

MISTURAS ASFÁLTICAS DE ALTO DESEMPENHO TIPO SMA

Fabrcio Augusto Lago Mourão

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof^a. Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc.

Prof. Jacques de Medina, L.D.

Dra. Leni Figueiredo Mathias Leite, D.Sc.

Prof^a. Liedi Legi Bariane Bernucci, D.Sc.

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

OUTUBRO DE 2003

MOURÃO, FABRICIO AUGUSTO LAGO

Misturas Asfálticas de Alto Desempenho

Tipo SMA [Rio de Janeiro] 2003

XX, 131 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc.,
Engenharia Civil, 2003)

Tese – Universidade Federal do Rio de
Janeiro, COPPE

1. Misturas asfálticas

I. COPPE/UFRJ

II. Título (série).

***Dedico este trabalho aos meus pais,
Fernando e Rosa, que lutaram com
tantas dificuldades para que seus filhos
pudessem ter uma das maiores
heranças que se pode deixar: o estudo.***

***À minha irmã Priscila, pela admiração e
confiança em mim depositada.***

***À Gilene que durante esses anos vem me
apoiando e participando da minha vida
compartilhando alegria, amor e
companheirismo, apesar das dificuldades.***

AGRADECIMENTOS

Agradeço em primeiro lugar a Deus, pois é o Criador de todas as coisas e fonte de todo conhecimento.

A meus pais e irmã que sempre me apoiaram na conquista de meus ideais.

À professora Laura Maria Goretti da Motta, pelo direcionamento e orientação deste trabalho, pelo apoio, estímulo e atenção sempre paciente nas horas mais difíceis agindo como conselheira com sua experiência de vida para nos confortar e fazer com que a peteca não caísse; e por confiar em mim na realização deste trabalho.

À Leni Leite pela pessoa que é com todos, estando sempre de alto astral, fazendo sempre o possível para nos receber e dar atenção.

Ao professor Jacques de Medina, pelo prazer da longa conversa que tivemos.

À PETROBRAS/CENPES por fornecer as amostras de ligante e ceder suas instalações como laboratórios e biblioteca para o desenvolvimento desta pesquisa, bem como pelo apoio técnico em especial os dispensados por Pitchon, Cláudio, Cíntia, Luís Rosa, Áurea, Prepredigna, Flávio, Moraes e Sérgio.

Aos técnicos do Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ Luís Mário, Sérgio Iório, Ricardo Gil, Luís de França, Marli, Edu e Salviano pois em algum momento deram sua contribuição na realização deste trabalho; e em especial a Ana Maria (pela ajuda nos ensaios e boa convivência), Álvaro Dellê (pela amizade e pelas sempre diretas e curtas explicações sobre os ensaios), Mauro (pela amizade e prioridade dada aos serviços na oficina), Max (pela amizade e sempre disposição), Carlinhos (pela amizade e presteza na realização de ensaios), Bororó (pela amizade e atenção), ao estagiário de iniciação científica Rodrigo pelo apoio nos ensaios finais.

Aos amigos Walber, Fernando, Emerson e Zezinho com quem convivi este período de tempo.

Aos colegas de COPPE e amigos de hoje e sempre Jonas Barbosa, Luciana de Castro, Luis Otávio, Sidclei Magalhães, Sílvia Corrêa, Tatiana Rodriguez, Verônica Cavalcante, Viviane e em especial a César Augusto (amigo de todas as horas), Cíntia Fontes (companhia indispensável, sempre presente e disposta nos ensaios), Eduardo Nóbrega (companheiro de todas as horas), Nicolle de Freitas (pelo apoio e companheirismo).

A FINEP pelo apoio financeiro para realização dos ensaios e bolsa de estudos concedida.

E a todos que colaboraram direta e indiretamente para que este trabalho pudesse ser realizado.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.).

MISTURAS ASFÁLTICAS DE ALTO DESEMPENHO TIPO SMA

Fabício Augusto Lago Mourão

Outubro/2003

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho tem o objetivo de mostrar o estudo das características de resistência à tração, deformabilidade sob cargas repetidas e fadiga de corpos de prova compactados segundo método Marshall de misturas asfálticas do tipo SMA (Stone Mastic Asphalt). Curva granulométrica média da faixa 0/11S da norma alemã de 2001. Utilizados dois ligantes asfálticos – CAP 50/60 (A) e AMP (6,5% SBS, em pó e ligante CAP 20 da REDUC) (B), e três fíleres – pó calcário + 1,5% de cal hidratada especial CH-I (1), cimento portland CP II E 32 (2) e pó de pedra de granito passante na malha de 0,075mm (3); gerando seis combinações de ligante-fíler (1A, 1B, 2A, 2B, 3A, 3B). Foi utilizada fibra de celulose sob a forma de péletes – 66,6% de fibra ARBOCEL e 33% de asfalto, na proporção de 0,3% em peso da amostra a fim de evitar o escorrimento do ligante asfáltico, a segregação da mistura no transporte e na aplicação. Não se detectou vantagem do ligante AMP sobre o CAP 50/60, nos ensaios de resistência à tração indireta por compressão diametral, independentemente do tipo de fíler. Quanto ao módulo de resiliência, pouca influência quanto ao tipo de fíler no caso do CAP 50/60; alguma influência favorável do fíler calcário no caso do AMP. Na compressão axial dinâmica (“creep” dinâmico) a mistura com AMP e fíler cimento portland levou a menores deformações permanentes. Quanto à vida de fadiga em ensaios de compressão diametral a 25°C, ligeira vantagem sobre as demais apresentou as misturas SMA com fíler calcário. A mistura com CAP 50/60 e fíler pó de pedra mostrou vida de fadiga mais sensível ao estado de tensões do ensaio de tração indireta. Todos os ensaios foram realizados em corpos de prova cilíndricos moldados no compactador Marshall com 50 golpes por face e envelhecimento a curto prazo.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.).

ASPHALT MIXTURES OF HIGH PERFORMANCE TYPE SMA

Fabrcio Augusto Lago Mourão

October/2003

Advisor: Laura Maria Goretti da Motta

Department: Civil Engineering

This research has the objective of showing a study of tensile strength, resilient and permanent deformations under repeated loading, fatigue testing, of cylindrical specimens of Marshall test, of Stone Mastic Asphalt (SMA). Average granulometric curve of band specified by german standards 0/11S, 2001. Two binders used: CAP 50/60 (A) and AMP (add 6.5% of SBS polymer powder, to CAP 20 binder) (B) and three types of fillers: limestone dust + 1,5% special of hydrated lime CH-I (1), portland cement CP II E 32 (2) and granitic rock dust finer than 0.075mm (3); on the whole six combinations of binder and filler, for the fame stone matrix (1A, 1B, 2A, 2B, 3A, 3B). Used pellets of ARBOCEL cellulose fibers prepared with me-third of asphalt, 0.3% by weight of total mix, to avoid binder draindown, and segregation during transport and placement. No advantage of AMP binder over CAP 50/60 binder was detected in tensile strength tests by diametrical compression, for the three fillers. Resilient modulus insignificant effect had the filler type for the convectional CAP 50/60, but some advantage noticed for the AMP and limestone dust filler. In dynamic axial compression test (dynamic creep) the mixture with AMP and portland cement filler presented the smallest permanent deformation. In fatigue testing under diametrical compression at 25°C, a slight advantage was observed for the stip using limestone dust filler. The mixture with CAP 50/60 and rock dust filler was the most influenced by stresses in fatigue testing. All of the tests were accomplished in cylindrical specimens shaped in the compactor Marshall with 50 blows per face and short term aging.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1	Concreto Asfáltico	6
2.2	Mistura Asfáltica SMA	7
2.2.1	Breve Histórico	7
2.2.2	Definição e Princípio de Funcionamento	8
2.3	Características de Desempenho da Mistura Asfáltica SMA	13
2.4	Ligante Asfáltico	15
2.4.1	Definição	15
2.4.2	Cimentos Asfálticos de Petróleo – CAP	16
2.4.3	Asfaltos Modificados por Polímeros – AMP	16
2.4.3.1	<i>Polímero SBS (estireno-butadieno-estireno)</i>	18
2.4.3.2	<i>Ligantes usados na mistura SMA</i>	19
2.5	Fibras (Aditivo Estabilizador)	23
2.6	Agregados	26
2.7	Material de Enchimento (Fíler)	26
2.8	Ensaio Mecânicos em Misturas Asfálticas SMA	31
2.8.1	Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral	31
2.8.2	Módulo de Resiliência	33
2.8.3	Ensaio de Compressão Axial Dinâmico (“Creep” Dinâmico) e Simuladores de Tráfego	35
2.8.4	Ensaio de Fadiga	38
2.8.5	Ensaio de Afundamento ou Deformação Permanente em Trilha de Roda com Simuladores (Wheel Tracking Test)	41
2.9	Procedimentos Executivos para Revestimento SMA	43
2.10	Experiências com SMA pelo Mundo	46
3	MATERIAIS, MÉTODOS, APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	63
3.1	Estudo e Caracterização dos Materiais Utilizados na Mistura Asfáltica SMA	63
3.1.1	Agregados Minerai	63
3.1.2	Material de Enchimento (Fíler)	63

3.1.3	Ligante Asfáltico	66
3.1.4	Fibras (Aditivo Estabilizador)	70
3.2	Projeto de Mistura	70
3.3	Ensaio Realizados nas Misturas Asfálticas SMA	73
3.3.1	Determinação das Características de Escorrimento de Misturas Asfálticas Não Compactadas – AASHTO T 305/97	73
3.3.2	Determinação da Resistência da Mistura Asfáltica Compactada ao Dano por Umidade Induzida – AASHTO T 283/89	79
3.3.3	Determinação da Densidade Máxima Medida de Misturas Asfálticas (Método Rice) – ASTM D 2041/00	83
3.3.4	Características Físicas dos corpos de prova	86
3.3.5	Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral	87
3.3.6	Determinação do Módulo de Resiliência	90
3.3.7	Determinação da Deformação Permanente pelo Ensaio de Compressão Axial Dinâmico (“Creep” Dinâmico)	96
	Média	102
3.3.8	Determinação da Vida de Fadiga	104
3.3.9	Analisador de Pavimento Asfáltico (APA)	116
4	CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS	120
4.1	Conclusões	120
4.2	Sugestões	122
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	123
	BIBLIOGRAFIA CONSULTADA	130

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Detalhe do esqueleto mineral da mistura SMA.	9
Figura 2.2: Comparação entre as curvas granulométricas média de cada faixa de tipos de mistura SMA, CBUQ e CPA.....	11
Figuras 2.3: A) Esqueleto do SMA; B) Esqueleto do Concreto Asfáltico (JRS, s/d).....	11
Figura 2.4: Mistura asfáltica tipo SMA (MERIGHI <i>et al.</i> , 2001).	12
Figura 2.5: Mistura asfáltica convencional tipo PMF (MERIGHI <i>et al.</i> , 2001).....	12
Figura 2.6: Fibra de celulose sem ligante (A) e impregnada com ligante (B) (JRS, s/d).	24
Figura 3.1: Distribuição granulométrica a laser dos fileres utilizados na mistura asfáltica SMA estudada.	65
Figura 3.2: Relação viscosidade x temperatura para os ligantes utilizados na mistura asfáltica SMA estudada.	69
Figura 3.3: Distribuição granulométrica da mistura asfáltica SMA estudada, enquadrada na Faixa SMA 0/11S Alemã.....	72
Figura 3.4: Comparação entre os esqueletos sólidos da mistura asfáltica SMA 0/11S estudada e uma mistura asfáltica convencional tipo CBUQ moldada na Faixa B do DNER.....	73
Figura 3.5: Cesta usada no Ensaio de Escorrimento de Misturas Asfálticas não Compactadas (AASHTO T 305/97).	76
Figura 3.6: Resultado do Ensaio de Escorrimento para mistura 1A sem fibra para as duas temperaturas de ensaio, a 158°C e 173°C, escorrimento médio de 2,31% e 2,88% respectivamente.	76

Figura 3.7: Resultado do Ensaio de Escorrimento para mistura 1A com 0,3% de fibra para as duas temperaturas de ensaio, a 158°C e 173°C, escorrimento médio de 0,16% e 0,25% respectivamente.	77
Figura 3.8: Resultado do Ensaio de Escorrimento para mistura 1A com 0,5% de fibra para as duas temperaturas de ensaio, a 158°C e 173°C, escorrimento médio de 0,06% e 0,08% respectivamente.	77
Figura 3.9: Resultado do Ensaio de Escorrimento para mistura 1B sem fibra para as duas temperaturas de ensaio, a 169,5°C e 184,5°C, escorrimento médio de 0,97% e 1,76% respectivamente.	78
Figura 3.10: Resultado do Ensaio de Escorrimento para mistura 1B com 0,3% de fibra para as duas temperaturas de ensaio, a 169,5°C e 184,5°C, escorrimento médio de 0,10% e 0,14% respectivamente.	78
Figura 3.11: Resultado do Ensaio de Escorrimento para mistura 1B com 0,5% de fibra para as duas temperaturas de ensaio, a 169,5°C e 184,5°C, escorrimento médio de 0,06% e 0,05% respectivamente.	79
Figura 3.12: Observação da superfície interior dos corpos de prova da mistura asfáltica 1A submetidos ao ensaio de resistência a tração por compressão diametral com condicionamento.	81
Figura 3.13: Observação da superfície interior dos corpos de prova da mistura asfáltica 1A submetidos ao ensaio de resistência a tração por compressão diametral sem condicionamento.	82
Figura 3.14: Observação da superfície interior dos corpos de prova da mistura asfáltica 1B submetidos ao ensaio de resistência a tração por compressão diametral com condicionamento.	82
Figura 3.15: Observação da superfície interior dos corpos de prova da mistura asfáltica 1B submetidos ao ensaio de resistência a tração por compressão diametral sem condicionamento.	83
Figura 3.16: Detalhe da eliminação das bolhas de ar por pressão de vácuo.	85

Figura 3.17: Resistência à tração por compressão diametral a 25°C nos corpos de prova das misturas asfálticas SMA estudadas.	89
Figura 3.18: Relação MR versus Temperatura para as misturas asfálticas SMA estudadas.	92
Figura 3.19: Relação MR versus Temperatura para as misturas asfálticas SMA que usaram ligante convencional CAP 50/60.	92
Figura 3.20: Relação MR versus Temperatura para as misturas asfálticas SMA que usaram Asfalto Modificado por Polímero AMP (6,5% SBS).	93
Figura 3.21: Relação MR versus Temperatura para as misturas asfálticas SMA que usaram como filer pó calcário + 1,5% de cal hidratada (A – CAP 50/60 e B – AMP).	93
Figura 3.22: Relação MR versus Temperatura para as misturas asfálticas SMA que usaram como filer cimento Portland (A – CAP 50/60 e B – AMP).	94
Figura 3.23: Relação MR versus Temperatura para as misturas asfálticas SMA que usaram como filer pó de pedra peneirado (A – CAP 50/60 e B – AMP).	94
Figura 3.24: Tipos de determinação do deslocamento permanente feitas simultaneamente nos corpos de prova das misturas asfálticas SMA estudadas. A) Medição atual, feita no topo do corpo de prova. B) Medição proposta, feita no centro do corpo de prova. C) Alças de sustentação.	97
Figura 3.25: Número de aplicações do carregamento versus deslocamento permanente específico pela medição atual e proposta, para mistura 1A.	99
Figura 3.26: Número de aplicações do carregamento versus deslocamento permanente específico pela medição atual e proposta, para mistura 1B.	99
Figura 3.27: Número de aplicações do carregamento versus deslocamento permanente específico pela medição atual e proposta, para mistura 2A.	100
Figura 3.28: Número de aplicações do carregamento versus deslocamento permanente específico pela medição atual e proposta, para mistura 2B.	100

Figura 3.29: Número de aplicações do carregamento versus deslocamento permanente específico pela medição atual e proposta, para mistura 3A.	101
Figura 3.30: Número de aplicações do carregamento versus deslocamento permanente específico pela medição atual e proposta, para mistura 3B.	101
Figura 3.31: Vida de Fadiga versus Diferença de Tensões para as misturas asfálticas SMA estudadas.	106
Figura 3.32: Vida de Fadiga versus Diferença de Tensões para as misturas asfálticas SMA estudadas que usaram ligante convencional CAP 50/60.	106
Figura 3.33: Vida de Fadiga versus Diferença de Tensões para as misturas asfálticas SMA estudadas que usaram AMP (6,5% SBS).	107
Figura 3.34: Vida de Fadiga versus Diferença de Tensões para as misturas asfálticas SMA estudadas que usaram como filer pó calcário + 1,5% de cal hidratada.	107
Figura 3.35: Vida de Fadiga versus Diferença de Tensões para as misturas asfálticas SMA estudadas que usaram como filer cimento Portland.	108
Figura 3.36: Vida de Fadiga versus Diferença de Tensões para as misturas asfálticas SMA estudadas que usaram como filer pó de pedra peneirado.	108
Figura 3.37: Vida de Fadiga versus Deformação Específica Resiliente Inicial para as misturas asfálticas SMA estudadas.	109
Figura 3.38: Vida de Fadiga versus Deformação Específica Resiliente Inicial para as misturas asfálticas SMA estudadas que usaram ligante convencional CAP 50/60.	109
Figura 3.39: Vida de Fadiga versus Deformação Específica Resiliente Inicial para as misturas asfálticas SMA estudadas que usaram AMP (6,5% SBS).	110
Figura 3.40: Vida de Fadiga versus Deformação Específica Resiliente Inicial para as misturas asfálticas SMA estudadas que usaram como filer pó calcário + 1,5% de cal hidratada.	110
Figura 3.41: Vida de Fadiga versus Deformação Específica Resiliente Inicial para as misturas asfálticas SMA estudadas que usaram como filer cimento Portland. ..	111

Figura 3.42: Vida de Fadiga versus Deformação Específica Resiliente Inicial para as misturas asfálticas SMA estudadas que usaram como filer pó de pedra peneirado.	111
Figura 3.43: Relação entre os coeficientes n_2 versus k_2 geradas pela curva de fadiga expressas em função da diferença de tensões ($\Delta\sigma$) mostrada na Tabela 3.16....	113
Figura 3.44: Vida de Fadiga versus Diferença de Tensões para as misturas asfálticas SMA estudadas que usaram ligante convencional CAP 50/60 em comparação com uma mistura asfáltica convencional tipo CBUQ.	114
Figura 3.45: Vida de Fadiga versus Diferença de Tensões para as mistura asfáltica SMA estudadas que usaram Asfalto Modificado por Polímero AMP (6,5% SBS) em comparação com uma mistura asfáltica tipo CBUQ com polímero.	115
Figura 3.46: Amostras em viga sendo moldadas no compactador vibratório.	117
Figura 3.47: Ensaio de deformação permanente em trilha de roda (APA).	118
Figura 3.48: Deformação permanente em trilhas de roda após 8000 ciclos de carregamento na mistura 1A (afundamento de 13mm) e na mistura 1B (afundamento de 6mm) respectivamente.	119

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Classificação dos cimentos asfálticos de petróleo quanto a viscosidade e penetração.....	16
Tabela 2.2: Características técnicas para asfaltos modificados por polímero SBS (DNER ME 396/99).....	20
Tabela 2.3: Especificação alemã DIN 1995-1 com relação ao tipo de ligante.	21
Tabela 2.4: Especificações de Asfalto Elastomérico (SBS) da Alemanha (TL PmB, 2001).....	22
Tabela 2.5: Especificações de Asfalto Plastomérico (EVA) da Alemanha (TL PmB, 2001).....	23
Tabela 2.6: Recomendações finlandesas para adição de fibras em misturas asfálticas tipo SMA em relação ao peso total da mistura ligante – agregado (PANK, 1995).	25
Tabela 2.7: Especificação das composições necessárias usadas na República Tcheca (EAPA, 1998).....	48
Tabela 2.8: Composição granulométrica de SMA recomendadas usadas na Dinamarca (EAPA, 1998).....	49
Tabela 2.9: Especificações construtivas do SMA para os padrões da Dinamarca (EAPA, 1998).....	50
Tabela 2.10: Composição da mistura usada na França (EAPA, 1998).....	51
Tabela 2.11: Alguns requisitos necessários no cálculo da mistura tipo BBM (EAPA, 1998).....	51
Tabela 2.12: Características da Mistura Asfáltica SMA usada na Alemanha segundo as Especificações Técnicas Alemãs ZTV Asphalt – StB 01 (2001).....	53

Tabela 2.13: Especificação das composições de SMA usadas na Hungria (EAPA, 1998).....	54
Tabela 2.14: Especificação das composições de SMA necessárias usadas na Itália (EAPA, 1998).....	55
Tabela 2.15: Especificação das composições de SMA usadas na Holanda (EAPA, 1998).....	56
Tabela 2.16: Especificação das composições de SMA usadas em Portugal (EAPA, 1998).....	57
Tabela 2.17: Especificação das composições de SMA usadas na Suécia (EAPA, 1998).....	58
Tabela 2.18: Especificação para o agregado graúdo para uso em SMA nos EUA (AASHTO MP8-01, NAPA, 2002).	59
Tabela 2.19: Especificação necessárias para o agregado miúdo para uso em SMA nos EUA (AASHTO MP8-01, NAPA, 2002).....	59
Tabela 2.20: Especificação necessárias para a fibra de celulose para uso em SMA nos EUA (AASHTO MP8-01).....	60
Tabela 2.21: Especificação necessárias para a fibra mineral para uso em SMA nos EUA (AASHTO MP8-01).....	60
Tabela 2.22: Faixas granulométricas de SMA usadas nos Estados Unidos da América (NAPA, 2002).....	61
Tabela 2.23: Especificações da Mistura Asfáltica SMA para Dosagem Marshall (NAPA, 2002).....	61
Tabela 2.24: Especificações da Mistura Asfáltica SMA para Compactador Giratório Superpave - SGC (AASHTO MP8-01, NAPA, 2002).....	62
Tabela 3.1: Características dos agregados minerais.	64
Tabela 3.2: Resultados da Massa Específica Real dos fileres estudados para a mistura asfáltica SMA.....	65

Tabela 3.3: Dados referentes aos ligantes usados neste trabalho.....	67
Tabela 3.4: Comparativo entre a especificação alemã e os ligantes usados na pesquisa.	68
Tabela 3.5: Temperaturas do ligante para mistura e compactação, e do agregado utilizadas na mistura asfáltica SMA.	69
Tabela 3.6: Características das misturas asfálticas SMA estudadas.	71
Tabela 3.7: Composição do traço utilizado na pesquisa	72
Tabela 3.8: Resultado do Ensaio de Escorrimento para mistura com CAP 50/60.	75
Tabela 3.9: Resultado do Ensaio de Escorrimento para mistura com Asfalto Modificado por Polímero (6,5% SBS).....	75
Tabela 3.10: Resultados do Ensaio de Densidade Máxima Medida de Misturas Asfálticas (Método Rice) – ASTM D 2041-00.	85
Tabela 3.11: Características físicas dos corpos de prova da misturas asfálticas SMA estudadas – Método DNER.	86
Tabela 3.12: Características físicas dos corpos de prova da misturas asfálticas SMA estudadas – Método Rice.	87
Tabela 3.13: Resultados médios obtidos de resistência à tração por compressão diametral (RT) a 25°C nas misturas asfálticas SMA.....	88
Tabela 3.14: Valores médios dos módulos de resiliência das misturas asfálticas estudadas com suas respectivas temperaturas de ensaio.	91
Tabela 3.15: Equações do módulo de resiliência das misturas asfáltica SMA estudadas.	91
Tabela 3.16: Resultados do ensaio de compressão axial dinâmica à 40°C para as misturas asfálticas SMA estudadas.....	102
Tabela 3.17: Características de fadiga à tensão controlada das misturas asfáltica SMA estudadas.	105

Tabela 3.18: Características físicas e mecânicas das misturas tipo CBUQ analisadas na COPPE (MOTTA <i>et al.</i> , 2002).....	114
Tabela 3.19: Resultados das médias dos módulos de resiliência, resistência à tração à 25°C, e da relação MR/RT das misturas asfálticas SMA estudadas.	116
Tabela 3.20: Características físicas das amostras de viga de concreto asfáltico.	117

LISTA DE SÍMBOLOS

a, b	: Parâmetros experimentais (módulo de resiliência);
AMP	: Asfalto modificado por polímeros;
BBM	: “Béton Bitumineux Mince”;
BBR	: “Bending Beam Rheometer”;
CAP	: Cimento Asfáltico de Petróleo;
CBUQ	: Concreto Betuminoso Usinado a Quente;
CPA	: Camada Porosa de Atrito;
d	: Diâmetro do corpo de prova;
DC	: Deformação Controlada;
DMM	: Densidade Máxima Medida;
DMT	: Densidade Máxima Teórica;
DSR	: “Dynamic Shear Rheometer”;
E_c	: Módulo de “creep” dinâmico ou módulo de fluência dinâmica;
ECA	: Efeito do Calor e do Ar;
ESRD	: Eixo Simples Roda Dupla;
F	: Carga de vertical;
h, t	: Altura do corpo de prova;
h_R	: Altura de referência;
IST	: Índice de Suscetibilidade Térmica;
k_i, n_i	: Parâmetros experimentais (vida de fadiga);
LPC	: “Laboratoire des Ponts et Chaussées”;
LVDT	: “Linear Variable Differential Transducer”;
MR	: Módulo de resiliência;
N	: Vida de fadiga;
PA	: Ponto de Amolecimento;
PF	: Ponto de Ruptura Fraass;
PG	: Grau de desempenho;
PMF	: Pré Misturado a Frio;
PSV	: “Polished Stone Value”;
RBV	: Relação Betume Vazios;
RRT	: Razão de Resistência à Tração por compressão diametral;
RT	: Resistência a Tração por compressão diametral;
RTFOT	: “Rolling Thin Film Oven Test”;

SBS	: Estireno-butadieno-estireno;
SMA	: “Stone Mastic Asphalt”;
TC	: Tensão Controlada;
VAM	: Vazios do Agregado Mineral;
VCB	: Vazios Cheios de Betume;
VCA _{mistura}	: Vazios do Agregado Graúdo na mistura;
VCA _{DRC}	: Vazios do Agregado Graúdo (DRC = “Dry Rodder Unit Weight”);
$\Delta\sigma$: Diferença de tensões (tensão horizontal e vertical);
δ_r	: Deslocamento resiliente;
ε	: Deformação específica resiliente inicial;
ε_t	: Deformação específica resiliente (recuperável);
ε_{abs}	: Deformação permanente absoluta;
ε_{esp}	: Deformação permanente específica ou relativa;
ε_i	: Deformação de tração;
ε_{total}	: Deformação total;
ε_p	: Deformação plástica;
ε_e	: Deformação elástica;
ε_{Ve}	: Deformação viscoelástica;
ε_{Vp}	: Deformação viscoplástica;
μ	: Coeficiente de Poisson;
σ_{axial}	: Tensão axial;
σ_t	: Tensão de tração gerada dinamicamente;
σ_{tf}	: Tensão de tração na flexão;
σ_{tR} , σ_r	: Resistência à tração indireta.

