	81.0%	90.0%	85.7%

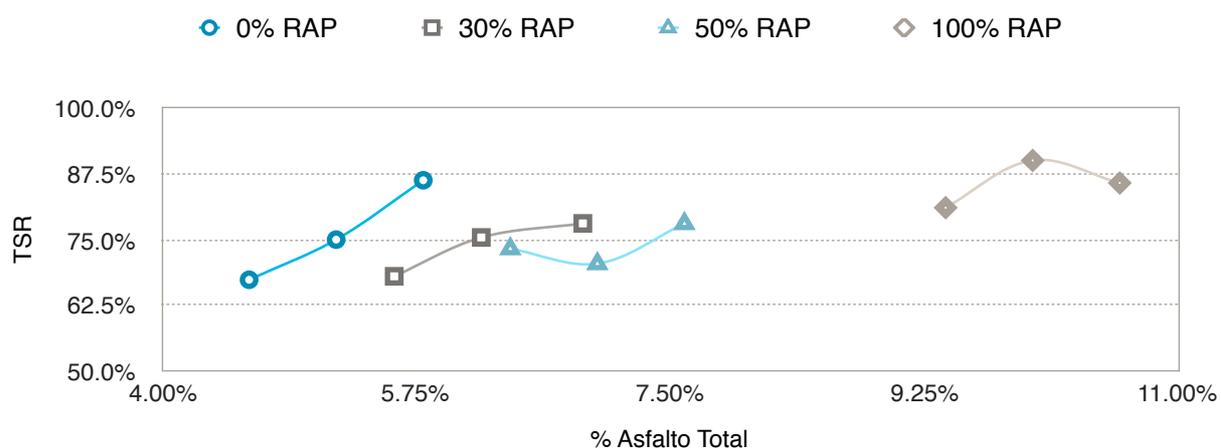


Figura 42. TSR con 70% de Humedad Perdida

4.5 Raveling

En este apartado se podrá observar la influencia en el comportamiento de Raveling con la incorporación del material RAP en las mezclas asfálticas fabricadas en frío. En esta prueba se evaluaron cuatro condiciones, las cuales fueron:

- textura fina con proceso de curado.
- textura gruesa con proceso de curado.
- textura fina sin proceso de curado.
- textura gruesa con proceso de curado.

El proceso de curado consta de someter los especímenes durante 72 horas a una temperatura de 60°C.

Se evaluaron estas condiciones ya que nos permitió determinar el comportamiento que pueden presentar las mezclas en campo, dependiendo precisamente del acabado superficial que se les deje.

Caso 1. Textura fina (con proceso de curado)

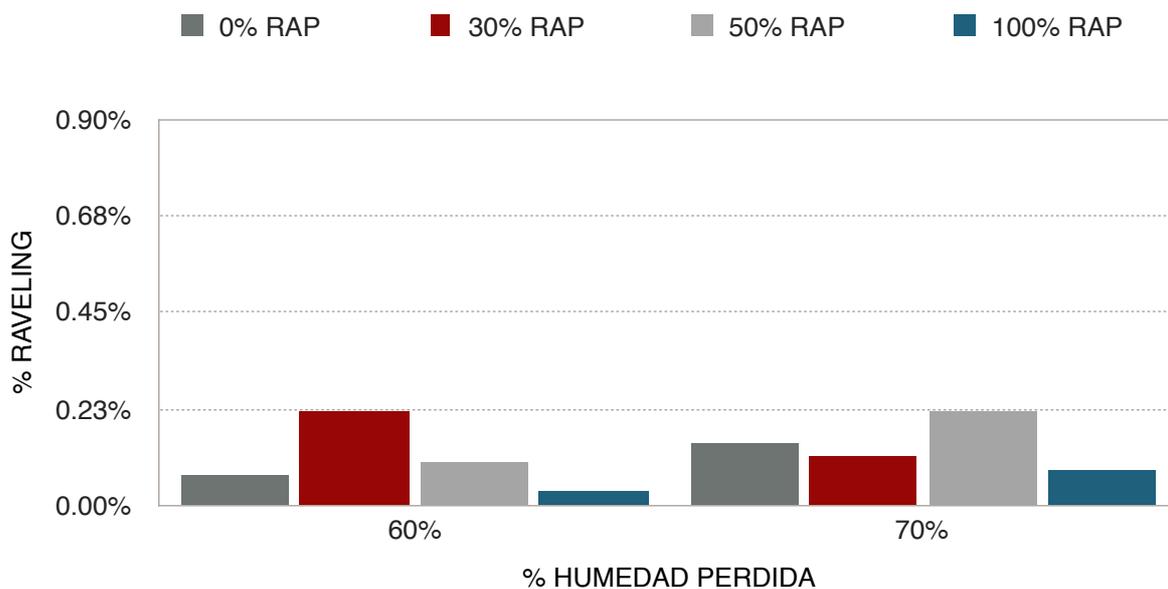


Figura 43. Raveling (textura fina con proceso de curado)

Caso 2. Textura fina (sin proceso de curado)

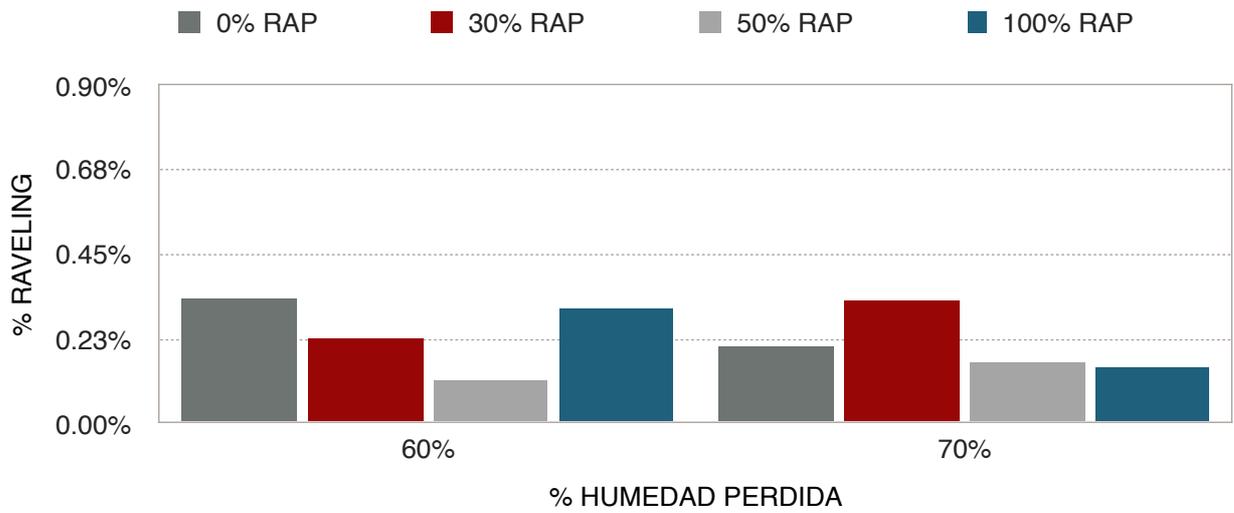


Figura 44. Raveling (textura fina sin proceso de curado)

Caso 3. Textura gruesa (con proceso de curado)

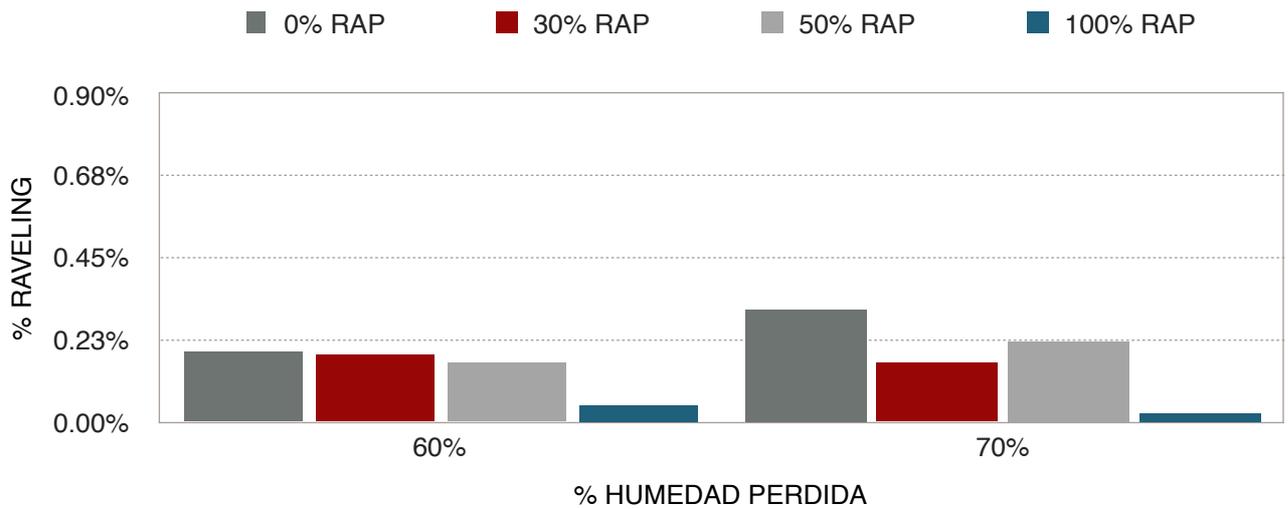


Figura 45. Raveling (textura gruesa con proceso de curado)

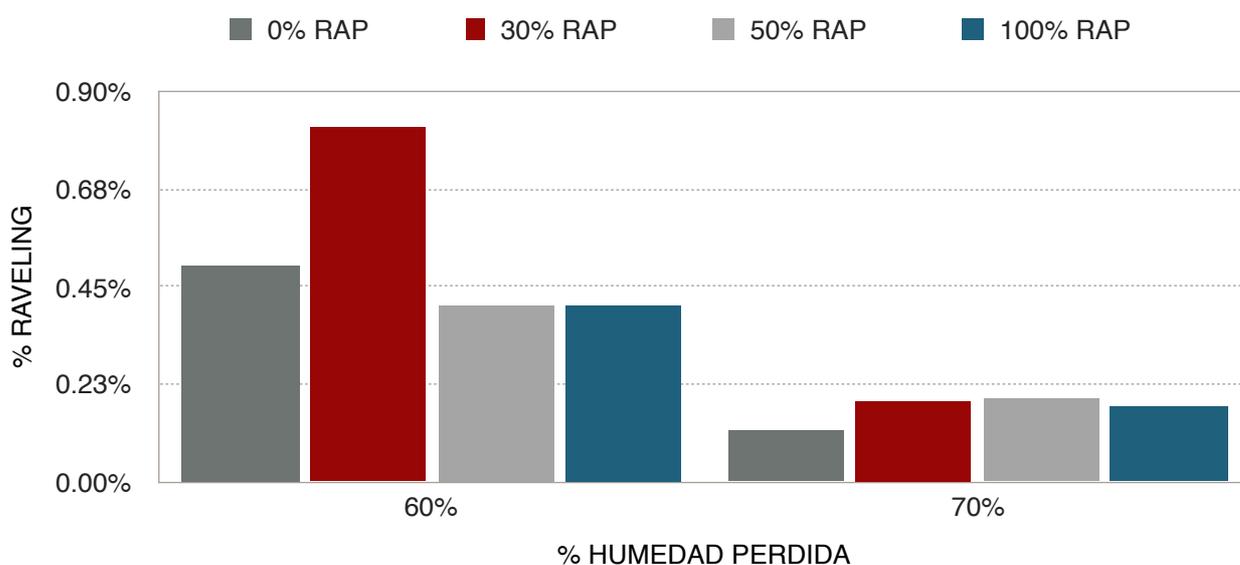
Caso 4. Textura gruesa (sin proceso de curado)

Figura46. Raveling (textura gruesa sin proceso de curado)

4.6 Módulo Dinámico

La metodología de prueba, basada en la recomendación de la norma AASHTO T-342-11, establece someter a un espécimen cilíndrico de 150 mm de altura por 100 mm de diámetro a un cierto número de ciclos de carga que depende de las 6 frecuencias a ensayar: 25, 10, 5, 1, 0.5 y 0.1 Hz. Para cada ensaye debe de cuidarse que el nivel de deformación o desplazamiento se encuentre entre las 50 y 150 micras. Todos los ensayes deben de realizarse a temperaturas de -10, 4, 20, 37 y 54°C.



Figura 47 y 48. Especimen colocado en dispositivo para su evaluación, Máquina para evaluación de Módulo Dinámico.

Ahora bien el barrido de frecuencias y temperaturas se realiza cuando se desea evaluar la curva maestra. Para el caso de este proyecto de investigación todos los especímenes fueron ensayados a una frecuencia (10 Hz) y una temperatura (20°C).

Durante la evaluación de los módulos se observaron comportamientos fuera de los esperados, ya que la mezcla con 30% RAP, estaba presentando un módulo mayor con respecto a la mezcla con 50% RAP. Analizando dicha situación, se determinó que una de las posibles causas pudiera haber sido que no se hubieran evaluado los contenidos óptimos de asfalto total, por lo que se procedió a evaluar los tres contenidos evaluados en la prueba de TSR y además se realizó el cálculo de contenido óptimo teórico de asfalto.

En la Figura 49 se muestra la gráfica de contenidos de asfalto de aportación correspondiente a la emulsión, el contenido de asfalto residual correspondiente al RAP y el contenido óptimo teórico calculado con las relaciones volumétricas.

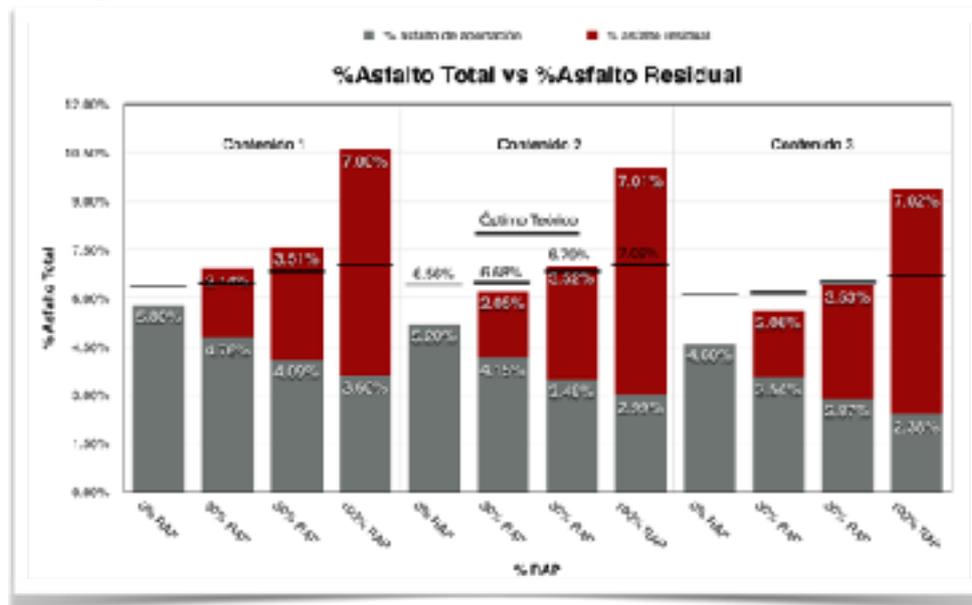


Figura 49. Gráfica de Contenidos Óptimos Teóricos

Con el análisis de los resultados de la Figura 49, consideramos como contenidos óptimos, para el caso de la mezcla con 30% RAP el contenido 1, mientras que para la mezcla con 50% RAP el contenido 3, esto debido a que con dichos contenidos mostraron el valor de módulo mayor, sin embargo, si tomamos en cuenta los resultados de la prueba de TSR, con dichos contenidos no se observa el comportamiento parabólico en las gráficas tanto de esfuerzos como de TSR.

En las Figuras 50, 51 y 52, se pueden observar los resultados de Módulo Dinámico (20°C - 10Hz), los resultados de Ángulo de Fase (20°C - 10 Hz) y el Incremento del Módulo Dinámico (20°C - 10 Hz) respectivamente.

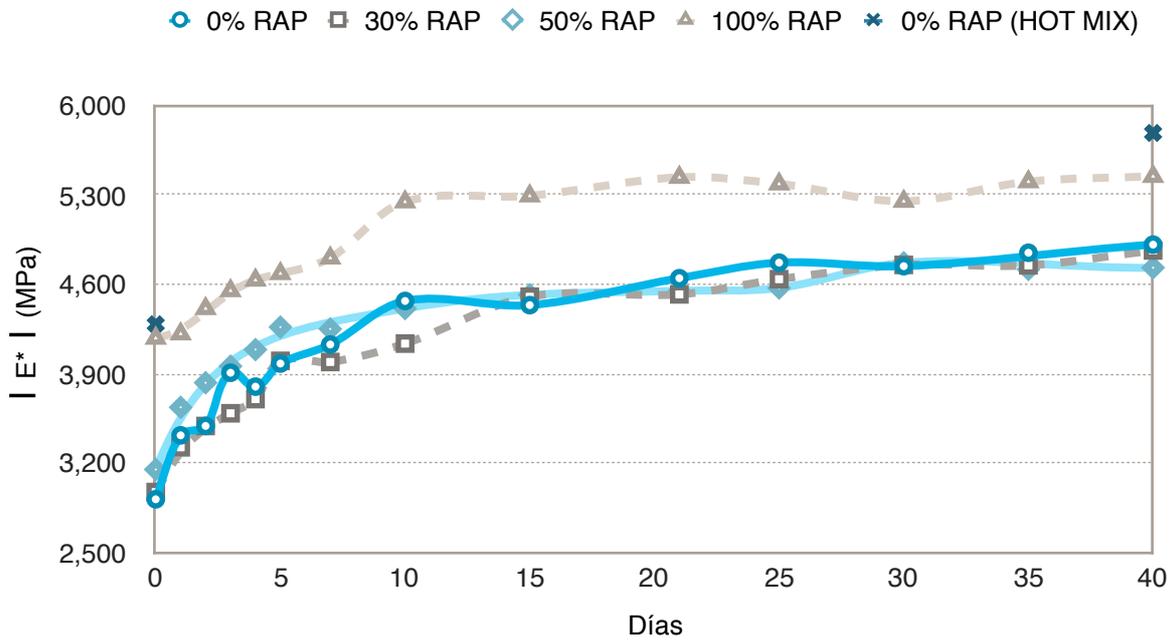


Figura 50. Gráfica de Resultados de Módulo Dinámico (20°C - 10Hz)

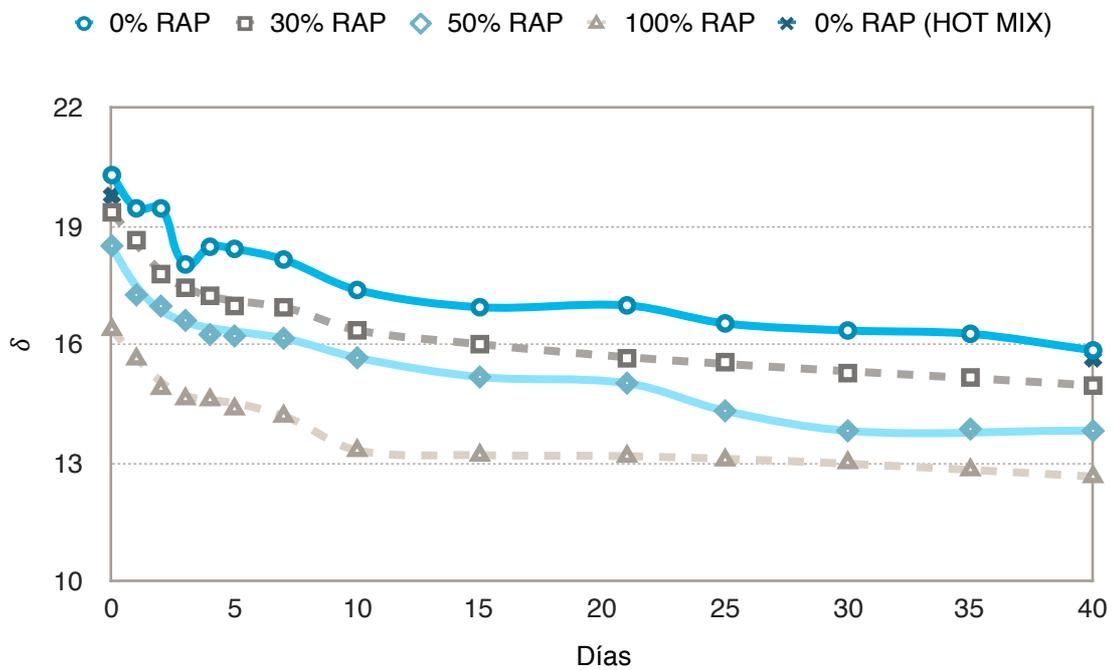


Figura 51. Gráfica de Resultados de Ángulo de Fase (20°C - 10 Hz)

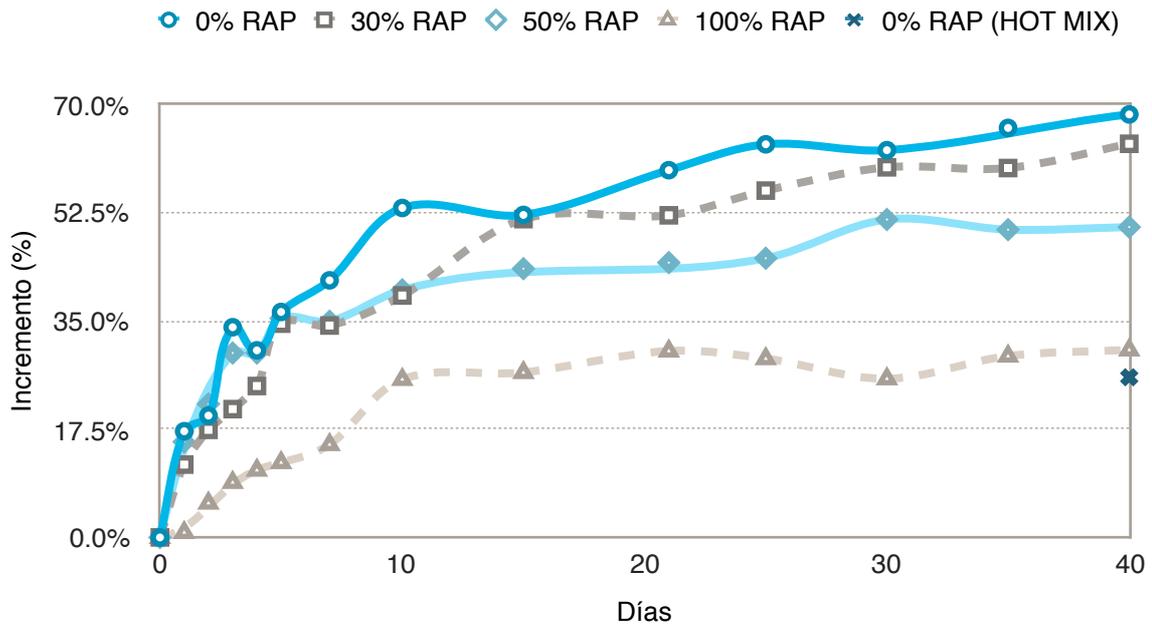


Figura 52. Gráfica de Incremento del Módulo Dinámico (20°C - 10 Hz)

De acuerdo a la Figura 53, el incremento que existe en la lectura inicial entre las mezclas evaluadas es del 1.91% (30% RAP), 7.41% (50% RAP), 30.22% (100% RAP) y 31.98% (0% RAP HOT MIX), todo esto respecto a la mezcla de control. En otras palabras la incorporación del RAP en mezclas fabricadas en frío si nos puede permitir incrementar el valor de módulo dinámico inicial.