CAPÍTULO 1

1 INTRODUÇÃO

Os sistemas de transporte são os elementos estruturantes da vida econômica e social dos países. Eles proporcionam os deslocamentos de cargas e de passageiros, realizados pelos mais distintos modos de transporte. Dentre os elementos que compõem os Sistemas de Transporte Brasileiro, a infra-estrutura viária é o fator limitante ao desenvolvimento do setor, uma vez que suas características em muito contribuem para as condições de eficiência operacional da atividade. Herdada de uma política governamental adotada ainda em meados do século passado, o sistema viário brasileiro apresenta forte propensão ao uso do modal rodoviário. Esta característica faz com que a infra-estrutura das estradas assumam papel fundamental na mobilidade em nosso país, onde o transporte de cerca de 62% das cargas e de 96% dos passageiros ocorre por via rodoviária, segundo CNT (2003).

Segundo CNT (2003) nas rodovias pesquisadas 38,8% da extensão encontram-se com pavimento em estado deficiente, ruim ou péssimo; 40,0% não estão sinalizados de forma adequada e 22,0% não possuem acostamento. Baseado em uma pesquisa de fluidez, conclui-se que o pavimento é a característica viária que apresenta relação mais direta com as condições da mobilidade, superior à sinalização e também ao projeto geométrico, com reflexos diretos sobre a velocidade operacional dos veículos e, conseqüentemente, nos custos do transporte.

O aumento do interesse pelo desenvolvimento de materiais mais resistentes para os pavimentos rodoviários se insere no contexto da melhoria das condições das vias a partir da diminuição dos defeitos estruturais. Podem ocorrer grandes deformações permanentes (afundamentos de trilhas de roda e ondulações) decorrentes das solicitações de cargas elevadas associadas a elevadas temperaturas; bem como alto grau de trincamento decorrente da fadiga dos revestimentos quando não se utilizam materiais adequados ou projeto correto.

A origem dos afundamentos de trilhas de roda pode estar associada à deformação plástica que ocorre nas camadas subjacentes ao revestimento asfáltico ou causada

pela deformação permanente do próprio revestimento. A ocorrência da deformação permanente no revestimento asfáltico é devido a suas características viscoelásticas. Sua origem está associada à variação de volume de vazios causado pela ação do tráfego bem como devido ao comportamento plástico do material quando submetido a determinado estado de tensões.

Segundo DNER-TER 001/78, afundamento é a deformação permanente caracterizada por depressão da superfície do pavimento, acompanhada, ou não, de solevamento, podendo ser de afundamento plástico ou então de consolidação.

Outro fator degradante do pavimento é o processo de fadiga dos materiais, em especial das misturas asfálticas. Este processo se acelera com a presença de baixas temperaturas, fazendo com que a mistura asfáltica se enrijeça, e não resista a repetição das cargas. Também o envelhecimento do ligante pode enrijecer a mistura e diminuir, num certo grau, sua resistência à fadiga após um certo tempo. Uma carga solicitando um pavimento desperta uma tensão de tração na flexão (σ_{ff}) na face inferior do revestimento betuminoso que provoca a ruptura do mesmo após a n-ésima aplicação da carga, que define a fadiga dos materiais para esta avaliação (considera-se geralmente, a carga proveniente do “eixo simples padrão” de 18000 lbf = 8,2 tf).

O fenômeno da fadiga relaciona-se ao fato que muitos materiais, sendo sucessivamente solicitados a níveis de tensão inferiores aqueles de ruptura (para um dado modo de solicitação), paulatinamente vão desenvolvendo alterações em sua estrutura interna, que resultam em perda de características estruturais originais, gerando um processo de micro-fissuração que culmina no desenvolvimento de fraturas, manifestando um rompimento do material. O agente ligante asfáltico, que não possui natureza frágil e sim dúctil, suporta deformações plásticas significativas antes que ocorra a ruptura; no entanto, tais deformações apresentam limites a partir dos quais esforços de extensão causam uma microfissura na estrutura do material. O fenômeno é progressivo e causará a fratura do material ao longo do tempo (PINTO, 1991; BALBO, 1997).

O fenômeno de fadiga tem sido descrito como um processo de deterioração estrutural que sofre um material quando submetido a um estado de tensões e de deformações repetidas, resultando em trincas ou fratura completa, após um número suficiente de repetições do carregamento, ou seja, é a perda de resistência que o material sofre, quando solicitado repetidamente por uma carga (PINTO e PREUSSLER, 2002).

Paralelamente ao desenvolvimento de materiais mais resistentes a elevadas temperaturas, resultando em redução das deformações permanentes, tornou-se necessário o emprego de misturas asfálticas mais flexíveis quando submetidas a médias temperaturas, retardando assim o processo de fadiga do material (BELIGNI *et al.*, 2000).

O estudo da deformação permanente é voltado para descrever as depressões longitudinais ou afundamentos formados nas trilhas de roda como conseqüência da consolidação e/ou movimento lateral de uma ou mais camadas componentes do pavimento devido à repetição das cargas dos veículos. Na parte superior da camada de concreto asfáltico pode haver acúmulo de deformações cisalhantes permanentes, de uma forma mais crítica, inclusive, nas áreas próximas aos bordos. Isso é claramente manifestado na pavimentação urbana onde esforços de frenagem e aceleração são mais contínuos e intensos (sinalização, pontos de ônibus, curvas acentuadas, etc.). A tendência hoje é se usar ensaios que possam medir as propriedades das misturas asfálticas durante a fase de dosagem que represente estes dois tipos de solicitações: a compressão e o cisalhamento, ao se tratar da avaliação da deformação permanente (MOTTA *et al.*, 1996).

Segundo BELIGNI *et al.* (2000) as principais causas do desenvolvimento de deformações permanentes em camadas asfálticas são:

- Consolidação da mistura asfáltica pelo tráfego;
- Comportamento visco-plástico das misturas asfálticas a altas temperaturas;
- Baixa resistência mecânica da mistura asfáltica, quando da liberação logo após a execução.

Com relação ao processo de fadiga, as principais causas associadas ao ligante são:

- As variações térmicas, em especial com relação ao ligante betuminoso, durante as etapas de estocagem, usinagem e transporte da mistura asfáltica, enrijecendo o betume por oxidação do ligante, fenômeno que leva a um aumento do peso molecular e conseqüente aumento da consistência do asfalto (endurecimento); por meio do processo de evaporação das moléculas leves dos hidrocarbonetos dos maltenos, que acarreta uma perda de massa e conseqüente aumento da consistência devido à concentração de betume mais viscoso (pesado);

- Envelhecimento do ligante betuminoso, em especial pelas variações climáticas e pelas solicitações do tráfego.

As misturas asfálticas, além de apresentarem comportamento elasto-plástico (a deformação sofrida possui duas componentes, uma elástica e outra de natureza plástica), possuem também comportamento visco-elástico, isto é, apresentam deformações elásticas dependentes do tempo de aplicação de carga, bem como também da temperatura. Isto implica na ocorrência de uma deformação elástica instantânea ou imediata e de outra parcela de deformação elástica que só é mobilizada após um dado tempo de atuação da carga (PINTO, 1991; BALBO, 1997).

Estes dois critérios de ruptura, a fadiga e a deformação permanente são hoje o que se usa nos projetos mecânicos, como uma forma de também contribuir para a durabilidade dos pavimentos asfálticos.

Com o objetivo de se obter uma mistura asfáltica mais resistente e durável, que pudesse evitar por mais tempo a ocorrência de trincas por fadiga, bem como as deformações permanentes, vários países desenvolvidos estão usando a misturas asfáltica denominadas “Stone Matrix Asphalt” ou “Stone Mastic Asphalt”, também conhecida pela sigla SMA.

A mistura asfáltica SMA é uma mistura a quente de graduação descontínua e densa, com uma grande proporção de agregado graúdo, de preferência totalmente britado. É concebida para maximizar o contato entre os agregados minerais graúdos, aumentando assim a interação entre os grãos. Pelo fato de se usar uma graduação descontínua é necessário o uso de adições de fibras à massa asfáltica.

O objetivo desta tese é avaliar o comportamento mecânico no desempenho estrutural da mistura asfáltica SMA através dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral, ensaio de tração indireta com carregamento repetido (determinação do módulo de resiliência), ensaio de compressão axial dinâmico (“creep” dinâmico) e o ensaio de fadiga. Testam-se misturas com a utilização de três tipos de fileres diferentes: pó calcário + 1,5% de cal hidratada, cimento Portland e o pó de pedra peneirado na peneira de abertura de malha 75 μm , bem como também avalia-se o uso de dois tipos de ligantes diferentes, um convencional CAP 50/60 e um outro modificado com 6,5% de polímero SBS.

Essa tese se insere em um projeto de pesquisa compartilhado com o projeto CTPETRO denominado RESIST1, sendo que o mesmo tem como objetivo geral o desenvolvimento de tecnologias associadas à obtenção de misturas asfálticas especiais destinadas a rodovias de alto volume de tráfego, visando maior durabilidade e maior resistência aos esforços produzidos pelo tráfego e pelo clima. O projeto tem como executor a COPPE-UFRJ, co-executores a USP e a UFRGS e como interveniente PETRÓLEO BRASILEIRO S.A., por meio do Laboratório do Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo A. Miguez de Mello, da Petrobras – CENPES.

Para melhor compreensão e análise sobre o assunto abordado nesta tese, este trabalho foi dividido em cinco capítulos descritos abaixo:

Capítulo 1 – Este capítulo de introdução.

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica, contém uma revisão sobre a mistura SMA, bem como também traz um breve histórico desta mistura tão em voga no mundo, incluindo também alguns ensaios relevantes para avaliação estrutural.

Capítulo 3 – Materiais, Métodos, Apresentação e Análise de Resultados, onde são descritas as principais características dos materiais empregados neste estudo, bem como os ensaios realizados para avaliação mecânica da mistura asfáltica tipo SMA, resultados obtidos e análise dos mesmos, contendo os resultados obtidos nos diferentes ensaios de laboratório, que foram: resistência à tração por compressão diametral, ensaio de módulo de resiliência a três temperaturas diferentes, ensaio de fadiga, ensaio de compressão axial dinâmica (“creep” dinâmico).

Capítulo 4 – Conclusões e Sugestões de Pesquisas Futuras, onde são apresentadas as conclusões deste estudo, bem como recomendações para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Concreto Asfáltico

O concreto asfáltico é uma mistura asfáltica a quente executada em usina apropriada, constituída de agregado mineral graduado e cimento asfáltico, espalhada e compactada a quente, com características de estabilidade, vazios e relação betume-vazios, definidas na especificação de serviço DNER ES 313/97.

Conforme a posição relativa e a função na estrutura, o concreto asfáltico deve atender a características especiais em sua formulação, recebendo geralmente as seguintes designações (PINTO e PREUSSLER, 2002):

- Camada de rolamento ou capa asfáltica: Camada superior da estrutura responsável em receber diretamente a ação do tráfego. A mistura empregada deve apresentar estabilidade e flexibilidade compatíveis com o funcionamento elástico da estrutura e condições de rugosidade que proporcionem segurança ao tráfego, mesmo sob condições climáticas e geométricas adversas;
- Camada de ligação ou binder: Camada posicionada imediatamente abaixo da capa. Apresenta, em relação à mistura utilizada para camada de rolamento, diferenças de comportamento, decorrentes do emprego de agregados de maior diâmetro máximo, de maior porcentagem de vazios e menor relação betume-vazios;
- Camada de nivelamento ou regularização: Serviço executado com massa asfáltica de graduação fina, com a função de corrigir deformações ocorrentes na superfície de um antigo revestimento e, simultaneamente, promover selagem de fissuras existentes.

2.2 Mistura Asfáltica SMA

2.2.1 Breve Histórico

A mistura asfáltica SMA (Stone Matrix Asphalt ou Stone Mastic Asphalt), assim denominada em outros países, foi originada na Alemanha no final da década de 1960 sob a denominação de “Splittmastixasphalt”, com o objetivo principal de reduzir o desgaste superficial, principalmente pelo polimento dos agregados minerais causados pelo atrito pneu/revestimento, e também as deformações permanentes nos pavimentos asfálticos. O polimento dos agregados tem grande relação com a condição de desgaste superficial (ação abrasiva do tráfego) e a qualidade dos agregados.

Segundo LANCHAS (1999) entre 1960 e 1968, o Ministério dos Transportes da Alemanha buscava uma solução para o problema de deterioração do pavimento devido o uso de pneus com pregos durante o inverno. A primeira solução foi um tratamento com mástique composto por 40 a 50% de areia de graduação 0 a 2mm, 30 a 35% de material de enchimento (fíler) e 25% de betume. O mástique era produzido em instalações misturadoras de asfalto, fundido a 250°C, entregue na obra em caminhões especiais. O mástique quente era derramado manualmente sobre o pavimento danificado. Este tratamento com mástique fornecia ao pavimento uma alta resistência ao desgaste, porém apresentava a desvantagem de necessitar de trabalho manual, o que limitava a capacidade de uso, por ser muito demorado, e em certas ocasiões, produzia uma camada não homogênea. Devido às desvantagens do tratamento com mástique, a indústria de asfalto buscou um método diferente para produzir um tipo de mistura alternativa. O resultado foi uma mistura de 75% de pedras de 5 a 8mm, 15% de areia de 0 a 2mm, 10% de material de enchimento (fíler) e 7% do peso total da mistura de ligante betuminoso. O sério problema desta mistura era que a uma temperatura de mistura de 180°C, o ligante escorria. Para evitar este escorrimento começou-se a utilizar fibras como aditivo estabilizante. Assim nasceu o SMA, em julho de 1968. O primeiro recobrimento de SMA (uma camada de 2cm de espessura) foi aplicada na rua Freiligrath de Wilhelmshaven, Alemanha.

Desde 1968 foram pavimentados mais de 200 milhões de m² de SMA somente na Alemanha, dados de 2001 (EAPA, 2001). O SMA é hoje muito popular em vários países do mundo. Têm-se feito muitos estudos com o intuito de melhorar ainda mais o processo de mistura e aplicação de SMA devido às grandes variações que apresentam os materiais encontrados em lugares distintos.

No final da década de 1970, houve mudanças conceituais na dosagem de misturas asfálticas com o objetivo de se utilizar misturas mais resistentes quanto a deformações permanentes. Com base nisso, algumas medidas foram tomadas para a obtenção de tais misturas (BELIGNI *et al.*, 2000):

- Dosagem com porcentagens mais baixas de betume;
- Utilização de asfaltos mais resistentes (menor penetração);
- Redução do teor de filler;
- Emprego preferencialmente de areia natural;
- Utilização de uma porcentagem mais elevada de agregados graúdos.

O resultado destas alterações na dosagem foi a construção de camadas asfálticas com índice de vazios maiores, quando comparadas com camadas executadas anteriormente, e com a necessidade de maior energia de compactação. Essa necessidade de maior energia de compactação resulta num esmagamento dos agregados. A saída foi fixar limites máximos para o índice de vazios das misturas, levando a uma redução da consolidação da mistura depois de compactada, ou seja, após a liberação para o tráfego. Com a fixação de limites máximos para o índice de vazios da mistura de SMA, da ordem de 6%, houve também contribuição para redução da oxidação prematura do ligante betuminoso.

2.2.2 Definição e Princípio de Funcionamento

A mistura asfáltica SMA é caracterizada pelo elevado conteúdo de agregado que forma o esqueleto mineral. Os vazios no esqueleto mineral são preenchidos por um mástique betuminoso de elevada viscosidade. O elevado conteúdo de agregado graúdo, de pelo menos 70%, assegura um contato grão/grão depois da compactação. A rigidez necessária para o mástique é alcançada por meio da adição da areia britada (HORST, 2000).

O SMA é uma mistura flexível, estável, resistente a afundamentos de trilha de roda que tem no contato grão/grão o responsável por sua resistência e no mástique a durabilidade da mistura (NAPA, 2002). Resultado de sua constituição granulométrica, a mistura asfáltica SMA é considerada uma mistura rica em ligante asfáltico possuindo

um consumo de ligante em torno de 6 a 7%, gerando uma película maior de ligante, e cerca de 4 a 6% de volume de vazios logo após compactação em pista.

A granulometria de uma mistura asfáltica tipo SMA é caracterizada por conter uma elevada porcentagem de agregados graúdos (70–80% retido na peneira nº.10), e formar um grande volume de vazios entre os agregados graúdos que será preenchido por um mástique asfáltico (“total mortar”), um tipo de argamassa que é a composição do ligante betuminoso modificado ou não por polímeros, filer, finos minerais (fração areia) e fibras naturais. Essa elevada porcentagem de agregados graúdos faz com que a mistura tenha excelente desempenho mecânico. A Figura 2.1 ilustra esse conceito.

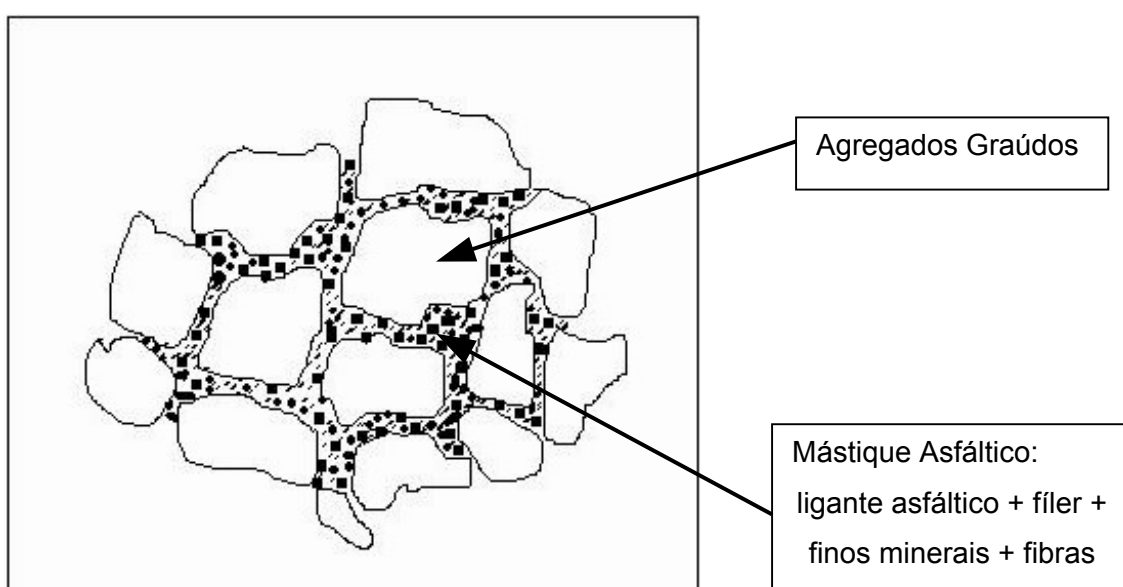


Figura 2.1: Detalhe do esqueleto mineral da mistura SMA.

O mástique asfáltico é o responsável pela elevada coesão da mistura, e sua elevada porcentagem faz com que a mistura apresente baixo índice de vazios, retardando o processo de oxidação e aumentando a resistência da mistura pelo envolvimento e intertravamento dos agregados minerais.

O SMA é utilizado como camada de rolamento numa espessura variando de 1,5 a 4,0cm em função do diâmetro máximo do agregado mineral utilizado na composição da mistura. Não é recomendada a utilização do SMA em espessuras muito superiores a 4,0cm, em decorrência de possibilidade de deformações permanentes, ou seja, maior probabilidade de formação de afundamentos de trilha de roda. No decorrer dos anos o SMA vem sendo utilizado como alternativa para rejuvenescimento de

superfícies deterioradas. Para pavimentos que apresentem uma elevada capacidade estrutural, o SMA é empregado visando apenas uma melhoria do desempenho funcional (conforto e segurança aos usuários). Para este caso a camada delgada de SMA pode ser denominada de micro concreto asfáltico a quente, sendo aplicada numa espessura variando entre 1,0 e 2,0cm (BELIGNI *et al.*, 2000).

Ao se escolher uma granulometria diferenciada para a mistura SMA em relação ao CBUQ tradicional pretende-se que a maior porcentagem de grãos grossos forme uma estrutura compacta e entrelaçada que contribua para dissipar o carregamento. Este é um dos motivos pelo qual o SMA é tão resistente ao desgaste e à deformação permanente. Devido à estrutura tridimensional da fibra de celulose, o ligante betuminoso mantém uma elevada viscosidade, impedindo assim o escorrimento do ligante durante o armazenamento, o transporte e a aplicação da mistura. Também possibilita maior concentração de ligante na mistura, o que forma uma película mais espessa de ligante em volta dos agregados, o que inibe a oxidação, a penetração de umidade, a separação e fissuração dos grãos (LANCHAS, 1999).

A descontinuidade da curva granulométrica é a principal diferença entre a mistura asfáltica SMA e o CBUQ, que proporciona ao SMA maior volume de vazios no agregado mineral (VAM). O aspecto rugoso da camada porosa de atrito (CPA) se assemelha ao da mistura asfáltica SMA, bem como a formação do esqueleto mineral que dá resistência a mistura. A Figura 2.2 mostra a diferença entre as curvas granulométricas média das misturas SMA – Faixa 0/11S Alemã, CBUQ – Faixa B do DNER e CPA – Faixa III do DNER.

Nota-se ainda na Figura 2.2 que em comparação a mistura asfáltica SMA, a quebra na curva da mistura de CPA se dá na peneira de abertura 4,8mm (nº. 4), exaltando a porosidade elevada, em torno de 20% de índice de vazios, diferente da mistura SMA.

A ausência de grãos médios e a alta concentração de agregados graúdos se traduzem em uma superfície mais rugosa, com uma textura mais grossa, que formam pequenos “canais” entre os agregados graúdos, aumentando a resistência ao deslizamento e a absorção de ruído, e reduzindo a reflexão de luz e a aquaplanagem.

As Figuras 2.3 A e B mostram exemplo do esqueleto mineral formado pela mistura SMA em contraste com o esqueleto mineral formado pelo concreto asfáltico convencional (JRS, s/d).

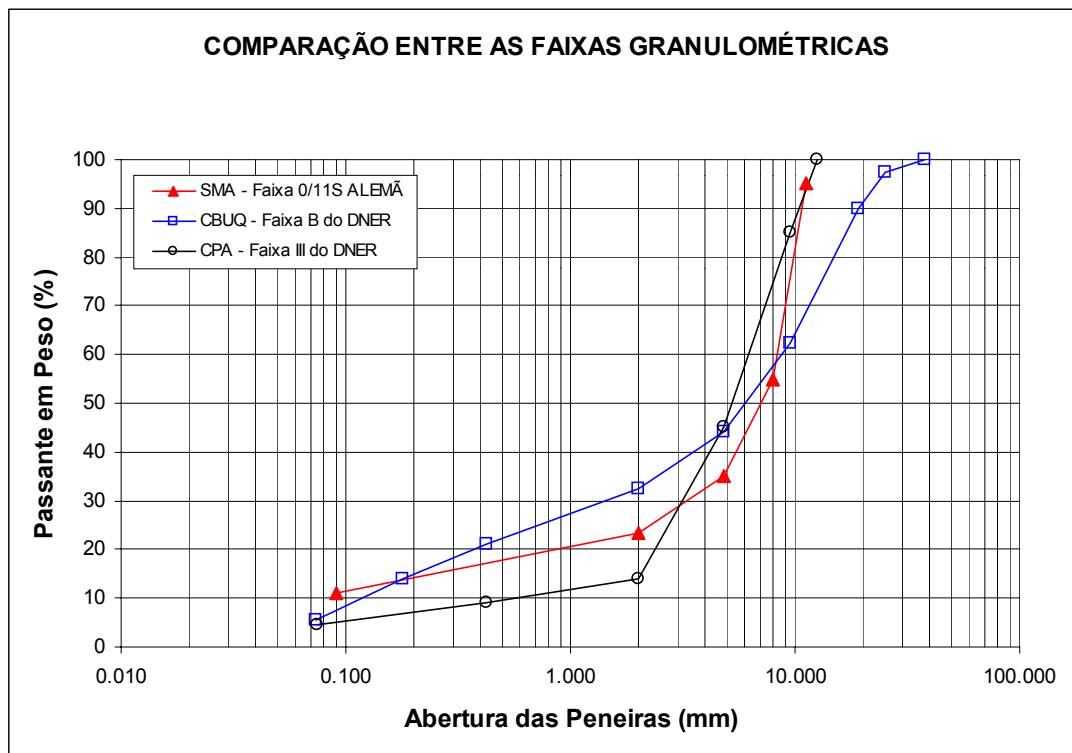
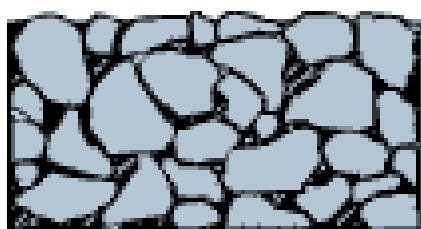
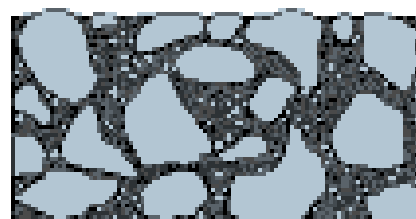


Figura 2.2: Comparação entre as curvas granulométricas média de cada faixa de tipos de mistura SMA, CBUQ e CPA.

Sabe-se que os afundamentos plásticos em trilhas de roda podem ser decorrentes da fluência excessiva da mistura asfáltica do revestimento somada à ação do tráfego e de temperaturas elevadas, ou também pela combinação de deformações plásticas de várias camadas do pavimento.



A



B

Figuras 2.3: A) Esqueleto do SMA; B) Esqueleto do Concreto Asfáltico (JRS, s/d).

Segundo REIS *et al.* (2001) com base em dados experimentais, a mistura asfáltica SMA tem se mostrado um revestimento de alto desempenho estrutural e funcional. Insucessos que ocorreram em alguns casos estão relacionados em geral a falhas executivas, ligadas à segregação e a exsudação, que podem ser contornadas se

houver um bom controle dos agregados e da faixa de projeto, dosagem apropriada do teor de ligante e de fibras, e controle de temperatura de usinagem e compactação.

Observam-se nas Figuras 2.4 e 2.5 o arranjo do esqueleto sólido das misturas asfálticas referentes aos corpos de prova de uma mistura do tipo SMA e outra convencional tipo Pré Misturado a Frio (PMF), respectivamente.

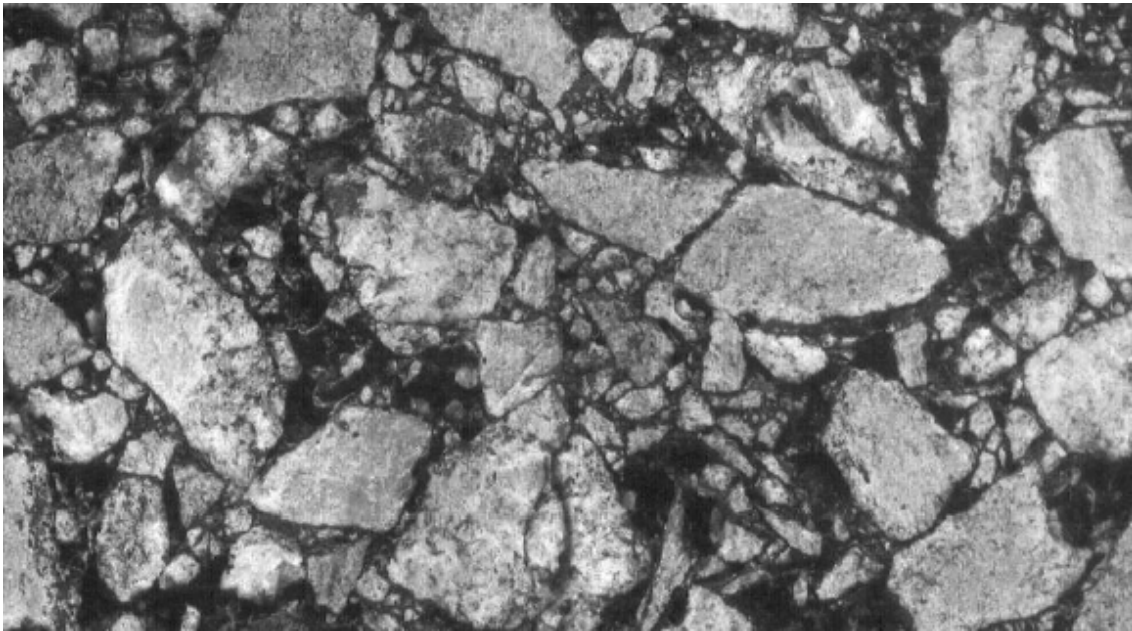


Figura 2.4: Mistura asfáltica tipo SMA (MERIGHI *et al.*, 2001).

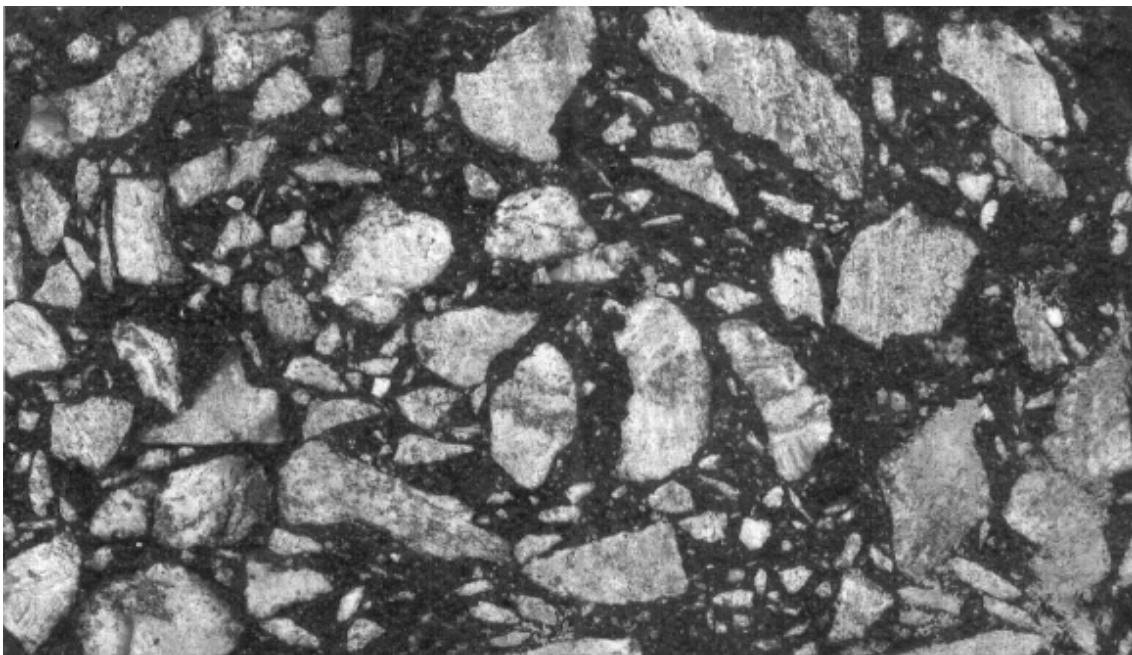


Figura 2.5: Mistura asfáltica convencional tipo PMF (MERIGHI *et al.*, 2001).

Em misturas asfálticas a exsudação do ligante asfáltico ocorre sob a forma de manchas isoladas ou em grande extensão (espelhamento) e a excessiva presença de cimento asfáltico na superfície é identificada pelo aparecimento de marcas causadas por pneus em dias quentes. Em geral a exsudação do ligante está associada à migração do cimento asfáltico para a superfície motivada por: segregação da mistura em alguns momentos de sua execução; compactação excessiva da mistura; excesso de ligante na mistura; emprego de ligante com viscosidade baixa em local com clima quente; e a falta de adesividade do ligante asfáltico (BALBO, 1997).

A exsudação do ligante pode aparecer em misturas asfálticas SMA também pela falta ou distribuição não homogênea da fibra; alimentação inadequada de filer na mistura; excesso de umidade no filer, perda excessiva de temperatura da massa asfáltica para aplicação.

Segundo trabalho de HORST (2000) com base em dados obtidos em simulador de tráfego percebe-se que a mistura SMA fornece elevada resistência ao afundamento de trilha de roda se adequadamente projetada, produzida e aplicada.

Na maioria dos projetos de SMA, segundo revisão bibliográfica, são usadas fibras de celulose como aditivo estabilizador e ligante modificado a fim de reduzir os riscos de deterioração. Por outro lado o uso de ligante modificado vai gerar um custo adicional à mistura e um aumento na dificuldade de compactação.

2.3 Características de Desempenho da Mistura Asfáltica SMA

A mistura SMA reúne as seguintes características (EAPA, 1998; HORST, 2000):

- Boa estabilidade a elevadas temperaturas – Ajudada pelo esqueleto mineral formado com agregados de elevada qualidade que aumenta o atrito interno;
- Boa flexibilidade a baixas temperaturas – Se dá pelo mástique rico em ligante que proporciona propriedades superiores às misturas convencionais de granulometria fechada com relação a trincas térmicas;
- Elevada resistência ao desgaste – A mistura SMA tem baixo índice de vazios o que a faz ser impermeável, fornecendo também satisfatória resistência ao envelhecimento, baixa sensibilidade à umidade e alta durabilidade;

- Elevada adesividade entre os agregados minerais e o ligante – Com o aumento da quantidade de fíler, fibras de celulose são adicionadas para estabilizar a mistura. A estrutura tridimensional da fibra de celulose ajuda o ligante a manter a viscosidade, engrossa o filme de ligante e melhora a adesividade agregado/ligante;
- Boa resistência a derrapagem devido à macro-textura da superfície de rolamento;
- Redução do “spray” ou borrifo de água – Por causa da textura da mistura, há diminuição do “spray” de água em dias chuvosos, e existe também uma diminuição no reflexo ofuscante noturno na superfície de rolamento, melhorando também a visibilidade das sinalizações horizontais da pista;
- Redução do nível de ruído – A mistura SMA geralmente proporciona menores níveis de ruído devido às propriedades da textura que se obtém com esse tipo de mistura asfáltica.

Segundo NAPA (2002), um estudo na Alemanha indicou redução do nível de ruído de até 2,5dB quando usado a mistura SMA sobre uma mistura asfáltica densa convencional. Essa redução chega a 7,0dB, em um estudo feito na Itália, onde foi comparada a mistura asfáltica SMA, com tamanho máximo nominal do agregado de 15mm, com uma mistura asfáltica densa convencional com o mesmo tamanho máximo nominal do agregado.

A mistura asfáltica SMA tem provado ser excelente opção para vias de tráfego pesado, entre outras utilizações, como:

- Vias com alta frequência de caminhões;
- Interseções;
- Em áreas de carregamento e descarregamento de cargas;
- Em rampas, pontes, paradas de ônibus, faixa de ônibus;
- Pistas de aeroporto;
- Estacionamentos;
- Portos.

Segundo HORST (2000) a graduação descontínua da mistura SMA reduz consideravelmente a emissão de ruído, sendo o ruído do tráfego absorvido por sua macro-textura. A matriz pétreo pode acomodar as desigualdades do pavimento subjacente, melhorando o conforto do usuário ao dirigir.

2.4 Ligante Asfáltico

2.4.1 Definição

O asfalto é um dos mais antigos materiais da natureza que é usado pelo homem, tendo sido usado desde o raiar da civilização. Acredita-se que a palavra “asfalto” provenha do antigo Acádico “asphaltic”. Foi adotada pelos gregos na época de Homero com o significado de “tornar firme ou estável”. IBP (1999) mostra que escavações arqueológicas revelaram o seu emprego em épocas anteriores à nossa era. Na Mesopotâmia, o asfalto era usado como aglutinante em trabalhos de alvenaria e construção de estradas. Os reservatórios de água e as salas de banho eram impermeabilizados com asfalto. Citações bíblicas mostram o seu emprego como impermeabilizante na Arca de Noé. Os egípcios utilizaram o asfalto em trabalhos de mumificação. De um passado distante até o presente, o asfalto tem sido usado como cimento para colar, revestir e impermeabilizar objetos (INSTITUTO DE ASFALTO, 2001).

Segundo IBP (1999) as pavimentações asfálticas pioneiras datam de 1802 na França, 1838 nos Estados Unidos (Filadélfia) e 1869 na Inglaterra (Londres) e foram executadas com asfaltos naturais provenientes de jazidas. A partir de 1909 iniciou-se o emprego de asfalto derivado de petróleo, o qual, pelas suas características de economia e pureza em relação aos asfaltos naturais, constitui atualmente a principal fonte de suprimento para pavimentação.

O asfalto tem interesse especial para o engenheiro porque é um cimento forte, prontamente aderente, altamente impermeabilizante e durável. É uma substância plástica que confere flexibilidade controlável às misturas com agregado mineral. É muito resistente à ação da maioria dos ácidos, álcalis e sais. Embora seja sólido ou semi-sólido à temperatura atmosférica usual, pode o asfalto ser prontamente liquefeito se aquecido ou se dissolvido nos solventes de petróleo de diferentes volatilidades ou por emulsificação. O asfalto é um material betuminoso porque contém betume, que é um hidrocarboneto, solúvel no bissulfeto de carbono (CS_2) (INSTITUTO DE ASFALTO, 2001).

2.4.2 Cimentos Asfálticos de Petróleo – CAP

Os cimentos asfálticos são preparados para apresentarem características próprias para uso direto na construção de camadas asfálticas de pavimentos. É um material adequado para aplicação em trabalhos de pavimentação, pois além de suas propriedades aglutinantes e impermeabilizantes, possui características de flexibilidade, durabilidade e alta resistência à ação da maioria dos produtos inorgânicos. Classificam-se de acordo com sua consistência medida pela viscosidade absoluta, isto é, o tempo necessário ao escoamento de um volume determinado de asfalto através de um tubo capilar, com auxílio de vácuo, sob condições controladas de vácuo e temperatura, e também por penetração, ou seja, pela medida em décimos de milímetro da penetração de uma agulha padronizada em uma amostra nas condições do ensaio. Os asfaltos classificados por penetração são fabricados somente nas Refinarias de Mataripe/ BA (RLAM) e Fortaleza/CE (LUBNOR) (IBP, 1999).

A Tabela 2.1 mostra a classificação dos cimentos asfálticos de petróleo (CAP) produzidos no Brasil, quanto a viscosidade e penetração de acordo com Regulamento Técnico DNC 01/92.

Tabela 2.1: Classificação dos cimentos asfálticos de petróleo quanto a viscosidade e penetração.

Classificação por Viscosidade	Classificação por Penetração
CAP 7	CAP 30/45
CAP 20	CAP 50/60
CAP 40	CAP 85/100
-	CAP 150/200

2.4.3 Asfaltos Modificados por Polímeros – AMP

Os asfaltos modificados por polímeros são obtidos a partir da incorporação do polímero no CAP, em unidade apropriada, podendo ou não envolver reação química. Os cimentos asfálticos que se prestam a modificação são aqueles que apresentam compatibilidade com o polímero a ser empregado. Os polímeros mais amplamente utilizados na modificação de asfaltos para fins rodoviários são: SBS (copolímero de

estireno butadieno), SBR (borracha de butadieno estireno), EVA (copolímero de etileno acetato de vinila) (IBP, 1999).

Dentre as várias maneiras de se classificar os polímeros, a mais citada e utilizada no meio rodoviário é a que agrupa os polímeros quanto à fusibilidade em quatro grupos, de acordo com suas características tecnológicas. São eles:

- Termorrígidos: são aqueles que depois de formados pela ação do calor, endurecem conferindo a sua estrutura espacial um caráter de rigidez irreversível, e ao serem aquecidos novamente, não amolecem mais, impossibilitando sua remodelagem. Por exemplo: resina epóxi, poliuretano;
- Termoplásticos: são aqueles que depois de formados pela ação do calor, amolecem de forma reversível sendo possível moldá-los novamente, em outras palavras, amolecem quando aquecidos e endurecem quando resfriados. Por exemplo: EVA (etileno-acetato de vinila), polietileno, polipropileno atático, policloreto de vinila, entre outros;
- Elastômeros: são aqueles que quando aquecidos se decompõem antes de amolecer, e apresentam propriedades elásticas que lembram a borracha. Por exemplo: SBR, BAN, entre outros;
- Elastômero-Termoplásticos: são aqueles que em altas temperaturas se comportam como termoplásticos, ou seja, amolecem quando aquecidos e endurecem quando resfriados, mas em menores temperaturas apresentam propriedades elásticas. Por exemplo: SBS (estireno-butadieno-estireno).

Um bom asfalto modificado deve apresentar o polímero e o asfalto “entrelaçados” entre si, formando duas fases contínuas, uma permeando a outra. Caso a mistura não seja realizada de forma adequada, ou o polímero e o asfalto não sejam quimicamente compatíveis, formam-se duas fases: ou com a predominância do asfalto, ou com a predominância do polímero. Em ambos os casos, as propriedades do asfalto modificado não serão adequadas para utilização.

As principais vantagens técnicas dos asfaltos modificados com polímeros são (REIS, 2002):

- Diminuição da suscetibilidade térmica (a consistência do asfalto modificado permanece inalterada sob larga faixa de temperaturas. Em clima frio, seu caráter

flexível aumenta a resistência às trincas e fissuras na superfície do revestimento. Em clima quente, o incremento do ponto de amolecimento e da viscosidade do ligante reduzem o risco de exsudação, afundamentos em trilhas de roda e perda da macrotextura do revestimento);

- Melhor característica adesiva e coesiva (aumenta a resistência à desagregação do pavimento. A resistência coesiva faz com que o ligante asfáltico mantenha os agregados unidos, quando sujeitos à ação das cargas de tráfego, em especial nas baixas temperaturas);
- Maior resistência ao envelhecimento (aumenta a vida útil do ligante);
- Elevação do Ponto de Amolecimento – PA (diminui a deformação permanente);
- Diminuição do Ponto de Ruptura Fraass – PF, temperatura em que o asfalto sofre trincas quando submetido à tensão (diminui as trincas térmicas);
- Aumento do intervalo de plasticidade, faixa de temperatura na qual o asfalto pode ser utilizado (conseqüência do Ponto de Amolecimento elevado e Ponto de Ruptura Fraass baixo);
- Maior resistência à deformação permanente (aumento da elasticidade);
- Excelente comportamento reológico (a resistência à fluência e/ou boa recuperação elástica do ligante modificado sob tensões de tração mantém a integridade do revestimento, mesmo quando sujeito a níveis elevados de carga e deslocamento).

2.4.3.1 Polímero SBS (estireno-butadieno-estireno)

Denominado de borracha sintética composta de estireno-butadieno-estireno, o SBS é um tipo de elastômero-termoplástico.

O uso do polímero SBS no CAP em locais onde as temperaturas são muito altas ou muito baixas se dá devido a existência na composição do polímero da cadeia de estireno, que se funde acima dos 90°C, e da cadeia de butadieno, que se torna rígida próximo a - 90°C.

Segundo LEAL (1999) com a elevação do ponto de amolecimento e, ao mesmo tempo, com a diminuição do ponto de ruptura Fraass do CAP a presença do elastômero-termoplástico SBS no CAP aumenta bastante o seu intervalo de plasticidade (Ponto de Amolecimento subtraído o Ponto de Ruptura Fraass), o que significa uma considerável melhoria da sua susceptibilidade térmica que mede a influência das variações de

temperatura na resistência do asfalto, que é a qualidade mais procurada em aditivos para o CAP.

Para pavimentos flexíveis, o ligante ideal deveria possuir propriedades constantes, ou seja, susceptibilidade térmica pequena em todas as variações climáticas a que estaria sujeito. Quando em temperaturas elevadas deveria tornar-se um fluido viscoso para que fossem possíveis a usinagem e a compactação das misturas betuminosas. Entretanto, os asfaltos não reagem desta forma, porém exibem uma contínua mudança de sua viscosidade em todas as temperaturas a que ficam sujeitos. Ao se adicionar o polímero SBS ao asfalto, o ligante modificado pode apresentar-se, para certos intervalos de temperaturas, com características de um ligante ideal. (Lú e Isacsson *apud* LEAL, 1999).

Segundo a especificação de material DNER ME 396/99 – Cimento asfáltico modificado por polímero, mostram-se a Tabela 2.2 as características do asfalto modificado por polímero SBS, bem como seus valores mínimos e máximos.

2.4.3.2 Ligantes usados na mistura SMA

Em misturas betuminosas tipo SMA são empregados como ligante, os cimentos asfálticos de petróleo ou asfaltos modificados por polímeros. É interessante o uso de ligante asfáltico modificado por polímero por apresentarem algumas vantagens, como a melhoria da coesão e da adesividade, redução da deformação permanente, e aumento da vida de fadiga, além de garantir melhor preservação da macrotextura ao longo da vida de serviço.

O desenvolvimento de asfaltos modificado por polímeros permitiu uma intensificação no emprego das misturas asfálticas do tipo SMA, pois apresentam uma viscosidade bem superior aos asfaltos convencionais quando da atuação em elevadas temperaturas. Como já comentado os polímeros contribuem para redução das deformações visco-plásticas das misturas asfálticas, pois elevam o ponto de amolecimento e reduzem a penetração do ligante betuminoso além de proporcionarem maior coesão do sistema (BELIGNI *et al.*, 2000).

A norma alemã DIN 1995-1 para cimentos asfálticos de petróleo define algumas especificações com relação ao tipo de ligante usado em misturas asfálticas SMA, que podem ser vistas na Tabela 2.3.

As especificações de asfalto modificado elastomérico e plastomérico da Alemanha são as apresentadas nas Tabelas 2.4 e 2.5, segundo TL PmB (2001).

Tabela 2.2: Características técnicas para asfaltos modificados por polímero SBS (DNER ME 396/99).

Característica	Exigência	
	Mínima	Máxima
Penetração, 100g, 5s, 25°C (0,1mm)	45	-
Ponto de Fulgor (°C)	235	-
Ductilidade, 25°C, 5cm/min (cm)	100	-
Densidade Relativa, 25°C/25°C	1,00	1,05
Ponto de Amolecimento (°C)	60	85
Ponto de Ruptura Fraass (°C)	-	-13
Recuperação Elástica, 20cm, 25°C (%)	85	-
Viscosidade Cinemática, 135°C (Cst)	850	-
Viscosidade Cinemática, 155°C (Cst)	350	-
Estabilidade ao armazenamento: 500ml em estufa a 163°C, 5 dias:		
Diferença de ponto de amolecimento (°C)	-	4
Diferença de recuperação elástica, 20cm, 25°C (%)	-	3
Índice de Suscetibilidade Térmica (ISTx10 ²)	2	5
Efeito do Calor e do Ar (ECA):		
Variação de massa (%)	-	1,0
Porcentagem da penetração original	50	-
Variação do ponto de amolecimento (°C)	-	4
Recuperação elástica (%)	80	-
<p>Nota 1 – O índice de suscetibilidade térmica (IST), deve ser determinado a partir da inclinação da reta penetração x temperatura, para temperaturas de 15°C, 20°C, 25°C, 30°C e 35°C. A inclinação da reta é determinada pelo ajuste da equação $\log(\text{pen}) = C + A * T$, aos pontos dos ensaios, onde:</p> <p>log (pen) = logaritmo da penetração; A = inclinação da reta; C = constante; T = temperatura (°C)</p> <p>Nota 2 – O produto não deve produzir espuma quando aquecido a 175°C.</p>		

Tabela 2.3: Especificação alemã DIN 1995-1 com relação ao tipo de ligante.

Ensaio	Tipos de Ligantes			
	B 200	B 80	B 65	B 45
Penetração, 100 g, 5 s, 25 °C (0,1 mm)	160 – 210	70 – 100	50 – 70	35 – 50
Ponto de Amolecimento – Anel e Bola (°C)	37 – 44	44 – 49	49 – 54	54 – 59
Ponto de Ruptura Fraass – máximo (°C)	-15	-10	-8	-6
Teor de Cinzas – máximo (%)	0,50	0,50	0,50	0,50
Teor de Insolúveis em Tricloroetileno – máximo (%)	0,50	0,50	0,50	0,50
Teor de Insolúveis em Ciclohexano Descontados as Cinzas – máx (%)	0,50	0,50	0,50	0,50
Ductilidade				
a 7 °C – mínimo (cm)	–	5	–	–
a 13 °C – mínimo (cm)	–	–	8	–
a 25 °C – mínimo (cm)	–	–	–	40
Teor de Parafina – máximo (%)	2,0	2,0	2,0	2,0
Densidade a 25 °C – mínimo (g/cm ³)	1,0	1,0	1,0	1,0
Alteração de Peso após Envelhecimento – máximo (%)	1,50	1,00	0,80	0,80
Aumento do Ponto de Amolecimento (Anel e Bola) após Envelhecimento – máximo (°C)	8,0	6,5	6,5	6,5
Diminuição da Penetração após Envelhecimento – máximo (%)	50	40	40	40
Ductilidade após Envelhecimento				
a 7 °C – mínimo (cm)	–	2	–	–
a 13 °C – mínimo (cm)	–	–	2	–
a 25 °C – mínimo (cm)	–	–	–	15

Tabela 2.4: Especificações de Asfalto Elastomérico (SBS) da Alemanha (TL PmB, 2001).

Ensaio	Tipos de Ligante			
	PmB 130	PmB 65	PmB 45	PmB 25
Penetração, 100 g, 5 s, 25 °C (0,1 mm)	120 – 200	50 – 90	20 – 60	10 – 40
Ponto de Amolecimento (°C)	40 – 48	48 – 55	55 – 63	63 – 71
Ponto de Ruptura Fraass – máximo (°C)	-20	-15	-10	-5
Ductilidade				
a 7 °C – mínimo (cm)	70	–	–	–
a 13 °C – mínimo (cm)	–	70	–	–
a 25 °C – mínimo (cm)	–	–	40	20
Densidade a 25 °C (g/cm ³)	1,00 – 1,10	1,00 – 1,10	1,00 – 1,10	1,00 – 1,10
Ponto de Fulgor em Vaso Aberto Cleveland – mínimo (°C)	220	235	235	235
Recuperação Elástica a 25 °C – mínimo (%)				
Após tração em 20 cm	50	50	50	–
Após tração em 10 cm	–	–	–	50
Estabilidade a Estocagem				
Diferença Ponto de Amolecimento – máximo (°C)	2	2	2	2
Após Efeito do Calor e Ar				
Variação de Massa (%)	0,5	0,5	0,5	0,5
Aumento de Ponto de Amolecimento – máx. °C	8	8	8	8
Redução de Ponto de Amolecimento – máx.(°C)	2	2	2	2
Penetração Retida – mínimo (%)	60	60	60	60
Redução de Penetração – máximo (%)	10	10	10	10
Ductilidade				
a 7 °C – mínimo (cm)	50	–	–	–
a 13 °C – mínimo (cm)	–	50	–	–
a 25 °C – mínimo (cm)	–	–	20	10
Recuperação Elástica a 25 °C – mínimos (%)				
Após tração em 20 cm	50	50	50	–
Após tração em 10 cm	–	–	–	50
Comportamento a Temperatura Baixa no BBR				
Rigidez a –16°C – máximo (MPa)	200	250	300	350
Comportamento Reológico no DSR				
G – mínimo (Pa)	2000	4000	7000	15000
δ – máximo	85	80	75	70

Tabela 2.5: Especificações de Asfalto Plastomérico (EVA) da Alemanha (TL PmB, 2001).

Ensaio	Tipos de Ligante		
	PmB 65	PmB 45	PmB 25
Penetração, 100 g, 5 s, 25 °C (0,1 mm)	50 – 90	20 – 60	10 – 40
Ponto de Amolecimento (°C)	48 – 55	55 – 63	63 – 71
Ponto de Ruptura Fraass – máximo (°C)	-15	-10	-5
Ductilidade			
a 13 °C – mínimo (cm)	20	–	–
a 25 °C – mínimo (cm)	–	15	10
Densidade a 25 °C (g/cm ³)	1,00 – 1,10	1,00 – 1,10	1,00 – 1,10
Ponto de Fulgor em Vaso Aberto Cleveland – mínimo (°C)	235	235	235
Estabilidade a Estocagem			
Diferença Ponto de Amolecimento – máximo (°C)	2	2	2
Após Efeito do Calor e Ar			
Variação de Massa (%)	0,5	0,5	0,5
Aumento de Ponto de Amolecimento – máx. °C)	8	8	8
Redução de Ponto de Amolecimento – máx.(°C)	2	2	2
Penetração Retida – mínimo (%)	60	60	60
Redução de Penetração – máximo (%)	10	10	10
Ductilidade			
a 13 °C – mínimo (cm)	12	–	–
a 25 °C – mínimo (cm)	–	8	5
Comportamento a Temperatura Baixa no BBR			
Rigidez a –16°C – máximo (MPa)	250	300	350
Comportamento Reológico no DSR			
G – mínimo (Pa)	4000	7000	15000
δ – máximo	80	75	70

2.5 Fibras (Aditivo Estabilizador)

As fibras podem ser oriundas de celulose (orgânica), vidro (inorgânica) ou material mineral. Tem a função de evitar a segregação da mistura em seu transporte, facilitar a aplicação e evitar o escorrimento do ligante asfáltico. As fibras fazem com que o ligante betuminoso fique mais consistente a altas temperaturas diminuindo a formação dos afundamentos de trilha de roda, visto que o ligante betuminoso é empregado em porcentagens elevadas variando de 6,5 e 8,0% em peso nas misturas asfálticas do tipo SMA.