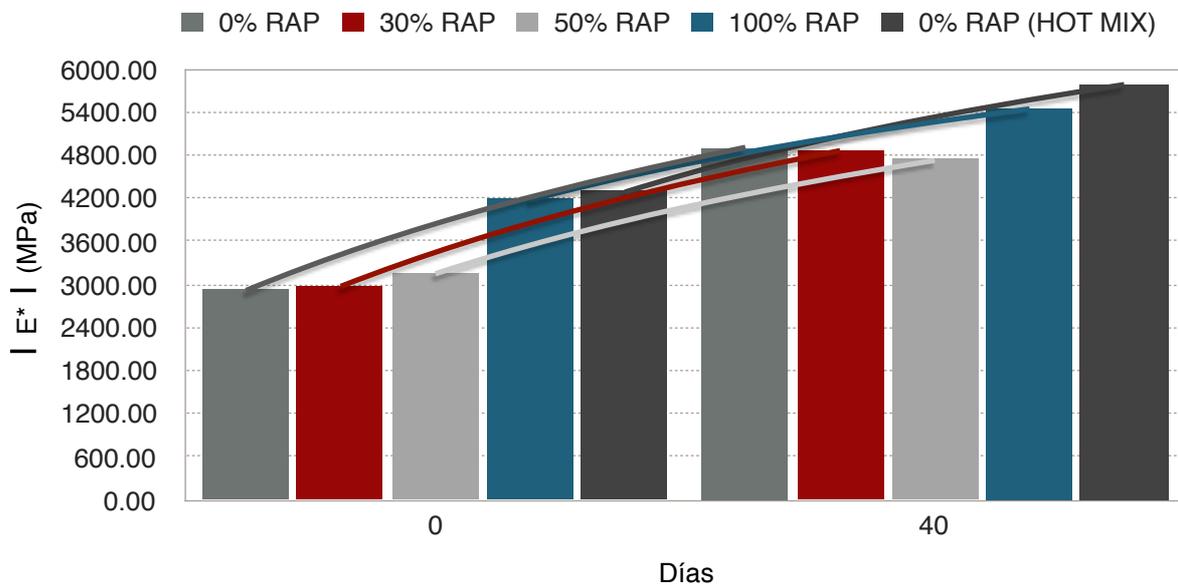


Figura 53. Gráfica de Incremento del Módulo Dinámico considerando la medición inicial y final (20°C - 10 Hz)

De acuerdo a lo observado en la Figura 53, la mezcla de control (0% RAP), es la que presenta un mayor incremento en su módulo (68.42%), esto debido a que es la que tiene mayor cantidad de humedad inicial y con el proceso de curado la va perdiendo y esta

perdida de humedad le permite adquirir resistencia, por otra parte las mezclas con RAP, tienden a mostrar un incremento menor conforme se aumenta el contenido de RAP (63.67, 50.20 y 30.34% respectivamente), debido a que la humedad inicial disminuye y la cantidad de asfalto envejecido es mayor. Por otra parte se ve que también la mezcla en caliente aumenta su módulo (25.91%) con el tiempo. En la Figura 54 podemos observar el comportamiento de las deformaciones no recuperables de las muestras ensayadas.

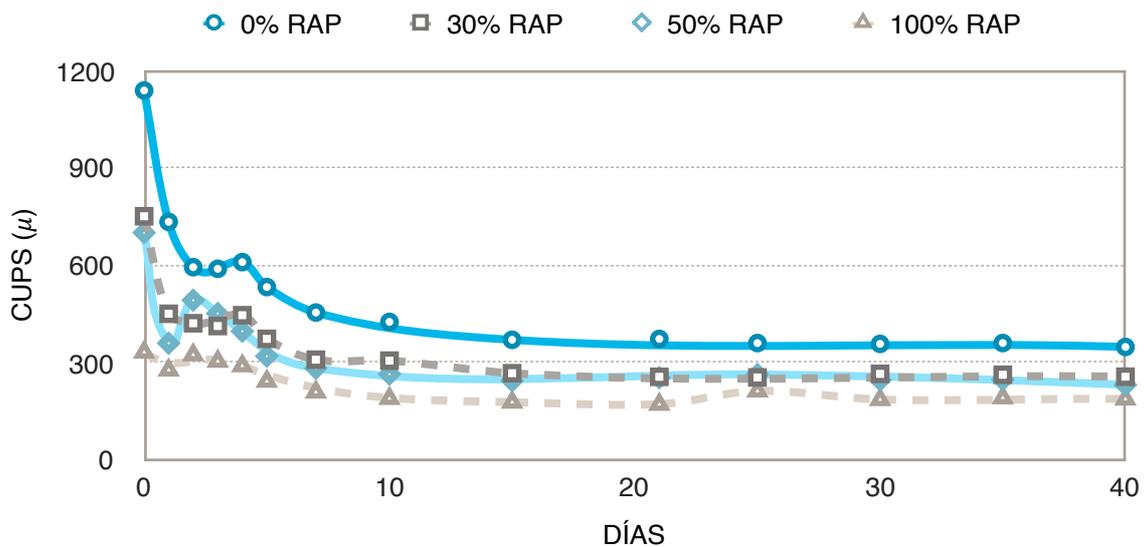


Figura 54. Gráfica de CUPS del Módulo Dinámico (20°C - 10 Hz)

4.7 Energía de Fractura

El procedimiento de prueba de los especímenes se encuentra especificado en la Norma ASTM 7313 de forma general consiste en el acondicionamiento de los especímenes a temperaturas de -10, 0 y 10°C, los cuales son colocados en el dispositivo de carga para posteriormente aplicar una carga a una velocidad de 1 mm/min hasta que la carga disminuye a un valor de 0.1 KN.

Para nuestro caso se ensayaron 3 especímenes por cada contenido de RAP para cada una de las temperaturas. En las Figuras 55, 56 y 57 se pueden observar las gráficas de las Curvas Carga - Desplazamiento (-10°C), Carga - Desplazamiento (0°C) y Carga - Desplazamiento (10°C) respectivamente.

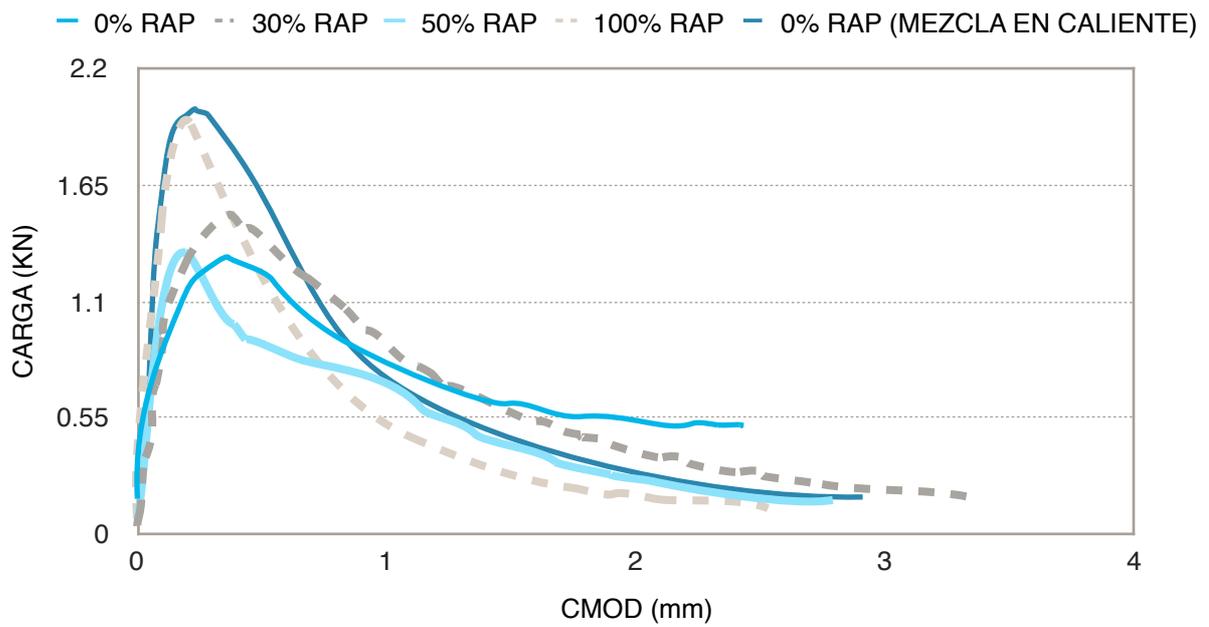


Figura 55. Curva Carga - Desplazamiento (-10°C)

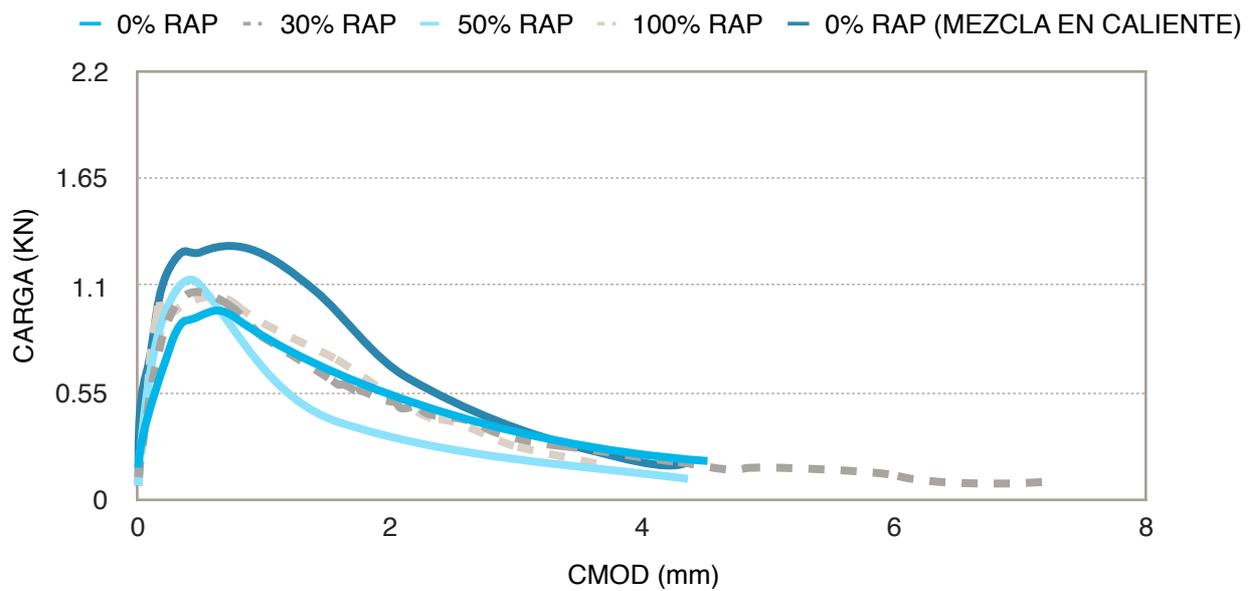


Figura 56. Curva Carga - Desplazamiento (0°C)

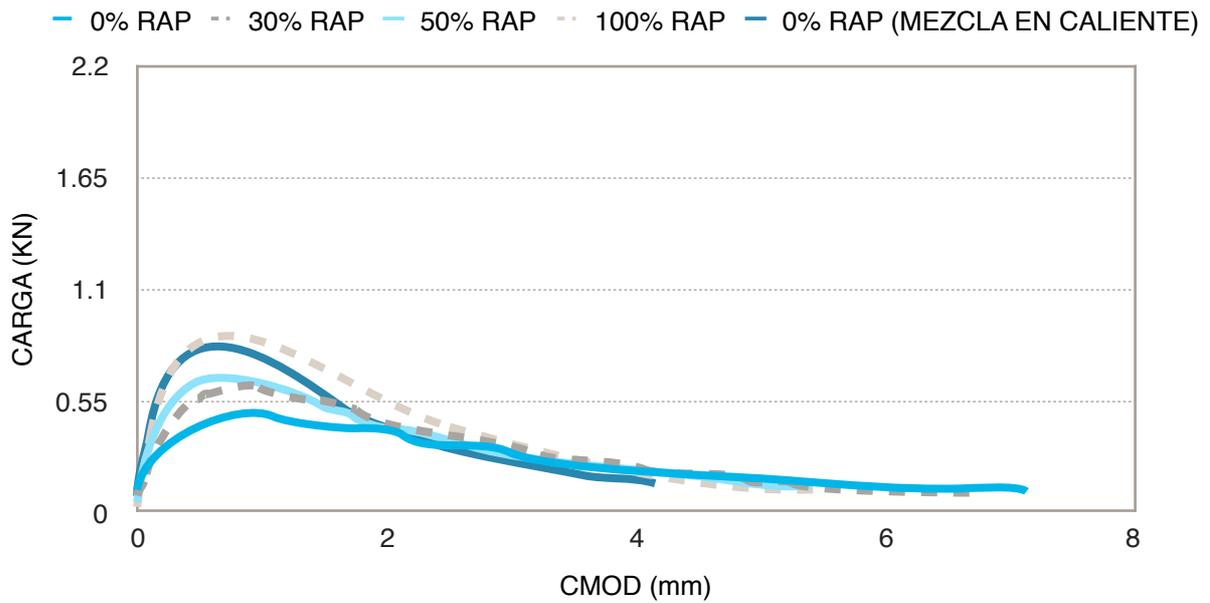


Figura 57. Curva Carga - Desplazamiento (10°C)

Mediante los resultados obtenidos de la curva carga-desplazamiento (Figuras 55, 56 y 57), se pueden obtener los siguientes parámetros los cuales nos permitirán identificar las propiedades mecánicas de las mezclas asfálticas relacionadas con su resistencia al fallo por fisuración.

Área (W_D)

Se define el área bajo la curva Carga - Deformación.

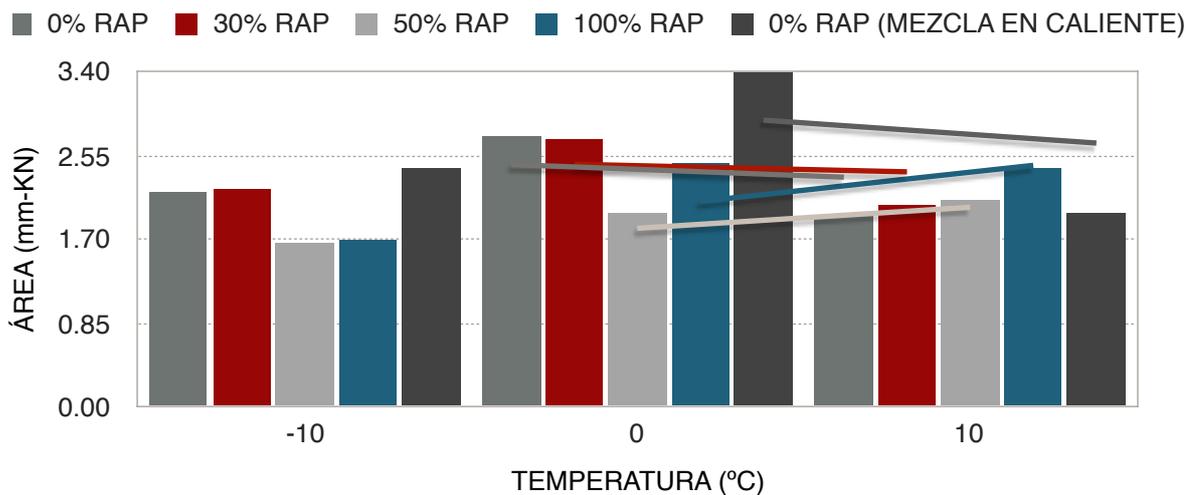


Figura 58. Área bajo la Curva Carga - Desplazamiento

Carga máxima a tracción (F_{max})

Se define como la carga máxima registrada en el ensayo a tracción directa. (Vidal, 2011)

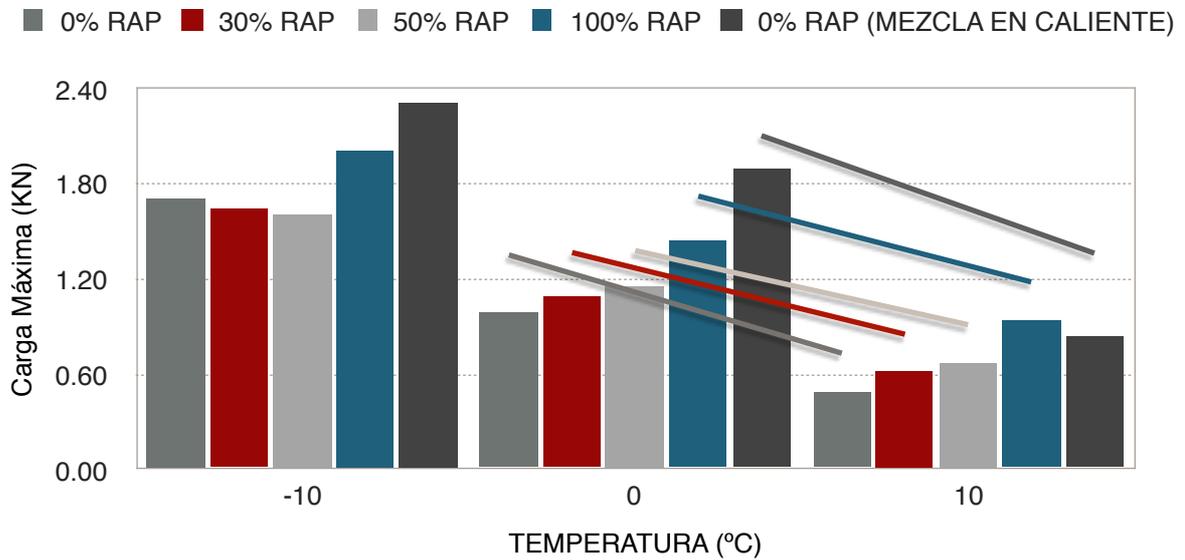


Figura 59. Carga Máxima

Desplazamiento a carga máxima (ΔF_{max})

Se define como el desplazamiento realizado por el pistón cuando se registra la carga máxima a tracción. (Vidal, 2011)

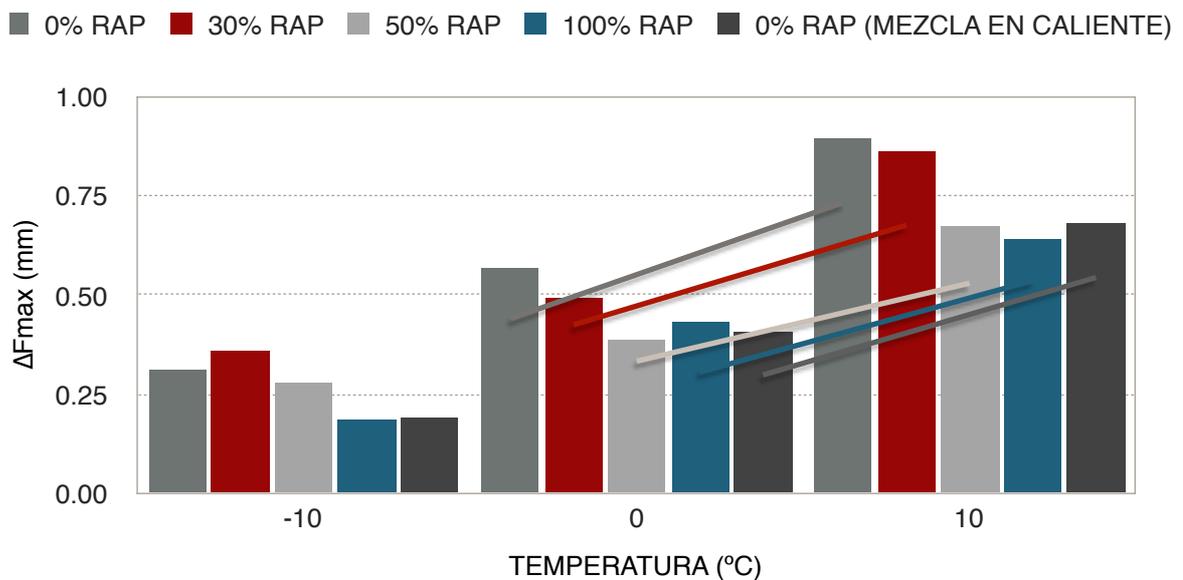


Figura 60. Desplazamiento a Carga Máxima

Resistencia a tracción (R_T)