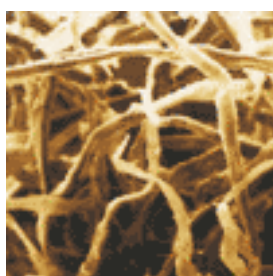
As fibras de celulose exercem a função de evitar o escorrimento do ligante betuminoso e da argamassa quando da usinagem, transporte e aplicação, pelo fato de

desempenharem uma ação de microarmadura (reticulado tridimensional) que em conjunto com os polímeros presentes no ligante betuminoso aumentam a coesão do sistema. Com a incorporação de parte do ligante pelas fibras pode-se formular misturas flexíveis com alta porcentagem de ligante betuminoso, sem riscos de exsudação ou perda de estabilidade mecânica. As fibras possibilitam a utilização de granulometria descontínua que aumenta a macrotextura do revestimento, melhorando as características mecânicas de drenagem superficial e aderência dos pneus ao pavimento, principalmente pela redução dos efeitos de aquaplanagem (BELIGNI *et al.*, 2000).

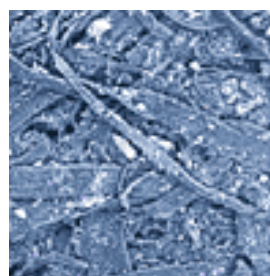
A presença de fibras na mistura faz com que a mesma possa submeter-se a temperaturas altas e baixas sem perder sua eficiência e sem sofrer degradação. Esta elevada flexibilidade impede o ressecamento e a fissuração que se produz habitualmente em misturas de asfaltos comuns expostos à condição de variações climáticas (LANCHAS, 1999).

A adição de fibra de celulose não modifica quimicamente o ligante, porém, até certo ponto, aumenta as propriedades físicas do produto final, por admitir o uso de elevado teor de ligante. E isso tende a “engrossar” o ligante para que não escorra do agregado antes da compactação (HORST, 2000).

A fibra de celulose é quimicamente inerte e resistente a ácidos diluídos e soluções alcalinas assim como totalmente inócua, do ponto de vista fisiológico e toxicológico. A fibra de celulose é mais econômica porque é produzida a partir de uma fonte renovável. A Figura 2.6 mostra exemplo de fibra de celulose sem e com o ligante.



A



B

Figura 2.6: Fibra de celulose sem ligante (A) e impregnada com ligante (B) (JRS, s/d).

De acordo com BROWN (1992), a experiência norte americana demonstra que as fibras tem sido adicionadas a granel diretamente no silo quente quando misturadas em usinas do tipo batelada, e em forma de “pellets” ou péletes quando em usinas do tipo “DRUM MIX”.

Com o objetivo de evitar a formação de grumos ou uma homogeneização inadequada, recomenda-se o uso de fibras de celulose em forma granular (“pellets”). Péletes consistem de 50% de fibras de celulose com 50% de ligante asfáltico, que devem ser considerados na dosagem quando a mistura receber essas fibras. Deve-se tomar cuidado para que os péletes se dissolvam completamente na mistura, evitando assim problemas na execução da camada.

Fibras peletizadas sem ligante não são capazes de se dispersar facilmente, devido as mesmas serem prensadas e unidas fortemente, fazendo com que elas não consigam se dispersar na mistura. Fibras peletizadas com ligante asfáltico oferecem várias vantagens sobre fibras soltas, ou as peletizadas sem ligante, como:

- Dispersão rápida e completa;
- Inodora e livre de pó;
- Insensibilidade contra umidade;
- Pode ser dosada automaticamente;
- Produz mistura mais homogênea;

Segundo especificações finlandesas (PANK, 1995) é recomendada a adição de diferentes tipos fibras em misturas asfálticas SMA, como mostrado na Tabela 2.6.

Tabela 2.6: Recomendações finlandesas para adição de fibras em misturas asfálticas tipo SMA em relação ao peso total da mistura ligante – agregado (PANK, 1995).

Tipo de Fibra	Faixa Recomendada de Fibra na Mistura (%)
Fibra de Celulose	0,3 – 0,5
Fibra Mineral	0,7 – 0,9
Fibra de Vidro	0,4 – 0,6

2.6 Agregados

A quantidade de agregado mineral em misturas asfálticas de pavimentação é geralmente de 90 a 95% em peso e 75 a 85% em volume. O agregado mineral é fundamentalmente responsável pela capacidade de suporte de cargas dos pavimentos; portanto, o desempenho dos pavimentos asfálticos é muito influenciado pelo agregado (INSTITUTO DE ASFALTO, 2001).

A forma e a textura do agregado miúdo são importantes fatores que afetam o desenvolvimento de afundamento de trilhas de rodas em misturas asfálticas (ZHANG *et al.*, 2002).

O termo “agregados” é usado quando se quer referir a pedras britadas, escórias, pedregulhos, cascalhos, areias e materiais de enchimento.

Os agregados tem como principais funções na estrutura do pavimento conferir resistência mecânica e flexibilidade à camada de rolamento, e para que o agregado desempenhe bem o seu papel é necessário que o mesmo possua características granulométricas adequadas, resistência mecânica e aderência ao ligante asfáltico.

A norma americana AASHTO MP8-01 requer o uso de material granular 100% britado para misturas asfáltica SMA, e que em pelo menos 90% deles, haja duas faces britadas. Para o agregado graúdo é requerido porcentagem máxima de 30% para a abrasão Los Angeles, máximo de 20% de partículas chatas e alongadas na relação 3:1, e absorção máxima de 2%. Os agregados miúdos devem apresentar sanidade ao sulfato de sódio (Na_2SO_4) máxima de 15%, e não ser plástico (NAPA, 2002).

2.7 Material de Enchimento (Fíler)

Por definição, material de enchimento (fíler) é um material mineral inerte em relação aos demais componentes da mistura, finamente dividido, passando pelo menos 65% na peneira de 75 μm de abertura de malha quadrada (DNER-EM 367/97).

SANTANA (1995) sugere uma definição geral para fíler: Fíler é um material finamente dividido constituído de partículas minerais provenientes dos agregados graúdos e/ou miúdos empregados na mistura asfáltica, ou de outras fontes como é o caso, por

exemplo, do pó calcário, cal hidratada, cimento Portland, etc, que se incorpora à mistura asfáltica para melhorar seu desempenho reológico, mecânico, térmico e de sensibilidade à água, devendo obedecer a especificações próprias onde devem estar incluídos limites para a granulometria e plasticidade.

Segundo SANTANA (1995) se o pó mineral é proveniente integralmente dos agregados graúdo e miúdo, o mesmo é então chamada de fíler natural. Quando o mesmo não existir ou for insuficiente, se obriga a usar o fíler comercial ou artificial. É sugerido para o que se tem chamado de pó mineral, a denominação de fíler granulométrico que pode ser constituído por 100% de fíler natural, por 100% de fíler artificial ou por mistura de fíler natural com fíler artificial.

Sabe-se que o fíler serve de material de enchimento dos vazios entre agregados graúdos, contribuindo para fechamento da mistura, modificando a trabalhabilidade, a resistência à água e a resistência ao envelhecimento. Em decorrência do pequeno tamanho de partícula e de suas características de superfície, o fíler age como material ativo, manifestado nas propriedades da interface fíler/cimento asfáltico. Sua adição aumenta a viscosidade do meio coesivo (resistência à deformação). O fíler tem dois caminhos de atuação nas misturas asfálticas densas (MOTTA e LEITE, 2000):

- As partículas maiores do fíler são parte do agregado mineral e preencherão os vazios e interstícios dos agregados graúdos, promovendo o contato pontual entre as partículas maiores e dando maior resistência às misturas;
- As partículas menores do fíler se misturam com ligante asfáltico, aumentando sua consistência, cimentando as partículas maiores, no que alguns autores chamam de mástique.

O trabalho de SANTANA (1995) discute dois pontos de vista da influência de um certo tipo de fíler sobre um certo tipo de asfalto, ou também chamado a influência do mástique: mástique com fíler total, assim chamado sob ponto de vista de Celestino Ruiz; e mástique com o fíler ativo, assim denominado sob ponto de vista de V. P. Puzinauskas.

Segundo Ruiz (década de 40) em um mástique bem dosado todas as partículas do fíler ficam em suspensão no asfalto, suas partículas não se tocando, formando um mástique homogêneo (fíler agregado). Segundo Puzinauskas (década de 60) uma parte do fíler ainda se porta como um agregado muito fino, suas partículas se tocando,

formando um esqueleto mineral, e a outra parte fica em suspensão formando um mástique (fíler ativo) (SANTANA, 1995).

Segundo MOTTA e LEITE (2000) a percentagem do material passante na peneira n° 200 (75 μ m) tem vários efeitos na densificação de uma mistura particular de agregados finos e grossos, dependendo da granulometria apresentada pelas partículas abaixo deste diâmetro (75 μ m), da forma e da natureza das partículas. Abaixo da peneira n° 200 têm-se ainda uma parcela de areia fina, a seguir o silte e a argila. A graduação do material, portanto tem efeito no amolecimento ou enrijecimento da mistura.

Se a maior parte do agregado de enchimento que passa na peneira n° 200 (75 μ m) é relativamente grosso (maior que 40 μ m), a maior parte deste material vai cumprir a função de encher os vazios do esqueleto mineral, decrescendo o índice de vazios e alterando o teor ótimo de ligante. Se o fíler for ultrafino, com percentagem significativa do material menor que 20 μ m, e até com alguma porção menor que 5 μ m, este material atuará muito mais no próprio ligante, incorporando-se ao cimento asfáltico e compondo um filme de ligante, envolvendo as partículas de agregados (MOTTA e LEITE, 2000, HARRIS e STUART, 1995).

O uso da cal hidratada como fíler possui um efeito mais significativo, em comparação com o cimento ou com o pó de pedra. Isso porque a cal hidratada tem em geral 80% de partículas de tamanho menor ou igual a 20 μ m; por outro lado o cimento tem uma distribuição muito mais contínua, com diâmetro médio de aproximadamente 60 μ m, o pó de pedra por sua vez possui graduação mais grossa com grande proporção de partículas maiores que 40 μ m.

A percentagem de material passante na peneira n° 200 (75 μ m) tem sido agora, preferencialmente, denominada “dust” (pó) justamente para acentuar a diferença de comportamento e a necessidade de distinguí-la do que se denomina tradicionalmente de “fíler”. Quando a percentagem de material passante na peneira n° 200 aumenta, reduz-se os vazios no esqueleto mineral, melhora-se a graduação e a trabalhabilidade da mistura betuminosa aumenta até certo ponto. Acima deste nível, quanto maior a percentagem passante na peneira n° 200, os finos começam a prejudicar a estabilidade do esqueleto mineral, diminuindo os contatos entre as partículas grossas, alterando a capacidade de compactação (MOTTA e LEITE, 2000).

Segundo HARRIS e STUART (1995) para misturas SMA e para misturas asfálticas convencionais densas é observado que a fração menor de 75 μm de agregado tem efeito significativo nas características de desempenho do pavimento. Para se conseguir a adequada dureza (rigidez) do mástique na mistura SMA a razão em peso “dust”/ligante asfáltico é tipicamente 1,5. Este valor é mais alto do que os limites recomendados pela FHWA (Federal Highway Administration) para mistura asfáltica convencional densa que vai de 0,6 a 1,2.

A intensidade de adsorção, determinada pelo calor da interação fíler/cimento asfáltico, é o mais importante fator de caracterização do fíler e de seus efeitos no comportamento das misturas betuminosas. E esta interação depende da composição química do cimento asfáltico e depende principalmente de características do fíler como a composição mineralógica, textura superficial, e superfície específica (HARRIS e STUART, 1995).

O índice de vazios de Rigden modificado por Anderson, se traduz como sendo o melhor método para se analisar o efeito do fíler. É determinado em condições padronizadas os vazios resultantes de uma máxima densificação do fíler. Com isso, é possível avaliar o teor de ligante que vai preencher os vazios e ainda avaliar-se o volume livre de ligante em relação ao teor determinado para a mistura (HARRIS e STUART, 1995).

De acordo com BROWN e COOLEY (1999) testes no mástique miúdo ou fino (“fine mortar”); formado pelo fíler (material passante na peneira 0,075mm), aditivo estabilizante e ligante asfáltico, em diversos tipos de fíleres, com a determinação do índice de vazios de Rigden modificado, mostraram a influência da quantidade de fíler passante na peneira 0,02mm na mistura asfáltica SMA. O índice de vazios de Rigden modificado, e a área superficial dos fíleres foram avaliados. Baseado nestes ensaios percebeu-se que o material passante na peneira 0,02mm não influenciou as propriedades do mástique miúdo, o índice de vazios de Rigden modificado se correlacionou muito bem com os resultados dos testes no mástique, e a área superficial do fíler não influenciou nas propriedades do mástique. Concluiu-se que o índice de vazios de Rigden não deve exceder a 50%. Fíleres que conseguirem índice de vazios de Rigden superior a 50% produzirão um mástique excessivamente rígido e diminuirão a trabalhabilidade da mistura.

Segundo MOTTA e LEITE (2000) teoricamente quando a quantidade de ligante aumenta além do índice de vazios Rigden, as partículas perdem o contato entre elas e a quantidade adicional de ligante promove uma lubrificação entre as partículas. Quando a quantidade livre de ligante diminui, a rigidez da mistura aumenta. Quanto mais fino for o pó (“dust”), menor deve ser a relação fíler/ligante. O volume livre de ligante é que vai aumentar a espessura de recobrimento das partículas maiores dos agregados. A razão ou porcentagem do volume de ligante livre comparado com o volume total de ligante vai ter um efeito significativo na rigidez do mástique.

MOTTA e LEITE (2000) estudaram o efeito de três tipos de fíleres (calcário, cimento Portland e pó de pedra) com três diferentes ligantes asfálticos (CAP 20, CAP 40 e CAP 85/100). Dos fíleres estudados, o calcário apresentou o menor tamanho de partícula; o cimento Portland teve o tamanho intermediário. Foi observado que os corpos de prova preparados com fíler calcário, utilizando como ligante CAP 20 ou CAP 85/100, apresentaram módulos e valores de resistência à tração superiores aos obtidos com os demais fíleres que apresentam granulometria mais grossa.

O resultado dos ensaios mecânicos, módulo de resiliência e resistência à tração, feitos por MOTTA e LEITE (2000) nos corpos de prova acima citados demonstraram o efeito da granulometria do fíler na rigidez da mistura betuminosa. Quanto menor o tamanho de partícula do fíler, maior a incorporação do mineral no ligante, aumentando a rigidez da mistura. Se por um lado o enrijecimento melhora as propriedades relativas a resistência à deformação permanente, pode também piorar a resistência à fadiga.

O uso de fíleres é importante para diminuir a desuniformidade na consistência e na suscetibilidade térmica provenientes de eventuais irregularidades na produção (ou fornecimento) de cimentos asfálticos e na confecção da massa asfáltica (SANTANA, 1995).

Torna-se importante a adoção de ensaios com o objetivo de determinar o tamanho das partículas de fíler, ensaios estes como: granulometria por sedimentação, peneiras de menor diâmetro (#325 ou #400), difração a laser, microscopia, raios X, luz polarizada, condutividade elétrica, entre outros.

2.8 Ensaios Mecânicos em Misturas Asfálticas SMA

São descritos a seguir alguns ensaios que podem ser realizados para avaliar as propriedades mecânicas de misturas asfálticas.

2.8.1 Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RT) foi desenvolvido por Lobo Carneiro e Barcellos no Brasil, para determinação da resistência à tração de corpos de prova de concreto-cimento, por solicitações estáticas. É um ensaio de ruptura, onde o corpo de prova é posicionado horizontalmente e a carga é aplicada progressivamente, com uma velocidade de deformação de $0,8 \pm 0,1$ mm/s.

O investigador Schmidt da Chevron, Califórnia, introduziu esse ensaio para as misturas betuminosas sob carregamento repetido. A carga é aplicada por compressão diametral em amostras cilíndricas tipo Marshall, induzindo um estado de compressão na direção vertical e de tração na horizontal (PINTO e PREUSSLER, 2002).

O ensaio de laboratório adotado no Brasil para determinar as propriedades resilientes em misturas betuminosas é o ensaio de Compressão Diametral.

BELIGNI *et al.*, (2000) mostram resultados de ensaios de RT feitos em misturas asfálticas SMA dosados na faixa 0/11 Alemã, moldados em corpo de prova Marshall, com 3 teores de fibra de celulose (0,3%, 0,5% e 0,7% em peso) todos com asfalto modificado por polímero (6,0% SBS) e uma mistura sem fibras e com asfalto convencional (CAP 20). Pode ser visto que ao se aumentar o teor de fibras de celulose, não houve acréscimo de resistência, e sim uma redução nos valores de resistência a tração. Para os valores do módulo de resiliência aconteceu algo semelhante, notando-se uma pequena diminuição com o aumento do teor de fibras de celulose.

A mistura asfáltica SMA não é uma mistura significativamente rígida, possibilitando seu uso em situações de estruturas de pavimentos compatíveis com aquelas onde se indicariam o Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ), sem necessidade adicional de redução de deflexões por meio de enrijecimento de bases ou sub-bases, ou mesmo requerendo espessuras de SMA mais expressivas (REIS *et al.*, 2001).

As misturas asfálticas devem possuir flexibilidade suficiente para suportar as solicitações do tráfego e resistência à tração adequada para evitar rupturas precoces. A vida de fadiga deve ser a maior possível, daí o emprego de asfalto modificado por polímero, pois o mesmo tem a função de aumentar a vida de fadiga da mistura devido à recuperação elástica imprimida ao ligante pelo polímero.

O procedimento de ensaio para determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral (RT), baseado no DNER ME 138/94 é o seguinte:

- Fazer quatro ou mais medições de altura do corpo de prova com paquímetro em diâmetros ortogonais e tomar a média;
- Fazer três medições do diâmetro em três posições da altura e tomar a média;
- Deixar o corpo de prova na câmara de aquecimento ou sistema de refrigeração por um período de 2 horas, de modo a se obter a temperatura específica (25, 30, 45 ou 60°C);
- É colocado então o corpo de prova na posição horizontal sobre o prato inferior da prensa, recomenda-se interpor dois frisos metálicos curvos ao longo das geratrizes de apoio superior e inferior;
- Ajustar os pratos da prensa dando ligeira compressão que segure o corpo de prova em posição;
- É aplicada então a carga progressivamente, à razão de 0,8mm/s \pm 0,1mm/s, até que se dê a ruptura coma separação das duas metades do corpo de prova, segundo o plano diametral vertical. Anota-se a carga de ruptura;
- Calcula-se a resistência à tração indireta pela Fórmula (2.1):

$$\sigma_{tR} = \frac{2F}{\pi dh} \quad (2.1)$$

onde σ_{tR} é a resistência a tração indireta (kgf/cm²), F é a carga de ruptura (kgf), d é o diâmetro do corpo de prova (cm) e h é a altura do corpo de prova (cm).

2.8.2 Módulo de Resiliência

Os ensaios de carga repetida em que a força aplicada atua sempre no mesmo sentido de compressão, de zero a um máximo e depois diminui até anular-se, ou atingir um patamar inferior, para atuar novamente após pequeno intervalo de repouso (fração de segundo), procuram reproduzir as condições de campo. A amplitude e o tempo de pulso dependem da velocidade do veículo e da profundidade em que se calculam as tensões de deformações produzidas. A frequência espelha o fluxo (ou volume) de veículos (MEDINA, 1997).

O ensaio para a determinação do módulo de resiliência, ensaio de tração indireta com carregamento repetido, simula o comportamento mecânico da mistura asfáltica, na zona onde ocorrem as deformações específicas de tração, responsáveis pela fadiga da camada.

Os materiais que constituem a estrutura de um pavimento quando submetidos a carregamentos dinâmicos, de curta duração e sob tensões muito abaixo de sua plastificação, apresentam comportamento aproximadamente elástico, não necessariamente linear. O tráfego condiciona o conjunto pavimento-fundação de modo semelhante. O módulo de elasticidade determinado através de ensaios laboratoriais, com equipamentos que simulem as condições de campo, denomina-se módulo de resiliência (PINTO e PREUSSLER, 1980).

O módulo resiliente determinado em ensaios de compressão diametral (tração indireta) é a relação entre a tensão de tração normal ao plano vertical diametral aplicada repetidamente, e a respectiva deformação específica resiliente (recuperável) nesse plano, para uma certa frequência de aplicação de carga, numa dada temperatura (T). O módulo de resiliência é definido analiticamente por:

$$MR = \left(\frac{\sigma_t}{\varepsilon_t} \right)_T \quad (2.2)$$

onde MR é o módulo de resiliência, σ_t é a tensão de tração gerada dinamicamente, e ε_t é a deformação específica resiliente (recuperável) na direção horizontal para um determinado número de aplicação da tensão de compressão vertical.

Segundo MEDINA (1997) a teoria da elasticidade aplicada à solução da distribuição de tensões e deformações em cilindros carregados diametralmente permite exprimir o módulo de elasticidade em função da força vertical aplicada, F , e do deslocamento horizontal produzido e mensurável, bastando conhecer o coeficiente de Poisson do material e as dimensões do corpo de prova. Sendo assim, a Fórmula (2.2) teria a seguinte configuração:

$$MR = \frac{F}{t\delta_r}(0,9976\mu + 0,2692) \quad (2.3)$$

onde MR é o módulo de resiliência (kgf/cm^2), F é a carga vertical repetida aplicada diametralmente no corpo de prova N vezes (kgf), t é a altura do corpo de prova (cm), δ_r é o deslocamento resiliente registrado a N aplicações de carga, e μ é o coeficiente de Poisson (podendo ser considerado como 0,30). É importante lembrar que para a equação acima o diâmetro da amostra é constante e igual a 10,16cm.

De uma forma geral, pode-se dizer que o módulo de resiliência varia com a granulometria da mistura sendo maior quanto mais grossa for a faixa adotada; varia com o ligante asfáltico sendo maior quanto menor a penetração do asfalto ou maior a sua viscosidade, não sendo muito sensível ao teor de asfalto, desde que dentro da faixa normal de dosagem. Outros fatores influenciam também, tais como a relação ligante/filer e a própria natureza do filer (MOTTA *et al.*, 2002).

O ensaio para determinação do módulo de resiliência é realizado em um equipamento composto por uma prensa, sistema pneumático com controle do tempo e frequência de aplicação da carga, sistema de aplicação da carga, sistema de medição do deslocamento diametral horizontal do corpo de prova quando submetido à carga e sistema de controle de temperatura.

O procedimento de ensaio para determinação do Módulo de Resiliência, baseado no DNER ME 133/94 é o seguinte:

- Prender o quadro suporte por meio de garras nas faces externas do corpo de prova cilíndrico que se encontra apoiado horizontalmente segundo uma diretriz;
- Posicionar o corpo de prova na base da prensa, apoiando o mesmo no friso côncavo inferior;

- Assentar o pistão de carga com o friso superior em contato com o corpo de prova diametralmente oposto ao friso inferior;
- Fixar, ajustar e calibrar dois medidores eletromecânicos tipo LVDT (Linear Variable Differential Transducer) que são transdutores de variáveis diferenciais lineares, de modo a obter registros na aquisição dos dados;
- Aplicar uma carga F que produza uma tensão à tração σ_t que seja até 30% da resistência da tração estática da mistura;
- A frequência de aplicação das cargas é de 1Hz (60 ciclos por minuto) com tempo de carregamento de 0,1 segundo e 0,9 segundo de descarregamento;
- Registram-se os deslocamentos horizontais durante a aplicação da carga F ;

Segundo SOUZA (1997) o tempo de aplicação de carga simula a velocidade de translação dos eixos dos veículos no campo enquanto a frequência reproduz o número de eixos que passam em determinada seção de rodovia. De acordo com a própria concepção do ensaio de módulo, este está intimamente relacionado as velocidades do tráfego.

2.8.3 Ensaio de Compressão Axial Dinâmico (“Creep” Dinâmico) e Simuladores de Tráfego

Este ensaio tem como objetivo analisar as deformações visco-plásticas de misturas asfálticas, proporcionando uma análise comparativa em termos de resistência mecânica à deformação permanente para diferentes misturas asfálticas.

Existem três tendências de modelos para previsão de desempenho de misturas asfálticas quanto à formação de deformação permanente: modelos a partir de ensaios de comportamento reológico tipo "creep" dinâmico; modelos desenvolvidos a partir de resultados obtidos com equipamentos simuladores de tráfego; e correlações entre o tráfego e o afundamento na trilha de roda. Prepondera a utilização dos dois primeiros, uma vez que as correlações de campo são limitadas às condições de similaridade da comparação. Quanto aos outros dois tipos, não há ainda uma tendência definida pela comunidade técnica (MERIGHI e SUZUKI, 2000).

O ensaio pode ser realizado usando somente aplicação de carregamento de compressão uniaxial, como é realizado atualmente na COPPE/UFRJ, ou aplicando-se

também uma pressão de confinamento como relatado por ZHANG *et al.* (2002) O ensaio de compressão axial dinâmica consiste na aplicação de pulsos de carga ao corpo de prova, a uma determinada frequência, com um tempo de aplicação de carga definido. Este ensaio permite a recuperação da deformação após remoção do carregamento imposto ao corpo de prova, representando as cargas de tráfego.

O ensaio de compressão axial pode ser realizado de forma estática ou dinâmica. Segundo MOTTA *et al.* (1996) há uma tendência mundial no sentido de se recomendar mais fortemente o uso dos ensaios dinâmicos que o uso dos estáticos, também na avaliação das deformações permanentes, pois melhor se comparam aos resultados de campo. Nesse trabalho foram realizados ensaios de “creep” estático e dinâmico em diversos tipos de amostras de CBUQ, com variações de faixa granulométrica, tipos de ligantes (convencional e asfalto modificado por polímero) em duas temperaturas de ensaio (25 e 45°C para o dinâmico).

MERIGHI e SUZUKI (2000) fizeram uma comparação entre resultados de deformação permanente obtidos no ensaio de compressão axial dinâmico com aqueles obtidos no simulador de tráfego tipo LCPC. Os ensaios de compressão axial dinâmico foram executados em corpos de prova moldados através do procedimento Marshall, a três temperaturas (25, 40 e 50°C). As tensões de compressão utilizadas foram de 0,55MPa (5,6kgf/cm²) e 0,64MPa (6,5kgf/cm²) a um tempo de carregamento de 0,5 segundos. Foi realizada uma seqüência de 30 ciclos com aproximadamente 2/3 da carga de ensaio para que houvesse a estabilização do corpo de prova.

Foi aplicada uma tensão de compressão equivalente a 0,55MPa (5,6kgf/cm²) corresponde à pressão padrão para uma carga de 18.000 libras (80kN) aplicada a um eixo simples roda dupla (ESRD).

BELIGNI *et al.*, (2000) relatam ensaios realizados no Laboratório de Misturas Asfálticas da Universidade Técnica de Berlim, em 1995, segundo as Especificações Técnicas Alemãs ZTV Asphalt – Std 94, para uma granulometria de SMA de 0/11 com um índice de vazios variando de 2 a 4% em volume. Nesta pesquisa foram usados três tipos de agregados: granito, basalto e calcário, e datas de ensaio de um dia, uma semana e dois meses após a moldagem.