Se ha definido como la relación entre la carga máxima registrada, F_{max} , y el área de ligamento o de fractura. La resistencia a tracción se calcula utilizando la ecuación siguiente:

$$R_T = \frac{1000 \cdot F_{Fmax}}{h \cdot l} \quad (4.1)$$

Dónde:

R_T : Resistencia a tracción, (MPa)

F_{max} : Carga máxima registrada (KN)

h : Espesor de la probeta (mm)

l : Longitud inicial de ligamento (mm)

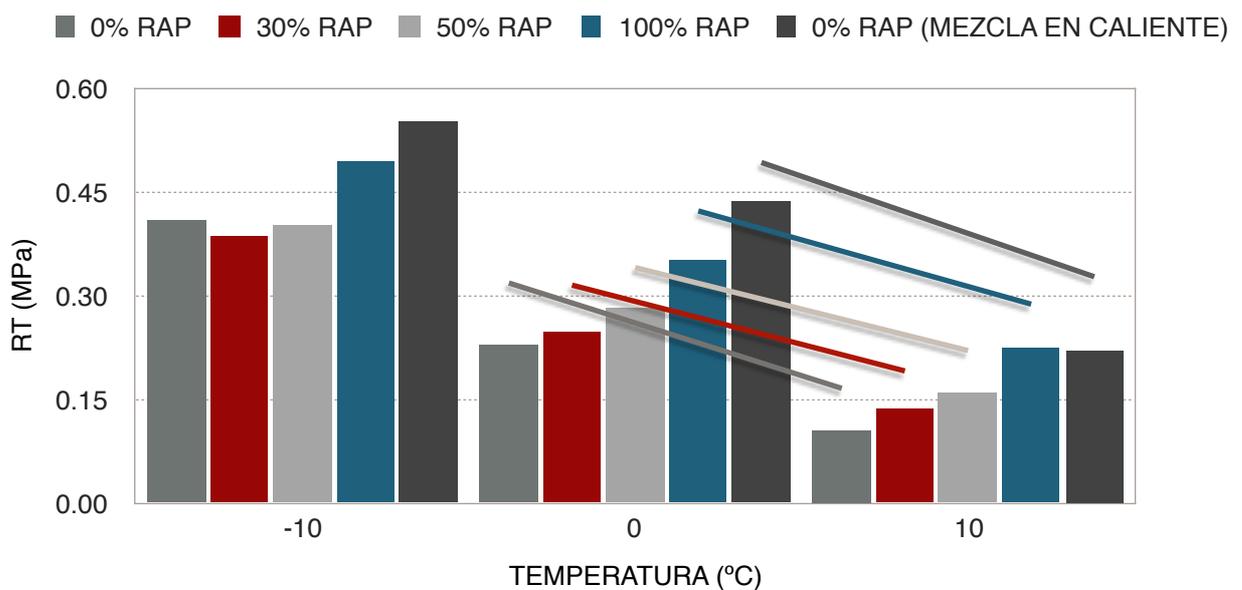


Figura 61. Resistencia a Tracción

Desplazamiento de rotura (Δ_R)

Se define como el desplazamiento en el cual la carga ha caído hasta los 0.1 KN. Este parámetro entrega un valor importante, puesto que permite calcular las energías disipadas en el proceso de fractura de las mezclas, y a su vez, permite distinguir entre mezclas con iguales energías disipadas, G_D , diferenciando las más frágiles de las más dúctiles. (Vidal, 2011)

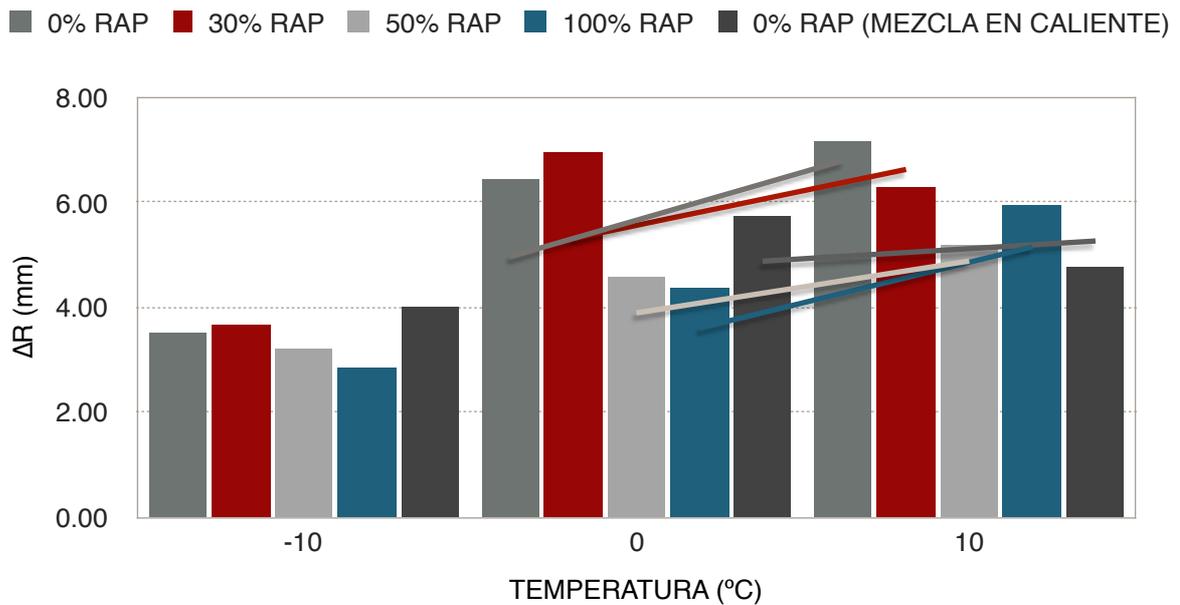


Figura 62. Desplazamiento de Rotura

Índice de rigidez a tracción (I_{RT})

Se define como la relación entre la mitad de la carga máxima, $1/2 F_{max}$, y el desplazamiento correspondiente a ese valor de carga antes de la carga máxima, Δ_m . Este índice indica una pseudo-rigidez del material, mostrando que tan flexible o rígida es la mezcla bituminosa evaluada. A mayor índice de rigidez a tracción, menos flexible es la mezcla. El índice de rigidez de tracción se calcula de acuerdo a la ecuación (4.2), (Vidal, 2011)

$$I_{RT} = \frac{\frac{1}{2} \cdot F_{Fmax}}{\Delta_m} \quad (4.2)$$

Dónde:

I_{RT} : Índice de rigidez a tracción (KN/mm)

F_{max} : Carga máxima registrada (KN)

Δ_m : Desplazamiento antes de la carga máxima a $1/2 F_{max}$ (mm)

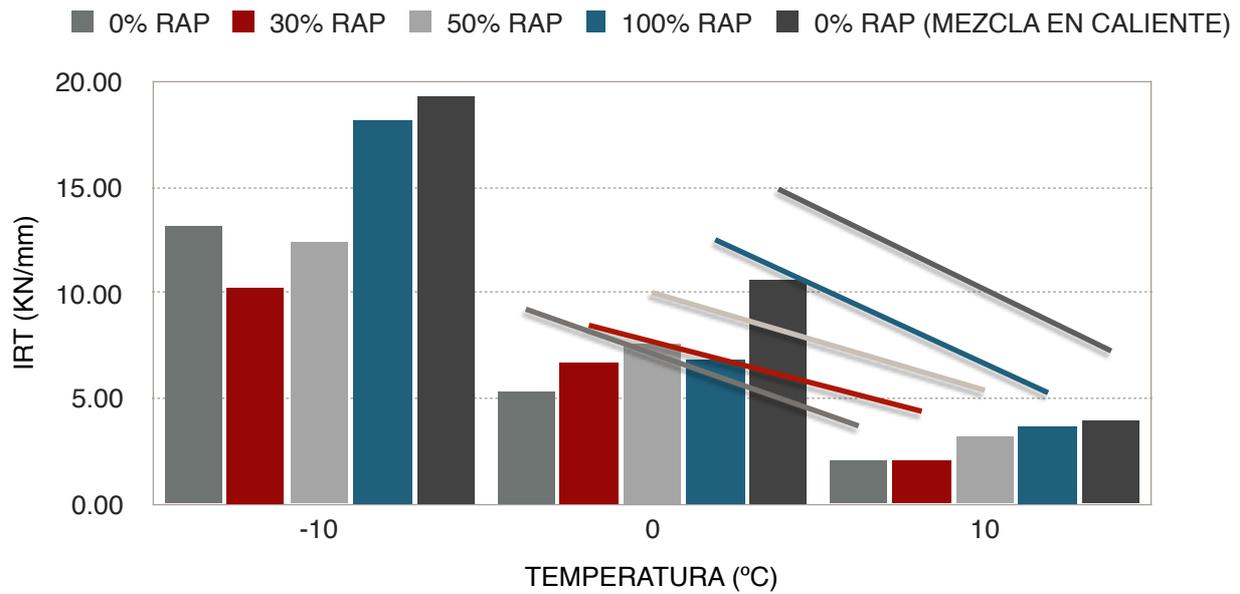


Figura 63. Índice de Rigidez a Tracción

Desplazamiento al 50% Fmax postpico, (Δ_{mdp})

Se define como el desplazamiento registrado por la mezcla una vez que la carga ha caído a la mitad del valor de su carga máxima. Este parámetro indica la capacidad que tiene la mezcla evaluada de admitir deformación, puesto que a medida que las mezclas son más dúctiles, y por ende más deformables, se obtienen mayores valores de Δ_{mdp} , mientras que para mezclas más frágiles se obtienen menores valores de Δ_{mdp} . (Vidal, 2011)

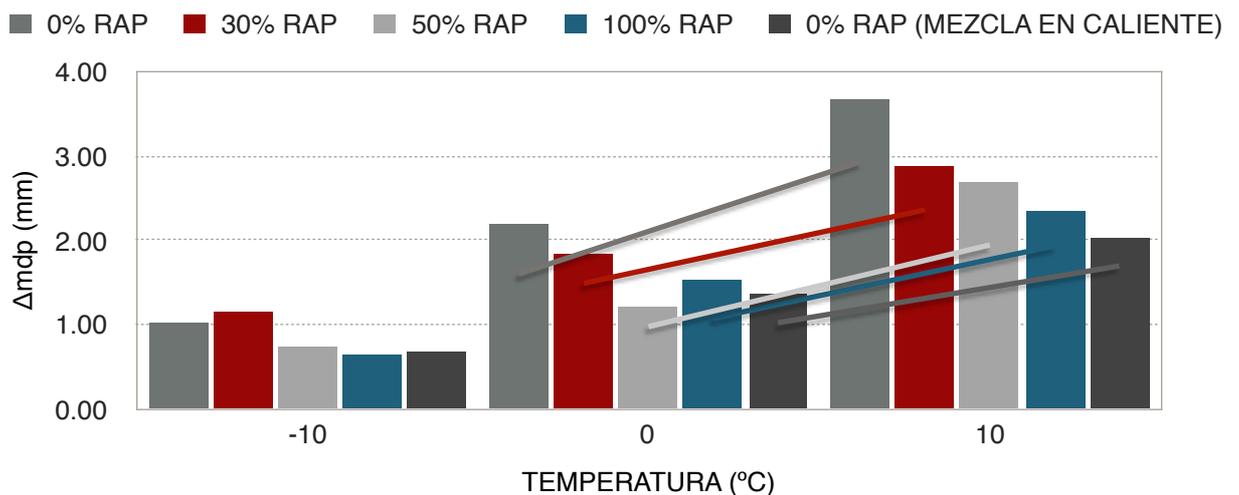


Figura 64. Desplazamiento al 50% Fmax postpico

Energía disipada por unidad de superficie (G_D)

Se define como el trabajo total realizado en el proceso de fisuración, W_D , dividido entre el área de ligamento o fractura, perpendicular a la fuerza aplicada. El cálculo del trabajo realizado se efectúa mediante la ecuación (4.3) y la energía disipada en el proceso de fisuración se calcula de acuerdo a la ecuación (4.4). (Vidal, 2011)

$$W_D = \sum_{i=1}^n (x_{i+1} - x_i) \cdot (y_i) + 0.5 \cdot (x_{i+1} - x_i) \cdot (y_{i+1} - y_i) \quad (4.3)$$

Dónde:

W_D : Trabajo realizado en el proceso de fisuración, área bajo curva carga-desplazamiento (KN - mm).

x_i : Desplazamiento registrado (mm).

y_i : Carga registrada (mm).

n: Punto en que la carga ha descendido a 0.1 KN.

$$G_D = \frac{W_D}{h \cdot l} \quad (4.4)$$

Dónde :

G_D : Energía disipada por unidad de superficie en el proceso de fisuración (J/m²).

W_D : Trabajo realizado en el proceso de fisuración, área bajo curva carga - desplazamiento (KN - mm).

h: Espesor de la probeta (mm).

l: Longitud inicial de ligamento (mm).

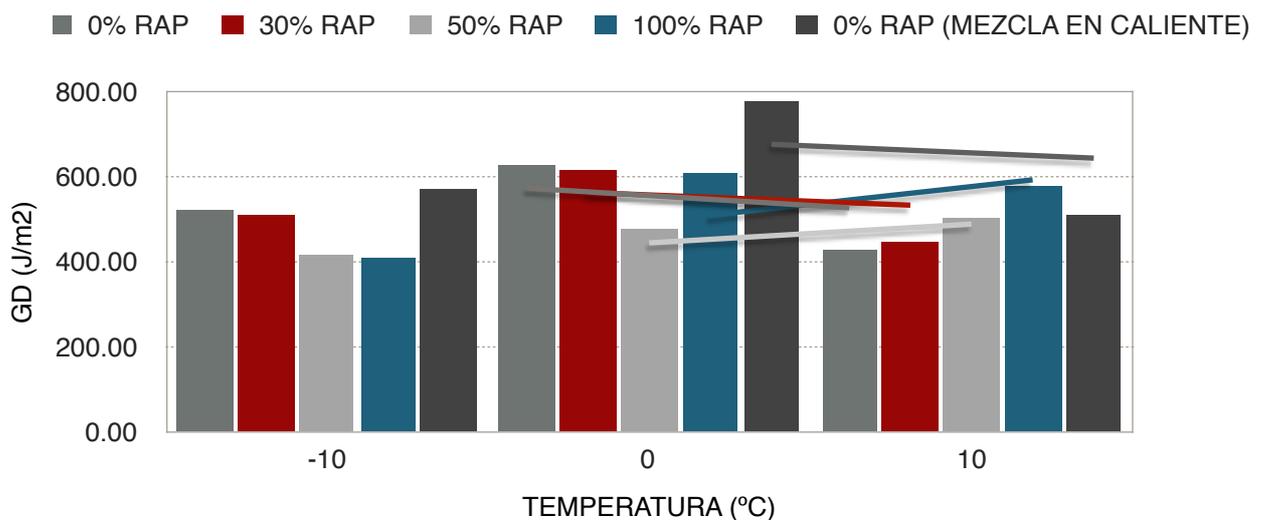


Figura 65. Energía disipada por unidad de superficie (Energía de Fractura)

Índice de energía (I_E)

Se define como la energía disipada en el periodo de relajación o *softening* ponderada por la razón de su proporción respecto del total de la energía disipada en el proceso de fisuración. Este índice tiene la finalidad de evaluar la cantidad de energía disipada por el material una vez que éste ya ha alcanzado su resistencia máxima, ponderando las mezclas que sean capaces de disipar mayor energía en su fase de *softening*, respecto de la disipada en su fase de carga inicial hasta la carga máxima. Por tanto, para igualdad de valores de energía disipada en la fase de *softening*, este parámetro aumenta en las mezclas más dúctiles respecto de las más frágiles, puesto que su razón de proporción respecto del total de la energía disipada, será mayor. Su expresión de cálculo se observa en la ecuación (4.5) y sus variables se muestran mediante la Figura 66, (Vidal, 2011)

$$I_E = \frac{W_s}{h \cdot l} \cdot \left(\frac{W_s}{W_D} \right) \quad (4.5)$$

Dónde:

I_E : Índice de energía (J/m^2).

W_S : Trabajo realizado en la zona de *softening*, postpico ($KN \cdot mm$).

W_D : Trabajo realizado en el proceso de fisuración, área bajo curva carga-desplazamiento ($KN \cdot mm$). h : Espesor de la probeta (m).

l : Longitud inicial de ligamento (m).

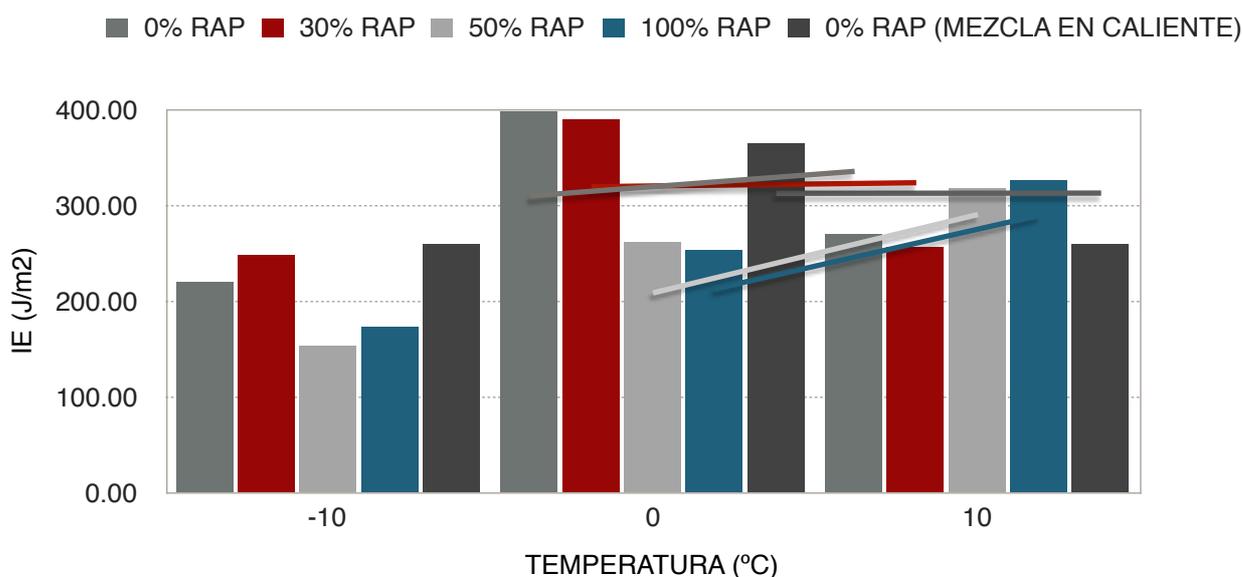


Figura 66. Índice de Energía

Índice de tenacidad (IT, (J/m²)·mm)

Se define como la energía disipada en el periodo de relajación o *softening* multiplicada por un factor de fragilidad, el cual corresponde al desplazamiento realizado desde la carga máxima, F_{max} , hasta que la carga ha caído a la mitad de su valor máximo. Este índice tiene la finalidad de evaluar la tenacidad de la mezcla bituminosa, considerándose ésta como la capacidad de la mezcla de mantener unidos sus componentes una vez que ya ha alcanzado su resistencia máxima. Por tanto, a medida que este parámetro aumenta, la mezcla es más tenaz, y por otra parte, a medida que este factor disminuye, la mezcla tiene un comportamiento más frágil. Su expresión de cálculo se observa en la ecuación (4.6) y sus variables se muestran mediante la Figura 67, (Vidal, 2011)

$$I_T = \frac{W_D - W_{Fmax}}{h \cdot l} \cdot (\Delta_{mdp} - \Delta_{Fmax}) \quad (4.6)$$

Dónde:

I_T : Índice de tenacidad ((J/m²)·mm).

W_D : Trabajo realizado en el proceso de fisuración, área bajo curva carga–desplazamiento (KN · mm).

W_{Fmax} : Trabajo realizado hasta carga máxima (KN · mm).

Δ_{Fmax} : Desplazamiento a Fmax (mm).

Δ_{mdp} : Desplazamiento a 1/2 Fmax post pico (mm).

h: Espesor de la probeta (m).

l: Longitud inicial de ligamento (m).

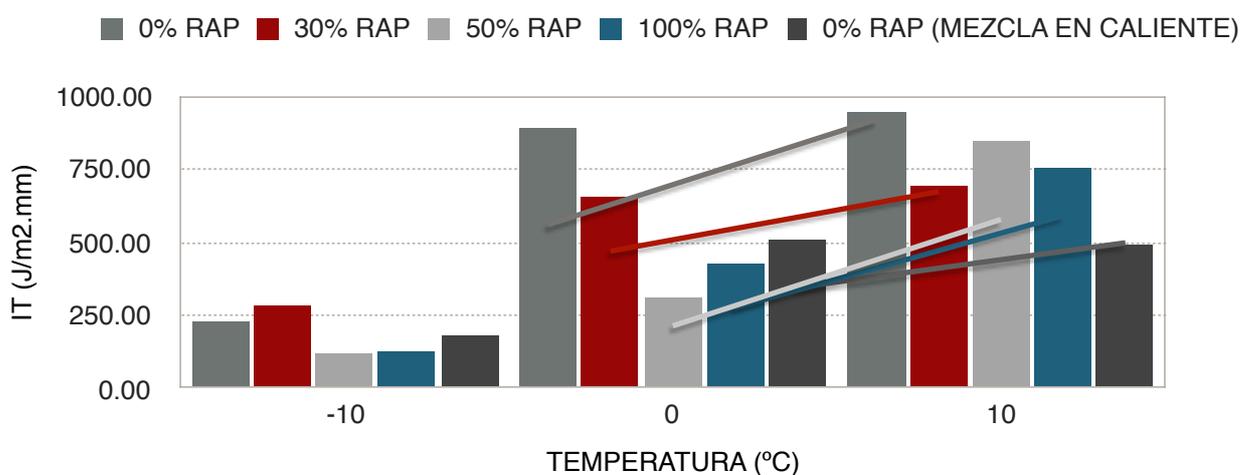


Figura 67. Índice de Tenacidad

En el Anexo, se podrá observar el reporte fotográfico de las muestras ensayadas.