Ainda relatado por BELIGNI *et al.*, (2000), o ensaio consistiu na aplicação de uma tensão de compressão dinâmica na direção axial do corpo de prova, sob temperatura

constante e durante aproximadamente 5 horas. Este ensaio é de tensão controlada e a aplicação da carga ocorre de forma senoidal, ou seja, durante 0,2s o corpo de prova é solicitado por uma força de 1600N, a força mínima aplicada sobre o corpo de prova é de 200N e o intervalo entre duas aplicações sucessivas é de 1,5s. Portanto durante este ensaio o corpo de prova é solicitado 10000 vezes pela força máxima de 1600N. A tensão aplicada é de aproximadamente 0,2MPa. Neste experimento relatado a temperatura de ensaio foi de 50°C. Para esses ensaios é determinada a taxa de deformação do corpo de prova em $\mu\text{m}/1000$ repetições da carga.

Os dados dos ensaios mostram que houve um ganho de resistência mecânica nos primeiros dias após a compactação das misturas asfálticas do tipo SMA, em especial para aqueles onde se usaram o agregado mineral de granito, não sendo recomendável que a mistura asfáltica do tipo SMA seja liberada ao tráfego logo após a compactação. Os maiores valores de deformações, para todas as datas de ensaio foram observados no caso dos corpos de prova de granito e os menores para o basalto. As densidades dos agregados minerais de basalto e das misturas asfálticas com agregados de basalto são superiores às densidades dos outros agregados minerais e das outras misturas asfálticas. É atribuída a alterações físico-químicas no ligante betuminoso, a variações na resistência das misturas (BELIGNI *et al.*, 2000).

O procedimento para o Ensaio de Compressão Axial Dinâmico utilizado pela COPPE/UFRJ é:

- Prender os quadros suporte superior e inferior por meio de garras na face cilíndrica do corpo de prova que se encontra apoiado horizontalmente;
- Posicionar o corpo de prova na base da prensa;
- Assentar o pistão de carga com a placa superior em contato com o corpo de prova diametralmente oposto à base;
- Fixar, ajustar e calibrar os medidores eletromecânicos tipo LVDT (Linear Variable Differential Transducer) de modo a obter registros na aquisição dos dados;
- Aplicar uma carga F que induza tensão de compressão axial, tensão essa de 0,1MPa ($1,0\text{kgf}/\text{cm}^2$);
- A frequência de aplicação das cargas é de 1Hz (60 ciclos por minuto) com tempo de carregamento de 0,1 segundo e 0,9 segundo de descarregamento. O tempo total de duração do ensaio é de 1 hora (3600 ciclos de carregamento);
- Registram-se os deslocamentos verticais durante a aplicação da carga F ;

A deformação permanente absoluta é lida diretamente pelo LVDT. A deformação permanente específica ou relativa é obtida pela Fórmula (2.4).

$$\varepsilon_{\text{esp}} = \frac{\varepsilon_{\text{abs}}}{h_R} \quad (2.4)$$

onde ε_{esp} é a deformação permanente específica ou relativa (mm/mm), ε_{abs} é a deformação permanente absoluta (mm), e h_R é a altura de referência (mm).

O módulo de “creep” dinâmico ou módulo de fluência dinâmica é calculado pela Fórmula (2.5).

$$E_c = \frac{\sigma_{\text{axial}}}{\varepsilon_{\text{esp}}} \quad (2.5)$$

onde E_c é o módulo de “creep” dinâmico ou módulo de fluência dinâmica (MPa), σ_{axial} é a tensão axial aplicada no corpo de prova (MPa), e ε_{esp} é a deformação permanente específica ou relativa (mm/mm).

2.8.4 Ensaio de Fadiga

É possível dividir o comportamento estrutural dos materiais de pavimentação sob carregamento dinâmico em duas parcelas:

- a flexão repetida que leva à fadiga dos materiais e em consequência o trincamento;
- a compressão simples repetida que leva à deformação permanente e em consequência ao afundamento de trilha de roda.

A fadiga é um processo de deterioração estrutural que sofre um material quando submetido a um estado de tensões e deformações repetidas, que podem ser muito menores que a resistência última do material, resultando em trincas, após um número suficiente de repetições do carregamento: é a perda da resistência que sofre um

material quando solicitado repetidamente à flexão ou à tração (PINTO e MOTTA, 1995).

Segundo PINTO e PREUSSLER (2002) no ensaio de fadiga o material é submetido à solitação ao qual ocorre a evolução de modo irreversível para um estágio final de ruptura ou estabilização. Com o objetivo de estimar a vida de fadiga de misturas asfálticas, dispõem-se de ensaios laboratoriais que procuram simular as condições de solitação de uma rodovia (ensaio executados em placas ou vigas apoiadas em suporte) e os que procuram uma aproximação fundamentada (ensaio laboratoriais executados em corpos de prova cilíndricos ou prismáticos, submetidos a níveis de tensões ou deformações de modo a simular a condição de solitação no campo).

Os equipamentos laboratoriais para ensaios de carga repetida permitem a aplicação de carregamentos cíclicos ao material sob regime de tensão constante ou controlada e de deformação constante ou controlada. A grande separação que se pode fazer entre os diferentes ensaios é quanto ao modo de solitação.

No ensaio de tensão controlada (TC), a carga aplicada é mantida constante e as deformações resultantes aumentam no decorrer do ensaio. O ensaio de deformação controlada (DC) envolve a aplicação de cargas repetidas que produzam uma deformação constante ao longo do ensaio, o que conduz a uma diminuição da carga aplicada, para manter a deformação constante. Em ambos os ensaios há uma redução da rigidez inicial do material a um nível que pode ser pré-estabelecido, no sentido de definir o fim do ensaio (PINTO e PREUSSLER, 2002). A grande vantagem do ensaio de DC é permitir melhor observação da propagação de fissuras por fadiga.

No ensaio à tensão controlada (TC), o critério de fadiga está associado à fratura da amostra. A tensão é mantida constante ao longo do ensaio e as deformações atingem um valor máximo até o estágio de colapso do corpo de prova. A vida de fadiga (N) é definida como o número total de aplicações de uma carga necessária à fratura completa da amostra (PINTO e PREUSSLER, 2002).

Já no ensaio à deformação controlada (DC) o critério de fadiga não está condicionado à ruptura completa do corpo de prova, pois para que a deformação seja mantida constante ao longo do ensaio, é necessário que haja uma diminuição no carregamento aplicado. A vida de fadiga neste caso será o número de repetições da carga capaz de reduzir o desempenho ou rigidez inicial da amostra a um nível pré-estabelecido.

Segundo MEDINA (1997) a solicitação a tensão controlada (TC) é a que ocorre em pavimentos de revestimento asfáltico muito mais rígido do que a camada de base e que ao resistirem às cargas determinam a magnitude das deformações. A solicitação a deformação controlada (DC) corresponde melhor a pavimentos de revestimento delgado e fraco em relação à base; embora adicionando alguma resistência, o revestimento tem sua deformação controlada pela das camadas subjacentes. Logo o comportamento à tensão ou deformação controlada dependerá tanto da espessura e do módulo de rigidez do revestimento, como do módulo da estrutura subjacente.

Segundo PINTO e MOTTA (1995) na condição de carregamento dinâmico a solicitação pode ser simples ou complexa, sendo que na solicitação simples os parâmetros de carga são mantidos constantes durante o ensaio (a forma, a duração, a frequência, e o nível de carga). Em qualquer das formas de ensaio, a ruptura por fadiga expressa pelo número N de solicitações necessárias para o fim do ensaio, é relacionada à tensão de tração (σ_t) aplicada ou a deformação de tração inicial (ε_i), por meio de modelos do tipo log-log, como visto a seguir:

$$N = k \left(\frac{1}{\sigma_t} \right)^n \quad (2.5)$$

$$N = k_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_i} \right)^{n_1} \quad (2.6)$$

$$N = k_2 \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{n_2} \quad (2.7)$$

$$N = k_3 \left(\frac{\sigma_t}{\sigma_r} \right)^{n_3} \quad (2.8)$$

onde N é o número de repetições de carga necessárias à ruptura do corpo de prova (vida de fadiga), σ_t é a tensão de tração aplicada, ε_i é a deformação de tração, $\Delta\sigma$ é a diferença entre tensão horizontal e vertical, σ_r é a resistência à ruptura estática do material, e k_i , n_i são parâmetros experimentais.

Segundo MEDINA (1997) e INSTITUTO DE ASFALTO (2002) teores de betume crescentes melhoram a vida de fadiga e o desgaste superficial, porém deve-se observar um teor adequado também sob o aspecto da deformação permanente que,

ao contrário aumenta com o teor de betume. Misturas asfálticas densamente graduadas apresentam resistência à fadiga maior do que a das misturas de graduação aberta; agregados bem graduados permitem teores maiores de asfalto sem causar exsudação no pavimento compactado.

É clara a importância que tem a temperatura na vida de fadiga da mistura asfáltica. Um aumento de temperatura reflete-se de dois modos na vida de fadiga: diminui MR, vale dizer, para uma força aplicada, a deformação específica à tração aumenta, ao mesmo tempo diminui a resistência à tração e a razão da tensão atuante sobre a resistência aumenta (MEDINA, 1997).

O procedimento para o Ensaio de Fadiga à tensão controlada (TC) utilizado pela COPPE/UFRJ é:

- Posicionar o corpo de prova na base da prensa, apoiando o mesmo no friso côncavo inferior;
- Assentar o pistão de carga com o friso superior em contato com o corpo de prova diametralmente oposto ao friso inferior;
- Aplicar uma carga F que induza tensões de trações horizontais aproximadamente entre 10% e 50% da tensão à tração σ_{IR} previamente determinada;
- A frequência de aplicação das cargas é de 1 Hz (60 ciclos por minuto) com tempo de carregamento de 0,1 segundo e 0,9 segundo de descarregamento;

2.8.5 Ensaio de Afundamento ou Deformação Permanente em Trilha de Roda com Simuladores (Wheel Tracking Test)

As deformações permanentes, devidas às solicitações das cargas repetidas, estão normalmente associadas a efeitos viscoelásticos. O modo prático de controlar este aspecto é utilizar a teoria elástica associada ao módulo de rigidez correspondente a um tempo de carregamento e temperatura particulares. Os concretos asfálticos exibem comportamento viscoelástico entre 10°C e 40°C e a deformação total (ϵ_{total}), devida à passagem de cargas é decompostas nas seguintes parcelas (PINTO e PREUSSLER, 2002):

$$\epsilon_{total} = \epsilon_p + \epsilon_e + \epsilon_{ve} + \epsilon_{vp} \quad (2.9)$$

onde ε_p é a deformação plástica, ε_e é a deformação elástica, ε_{ve} é a deformação viscoelástica, e ε_{vp} é a deformação viscoplástica.

Ensaio com o simulador de tráfego tipo LPC (Laboratoire des Ponts et Chaussées) do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da USP, foram realizados em corpos de prova com o uso de ligante betuminoso convencional (CAP-20) e com ligante betuminoso modificado por polímero SBS composto por 6% em peso de polímero. A compactação das placas, cujas dimensões são 50cm de comprimento, 18cm de largura e 5cm de espessura, foi realizada a 160°C em mesa compactadora LPC, simulando a compactação de campo por rolagem. As placas moldadas na mesa compactadora foram levadas ao Simulador de Tráfego tipo LPC, depois de deixadas em temperatura ambiente, e em seguida foram solicitadas numa temperatura constante de 60°C por 30000 ciclos de carga correspondente a um eixo de 100kN (50kN sobre cada placa). A pressão do pneu é de 6psi (0,041MPa) (BELIGNI *et al.*, 2000).

É medido em quinze pontos pré-fixados (norma francesa) o afundamento de trilha de roda sendo as leituras realizadas após um número também pré-fixado de passadas da carga do ensaio. O valor final é a média das quinze leituras. O resultado deste ensaio é dado em termos de porcentagem de afundamento de trilha de roda.

Foram utilizados 3 teores de fibra de celulose (0,3%, 0,5% e 0,7% em peso) todos com asfalto modificado por polímero (SBS) e uma mistura sem fibras e com asfalto convencional (CAP 20). Observou-se que para os teores de fibra de 0,3% e 0,5% os resultados da porcentagem de afundamento de trilha de roda encontra-se próximo do limite de 5% estipulado pelo grupo europeu de especificações para misturas asfálticas submetidas a tráfego intenso e pesado, e empregadas como camada de rolamento (BELIGNI *et al.*, 2000).

Ainda com base nas condições acima citadas, não é aconselhável usar teores de fibra acima de 0,5% pois não há acréscimo em termos de resistência mecânica e sim um aumento na deformação permanente (porcentagem de afundamento de trilha de roda). Para a condição de mistura sem fibras e utilizando um ligante convencional, os resultados são insatisfatórios, superando o limite de 10% para a porcentagem de afundamento de trilha de roda, para misturas asfálticas utilizadas como camada de

rolamento e submetidas a tráfego médio e leve. Nesta situação observou-se o escorrimento do ligante betuminoso na parte inferior da placa de concreto asfáltico. Neste ensaio notou-se o efeito importante do ligante asfáltico modificado na deformação permanente, reduzindo o afundamento de forma expressiva (BELIGNI *et al.*, 2000).

Segundo REIS *et al.* (2001) para uma redução ainda maior do afundamento em trilha de roda, pode-se aumentar a porcentagem de filer e de fibras para aumentar a rigidez do mástique, melhorando ao mesmo tempo sua trabalhabilidade, de forma a permitir a manutenção do teor de ligante ainda alto.

2.9 Procedimentos Executivos para Revestimento SMA

Segundo MOHAMMAD *et al.* (1999) a filosofia do cálculo para a mistura de SMA é o uso do agregado graúdo, através da interação grão/grão, para formar uma estrutura que possa suportar o tráfego pesado, e ao mesmo tempo, os vazios dos agregados graúdos são preenchidos com uma camada de ligação para assegurar a durabilidade e flexibilidade da mistura.

As diferentes condições climáticas conduzem a variações das especificações da mistura, como índice de vazios, teor de ligante e rigidez do ligante. Em regiões úmidas e frias, um menor índice de vazios e maior teor de ligante é usado; enquanto que em regiões secas e quentes, o teor de vazios é geralmente mais alto e o teor de ligante é mais baixo com o uso de um ligante duro (HORST, 2000).

A produção da mistura é um dos elementos mais importantes na construção de um pavimento com SMA. A produção se dá de maneira semelhante ao método empregado para o concreto asfáltico, com exceção de que se deve prestar atenção particular ao correto fracionamento dos grãos e os tempos de mistura.

Em usinas do tipo gravimétricas, os agregados graúdos e miúdos são aquecidos a uma temperatura entre 170 e 180°C. As diferentes frações são introduzidas separadas em silos quentes, voltando a ser pesadas a fim de assegurar a correta dosificação. As fibras são colocadas imediatamente antes do ligante, e a mistura deve ser feita entre 160 e 180°C, dependendo do ligante. É importante levar-se em conta que se a mistura for transportada a uma grande distância, a temperatura de mistura deve ser próxima

ao limite máximo especificado, devendo tomar cuidado para evitar queda da temperatura ou oxidação durante o transporte, especialmente em condições de vento (LANCHAS, 1999).

É importante examinar o estado da camada de base ou revestimento antigo, e se necessário realizar todo o tratamento ou reparação que for preciso. O SMA pode ser aplicado em superfícies desgastadas devido a sua baixa compressibilidade, porém as trincas de grandes dimensões devem ser reparadas previamente.

Segundo LANCHAS (1999) a superfície da camada que vai receber o SMA deve ser compacta, estar limpa e seca, e apresentar uma superfície razoavelmente rugosa; e para assegurar a aderência, deve-se lançar sobre o revestimento antigo uma pintura de ligação. Para a aplicação da camada de SMA é utilizada uma acabadora normal para misturas asfálticas a quente, e deve-se operar a mesma em uma velocidade constante.

A temperatura da massa asfáltica, na hora da compactação, não deve ser menor que 140°C, quando usado asfalto modificado e menor que 130°C, quando usado ligante convencional (NAPA, 2002). Porém segundo LANCHAS (1999) a experiência mostra que se obtém melhores resultados quando a temperatura é de 130°C a 165°C.

Segundo NAPA (2002) não se deve aplicar a camada de SMA quando a temperatura ambiente for menor que 10°C. No Brasil recomenda-se o valor mínimo de 10°C para temperatura ambiente e qualquer mistura a quente.

O super aquecimento dos agregados prejudica a formação de filme espesso e estável de ligante betuminoso em torno dos agregados o que pode se agravar se tiver pequeno teor de areia na composição da mistura de agregados.

Segundo BELIGNI *et al.* (2000) o limite inferior da temperatura para a aplicação da mistura asfáltica tipo SMA, como qualquer outra mistura a quente, deve ser fixado com base na curva viscosidade-temperatura do ligante escolhido em cada caso, necessária para a mistura ser lançada e rolada, com o objetivo de que a mistura atinja o grau de compactação mínimo fixado em projeto.

A incorporação das fibras à mistura deve ser feita diretamente no misturador antes da adição do ligante betuminoso, tanto em usinas gravimétricas ou do tipo "DRUM-MIX",

sem contato direto com a chama do maçarico. É recomendado iniciar a mistura com os agregados minerais (inclusive o filler), em seguida adiciona-se o aditivo estabilizante (fibras) e por fim coloca-se o ligante betuminoso. De preferência, o tempo total de mistura deve ser de no mínimo 40s.

A compacidade do revestimento depende da temperatura de compactação assim como também do padrão de rolagem, do número de passadas dos rolos compactadores e da espessura da camada a compactar. A compactação inicial deve começar imediatamente depois que a acabadora passar, e deve ser com rolo compactador estático com rodas de aço, de 8 a 12 toneladas, não sendo recomendado o uso de rolo compactador liso pneumático, muito menos o rolo compactador vibratório para o SMA, devido ao elevado teor de ligante na mistura. Deve-se tomar cuidado com a sobrecompactação de uma área já compactada, pois poderá provocar a exsudação do ligante. A compactação deve partir sempre do bordo interno; e toda junta transversal deve ser compactada no sentido da junta, fazendo ângulo reto com o sentido da pista. Deve-se fazer o controle da obra analisando amostras apropriadas, a fim de se determinar o teor de ligante, a granulometria da mistura, o volume de vazios e o ponto de amolecimento do ligante.

Segundo BELIGNI *et al.* (2000) é importante tomar algumas medidas e precauções:

- Para ligantes betuminosos de menor penetração, a temperatura da mistura asfáltica na vibroacabadora não deve ser inferior a 150°C;
- Quando forem usados rolos compactadores estáticos tipo tandem os mesmos devem iniciar a compactação logo após a aplicação da mistura asfáltica pela vibroacabadora. Para cada faixa de lançamento recomenda-se a utilização de pelo menos, dois rolos compactadores;
- Os rolos compactadores vibratórios somente são recomendados para temperaturas elevadas da mistura asfáltica e antecedido de uma compactação com rolo tandem estático, para camadas com espessuras superiores a 3 cm. Já para camadas com espessura inferior a 2 cm, não é recomendado o uso de rolos vibratórios com a justificativa de uma possível desagregação e esmagamento dos agregados da mistura asfáltica e/ou exsudação do ligante betuminoso;
- Não é recomendável o emprego de compactadores pneumáticos de pressão variável, pois para elevadas temperaturas e número de passagens dos equipamentos, pode ocorrer exsudação do ligante betuminoso.

2.10 Experiências com SMA pelo Mundo

A Alemanha apresentava em 1996 uma extensão aproximada de 28600km de pista simples, correspondendo a mais de 100 milhões de m² construídos com SMA, em 2001 já eram mais 200 milhões, seguida pela Espanha com 69 milhões de m², Suécia com 50 milhões de m², Holanda com 32 milhões de m² (em 2001 já eram 49 milhões de m²) e França com 18 milhões de m². Na Espanha e França foi empregada uma mistura muito similar ao SMA chamada de “Béton Bitumineux Mince” - BBM (EAPA, 1998 e EAPA, 2001).

Segundo BOLZAN (2000) na Argentina foram aplicadas mais de 420.000m² de mistura SMA, entre tipo densa ou tipo micro-revestimento, com muito sucesso em sua maior rodovia chamada Ricchieri. A mistura em questão tinha em sua composição fibra de celulose e ligante modificado por polímero SBS, o fíler usado foi pó calcário.

No Brasil, em fevereiro de 2000 a mistura asfáltica SMA foi utilizada nos serviços de recapeamento do autódromo de Interlagos em São Paulo, sendo aplicado uma espessura de 3cm, usando-se ligante modificado AMP (6,0% SBS) a um teor de ligante de 6,7%, teor de fibra de celulose de 0,5%, e uso de fíler calcário (VINHA, 2000). Em agosto de 2001 foi executado revestimento asfáltico SMA em pista experimental, construída na via Anchieta – pista sul, na “curva da onça” – km-44 + 400m ao km-45. Para este revestimento de 4cm de espessura, adotou-se a faixa 0/11S Alemã com o uso de ligante modificado AMP (5 a 6% SBS) a um teor de ligante de 6,1%, teor de fibra de celulose de 0,5%, e uso de fíler composto (70% pó calcário + 30% cal hidratada CHI); segundo consta no trabalho de REIS (2002).

Foi realizada em 2002 a execução de microrevestimento asfáltico tipo SMA delgado a quente em trecho experimental feito por uma concessionária paulista com aproximadamente 1000m. Para este revestimento de 2cm de espessura, adotou-se a faixa 0/8S Alemã com o uso de ligante asfáltico CAP 20 a um teor de ligante de 7,5%, teor de fibra de celulose de 0,45%, e uso de fíler mineral; segundo consta no trabalho de CHAVES *et al.*, (2002)

A seguir é mostrado como a mistura asfáltica SMA tem se difundindo pelo mundo a fora.

- República Tcheca (EAPA, 1998)

Desde 1991 vem sendo difundida a aplicação do SMA. Em 1995, 230.000 toneladas foram produzidas, o equivalente a cerca de 2,5 milhões de m². Em 2001 foram aplicados 3,8 milhões de m² (EAPA, 2001). Os principais tipos utilizados são: AKMS (SMA 0/11), AKMJ (SMA 0/8) e excepcionalmente AKMH (SMA 0/16); sendo os mesmos normalizados pela Czech Standard ÈSN 73 6121 (1994).

É especificado o calcário como fíler, como aditivo estabilizador é indicado a fibra de celulose (0,3%), sendo testada sua eficácia através do ensaio de escorrimento (Schellenberg). O agregado graúdo usado é britado com um índice de abrasão Los Angeles $\leq 20\%$, e um valor de agregado polido (Polished Stone Value – PSV) inferior a 0,55. O Polished Stone Value ou Coeficiente de Polimento Acelerado fornece uma medida de resistência do agregado ao polimento sobre a ação dos pneus do veículo; esse teste é usado para avaliar os agregados selecionados para a camada de rolamento.

É recomendado no projeto da mistura que se faça de 4 a 5 composições diferentes, e que as mesmas sejam preparadas com diferentes teores de agregados graúdos britados; a composição ótima da mistura de agregado é geralmente caracterizada por uma repentina mudança na relações volumétricas do ensaio Marshall. Recomenda-se também que seja especificado geralmente três teores de ligante para o ensaio Marshall, dentro do intervalo indicado na Tabela 2.7 que apresenta os tipos e as composições indicadas na República Tcheca.

O intervalo de valores de teor de ligante que se encontra fora dos parênteses é o intervalo de teor de ligante na mistura, e o valor que se encontra entre parênteses é o intervalo de teor de ligante em 100% de agregado. Com relação ao teor de ligante é preciso ter em mente que no caso de ligante modificado, o limite inferior pode ser reduzido de não mais do que 0,3%. A temperatura de compactação depende do tipo de betume utilizado (entre 140 e 150°C). O cálculo do índice de vazios é baseado na densidade aparente da mistura solta (não compactada).

A pavimentação com o uso de modernas máquinas vibroacabadoras tem permitido obter superfícies uniformes e sem segregação. Dois estágios de compactação são recomendados: depois da primeira compactação, uma mistura asfáltica de agregado 2/4 com betume (1-2kg/m²) é aplicada na superfície. A compactação é feita através de

rolos compactadores estáticos ou vibratórios, porém os rolos vibratórios são normalmente usados somente no primeiro estágio de compactação com baixa amplitude de vibração e limitando o número de passadas em cerca de duas vezes.

Tabela 2.7: Especificação das composições necessárias usadas na República Tcheca (EAPA, 1998).

SMA Agregado Mineral	AKMS (SMA 0/11) Agregado Britado	AKMJ (SMA 0/8) Agregado Britado
% (mm) passante:		
< 0,09 mm	10 - 13	10 - 13
< 2,0 mm	20 - 26	22 - 30
< 4,0 mm	26 - 38	28 - 42
< 8,0 mm	45 - 60	90 - 100
< 11,0 mm	90 - 100	100
Tipo de Ligante	AP-65 PmB 45, (PmB 65)	AP-65 PmB 45, PmB 65
Teor de Ligante (%)	6,5 – 7,0 (7,0 – 7,5)	6,8 – 7,2 (7,3 – 7,8)
Dosagem Marshall		
Estabilidade	≥ 6 kN	≥ 6 kN
Índice de Vazios em Volume (%)		
2 x 50 Golpes	3,0 – 4,5	3,0 – 4,5
2 x 100 Golpes	2,5	2,5
Camada Acabada		
Espessura (mm)	34 - 45	(25) 30 - 40
Grau de Compactação	mínimo 97 %	mínimo 97 %
Índice de Vazios em Volume (%)	3,0 – 6,0 (7,0)	3,0 – 6,0 (7,0)

Alguns problemas encontrados com o SMA na República Tcheca foram:

- Variações no teor de vazios devido a grande sensibilidade do SMA ao desvio da graduação de projeto do agregado;
- Dificuldade de compactação da mistura, principalmente aquelas com ligante modificado, e por isso tendo dificuldades em alcançar o teor ótimo de vazios depois da compactação (3,5 – 5,5% vol.);
- Sensibilidade ao tipo e qualidade da pintura de ligação;
- Baixo teor de vazios (cerca de 2%) resultando em uma redução do valor da resistência à derrapagem;
- Dificuldade de avaliação em laboratório da resistência à deformação permanente.

- Dinamarca (EAPA, 1998)

O SMA vem sendo usado na Dinamarca desde 1982 em estradas com alto volume de tráfego, em áreas industriais, pista de pouso de aviões e em outras áreas que sejam solicitadas por carregamento pesado. Apresentava em 2001 uma área total de 19,4 milhões de m² de SMA, e em 2001 foram aplicados 1,2 milhões de m² (EAPA, 2001).

Na Dinamarca utiliza-se três tipos de mistura: SMA 11 (SMA 0/11), considerada a mais comum, SMA 16 (SMA 0/16) e SMA 8 (SMA 0/8), que é usada quando se quer obter uma camada mais fina. Na Tabela 2.8 apresenta-se a composição granulométrica para cada um dos tipos de misturas citadas.

Tabela 2.8: Composição granulométrica de SMA recomendadas usadas na Dinamarca (EAPA, 1998).

Graduação	% (mm) passante:		
	SMA 8	SMA 11	SMA 16
16,0 mm	-	-	> 90
11,2 mm	-	> 90	< 90
8,0 mm	> 90	< 90	-
5,6 mm	90	30 – 50	24 – 45
2,0 mm	21 – 35	18 – 30	15 – 25
0,074 mm	> 4	> 4	> 4

O betume indicado é o B 60 ou PmB (B 85 opcional somente para rodovias com baixo volume de tráfego). O agregado mineral deve ser 100% britado. Para o cálculo da mistura é utilizado o ensaio Marshall (50 golpes por face do corpo de prova), com um valor de vazios do agregado mineral superior a 16%, e os vazios no corpo de prova deve girar em torno de 1,5 a 4,0%.

As especificações construtivas do SMA para os padrões da Dinamarca estão apresentados na Tabela 2.9.

Na Dinamarca a mistura asfáltica SMA é dosada com baixo volume de vazios (1,5% a 4,0%), com o objetivo de conseguir um aumento de 30% na vida de serviço em comparação com uma mistura de concreto asfáltico convencional. Segundo a referência consultada, se o volume de vazios for muito alto (como por exemplo, em áreas de aplicação manual), existe a possibilidade de fissuras prematuras. Também

observaram que se a proporção de agregado miúdo for muito alta, podem apresentar afundamentos em trilhas de roda.

Tabela 2.9: Especificações construtivas do SMA para os padrões da Dinamarca (EAPA, 1998).

Tipo	SMA 8	SMA 11	SMA 16
Espessura da Camada (mm)	20 – 30	30 – 40	40 – 50
Teor de Vazios (v/v %)			
Média	< 6,0	< 6,0	< 6,0
Tolerância	< 8,0	< 7,0	< 7,0
Grau de Compactação			
Média	> 97,0	> 97,0	> 97,0
Tolerância	> 95,0	> 95,0	> 95,0

- França (EAPA, 1998)

Embora na França tenha sido aplicado alguns quilômetros de SMA, eles preferem usar uma mistura muito similar ao SMA chamada de “Béton Bitumineux Mince” (BBM). Elas diferem em alguns pontos:

- A quantidade de mástique no BBM é menor do que no SMA, cerca de 3 a 5% menos finos, e de 0,5 a 1,3% menos ligante. Isso faz com que não seja necessário o uso de aditivo estabilizador na mistura BBM;
- O teor de vazios da mistura BBM já compactado fica entre 6 a 12% aproximadamente.

Devido ao alto teor de vazios, a mistura BBM é muito rugosa, assegurando uma elevada resistência à derrapagem.

A mistura asfáltica BBM é muito popular na França por possibilitar a construção de camadas finas, com alta uniformidade, rugosidade e durabilidade. Por serem concebidas em camadas muito finas, podem ser aplicadas em grandes áreas em um curto espaço de tempo.

Os principais tipos de BBM utilizados são: BBM 0/6 e o BBM 0/10; sendo os mesmos normalizados pela norma francesa NF P 98 137/132. As características da composição das misturas são dadas na Tabela 2.10.

Tabela 2.10: Composição da mistura usada na França (EAPA, 1998).

Tipo	BBM 0/10			BBM 0/6
	a	b	c	
Agregado Mineral % passante				
80 µm	8	11	8	8
2,0 mm	35	38	38	38
4 mm	-	53	53	53
6,3 mm	35	53	53	97
10 mm	97	97	97	-
Teor de Ligante (%)	> 5,6 (5,3)			

O teor de ligante que se encontra fora dos parênteses é o teor de ligante em 100% do agregado, e o valor que se encontra entre parêntese é o teor de ligante na mistura. O teor de ligante na mistura é igual ao teor de ligante em 100% do agregado/(1,00+0,01xteor de ligante em 100% do agregado).

Os agregados são todos britados, e utilizam-se ligantes modificados ou não. A Tabela 2.11 mostra alguns requisitos necessários no cálculo da mistura tipo BBM francesa.

O tipo a1 é usado em rodovias com baixo volume de tráfego, os tipos a2 e a3 para as outras rodovias. A espessura da camada acabada gira em torno de 30 a 40mm. Os vazios em 40mm de espessura da camada acabada devem ficar entre 6 e 12%.

Tabela 2.11: Alguns requisitos necessários no cálculo da mistura tipo BBM (EAPA, 1998).

BBM 0/10	Tipo a1	Tipo a2	Tipo a3
Relação Compressão/Imersão	> 0,8		
Afundamento em Trilha de Roda	-	≤ 15 % 3000 ciclos	≤ 15 % 10000 ciclos
Módulo Complexo	-	≥ 5400 MPa	
Fadiga	-	≥ 100/10 ⁻⁶	

- Alemanha (EAPA, 1998)

Segundo EAPA (2001), até 2001 tinham sido aplicados mais de 200 milhões de m² de SMA. Existem quatro tipos de misturas para pavimentos com alto tráfego: 0/8, 0/5 e 0/11S, 0/8S. São normalizados pela “Empfehlungen für die Zusammensetzung, die Herstellung und den Einbau von Splittmastixasphalt”, FGSV 1996, e incorporado no National Standard ZTV Asphalt – StB, 1998. A Tabela 2.12 apresenta as características da Mistura Asfáltica SMA segundo as Especificações Técnicas Alemãs ZTV Asphalt – StB 01 (2001).

Alguns cuidados devem ser tomados na produção e aplicação:

- A máxima temperatura de produção é de 180°C, e mínima temperatura de aplicação é de 150°C;
- Rolos compactadores pneumáticos não são permitidos, e devem se tomar muito cuidado com os rolos vibratórios.

O teor de aditivo estabilizador fica em torno de 0,3 a 1,5%, dependendo do tipo da fibra e do teor de ligante.

Tabela 2.12: Características da Mistura Asfáltica SMA usada na Alemanha segundo as Especificações Técnicas Alemãs ZTV Asphalt – StB 01 (2001).

SMA Stone Mastic Asphalt	0/11S	0/8S	0/8	0/5
Tipo de Agregados:	Agregado Britado, Areia Britada, Fíler Comercial		Agregado Britado, Areia Britada e Natural, Fíler Comercial	
Agregados Minerais				
Agregado em Peso (%) < 0,09 mm	9 – 13	10 – 13	8 – 13	8 – 13
Agregado em Peso (%) > 2,0 mm	73 – 80	73 – 80	70 – 80	60 – 70
Agregado em Peso (%) > 5,0 mm	60 – 70	55 – 70	45 – 70	≤ 10
Agregado em Peso (%) > 8,0 mm	≥ 40	≤ 10	≤ 10	-
Agregado em Peso (%) > 11,2 mm	≤ 10	-	-	-
Relação Areia Natural / Areia de Britagem	1:0	1:0	≥ 1:1	≥ 1:1
Passante na Peneira (%)				
0,09 mm	9 – 13	10 – 13	8 – 13	8 – 13
2,0 mm	20 – 27	20 – 27	20 – 30	30 – 40
5,0 mm	30 – 40	30 – 45	30 – 55	90 – 100
8,0 mm	50 – 60	90 – 100	90 – 100	-
11,2 mm	90 – 100	-	-	-
Ligante Betuminoso				
Tipo de Ligante (Penetração – dmm)	50/70 (PmB 45)	50/70 (PmB 45)	70/100	70/100 (160/220)
Teor de Ligante em Peso na Mistura (%)	≥ 6,5	≥ 7,0	≥ 7,0	≥ 7,2
Aditivos Estabilizadores				
Teor na Mistura em Peso (%)	0,3 – 1,5			
Mistura Asfáltica				
Corpos de Prova Marshall				
Temperatura de Compactação (°C)	*135 ± 5	*135 ± 5	*135 ± 5	*135 ± 5
Índice de Vazios (%)	3,0 – 4,0	3,0 – 4,0	2,0 – 4,0	2,0 – 4,0
Camadas				
Camada de Rolamento				
Espessura Recomendada (cm)	3,5 – 4,0	3,0 – 4,0	2,0 – 4,0	2,0 – 4,0
ou Taxa de Aplicação (kg/m ²)	85 – 100	70 – 100	45 – 100	45 – 75
Camada de Reperfilagem**				
Espessura Recomendada (cm)	2,5 – 5,0	2,0 – 4,0	-	-
ou Taxa de Aplicação (kg/m ²)	60 – 125	45 – 100	-	-
Grau de Compactação da Camada (%)	≥ 97			
Índice de Vazios da Camada Compactada (%)	≤ 6,0			

* Para asfalto modificado por polímero (PmB 45) a temperatura de compactação deve ser de 145 ± 5°C.

** Camada de reperfilagem são camadas de rolamento sobre camada intermediária ou inferior com problemas geométricos.

- Hungria (EAPA, 1998)

O SMA chegou na Hungria em 1983, e tem a seguinte normalização húngara: “Útépítési aszfaltalapok és-burkolatok” – ÚT 2-3.302. Em 2001 já contabilizava 9,25 milhões de m² aplicados, e só em 2001 foram 0,25 milhões de m² (EAPA, 2001). Como fíler é indicado o uso do calcário, e como aditivo estabilizante é usada a fibra de celulose. O método de dosagem da mistura utilizado é o Marshall Modificado. A Tabela 2.13 mostra os tipos e composições necessárias.

Tabela 2.13: Especificação das composições de SMA usadas na Hungria (EAPA, 1998).

	ZMA-8	ZMA-12
Agregado Mineral	Pedra Britada, Areia Britada e Fíler Comercial	
Passante na Peneira:	% (m/m)	% (m/m)
0,09 mm	8 – 13	8 – 13
0,20 mm	11 – 18	11 – 18
0,63 mm	14 – 24	14 – 24
2,00 mm	20 – 30	20 – 30
5,00 mm	30 – 50	30 – 53
8,00 mm	90 – 100	50 – 70
12,50 mm	100	90 – 100
16,00 mm	-	100
Tipo de Ligante	B – 50, B – 65, PmB – 80A, PmB – 80B	
Teor de Ligante (%)	6,5 – 7,5 (6,1 – 7,0)	6,0 – 7,5 (5,66 – 7,0)
Teor de Fíler	8	8
Teor de Vazios Marshall (%)	2,5 – 4,5	3,0 – 4,5
Ensaio de Afundamento em Trilha de Roda:	15	15 (10)
Ensaio LPC: ϵ (%) máxima		
Ensaio Dinâmico de Compressão Uniaxial: N_k/ϵ_k (min)	4000	4000
Espessura da Camada (mm)	25 – 30	30 – 50

Na Tabela 2.13 o intervalo de valores de teor de ligante que se encontra fora dos parênteses é o intervalo de teor de ligante em 100 % do agregado, e o valor que se encontra entre parênteses é o intervalo de teor de ligante na mistura. O valor da deformação máxima no ensaio de afundamento em trilha de roda que está entre parênteses é utilizado quando o ligante usado é modificado por polímero.

- Itália (EAPA, 1998)

O SMA vem sendo utilizado na Itália desde 1991 em estradas com alto volume de tráfego. Tem-se duas misturas de SMA: SMA 0/10 e SMA 0/15, normalizadas pela “Norme Technique d’Appalto” Autovie Veneta S.p.a. – Rodovia A4 “Venezia – Trieste”. Os tipos e especificações podem ser vistos na Tabela 2.14.

Tabela 2.14: Especificação das composições de SMA necessárias usadas na Itália (EAPA, 1998).

Passante na Peneira (%)	SMA 0/10	SMA 0/15
15 mm	100	80 – 100
10 mm	80 – 100	46 – 66
5 mm	47 – 64	30 – 44
2 mm	30 – 45	20 – 36
420 µm	12 – 20	10 – 17
180 µm	10 – 16	9 – 15
75 µm	9 – 14	8 – 13
Tipo de Ligante	PmB 50	
Teor de Ligante (%)	5,5 – 7,0 (5,2 – 6,55)	5,5 – 7,0 (5,2 – 6,55)
Teor de Vazios (%)	1,0 – 4,0	1,0 – 4,0
Espessura da Camada (mm)	20 – 30	40 – 50

Na Tabela 2.14 o intervalo de valores de teor de ligante que se encontra fora dos parênteses é o intervalo de teor de ligante em 100% do agregado, e o valor que se encontra entre parênteses é o intervalo de teor de ligante na mistura. Alguns requisitos da mistura são propostos, como a estabilidade Marshall que deve ser maior ou igual a 13000N, o módulo de rigidez que deve ser maior ou igual a 2000N/mm, bem como a medida da resistência à tração indireta, que deve ser maior ou igual a 0,80 MPa.

- Holanda (EAPA, 1998)

A aplicação de SMA na Holanda vem desde 1987, com um montante de 0,6 milhões de toneladas da mistura que equivale a 8% da produção total, dados de 1996. Dados de 2001 revelam que tem se aplicado 49 milhões de m² de SMA, e só em 2001 foram aplicados 11 milhões de m² (EAPA, 2001). A mistura é normalizada pela “RAW – Standaard 1995”. Os tipos e especificações podem ser vistos na Tabela 2.15.

O tipo 2 é indicado para carregamento pesado. O valor do teor de ligante que se encontra fora dos parênteses é o teor de ligante em 100% do agregado, e o valor que se encontra entre parêntese é o teor de ligante na mistura. O teor de ligante na mistura é igual ao teor de ligante em 100% do agregado/(1,00+0,01xteor de ligante em 100% do agregado).

Tabela 2.15: Especificação das composições de SMA usadas na Holanda (EAPA, 1998).

SMA	0/11 Tipo 2	0/11 tipo 1	0/8	0/6
Agregado Mineral % (m/m)	Agregado Britado, Areia Britada, Fíler Comercial		Agregado Britado, Areia Britada e Natural, Fíler Comercial	
< 63 µm	6 – 10	7 – 11	8 – 12	9,5 – 13,5
> 2,0 mm	72,5 – 82,5	70 – 80	67,5 – 77,5	62,5 – 72,5
>5,6 mm	60 – 75	55 – 70	40 – 60	≤ 6
>8,0 mm	40 – 55	35 – 50	≤ 6	-
> 11,2 mm	≤ 6	≤ 6	-	-
Tipo de Ligante	B 80			
Teor de Ligante (%)	7,0 (6,54)	7,0 (6,54)	7,4 (6,89)	8,0 (7,41)
Corpo de Prova Marshall: Teor de Vazios % (v/v)	5,0	4,0	4,0	4,0
Espessura da Camada (mm)	35	30 – 40	20 – 30	15 – 20

- Portugal (EAPA, 1998)

Em Portugal existem dois tipos de misturas betuminosas que se comparam a mistura de SMA, são elas: “Betão Betuminoso Rugoso” (0/12,5) e o “Microbetão Rugoso” (0/9,5). Essas misturas são normalizadas pelas: “JAE / NORMAS PROJECTO (DSAT)” e “APORBET / PARTE 1 – Materiais e Misturas Betuminosas”. Os tipos e composições usadas são dados na Tabela 2.16.

Algumas especificações com relação ao material utilizado são requeridas, como por exemplo, os agregados usados são 100% britados e devem apresentar um índice de abrasão Los Angeles < 20%, e um valor de agregado polido (Polished Stone Value – PSV) superior a 0,55; a areia usada deve ser também proveniente de britagem, e o fíler utilizado é o fíler calcário. São preparados corpos de prova Marshall com vários teores de ligante, com o mesmo agregado mineral; geralmente é usado o valor de 4% para o índice de vazios da mistura tipo 0/12,5 e o valor de 4,5% para mistura do tipo 0/9,5.

Tabela 2.16: Especificação das composições de SMA usadas em Portugal (EAPA, 1998).

Tipos de SMA	0/12,5	0/9,5
Agregado Mineral	Agregado Fino e Graúdo Britado, Fíler Comercial	
(% m/m)		
≥ 75 µm	6 – 10	7 – 12
≥ 2,0 mm	70 – 78	68 – 78
≥ 4,75 mm	58 – 68	58 – 70
≥ 9,5 mm	25 – 40	10 – 20
≥ 12,5 mm	10 – 20	-
Tipo de Ligante	Somente Ligante Modificado (SBS ou EVA).	
Teor de Ligante	≥ 5,0 %	
Dosagem Marshall: Teor de Vazios % (v/v)	3 – 5	3 – 6
Espessura da Camada (mm)	20 – 30	15 – 20

O valor do teor de ligante é o teor em 100% do agregado.

- Suécia (EAPA, 1998)

Quatro tipos de misturas asfálticas são comparadas ao SMA, são elas: ABS 22, ABS 16, ABS 11 e ABS 8. Elas são normalizadas segundo “VÄG 94”. Os tipos e composições necessárias são dados na Tabela 2.17.

O valor do teor de ligante é o teor na mistura. O agregado deve ser 90% britado. São preparados corpos de prova Marshall com vários teores de ligante.

Tabela 2.17: Especificação das composições de SMA usadas na Suécia (EAPA, 1998).

Tipos de SMA	ABS 22	ABS 16	ABS 11	ABS 8
Agregado Mineral	Agregado Fino e Graúdo Britado, Filer (% mínima – máxima)			
75 µm	8 – 13	8 – 13	8 – 13	8 – 13
2,0 mm	16 – 29	16 – 29	19 – 30	20 – 30
4,0 mm	20 – 33	20 – 32	24 – 35	28 – 49
8,0 mm	27 – 50	27 – 50	35 – 60	85 – 99
11,2 mm	35 – 65	34 – 70	85 – 99	98 – 100
16,0 mm	50 – 80	85 – 99	98 – 100	100 – 100
22,4 mm	85 – 99	98 – 100	100 – 100	-
31,5 mm	98 – 100	100 – 100	-	-
45,0 mm	100 – 100	-	-	-
Tipo de Ligante	B 85, B 120, B 180 ou Ligante Modificado			
Teor de Ligante	5,5 – 7,2	5,5 – 7,2	5,7 – 7,4	5,9 – 7,6
Corpo de Prova Marshall: Teor de Vazios % (v/v)	2,0 – 4,2	2,2 – 4,4	2,7 – 4,9	3,2 – 5,4
Espessura da Camada (mm)	48 – 88	36 – 64	24 – 44	18 – 32

- Estados Unidos da América

Presente desde 1991, o SMA vem sendo desde então muito usado em vários estados norte americanos, e em várias centenas de projetos, tornando-o muito comum. Wisconsin foi o primeiro lugar norte americano a receber aplicação de SMA, seguidos de Michigan, Georgia e Missouri, todas em 1991. Desde então mais de 4 milhões de toneladas de SMA tem sido a aplicadas (NAPA, 2002). Seu campo de aplicação é em camada de rolamento para pavimentos de tráfego pesado. Geralmente o SMA 0/12,5 é usado.

De acordo com a FHWA, a NCAT (National Center for Asphalt Technology) fez um levantamento em 1996 e concluiu que pelo menos 17 estados norte americanos tinham construído trechos com mistura asfáltica SMA. De 105 pavimentos de SMA investigados, 90% apresentaram desempenho satisfatório e tiveram afundamento por trilha de roda menor que 4mm (MOHAMMAD *et al.*, 1999). Em 1997, já eram pelo menos 28 estados, totalizando mais de 3 milhões de toneladas (NAPA, 2002).

Até 1998 não existia nenhuma especificação própria americana para o projeto de misturas asfálticas SMA, o que se tinha eram recomendações provindas da prática europeia. Porém em 2001 a AASHTO (American Association of State Highway and

Transportation Officials) publicou uma especificação provisória para o cálculo da mistura asfáltica SMA denominada AASHTO MP8-01. Em 2002 a NAPA (National Asphalt Pavement Association) revisou um guia feito por ela em 1999 que trata sobre técnicas de cálculo e construção de pavimentos asfálticos SMA. Nas Tabelas 2.18 a 2.24 são mostradas algumas especificações referentes a estas normas.

Tabela 2.18: Especificação para o agregado graúdo para uso em SMA nos EUA (AASHTO MP8-01, NAPA, 2002).

Qualidades Necessárias para o Agregado Graúdo		
Ensaio	Especificação Mínima	Especificação Máxima
Abrasão Los Angeles – perda (%)	–	30
Partículas Alongadas e Achatadas (%)		
3:1	–	20
5:1	–	5
Absorção (%)	–	2,0
Sanidade – 5 Ciclos (%)		
Sulfato de Sódio	–	15
Sulfato de Magnésio	–	20
Agregado Britado (%)		
Uma Face Fraturada	100	–
Duas Faces Fraturadas	90	–

Os agregados graúdos devem ser 100% britados. Agregados com alto valor de abrasão Los Angeles tem sido usados com sucesso em misturas asfálticas SMA, entretanto quando este valor excede a 30%, é possível que haja problemas de decomposição da mistura quando compactada em laboratório ou durante a compactação em campo. Os agregados miúdos devem ser 100% britados.

Tabela 2.19: Especificação necessárias para o agregado miúdo para uso em SMA nos EUA (AASHTO MP8-01, NAPA, 2002).

Qualidades Necessárias para o Agregado Miúdo		
Ensaio	Especificação Mínima	Especificação Máxima
Sanidade – 5 Ciclos (%)		
Sulfato de Sódio	–	15
Sulfato de Magnésio	–	20
Angularidade (%)	–	45
Limite de Liquidez (%)	–	25
Índice de Plasticidade (%)	Não Plástico	

Tabela 2.20: Especificação necessárias para a fibra de celulose para uso em SMA nos EUA (AASHTO MP8-01).

Qualidades Necessárias para Fibra de Celulose	
Propriedades	Especificação
Análise com Peneiras	
Método A – Análise com Peneira Alpina	
Comprimento da Fibra - máximo	6 mm
Passante na Peneira n°. 100 (0,150 mm)	70 ± 10 %
Método B – Análise com Peneira de Malha Quadrada	
Comprimento da Fibra - máximo	
Passante na Peneira n°. 20 (0,850 mm)	85 ± 10 %
Passante na Peneira n°. 40 (0,425 mm)	65 ± 10 %
Passante na Peneira n°. 140 (0,106 mm)	30 ± 10 %
Teor de Cinzas	18 ± 5 % não voláteis
pH	7,5 ± 1,0
Absorção de Óleo	5,0 ± 1,0 (vezes a massa de fibras)
Teor de Umidade	Menos de 5 % (de massa)

O teor de fibra de celulose, segundo a AASHTO MP8-01, deve ser aproximadamente 0,3% do peso total da mistura, e que seja suficiente para evitar o escorrimento do ligante. O método A é executado utilizando Alpine Air Jet Sieve (tipo 200 LS), onde se pega 5g de fibra e peneira-se por 14 minutos sob vácuo controlado de 75kPa (11psi) de água; a porção restante na peneira é pesada.

Tabela 2.21: Especificação necessárias para a fibra mineral para uso em SMA nos EUA (AASHTO MP8-01).

Qualidades Necessárias para Fibra Mineral	
Propriedades	Especificação
Análise de Dimensões	
Comprimento da Fibra – valor máximo médio	6 mm
Espessura – valor máximo médio	0,005 mm
Teor de “Shot”	
Passante na Peneira n°. 60 (0,250 mm)	90 ± 5 %
Passante na Peneira n°. 230 (0,063 mm)	70 ± 10 %

O teor de fibra mineral, segundo a AASHTO MP8-01, deve ser aproximadamente 0,4% do peso total da mistura, e que seja suficiente para evitar o escorrimento do ligante. O teor de “shot” é uma proporção de material que não é fibra; e é determinado com o uso

de vibradores de peneiras. São usadas duas peneiras para a determinação do teor de “shot”, a peneira nº. 60 (0,250mm) e a nº. 230 (0,063mm).

Tabela 2.22: Faixas granulométricas de SMA usadas nos Estados Unidos da América (NAPA, 2002).

Faixas Granulométricas usadas da Mistura Asfáltica SMA - % passante por volume						
Peneira (mm)	*19 mm		*12,5 mm		*9,5 mm	
	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior
25,0	100	100	–	–	–	–
19,0	90	100	100	100	–	–
12,5	50	74	90	100	100	100
9,5	25	60	26	78	90	100
4,75	20	28	20	28	26	60
2,36	16	24	16	24	20	28
1,18	13	21	13	21	13	21
0,6	12	18	12	18	12	18
0,3	12	15	12	15	12	15
0,075	8	10	8	10	8	10

*Tamanho máximo nominal do agregado (um tamanho de peneira maior do que a primeira peneira que retém mais que 10%).

Tabela 2.23: Especificações da Mistura Asfáltica SMA para Dosagem Marshall (NAPA, 2002).

Especificações da Mistura Asfáltica SMA para Dosagem Marshall	
Propriedades	Especificação
Teor de Ligante – mínimo (%)	6,0
Índice de Vazios (%)	4,0
VAM – mínimo (%)	17,0
VCA _{mistura} (%)	Menor que VCA _{DRC}
Estabilidade (kgf) – mínimo	632
RRT – Razão de Resistência à Tração (mínimo)	0,70
Teste de Escorrimento ou Ensaio Schellenberg (Escorrimento na Temperatura de Produção) – máximo (%)	0,30

O valor do teor de ligante mínimo mostrado nas Tabela 2.23 e 2.24 pode ser reduzido se a densidade aparente do agregado exceder a 2,75. A estabilidade sugerida mostrada na Tabela 2.24 é baseada na experiência norte americana.

Para rodovias com baixo volume de tráfego ou em regiões de clima frio, índice de vazios menores que 4,0% podem ser usados, porém não podem ser menores que

3,0%. A experiência tem mostrado que teores de ligante asfáltico abaixo de 6,0% podem afetar a durabilidade da mistura SMA.

Tabela 2.24: Especificações da Mistura Asfáltica SMA para Compactador Giratório Superpave - SGC (AASHTO MP8-01, NAPA, 2002).

Especificações da Mistura Asfáltica SMA para Compactador Giratório Superpave (SGC)	
Propriedades	Especificação
Índice de Vazios (%)	4,0
VAM – mínimo (%)	17,0
VCA _{mistura} (%)	Menor que VCA _{DRC}
RRT – Razão de Resistência à Tração (mínimo)	0,70
Teste de Escorrimento ou Ensaio Schellenberg (Escorrimento na Temperatura de Produção) – máximo (%)	0,30
Teor de Ligante – mínimo (%)	6,0

O índice de vazios ou volume de vazios de ar, indicado acima, é o volume total de pequenos espaços de ar entre as partículas de agregado recobertas, na mistura compactada, expressa em porcentagem do volume total da mistura compactada.

Os vazios do agregado mineral (VAM) se traduzem como sendo o espaço intergranular de vazio entre as partículas de agregado numa mistura compactada que inclui o volume de vazios e o teor de asfalto efetivo, expresso em porcentagem do volume total da amostra.