CONCLUSIONES

Conclusiones

Sin duda alguna la necesidad de preservar los recursos naturales existentes se está convirtiendo en una necesidad, aunado a la necesidad de construir nuevos pavimentos y conservar los existentes, para que nos permitan impulsar el desarrollo económico del país. Es por ello que surge la necesidad de técnicas que nos permitan obtener un equilibrio económico, social y medio ambiental. Bajo este esquema el reciclado en frío nos permite obtener dicho equilibrio.

Sin embargo el reciclado en frío en planta utilizando emulsión asfáltica, al ser una técnica relativamente poco empleada, se enfrenta a una serie de retos, principalmente la falta de capacitación del personal involucrado, el equipo necesario para la correcta realización de los trabajos y la falta de conocimientos, en esta última parte es donde jugará un papel importante este proyecto de investigación, ya que proporcionará un análisis completo del comportamiento de las mezclas asfálticas recicladas fabricadas en frío.

Con respecto a las metodologías de diseño de mezclas asfálticas empleadas en nuestro país, la metodología Marshall no nos permite una correcta evaluación de las mezclas, dado que los datos obtenidos no nos permiten predecir de manera certera el posible comportamiento de las mezclas. Es por ello que la Metodología del Protocolo AMAAC debería ser utilizada de manera mas recurrente, ya que dicha metodología, por las pruebas de desempeño que estipula nos permite caracterizar las mezclas asfálticas de una manera mas completa.

El hecho de trabajar con material reciclado y emulsiones asfálticas, crea la necesidad de poner mucha atención en el estudio de las variables que presentan dichos materiales. En relación al RAP, es un material con gran valor, sin embargo presenta una gran variabilidad en sus propiedades, derivado desde su proceso de obtención, el cual debemos cuidar para que sea un proceso lo más homogéneo posible y por otra parte se encuentra el proceso de almacenamiento y clasificación. Esta parte es muy importante, ya que no debemos mezclar lotes distintos de RAP ya que podrían ser materiales con características distintas. El RAP debe ser dividido en al menos dos fracciones (RAP fino y RAP grueso) esto para un mejor manejo en el proceso de dosificación en la planta de mezclado. Además existe la variable del envejecimiento de la película de asfalto presente en el RAP, dicha variable quizás sea la de mayor impacto en el desempeño de las mezclas recicladas.

Las plantas de mezclado deben de contar con ciertas características que nos permitan tener un control de calidad necesario para la correcta fabricación de mezclas, entre dichas características se podrían mencionar que dichas plantas deben contar con al menos 4 tolvas de almacenamiento, ya que esto nos permitirá tener una clasificación de agregados mas adecuada. También deben ser plantas de control electrónico, cuya dosificación sea con base en el peso.

Con respecto a las emulsiones asfálticas es de suma importancia mencionar que su uso es particular y dependerá de cada diseño, ya que su comportamiento es distinto si se presentan cambios en los agregados pétreos y en el RAP (tipo, forma, origen), cambios en la granulometría de diseño y cambios en los componentes de la emulsión, tales como el asfalto base (origen, grado PG, aditivo), así como el tipo de emulsificante y PH.

Ahora bien con respecto a las pruebas de desempeño que se les realizaron a las mezclas diseñadas, estas nos permitieron determinar que:

Existe poca tendencia en los comportamientos de las mezclas asfálticas, lo cual complica el generalizar el comportamiento de las mezclas recicladas fabricadas en frío.

La pérdida de humedad para compactación del 70% nos permite disminuir el porcentaje de vacíos de aire y aumentar los esfuerzos generados en la prueba de TSR, con respecto a las mezclas compactadas con 60% de humedad perdida. Además el valor de TSR es mayor en las mezclas que fueron compactadas con 70% de humedad perdida. Todo lo antes mencionado se deriva que al tener menor presencia de humedad se logra una mayor densificación.

Ahora bien en el análisis de las gráficas obtenidas en la prueba de TSR, esta prueba nos puede permitir corroborar y/o corregir el contenido óptimo de asfalto total determinado en la etapa de pre-diseños, que para el comportamiento presente en las mezclas evaluadas y de acuerdo a la tendencia mostrada tanto en los esfuerzos como en el valor de TSR, los contenidos evaluados no son los óptimos reales, por lo que se tendrían que evaluar mas contenidos de asfalto, al menos para la mezclas de 0, 30 y 50% de RAP, hasta que las gráficas tengan el comportamiento parabólico.

Considerando los resultados obtenidos en la prueba de Raveling, el desprendimiento de los agregados depende de manera directa del tipo de textura superficial y tiempo de curado, la condición más crítica se presenta cuando existe una textura gruesa y la mezcla es sometida a la abrasión en un tiempo muy corto después de haber sido fabricada, esto nos indica que si en campo la textura superficial de la carpeta es gruesa debemos considerar no abrir el tramo al tráfico en un tiempo corto, ya que se existe una posibilidad alta de que dicha carpeta presente desprendimiento de agregado. Ahora

bien el desprendimiento tuvo una tendencia con respecto al porcentaje de RAP y porcentaje de humedad perdida de compactación. El desgranamiento disminuye conforme se aumenta el porcentaje de RAP al igual que si se compacta a un mayor porcentaje de humedad perdida. El RAP, ayuda a disminuir el desgranamiento principalmente a la afinidad que existe entre el ligante virgen y la película de asfalto presente en el RAP.

Con relación a las mediciones del módulo dinámico, resulta complicado definir una tendencia general, debido al comportamiento que existe entre las mezclas con 0, 30 y 50% de RAP. Este comportamiento pudiera tener diversas causas, dentro de las cuales se pueden mencionar las siguientes:

- Contenido de asfalto. Para el diseño de las mezclas se consideró que el material RAP aportaba a la mezcla nueva el 50% de su asfalto contenido, sin embargo, si se considera el 100% del asfalto presente en el RAP, el porcentaje de asfalto total en la mezcla de diseño es mayor en las mezclas de 50% RAP con respecto al de las mezclas con 30% RAP, además habría que mencionar que al tener un porcentaje de RAP mayor, el porcentaje de asfalto envejecido en la mezcla es mayor. Por otra parte se podrían no estar evaluando los contenidos óptimos reales de acuerdo a los resultados en la prueba de TSR, por lo que los valores de módulos se verían afectados.
- La granulometría de diseño. Se considero la granulometría del RAP (sin incinerar), sin embargo y como era de esperarse al obtener las granulometrías incineradas de las mezclas se observó que la mezcla con 50% RAP es mas fina que la mezcla con 30% RAP.

Si comparamos el módulo inicial de la mezcla de control con respecto a las mezclas con RAP y la mezcla en caliente, podemos determinar que la mezcla con 30% RAP tuvo un incremento del 1.91%, la mezcla con 50% del 7.41%, la mezcla con 100% RAP del 30.22% mientras que la mezcla en caliente presentó un aumento del 31.98%. Es decir que el aumento del módulo dinámico en mezclas fabricadas en frío se presenta de manera significativa con tasas de material RAP mayores al 50%, mientras que para tasas inferiores el aumento no es tan significativo.

Analizando la parte de energía de fractura en las mezclas evaluadas, esta prueba nos permitió observar los niveles de rigidización de las mezclas fabricadas en frío con RAP, en comparación tanto con la mezcla de control así como con una mezcla en caliente. El RAP definitivamente le aporta mayor rigidez a las mezclas fabricadas en frío lo que les puede permitir presentar un comportamiento adecuado a edades tempranas, sin embargo es muy importante considerar que de acuerdo a los resultados obtenidos las

mezclas con un porcentaje mayor al 50% de RAP la rigidez alcanzada presenta una mayor susceptibilidad al agrietamiento, ya que se vuelve mas tenaz que una mezcla en caliente, todo esto conlleva a un uso racional del RAP. De manera general las mezclas que pudieran presentar un mejor comportamiento a edades tempranas y a la fisuración son las mezclas con 30% RAP, ya que estas mezclas si presentan un aumento de módulo dinámico con respecto a las mezclas sin RAP, pero a su vez tienden a ser mas dúctiles con respecto a la mezcla en caliente.

Ante todo lo mencionado anteriormente y de acuerdo a los resultados podemos concluir de manera general que la incorporación del RAP en el diseño de mezclas asfálticas fabricadas en frío contribuye de manera positiva en las características de desempeño de dichas mezclas, siempre y cuando exista un uso racional del material RAP.

Futuras Lineas de Investigación

Ante la necesidad de profundizar en el conocimiento del desempeño de mezclas asfálticas fabricadas en frío con RAP, se proponen las siguientes lineas de investigación:

- Evaluación del comportamiento a la fatiga, en el cual podremos por una parte determinar las condiciones de fabricación de los especímenes, es decir, tiempo de curado y geometría de los especímenes. Y por otra parte determinar el desempeño de las mezclas ante dicho parámetro de desempeño.
- Evaluación del impacto en el desempeño de las mezclas asfálticas fabricadas en frío con RAP, considerando la granulometría del agregado pétreo del material RAP.
- Evaluación de tramos de prueba.