Os vazios do agregado graúdo na mistura (VCA_{mistura}) se traduzem como sendo o volume entre as partículas de agregado graúdo. Este volume inclui fíler, agregado miúdo, volume de vazios, ligante asfáltico e a fibra, se usada. Segundo NAPA (2002) o VCA_{mistura} relaciona a densidade aparente da mistura SMA, densidade aparente do agregado graúdo e porcentagem de agregado do total da mistura granulométrica retido na peneira de quebra.

O valor dos vazios do agregado graúdo VCA_{DRC} (DRC = “Dry Rodder Unit Weight” – Peso Unitário Seco Compactado) é obtido considerando apenas o volume de ar, quando somente a fração de agregado graúdo é compactada. Segundo BROWN e COOLEY (1999) o VCA_{DRC} define a condição para se garantir um elevado atrito interno da mistura. Este ensaio está normalizado no meio rodoviário brasileiro pela DNER ME 153/97.

CAPÍTULO 3

3 MATERIAIS, MÉTODOS, APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

3.1 Estudo e Caracterização dos Materiais Utilizados na Mistura Asfáltica SMA

3.1.1 Agregados Minerais

Os agregados escolhidos para serem empregados nesta pesquisa foram Brita n°. 1, Brita n°. 0 e Pó de Pedra, de natureza mineral granítica, provenientes da Empresa Santo Antônio de Mineração Ltda. (ESAM), situada na Avenida Abílio Augusto Távora, 3793 em Nova Iguaçu, estado do Rio de Janeiro. Estes foram escolhidos em razão de suas boas características, sendo algumas delas mostradas na Tabela 3.1; ensaios realizados no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ e no Laboratório do Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo A. Miguez de Mello, da Petrobras – CENPES.

3.1.2 Material de Enchimento (Fíler)

Segundo DNER EM 367/97 o material de enchimento poderá ser cimento Portland, pó calcário, cal hidratada, pó de pedra, cinza volante ou outro material mineral conveniente. O cimento Portland deve atender a especificação DNER EM 036/95. O pó calcário deve conter, no mínimo, 70% de carbonatos de cálcio. A cal hidratada deve obedecer às exigências da especificação da ABNT NBR 7175/92.

“Diferente da composição granulométrica da mistura asfáltica densa (CBUQ), que possui, em média, 1% a 2% de material de enchimento adicional, a composição da mistura SMA requer a adição de elevada quantidade de fíler comercial (5% a 10%), sendo sua alta taxa responsável, na maioria das aplicações de SMA, pela limitação na produção da usina” (REIS, 2002).

Para esta pesquisa foram usados três tipos de fileres: pó calcário + 1,5% de cal hidratada (ICAL – Cal Hidratada Especial CH-I), cimento Portland (Cimento TUPI – CP II E 32), e pó de pedra passante na peneira de malha 0,075mm (n°. 200). Na Tabela 3.2 estão os resultados da massa específica real seguindo norma DNER ME 085/94. Para o estudo deste trabalho, a razão em peso “dust”/ligante ficou em torno de 1,6 para todas as misturas estudadas.

Tabela 3.1: Características dos agregados minerais.

Ensaio Realizado	Agregado Mineral		
	Brita n°. 1	Brita n°. 0	Pó de Pedra
Densidade Real do Grão	DNER – ME 081/94		ASTM C 128 – 1997
	2,816	2,781	2,825
Densidade Aparente do Grão	DNER – ME 081/94		ASTM C 128 – 1997
	2,782	2,727	2,772
Absorção (%)	DNER – ME 081/94		ASTM C 128 – 1997
	0,43	0,72	0,66
Abrasão “Los Angeles” (%)	DNER – ME 035/64		-
	Graduação B 20,2	Graduação C 21,7	
Equivalente de Areia (%)	-	-	DNER – ME 054/94
			74,25
Partículas Chatas e Alongadas 1:3	ASTM D 4791 - 1999		-
	0%	0%	
Angularidade - Vazios Não Compactados (%)	-	-	ASTM C 1252 – 1998
			45,6
Análise Granulométrica	DNER – ME 083/94		
Abertura das Peneiras	% Passante	% Passante	% Passante
3/4" (19 mm)	90,63	100	100
1/2" (12,7 mm)	37,04	99,76	100
3/8" (9,5 mm)	10,30	94,66	100
n°. 4 (4,8 mm)	0,21	8,97	98,44
n°. 10 (2,0 mm)	0,12	0,23	70,59
n°. 40 (0,42 mm)	0,12	0,21	38,80
n°. 80 (0,18 mm)	0,11	0,19	18,90
n°. 200 (0,075 mm)	0,09	0,17	6,34

Os fileres usados na pesquisa foram submetidos à análise granulométrica por espalhamento de laser de baixo ângulo, com o equipamento “Malvern Instruments, Mastersizer X Long Bed Ver. 2.19”, dissolvidos em álcool anidro.

Tabela 3.2: Resultados da Massa Específica Real dos fileres estudados para a mistura asfáltica SMA.

Tipo de Filer	Massa Específica Real (g/cm ³) DNER-ME 085/94
Pó Calcário	2,794
Cimento Portland	3,008
Pó de Pedra	2,844

O processo de análise granulométrica a laser permite associar a forma geométrica que os grãos da amostra apresentam a uma área circular de mesmo tamanho, ou seja, com o feixe de luz é possível associar a área de um grão de formato alongado a uma figura circular de mesma área (MOURA, 2001).

O resultado da análise granulométrica a laser dos fileres utilizados nesta pesquisa, feita no Laboratório do Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo A. Miguez de Mello, da Petrobras – CENPES, é mostrado na Figura 3.1.

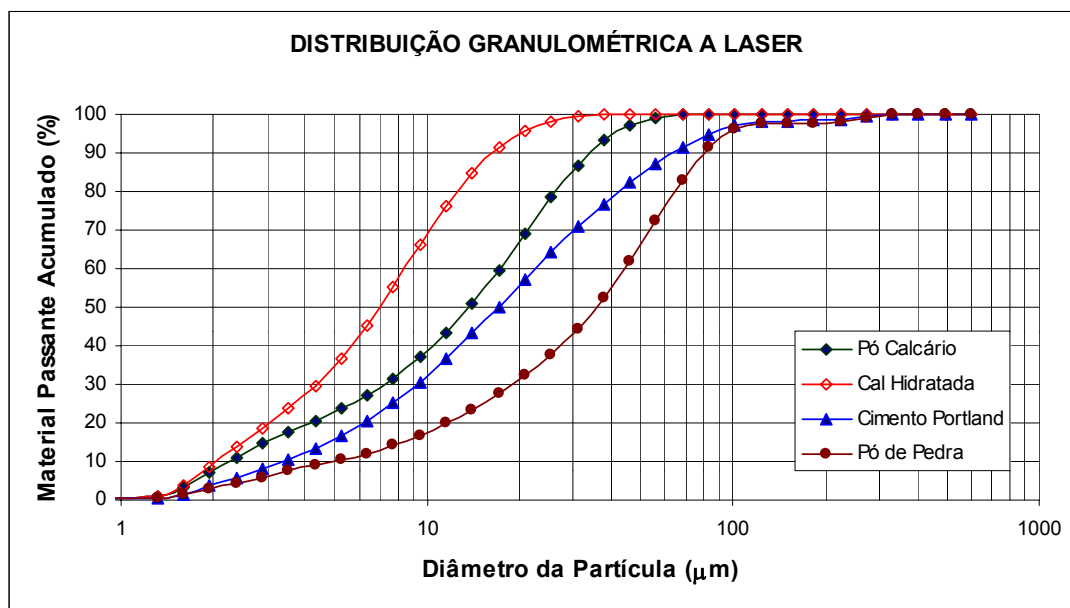


Figura 3.1: Distribuição granulométrica a laser dos fileres utilizados na mistura asfáltica SMA estudada.

A Figura 3.1 revela que a cal hidratada apresenta 95% de partículas menores que 20µm e 100% menores que 40µm; seguida pelo pó calcário que tem em torno de 66% de partículas menores que 20µm e 95% menores que 40µm; o cimento portland apresenta 55% de partículas menores que 20µm, 78% menores que 40µm e 93%

menores que 75 μ m; e por fim o pó de pedra peneirado apresenta 32% de partículas menores que 20 μ m, 55% menores que 40 μ m e 85% menores que 75 μ m.

Ou seja, como já falado no item 2.7 do capítulo 2 sobre a influência do tamanho das partículas menores que 75 μ m, dos quatro fileres analisados a cal hidratada seguida do pó calcário foi a que apresentou maior porcentagem de partículas menores que 20 μ m sendo essas partículas menores do filer que se misturam com ligante asfáltico, aumentando sua consistência, cimentando as partículas maiores. Por outro lado, o que apresentou maior porcentagem de partículas maiores que 40 μ m foi o pó de pedra peneirado, onde as partículas maiores do filer são parte do agregado mineral e preencherão os vazios e interstícios dos agregados graúdos, promovendo o contato pontual entre as partículas maiores e dando maior resistência às misturas.

3.1.3 Ligante Asfáltico

Todos os ensaios referentes ao ligante asfáltico, tanto com o CAP 50/60 de petróleo brasileiro naftênico Fazenda Alegre convencional, quanto com o AMP (6,5% SBS), foram realizados no Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo A. Miguez de Mello, da Petrobras – CENPES, e são mostrados na Tabela 3.3. O ligante virgem usado para se obter o AMP foi o CAP 20 (Reduc) com adição do polímero SBS em pó.

Segundo BROWN e COOLEY (1999), NAPA (2002) a tendência é usar um ligante asfáltico convencional ou modificado com grau de desempenho (PG) um ou dois graus acima do que o recomendado para aquela região.

Com base nos dados de viscosidade contidos na Tabela 3.3, é gerada a Figura 3.2 que mostra a relação viscosidade x temperatura para os dois tipos de ligantes estudados.

Tabela 3.3: Dados referentes aos ligantes usados neste trabalho.

Ensaio	CAP 50/60	AMP (6,5% SBS)
Penetração, 100 g, 5 s, 25 °C (0,1 mm)	49	51
Ponto de Amolecimento (°C)	52,5	64
Coesividade Vialit a 25°C (J/cm ²)	0,445 (Após RTFOT)	0,434
Estabilidade à Estocagem (Δ°C)	-	5,8
Recuperação Elástica a 25 °C (%)	-	93
Densidade à 20/4°C	1,0118	1,0321
Ponto de Ruptura Fraass (°C)	-17,5	-11,5
Teor de Asfaltenos (% m/m)	11,5	-
Viscosidade Absoluta a 60°C (P)	4367	-
Viscosidade Brookfield a 135°C (cP)	465	1235,6
Viscosidade Brookfield a 150°C (cP)	227	633,8
Viscosidade Brookfield a 175°C (cP)	87	247,4
Cisalhamento Dinâmico – G*/senδ (°C) (mín = 1kPa)	76 (1,2kPa)	70 (1,6kPa)
Envelhecimento RTFOT		
Varição em Massa (%)	0,118	0,1
Retorno Elástico a 25°C (%)	-	90
Penetração a 25°C, 100g, 5s (dmm)	34	43
Ponto de Amolecimento (°C)	58,8	67,1
Ponto de Ruptura Fraass (°C)	-23,0	-
Viscosidade Absoluta a 60°C (P)	12290	-
Cisalhamento Dinâmico – G*/senδ (°C) (mín = 2,2kPa)	64 (4,1kPa) 70 (1,9kPa)	70 (2,6kPa)
Envelhecimento RTFOT/PAV		
Cisalhamento Dinâmico – G*/senδ (°C) (máx = 5,0kPa)	16 (4,5MPa)	16 (4,9MPa)
Fluência Rigidez e Relaxação (°C) (δ máx = 300MPa; m mín = 0,3)	-12 (δ = 129MPa, m = 0,382)	-12 (δ = 214MPa, m = 0,333)
Grau de Desempenho - PG	64-22	70-22

Na Tabela 3.4 é feita uma comparação entre os ligante usados na pesquisa e a especificação alemã DIN 1995-1 para cimentos asfálticos de petróleo e a especificação alemã para asfalto elastomérico, segundo TL PmB (2001). A comparação feita é com o ligante convencional B 65 (50/70) e o modificado PmB 45, que são os ligante recomendados pela Especificação Técnica Alemã ZTV Asphalt – StB 01 (2001).

Nesta comparação percebe-se que o ligante convencional utilizado na pesquisa, CAP 50/60, passou em todos os requisitos avaliados em comparação com o ligante B 65. Já o AMP (6,5% SBS) teve redução de penetração superior a máxima especificada, e valor de G* inferior ao mínimo recomendada para o ligante modificado PmB 45.

Tabela 3.4: Comparativo entre a especificação alemã e os ligantes usados na pesquisa.

Ensaio	Tipos de Ligante			
	PmB 45	AMP	B 65	CAP50/60
Penetração, 100 g, 5 s, 25 °C (0,1 mm)	20 – 60	51	50 – 70	49
Ponto de Amolecimento (°C)	55 – 63	64	49 – 54	52,5
Ponto de Ruptura Fraass – máximo (°C)	-10	-11,5	-8	-17,5
Ductilidade				
a 7 °C – mínimo (cm)	–	–	–	–
a 13 °C – mínimo (cm)	–	–	8	–
a 25 °C – mínimo (cm)	40	–	–	–
Densidade a 25 °C (g/cm ³)	1,00 – 1,10	1,0321	1,0 (min.)	1,0118
Ponto de Fulgor em Vaso Aberto Cleveland – mínimo (°C)	235	> 230	–	> 230
Recuperação Elástica a 25 °C – mínimo (%)				
Após tração em 20 cm	50	93	–	–
Após tração em 10 cm	–	–	–	–
Estabilidade a Estocagem				
Diferença Ponto de Amolecimento – máximo (°C)	2,0	5,8	–	–
Após Efeito do Calor e Ar				
Variação de Massa (%)	0,5	0,1	0,8	0,118
Aumento de Ponto de Amolecimento – máx. °C)	8	3,1	6,5	6,3
Redução de Ponto de Amolecimento – máx.(°C)	2	–	–	–
Penetração Retida – mínimo (%)	60	84	–	69
Redução de Penetração – máximo (%)	10	16	40	31
Ductilidade				
a 7 °C – mínimo (cm)	–	–	–	–
a 13 °C – mínimo (cm)	–	–	2	–
a 25 °C – mínimo (cm)	20	–	–	–
Recuperação Elástica a 25 °C – mínimos (%)				
Após tração em 20 cm	50	90	–	–
Após tração em 10 cm	–	–	–	–
Comportamento a Temperatura Baixa no BBR				
Rigidez a 16°C – máximo (MPa)	300	–	0,80	–
Comportamento Reológico no DSR a 60°C				
G* – mínimo (Pa)	7000	3000	–	–
δ – máximo	75	72	–	–

As temperaturas do ligante para mistura e compactação, e do agregado foram determinadas da seguinte forma: Com base em MOTTA *et al.* (1996b) utilizando conceito da dosagem SURPERPAVE na preparação de corpos de prova, para o CAP 50/60 a temperatura de mistura (ligante) é aquela equivalente a viscosidade de 0,17Pa.s, a temperatura de compactação é aquela equivalente a viscosidade de 0,28Pa.s, e a temperatura dos agregados utilizada foi a temperatura de mistura

(ligante) acrescida de 13°C. Para a determinação das temperaturas de mistura, compactação e de agregado para o AMP foi utilizado a especificação de serviço DNER ES 385/99 – Pavimentação – Concreto Asfáltico com Asfalto Polímero, onde a temperatura de aquecimento do asfalto polímero deve ser em função do teor de polímero. A temperatura de mistura (ligante) é de 150°C + 3°C a cada 1% de polímero adicionado, onde a temperatura máxima não pode exceder a 180°C; a temperatura de compactação é de 140°C + 3°C a cada 1% de polímero adicionado; e a temperatura dos agregados é a temperatura de mistura (ligante) acrescida de 10 a 15°C sendo que essa temperatura deve ser inferior a 183°C. As temperaturas encontradas para os dois ligantes estão mostradas na Tabela 3.5.

Tabela 3.5: Temperaturas do ligante para mistura e compactação, e do agregado utilizadas na mistura asfáltica SMA.

Ligante	Temperaturas utilizadas (°C)		
	Mistura (ligante)	Compactação	Agregados
CAP 50/60	158,0	146,0	171,0
AMP (6,5% SBS)	169,5	159,5	182,0

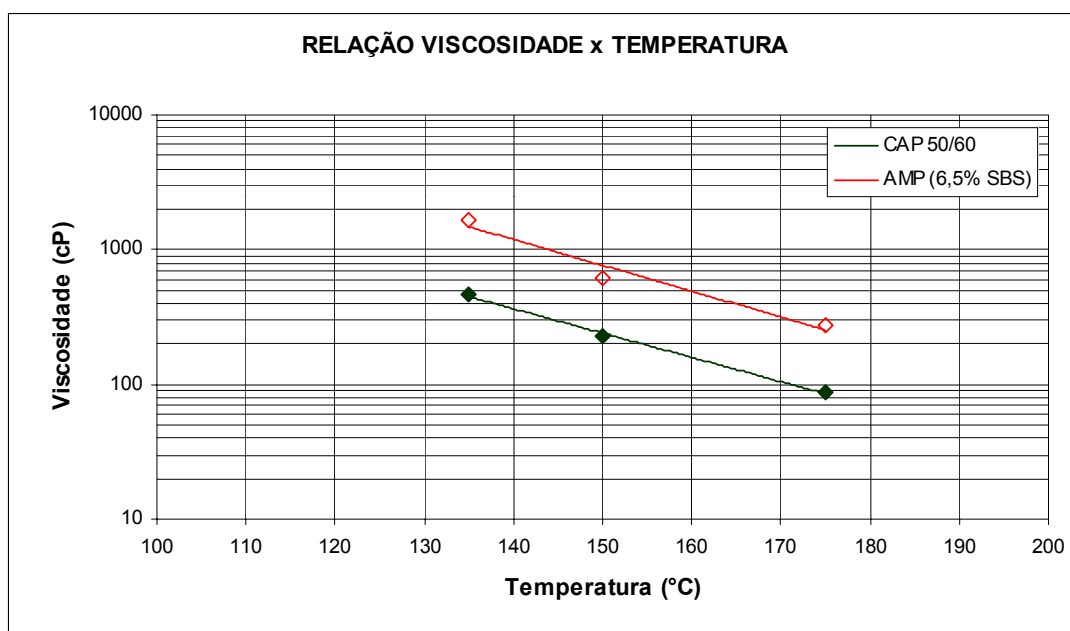


Figura 3.2: Relação viscosidade x temperatura para os ligantes utilizados na mistura asfáltica SMA estudada.

3.1.4 Fibras (Aditivo Estabilizador)

Nesta pesquisa foram empregadas fibras de celulose VIATOP 66, gentilmente cedida pela empresa Ecofibras, em forma de “pellets”, composto por 66,6% em peso de fibra (ARBOCEL® ZZ 8-1) e por 33,3% de asfalto. A quantidade requerida na mistura foi determinada conforme valor máximo obtido no ensaio de escorrimento (AASHTO T 305-97) e foi de 0,3% em peso de amostra, como será mostrado a seguir.

A fibra de celulose ARBOCEL® ZZ 8-1 tem comprimento médio de 1100µm e espessura média de 45µm. O ligante utilizado no “pellets” tem penetração a 25°C entre 35 e 50 dmm (DIN 52 010) e ponto de amolecimento anel e bola entre 54 e 59 (DIN 52 011).

A determinação da “verdadeira” densidade da fibra foi outro ponto marcante na pesquisa. Conforme material enviado pelo distribuidor da fibra, a densidade aparente do granulado é informada como sendo $0,52 \pm 0,05 \text{g/cm}^3$. Em um outro momento, no mesmo catálogo, a densidade da fibra aparece como sendo aproximadamente $1,3 \text{g/cm}^3$. De modo a confirmar qual seria a densidade da fibra a adotar, foram feitos dois ensaios no granulado: o primeiro seguindo a norma DNER-ME 093/94, determinação da densidade real, primeiro com 20g de material e repetindo o mesmo ensaio com 70g de material, sendo obtido para as duas massas a mesma densidade de $1,446 \text{g/cm}^3$: O segundo ensaio se deu seguindo a norma do DNER-ME 085/94, determinação da massa específica real, porém ao invés do frasco de Le Chatelier, foi usada uma bureta graduada e cerca de 20g de material. A densidade agora foi de $1,262 \text{g/cm}^3$. Com base nos ensaios, adotou-se $1,3 \text{g/cm}^3$ como sendo a “verdadeira” densidade da fibra.

3.2 Projeto de Mistura

A concepção da mistura asfáltica tipo SMA foi conduzida seguindo alguns conceitos da dosagem Marshall e com uso do compactador Marshall, com os corpos de prova sendo compactados com 50 golpes por face. Após o processo de mistura de todas as partes que compõem a massa asfáltica, a mesma foi colocada em estufa e envelhecida por duas horas à temperatura de compactação (envelhecimento a curto prazo). Ao fim das duas horas, a mistura foi compactada em moldes padronizados.

Para a mistura em estudo, a concepção do projeto seguiu duas premissas: garantir a resistência interna da estrutura às solicitações do tráfego, por intermédio do contato grão/grão entre os agregados graúdos formando assim a matriz pétreia; e assegurar durabilidade da mistura (impermeabilidade e coesão) por meio de uma argamassa de elevada consistência formada pela fração de agregado fino (areia de brita e fíler) e ligante asfáltico.

A faixa granulométrica escolhida foi a SMA 0/11S alemã. Foi estipulado o teor de ligante de 6,5%, e o teor de fibra de 0,3%. Na pesquisa foram utilizados dois tipos de ligante, um CAP 50/60 convencional, e outro modificado por polímeros AMP (6,5% de SBS). Três tipos de fíleres foram usados: pó calcário + 1,5% de cal hidratada (ICAL – Cal Hidratada Especial CH-I), cimento Portland (Cimento TUPI – CP II E 32), e pó de pedra passante na peneira de malha 0,075mm (n°. 200). Estas combinações geraram seis misturas diferentes descritas na Tabela 3.6.

O processo de envelhecimento a curto prazo por duas horas à temperatura de compactação foi feito para todas as seis misturas.

Como já mencionado, a faixa granulométrica estudada foi o traço médio da faixa SMA 0/11S Alemã, conseguido através da separação, por peneiramento, das frações especificadas. A Figura 3.3 mostra os limites da faixa e o traço médio adotado para este estudo.

Tabela 3.6: Características das misturas asfálticas SMA estudadas.

Mistura	Tipo de Ligante	Teor de Ligante	Tipo de Fíler	Teor de Fibra
1A	CAP 50/60	6,5%	Pó Calcário + 1,5 Cal	0,3%
1B	AMP (6,5% SBS)	6,5%	Pó Calcário + 1,5 Cal	0,3%
2A	CAP 50/60	6,5%	Cimento Portland	0,3%
2B	AMP (6,5% SBS)	6,5%	Cimento Portland	0,3%
3A	CAP 50/60	6,5%	Pó de Pedra	0,3%
3B	AMP (6,5% SBS)	6,5%	Pó de Pedra	0,3%

Tabela 3.7: Composição do traço utilizado na pesquisa

Peneiras Passante (mm)	Traço (% Passante)	Faixa 0/11S Alemã (% Passante)	
		Limite Inferior	Limite Superior
11,2	95	90	100
8,0	55	50	60
4,8	35	30	40
2,0	23,5	20	27
0,09	11	9	13

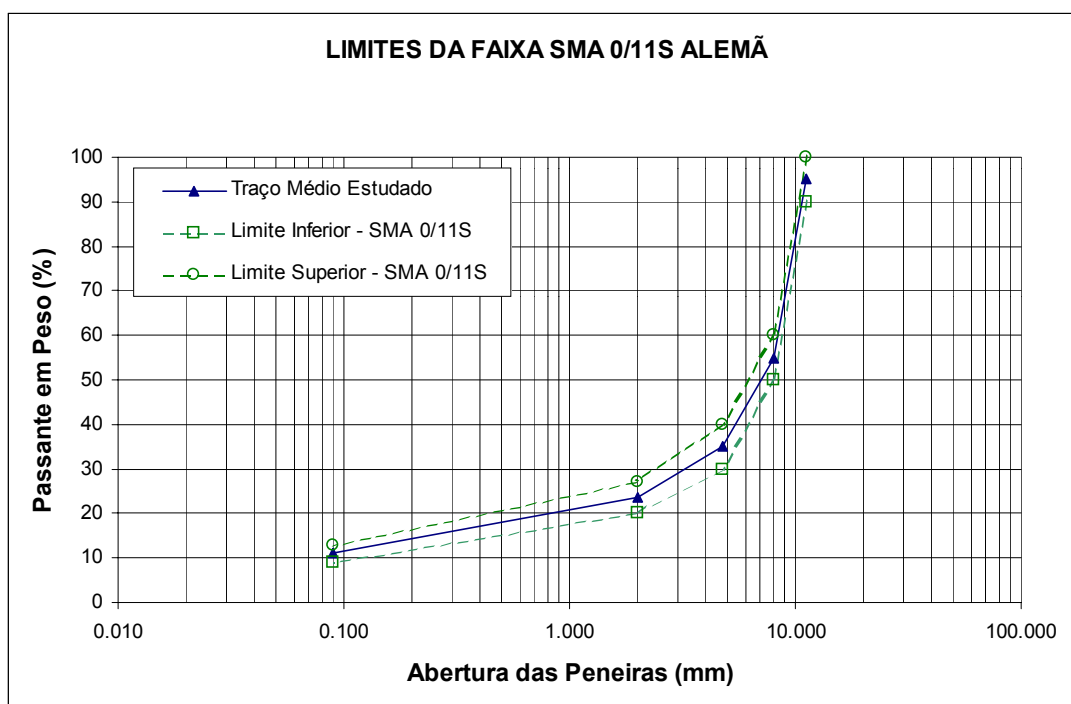


Figura 3.3: Distribuição granulométrica da mistura asfáltica SMA estudada, enquadrada na Faixa SMA 0/11S Alemã.

É possível observar na Figura 3.4 exemplo da diferença do esqueleto sólido da mistura asfáltica referente aos corpos de prova estudados da Faixa SMA 0/11S Alemã e outra convencional tipo CBUQ moldada na Faixa B do DNER, esta última somente para comparação. Estas fotos foram obtidas das faces resultantes da serragem de corpos de prova Marshall moldados em laboratório, nas condições descritas anteriormente neste item.