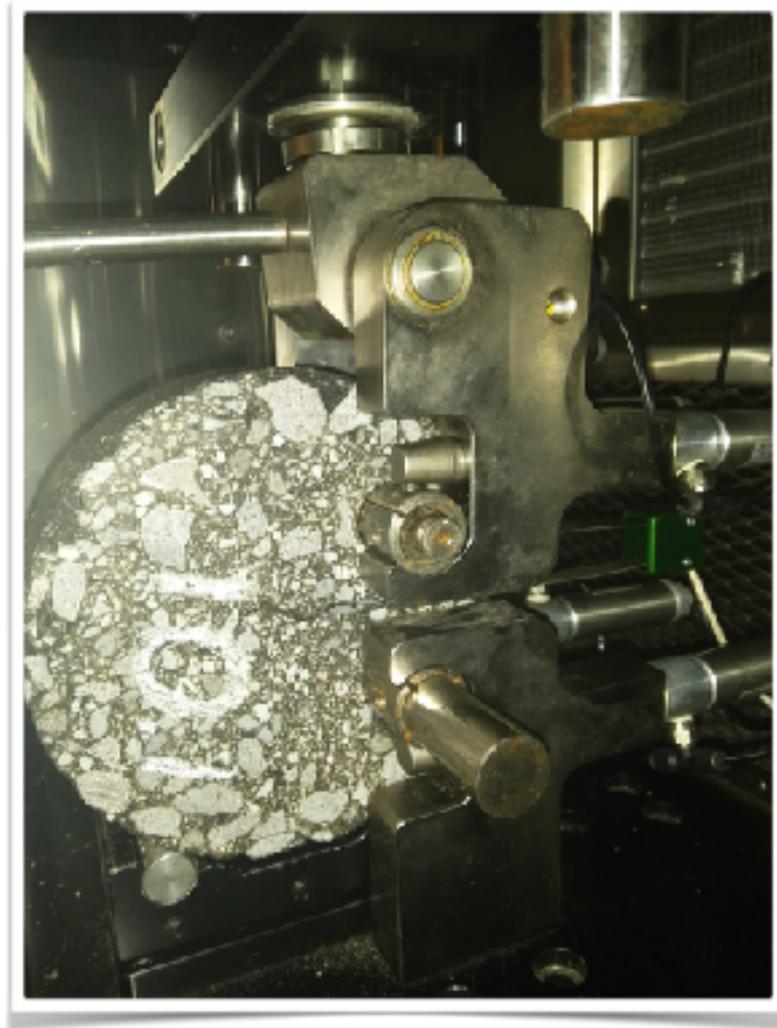
BIBLIOGRAFÍA

- Anderson, M. R. (2001). Recommended Use of Reclaimed Asphalt Pavement in the Superpave Mix Design Method. Technicians Manual. NCHRP Report 452.
- Asociación Mexicana del Asfalto A.C (2011). Protocolo AMAAC PA-EA-03/2011. México.
- Asociación Mexicana del Asfalto A.C. (2014). Diseño de mezclas asfálticas en caliente (HMA) con alto contenido de pavimento asfáltico recuperado (RAP. México: Asociación Mexicana del Asfalto A.C.
- Aquino, M. Z. (2015). Diseño de Pavimentos Flexibles (Primera Parte). Ciudad de México: Asociación Mexicana del Asfalto.
- Asfalto, A. M. (2012). Reciclado de Emulsiones asfálticas. Recomendación AMAAC REA 15/2012, 25.
- Asphalt Institute. (s.f.). Manual Básico de Emulsiones Asfálticas. Lexington, Kentucky.
- Bernal, R. (2015). Estudio de la Aplicación del Reciclado de Mezclas Asfálticas en la Red Carretera del Estado de Michoacán. Morelia: Facultad de Ingeniería Civil.
- Carlos Kramer, J. M. (2004). Ingeniería de Carreteras. España: Mc Graw Hill.
- Hernández, M. R. (2014). Estudio de los diferentes ensayos de abrasión sobre mezclas bituminosas destinadas a capas de rodadura . Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Huerta, P. A. (2016). Análisis de Mezclas Asfálticas Recicladas en Caliente Bajo los Parámetros de los Ensayos de TSR, Módulo Dinámico y Energía de Fractura. Puebla: División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil.
- Koh C., G. Lopp and R. Roque. Development of a Dog-Bone Direct Tension Test (DBDT) for asphalt concrete. Advanced Testing and Characterization of Bituminous Materials, Vol.1, pp. 585- 596, 2009.
- Oller S. Fractura Mecánica. Un Enfoque Global, Centro Internacional de Métodos Numéricos, Universidad Politécnica de Cataluña, España, 2001.
- Pérez F., R. Miró, C. Fonseca. Essai BTD pour la Détermination de la Ténacité et Résistance à la Fissuration des Mélanges Bitumineux, Mechanical Test for Bituminous Materials, pp. 391-396, 2000.
- Pérez F., R. Miró y A. Martínez. Caracterización de los ligantes bituminosos a partir de su tenacidad y energía de rotura. XIII Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto, San José, Costa Rica, 2005a.
- Pérez F., R. Miró, A. Martínez, J. Alonso, J. Cepeda y M. Rodríguez. Desarrollo de un Nuevo Procedimiento para la Evaluación del comportamiento a Fatiga de las Mezclas Bituminosas a Partir de su Caracterización en un Ensayo a Tracción.

- Primer Premio Internacional a la Innovación en Carreteras Juan Antonio Fernández del Campo. España, 2005b.
- Pérez F., R. Miró, A. Martínez y E. Garrote. Nuevo Procedimiento de Ensayo para Evaluar la Tenacidad de las Mezclas Bituminosas. Revista Carreteras, No 153, 2007.
- Pérez F., Miró R., Martínez A. Empleo del Ensayo de Tracción Indirecta para el Control de Calidad de la Ejecución de Mezclas Bituminosas, X Congreso Ibero-latinoamericano del Asfalto, Asociación Española de la Carretera, Sevilla, España, pp. 869-878, 1999.
- Ponce, A. V. (2016). "Análisis de desempeño de mezclas en frío utilizando distintas emulsiones, bajo el protocolo AMAAC" . Morelia.
- Rogelio Rodríguez Talavera, V. M. (2001). Emulsiones Asfálticas. Sanfandila, Querétaro: Instituto Mexicano del Transporte.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2014). Guía de Procedimientos y Técnicas para la Conservación de Carreteras en México. Ciudad de México: Publicación Técnica SCT.
- Torbjörn, J. (2001). Cold Recycling of Asphalt Pavement - Mix in Plant. Swedish National Road and Transport Research Institute , 9.
- Vidal, G. A. (2011). Evaluación del Proceso de Fisuración en las Mezclas Bituminosas Mediante el Desarrollo de un Nuevo Ensayo Experimental "Ensayo Fénix". Barcelona, España: Universidad Politécnica de Cataluña.
- West, R. (2010). Reclaimed Asphalt Pavement Management Best Practices. Auburn, Alabama: National Center for Asphalt Technology Auburn University.

ANEXO

Reporte Fotográfico de las Muestras Evaluadas en la Prueba de Energía de Fractura

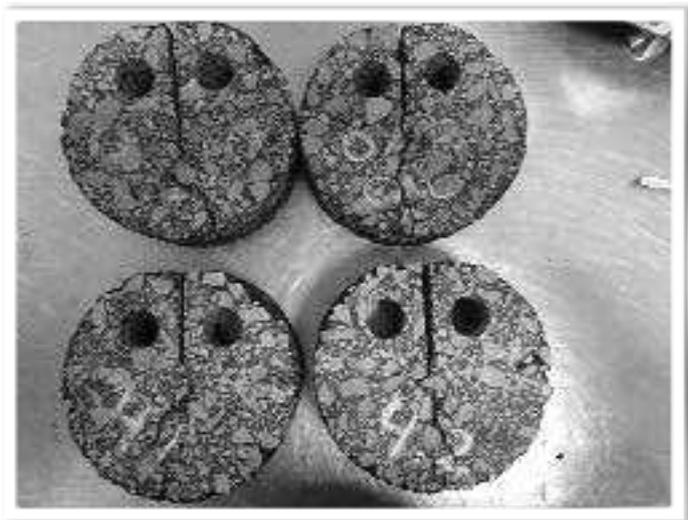




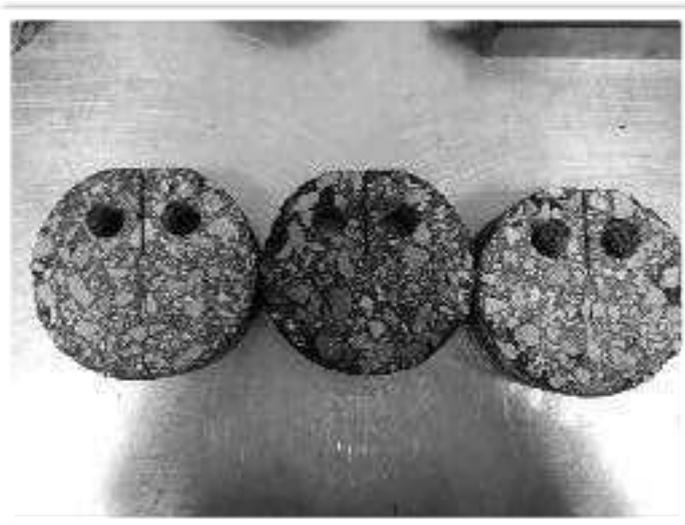
0% RAP (-10°C)



0% RAP (0°C)



0% RAP (10°C)



30% RAP (-10°C)



30% RAP (0°C)



30% RAP (10°C)



50% RAP (-10°C)



50% RAP (0°C)



50% RAP (10°C)



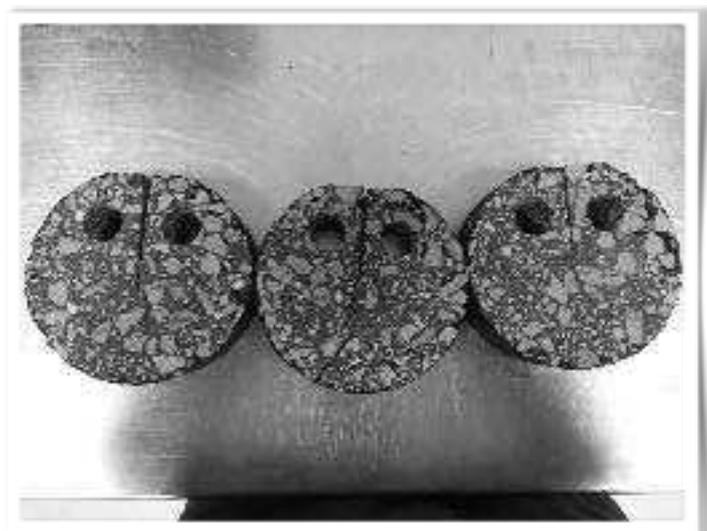
100% RAP (-10°C)



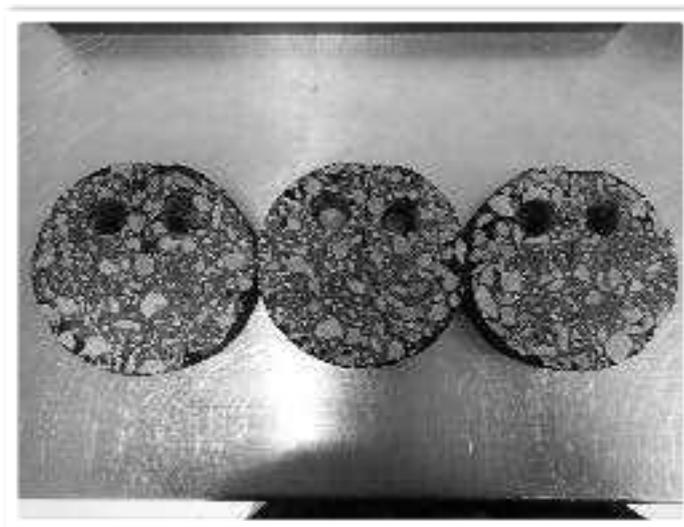
100% RAP (0°C)



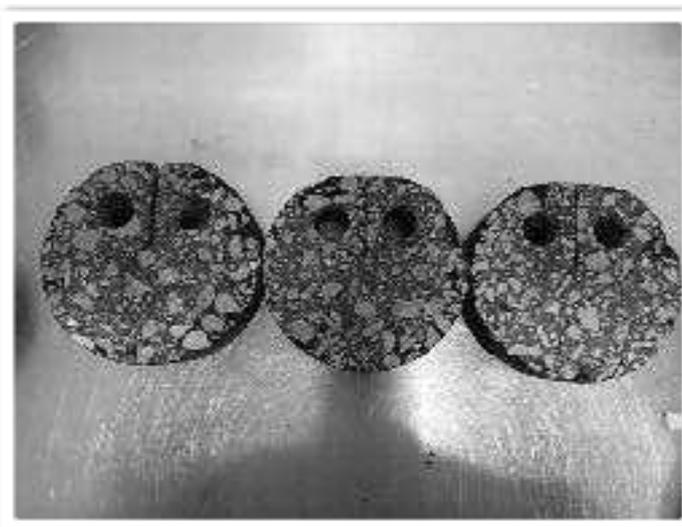
100% RAP (10°C)



0% RAP (HOT MIX)(-10°C)



0% RAP (HOT MIX)(0°C)



0% RAP (HOT MIX)(10°C)