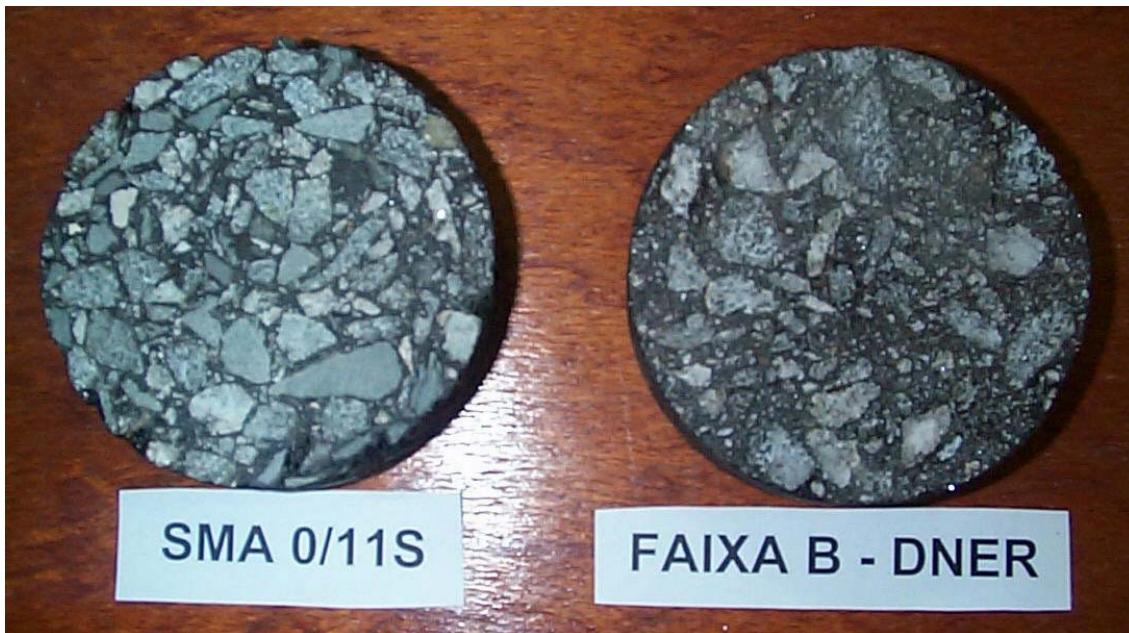


Figura 3.4: Comparação entre os esqueletos sólidos da mistura asfáltica SMA 0/11S estudada e uma mistura asfáltica convencional tipo CBUQ moldada na Faixa B do DNER.

3.3 Ensaio Realizados nas Misturas Asfálticas SMA

3.3.1 Determinação das Características de Escorrimento de Misturas Asfálticas Não Compactadas – AASHTO T 305/97

Através deste método é possível estabelecer a quantidade de material escorrido (gotejado) de uma amostra de mistura asfáltica a quente não compactada quando a mesma é mantida a temperaturas elevadas, comparáveis com aquelas usadas durante a produção, estocagem, transporte e espalhamento. Serve para determinar quando a quantidade de material escorrido para uma dada mistura asfáltica está dentro de limites aceitáveis.

Segundo AASHTO T 305/97 o escorrimento ou gotejamento da mistura é aquela porção de material que se separa da amostra como um todo e é depositada fora da cesta de arame durante o ensaio, sendo este material drenado podendo ser CAP ou uma combinação de CAP, aditivos e/ou agregado miúdo.

O ensaio se resume em colocar certa quantidade de amostra de mistura asfáltica ($1200g \pm 200g$) em uma cesta de arame (ver Figura 3.5) posicionada sobre um prato. O conjunto amostra, cesta e o prato são colocados em estufa por $60 \text{ minutos} \pm 5$ minutos. Ao fim deste tempo, a cesta contendo a amostra e o prato são removidos da estufa, sendo sua massa em seguida determinada. Se a temperatura da mistura baixar mais de 25°C da temperatura de ensaio, o tempo de permanência na estufa aumenta para $70 \text{ minutos} \pm 5$ minutos. Para cada mistura testada, as características de escorrimento devem ser determinadas a duas diferentes temperaturas, uma na temperatura do ligante para mistura e outra na temperatura do ligante para mistura mais 15°C .

Segundo NAPA (2002) o escorrimento a temperatura do ligante para mistura mais 15°C estabelece informações de como a mistura asfáltica SMA se comporta em casos de variação de temperatura na usina.

Com o objetivo de que a temperatura de permanência na estufa não interferisse no resultado do ensaio foi adotado 70 minutos para todas as misturas. Foi também adotado um procedimento de mistura para que a perda de temperatura seja igual para todas as temperaturas; adotou-se 1 minuto para mistura dos agregados e fibra, e mais 1 minuto e meio para homogeneização da fibra na massa asfáltica, e logo em seguida houve a transposição da mistura para cesta. Outro ponto a ser comentado é sobre a malha padrão da cesta. A norma AASHTO T 305/97 preconiza que a malha da cesta deve ser de 6,3mm, mas foi usada uma malha de 5,5mm de abertura, que era a disponível, tendo sido cedida e utilizada pela UFRGS. A cesta foi confeccionada pelo autor com a malha doada pelo Prof^o. Ceratti da UFRGS.

Foram realizados ensaios em misturas asfálticas sem fibra, com 0,3 e 0,5% de fibra de celulose (VIATOP 66), e com os dois tipos de ligantes asfálticos, sendo um convencional CAP 50/60 e outro asfalto modificado por polímero (6,5% SBS). O fíler utilizado foi o pó calcário + 1,5% de cal hidratada (CH-I) para ambos. O teor de ligante também utilizado para ambas as misturas, foi de 6,5%. Para cada teor de fibra foram feitos ensaios com duas repetições. São mostrados nas Tabela 3.8 e 3.9 os resultados dos ensaios de escorrimento; e nas Figuras 3.5 a 3.11, fotos do escorrimento para os vários teores de fibra e os dois ligantes.

Segundo AASHTO MP8-01, NAPA (2002), BROWN e COOLEY (1999) o escorrimento deve ser determinado à temperatura de mistura prevista na usina, e não pode exceder 0,3%. Como é mostrado nas Tabelas 3.8 e 3.9, é necessário a adição de fibra na mistura para ambos os ligantes, pois para a situação sem fibra, o escorrimento foi superior a 0,3%. A mistura com teor de fibra que conseguiu cumprir a determinação de escorrimento máximo foi a mistura com 0,3% de fibra, para ambos os ligantes. A mistura com o teor de fibra de 0,5% também conseguiu escorrimento inferior a 0,3%, como era de se esperar. Porém notou-se que a mistura com 0,5% de fibra perdeu trabalhabilidade em comparação com a mistura com 0,3% de fibra, dificultando a homogeneização das partes constituintes da mistura.

Tabela 3.8: Resultado do Ensaio de Escorrimento para mistura com CAP 50/60.

CAP 50/60		
Teor de Fibra (%)	Escorrimento médio (%)	
	T₁ = 158°C	T₂ = 173°C
Sem Fibra	2,31	2,88
0,3	0,16	0,25
0,5	0,06	0,08

Tabela 3.9: Resultado do Ensaio de Escorrimento para mistura com Asfalto Modificado por Polímero (6,5% SBS).

AMP (6,5% SBS)		
Teor de Fibra (%)	Escorrimento médio (%)	
	T₁ = 169,5°C	T₂ = 184,5°C
Sem Fibra	0,97	1,76
0,3	0,10	0,14
0,5	0,06	0,05

Vale lembrar que a fibra usada na pesquisa está impregnada com 33,3% em peso de CAP, esse valor excedente de CAP foi desprezado, não entrou como ligante adicional, sendo essa diferença compensada com fibra, cerca de 1,8g a mais de fibra impregnada com ligante.



Figura 3.5: Cesta usada no Ensaio de Escorrimento de Misturas Asfálticas não Compactadas (AASHTO T 305/97).



Figura 3.6: Resultado do Ensaio de Escorrimento para mistura 1A sem fibra para as duas temperaturas de ensaio, a 158°C e 173°C, escorrimento médio de 2,31% e 2,88% respectivamente.



Figura 3.7: Resultado do Ensaio de Escorrimento para mistura 1A com 0,3% de fibra para as duas temperaturas de ensaio, a 158°C e 173°C, escorrimento médio de 0,16% e 0,25% respectivamente.

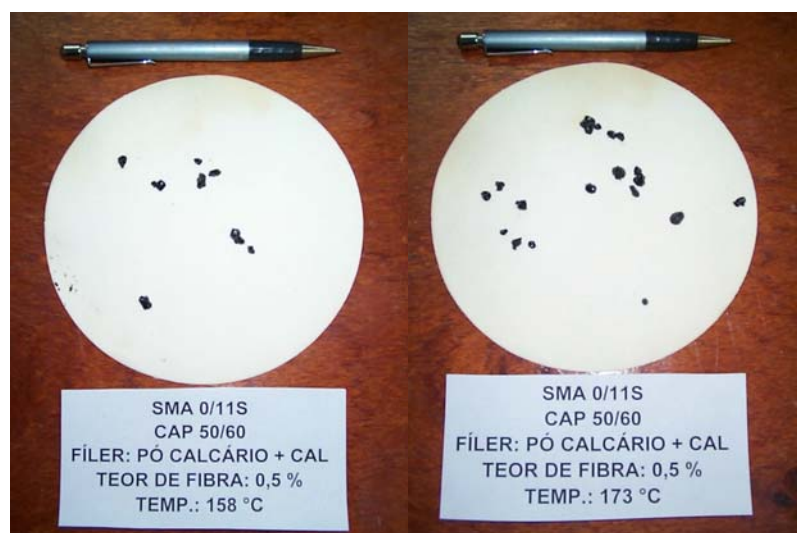


Figura 3.8: Resultado do Ensaio de Escorrimento para mistura 1A com 0,5% de fibra para as duas temperaturas de ensaio, a 158°C e 173°C, escorrimento médio de 0,06% e 0,08% respectivamente.



Figura 3.9: Resultado do Ensaio de Escorrimento para mistura 1B sem fibra para as duas temperaturas de ensaio, a 169,5°C e 184,5°C, escorrimento médio de 0,97% e 1,76% respectivamente.



Figura 3.10: Resultado do Ensaio de Escorrimento para mistura 1B com 0,3% de fibra para as duas temperaturas de ensaio, a 169,5°C e 184,5°C, escorrimento médio de 0,10% e 0,14% respectivamente.



Figura 3.11: Resultado do Ensaio de Escorrimento para mistura 1B com 0,5% de fibra para as duas temperaturas de ensaio, a 169,5°C e 184,5°C, escorrimento médio de 0,06% e 0,05% respectivamente.

3.3.2 Determinação da Resistência da Mistura Asfáltica Compactada ao Dano por Umidade Induzida – AASHTO T 283/89

Através deste método é possível avaliar a propriedade da adesividade em misturas asfálticas, considerando o efeito deletério da água em corpos de prova Marshall, com volume de vazios entre 6% e 8%. Esta análise é feita com a obtenção da relação entre a resistência à tração média de 3 corpos de prova submetidos previamente a condicionamentos e a resistência à tração média de 3 corpos de prova sem condicionamento. O valor desta relação pode ser utilizado para prever o desempenho de misturas asfálticas face a adesividade ligante/agregado e avaliar o benefício da adição de aditivos líquidos e/ou pulverulentos melhoradores de adesividade à mistura. Essa relação entre a resistência à tração com condicionamento e sem condicionamento é chamada de Resistência à Tração Retida ou Razão de Resistência à Tração por compressão diametral (RRT).

O condicionamento dos corpos de provas se dá em três estágios: saturação, congelamento e aquecimento de água. A saturação é feita com o uso de vácuo (254mmHg – 660mmHg) até que o corpo de prova chegue a um grau de saturação entre 55% e 80%. O congelamento ocorre em seguida, colocando os corpos de prova em um “freezer” a uma temperatura de $-18^{\circ}\pm 3^{\circ}\text{C}$ por no mínimo 16 horas. Passado

esse período, os corpos de prova são colocados em um banho de água destilada a $60^{\circ}\pm 1^{\circ}\text{C}$ por 24 ± 1 hora.

Com relação ao período de desempenho da mistura asfáltica em campo, o método AASHTO T 283/89 usa o mesmo tipo de processo de condicionamento de alta severidade (saturação, congelamento e aquecimento em água) utilizado no Lottman Test (NCHRP 246/82), que tem um período estimado de 4 a 12 anos de previsão de análise do efeito da adesividade nas propriedades mecânicas da mistura asfáltica. Por esta razão, segundo MOURA (2001) muitos autores associam a mesma correlação usada no Lottman Test (NCHRP 246/82) de desempenho de misturas asfálticas em campo para esse método.

Segundo MOURA (2001) o condicionamento não simula condições climáticas ocorridas em campo. Este procedimento serve exclusivamente para submeter as misturas asfálticas em condições extremas de solicitação para evidenciar e separar as misturas asfálticas mais resistentes à ação deletéria da água de outras. Os limites atribuídos para aceitabilidade por pesquisadores estrangeiros foram obtidos por correlações empíricas com o desempenho de campo, em diversas rodovias.

Foram realizados ensaios em misturas asfálticas com 0,3% de fibra de celulose (VIATOP 66), e com os dois tipos de ligantes asfálticos, um convencional CAP 50/60 e outro asfalto modificado por polímero (6,5% SBS). O fíler utilizado foi o pó calcário + 1,5% de cal hidratada (CH-I) para ambos. O teor de ligante, também utilizado para ambas as misturas, foi de 6,5%. Foi adotado um procedimento de mistura para que a perda de temperatura da massa asfáltica fosse constante; adotou-se 1 minuto para mistura dos agregados e fibra, e mais 1 minuto e meio para homogeneização da fibra na massa asfáltica, e logo em seguida houve a colocação da mistura espalhada em uma bandeja padronizada, para que a mesma chegasse a temperatura ambiente (por $2\pm 0,5$ horas), como preconiza o método. A seguir a mistura é colocada em estufa a 60°C por 16 horas de cura. Após a cura, a mistura vai a 135°C por duas horas antes da compactação.

O número de golpes encontrado para que o corpo de prova tivesse ao final da compactação de 6% a 8% de volume de vazios foi de 13 golpes por face, tanto para mistura 1A quanto para 1B.

A mistura 1A apresentou resultado (média de 3 corpos de prova) de resistência a tração de 0,37 e 0,43MPa para corpos de prova com condicionamento e sem condicionamento, respectivamente; obtendo assim uma Resistência à Tração Retida (RRT) de 0,87 (87%), ou seja, uma perda de resistência de 13%. A mistura 1B apresentou resultado (média de 3 corpos de prova) de resistência a tração de 0,44 e 0,49MPa para corpos de prova com condicionamento e sem condicionamento, respectivamente; obtendo assim uma Resistência à Tração Retida (RRT) de 0,88 (88%), ou seja, uma perda de resistência de 12%. Segundo NAPA (2002) a RRT para misturas asfálticas SMA deve ser de no mínimo 0,70.

É possível visualizar nas Figuras 3.12 a 3.15, como ficou a superfície interior dos corpos de prova após o ensaio de resistência à tração por compressão diametral em ambas as misturas e condições de condicionamento. Nota-se que em ambas misturas com condicionamento apareceram pontos de “stripping” (quebra da ligação entre a superfície do agregado e o ligante asfáltico), que está relacionado ao problema de adesividade associados às tensões de tração, situação que na condição sem condicionamento também acontece, mas em escala muito menor.



Figura 3.12: Observação da superfície interior dos corpos de prova da mistura asfáltica 1A submetidos ao ensaio de resistência a tração por compressão diametral com condicionamento.



Figura 3.13: Observação da superfície interior dos corpos de prova da mistura asfáltica 1A submetidos ao ensaio de resistência a tração por compressão diametral sem condicionamento.



Figura 3.14: Observação da superfície interior dos corpos de prova da mistura asfáltica 1B submetidos ao ensaio de resistência a tração por compressão diametral com condicionamento.



Figura 3.15: Observação da superfície interior dos corpos de prova da mistura asfáltica 1B submetidos ao ensaio de resistência a tração por compressão diametral sem condicionamento

Cabe ressaltar que no município do Rio de Janeiro não se usa dope ou qualquer melhorador de adesividade nas obras corrente não se tendo relato de insucessos por falta de adesividade. No município as rochas predominantes são granito e gnaiss.

3.3.3 Determinação da Densidade Máxima Medida de Misturas Asfálticas (Método Rice) – ASTM D 2041/00

O método Rice permite determinar a massa específica máxima medida e a densidade da mistura asfáltica não compactada a 25°C (G_{mm}). São propriedades fundamentais cujos valores são influenciados pela composição da mistura em termos de tipo e quantidade de materiais agregados e betuminosos. A massa específica máxima é usada no cálculo dos vazios de ar na mistura asfáltica compactada; no cálculo da quantidade de ligante absorvido pelo agregado; e para dar valores de projeto para compactação das misturas asfálticas.

O ensaio se resume em colocar uma amostra de mistura asfáltica, quantidade esta que depende do tamanho nominal máximo do agregado, em condição fofa em um recipiente tarado. É acrescentado água suficiente, a uma temperatura de cerca de 25°C, para submergir a amostra completamente. Em seguida é aplicado gradualmente vácuo para reduzir a pressão residual dentro do recipiente para 30mmHg ou menos que será mantido por 15±2 minutos sob agitação mecânica. Ao fim deste tempo, o vácuo é gradualmente solto. O volume da amostra da mistura asfáltica é obtido completando o nível do recipiente com água e pesando ao ar. Tanto a temperatura e a massa são anotadas. Destas medições de massa e volume, é calculada a massa específica ou densidade real da mistura a 25°C.

Foram realizados ensaios em misturas asfálticas com 0,3% de fibra de celulose (VIATOP 66), e com dois tipos de ligantes asfálticos, sendo um convencional CAP 50/60 e outro asfalto modificado por polímero (6,5% SBS). Os 3 tipos de fíleres utilizados foram o pó calcário + 1,5% de cal hidratada (CH-I), cimento Portland e pó de pedra passante na peneira de malha 0,075mm. O teor de ligante usado em todas as misturas foi de 6,5%. Para cada mistura foram feitos ensaios com duas repetições. Foi adotado um procedimento de mistura para que a perda de temperatura da massa asfáltica fosse constante; adotou-se 1 minuto para mistura dos agregados e fibra, e mais 1 minuto e meio para homogeneização da fibra na massa asfáltica, e logo em seguida houve a colocação da mistura asfáltica em estufa para envelhecimento por duas horas à temperatura de compactação.

Segundo ASTM D 2041-00, a precisão do ensaio mostra que para ser aceita a média de dois resultados feitos em amostras conduzidas adequadamente, é necessário que a diferença entre as duas determinações não ultrapasse a faixa aceitável de 0,023, isso vale para precisão de operador único. São mostrados na Tabela 3.10 os resultados do Ensaio de Densidade Máxima Medida de Misturas Asfálticas (Método Rice) – ASTM D 2041-00, média de duas determinações que atenderam o requisito anterior.

Foi observado que a pressão negativa (vácuo) é um fator preponderante para a obtenção de valores coerentes de G_{mm} . A pressão negativa (vácuo) usada no ensaio foi a diferença entre 760mmHg (1atm) e a pressão residual de 27,5±2,5mmHg, dando algo em torno de 730mmHg de vácuo.

Tabela 3.10: Resultados do Ensaio de Densidade Máxima Medida de Misturas Asfálticas (Método Rice) – ASTM D 2041-00.

Mistura	Valores Médios da
	Densidade Máxima Medida - G_{mm}
1A	2,501
1B	2,511
2A	2,520
2B	2,527
3A	2,500
3B	2,506

Foi também verificado se o tempo de permanência do vácuo de 15 ± 2 minutos era suficiente para que as bolhas aparente de ar durante o ensaio se soltassem da mistura (ver Figura 3.16). Foram ensaiados então três tempos de permanência do vácuo: 17 minutos, 20 minutos e 30 minutos. A mistura asfáltica usada para o tempo de permanência do vácuo de 17 minutos, foi reutilizada para 20 e 30 minutos. Portanto para os três tempos mencionados foi utilizada a mesma mistura. Percebeu-se que o tempo de permanência do vácuo não influenciou significativamente na densidade da mistura. Vale lembrar que essa verificação só foi feita nas misturas 1A e 1B.



Figura 3.16: Detalhe da eliminação das bolhas de ar por pressão de vácuo.

3.3.4 Características Físicas dos corpos de prova

São mostrados nas Tabelas 3.11 e 3.12 dados sobre as características físicas dos corpos de prova, com base na densidade aparente média para cada conjunto de mistura. As mudanças observadas nos dados das tabelas mencionadas acontecem pela diferença de como se obteve o valor da densidade aparente e da densidade teórica em cada caso.

A densidade aparente da mistura mostrada na Tabela 3.11 foi obtida usando a norma do DNER ME 117/94, relação de peso seco e peso submerso do corpo de prova. A densidade teórica (DMT) foi conseguida através da média ponderada das densidades individuais de cada componente da mistura, prática mais comum.

A densidade aparente da mistura mostrada na Tabela 3.12 foi obtida usando a norma ASTM D 2726/00, relação de peso seco, peso úmido e peso submerso do corpo de prova. A densidade máxima medida, DMM (G_{mm}), foi obtida pela norma ASTM D 2041/00, (Ensaio de Densidade Máxima Medida de Misturas Asfálticas - Método Rice), descrito no item 3.3.3 do capítulo 3.

Observa-se na Tabela 3.11 que o tipo de ligante não influencia na densidade aparente dos corpos de prova, coisa que não é vista na Tabela 3.12, onde os valores da densidade aparente dos corpos de prova com ligante convencional CAP 50/60 são maiores que os moldados com AMP. Acontece o inverso com os valores de densidade teórica e máxima medida (DMM), sendo as maiores densidades observadas nas misturas com AMP.

Tabela 3.11: Características físicas dos corpos de prova da misturas asfálticas SMA estudadas – Método DNER.

Mistura	Tipo de Ligante	Tipo de Filer	Dens. Apar. (média)	Dens. Teórica (DMT)	% Vazios (%V)	VCB (%)	VAM (%)	RBV (%)
1A	CAP 50/60	Pó Calcário + 1,5 Cal	2,44	2,511	2,8%	15,7	18,5	84,7
1B	AMP (6,5% SBS)	Pó Calcário + 1,5 Cal	2,44	2,519	3,1%	15,4	18,5	83,0
2A	CAP 50/60	Cimento Portland	2,44	2,528	3,5%	15,7	19,1	81,9
2B	AMP (6,5% SBS)	Cimento Portland	2,44	2,536	3,8%	15,4	19,1	80,3
3A	CAP 50/60	Pó de Pedra	2,45	2,515	2,6%	15,7	18,3	85,9
3B	AMP (6,5% SBS)	Pó de Pedra	2,45	2,523	2,9%	15,4	18,3	84,2

Tabela 3.12: Características físicas dos corpos de prova da misturas asfálticas SMA estudadas – Método Rice.

Mistura	Tipo de Ligante	Tipo de Fíler	Dens. Apar. (média)	DMM (G _{mm})	% Vazios (%V)	VCB (%)	VAM (%)	RBV (%)
1A	CAP 50/60	Pó Calcário + 1,5 Cal	2,438	2,501	2,5%	15,7	18,2	86,1
1B	AMP (6,5% SBS)	Pó Calcário + 1,5 Cal	2,426	2,511	3,4%	15,3	18,7	81,9
2A	CAP 50/60	Cimento Portland	2,434	2,520	3,4%	15,6	19,0	82,1
2B	AMP (6,5% SBS)	Cimento Portland	2,425	2,527	4,0%	15,3	19,3	79,1
3A	CAP 50/60	Pó de Pedra	2,441	2,500	2,4%	15,7	18,0	86,9
3B	AMP (6,5% SBS)	Pó de Pedra	2,437	2,506	2,8%	15,3	18,1	84,8

Segundo a norma alemã ZTV Asphalt – StB 01 (2001), o índice de vazios para a faixa granulométrica 0/11S estudada, deve ficar em torno de 3 a 4%. NAPA (2002) recomenda para o projeto da mistura asfáltica SMA índice de vazios de 4,0% para regiões de clima quente, e entre 3,5 a 4,0% em regiões de clima frio. Percebe-se nas Tabelas 3.11 e 3.12 que esse valor não foi conseguido, havendo variação dos mesmos entre as misturas estudadas. Ainda sobre NAPA (2002), as recomendações chamam atenção também para o teor de ligante mínimo de 6,0%, e VAM superior a 17%, valores atendidos.

3.3.5 Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral

Foram moldados e ensaiados à RT três corpos de prova cilíndricos, com aproximadamente 10,16cm de diâmetro e 6,35cm de altura, para cada tipo de mistura estudada (1A, 1B, 2A, 2B, 3A e 3B) já apresentadas anteriormente na Tabela 3.6. A compactação dos corpos de prova foi realizada com compactador mecânico tipo Marshall, a 50 golpes por face. As temperaturas de mistura e compactação dos corpos de prova variam de acordo com o tipo do ligante usado (ver Tabela 3.5). É apresentado no estudo as médias de cada conjunto cujos valores tiveram variações inferiores a 10% em relação a sua média.

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral foi realizado a 25°C e seguindo os procedimentos de ensaio descritos no item 2.8.1 do capítulo 2. A Tabela 3.13 mostra os resultados médios obtidos de resistência à tração por compressão diametral nas misturas asfálticas SMA.

Tabela 3.13: Resultados médios obtidos de resistência à tração por compressão diametral (RT) a 25°C nas misturas asfálticas SMA.

Mistura	RT a 25°C (MPa)	RT médio (MPa)
1A	0,70	0,76
	0,79	
	0,81	
1B	0,67	0,68
	0,68	
	0,70	
2A	0,69	0,64
	0,62	
	0,61	
2B	0,64	0,67
	0,73	
	0,65	
3A	0,81	0,79
	0,80	
	0,77	
3B	0,93	0,90
	0,81	
	0,94	

É apresentado na Figura 3.17 os resultados médios obtidos quanto à resistência à tração por compressão diametral, descritos na Tabela 3.13.

Observa-se na Figura 3.17 que entre as misturas asfálticas estudadas que utilizaram ligante convencional CAP 50/60 (1A, 2A, 3A), a que obteve maior valor de RT foi a 3A que utilizou como filer o pó de pedra peneirado, alcançando 0,79MPa, seguida de perto pela mistura 1A. Para as misturas (1B, 2B, 3B) que usaram o AMP (6,5% SBS), a tendência se repete, a que obteve maior valor de RT dentre as seis misturas estudadas foi a mistura 3B, alcançando 0,90MPa, seguida pela mistura 1B.

Na Figura 3.17 são mostrados também os resultados comparativos entre misturas asfálticas com mesmo filer, variando o ligante utilizado, percebendo-se comportamentos distintos. A mistura 1A com CAP 50/60 apresentou valores de RT superiores a mistura com ligante AMP (6,5% SBS), e que não se repetiu para as outras misturas em estudo (2A 2B e 3A 3B). Já quando o filer usado foi o cimento Portland, o resultado da RT não houve um ganho significativo entre as misturas 2A e 2B, e foram os menores, alcançando respectivamente 0,64MPa e 0,67MPa. Para as misturas asfálticas que usaram pó de pedra peneirado os resultados de RT foram os

maiores dentre todas as misturas, evidenciando o ganho de resistência que se atribui em parte ao ligante AMP (6,5% SBS); a mistura 3A obteve 0,79MPa contra 0,90MPa da mistura 3B.

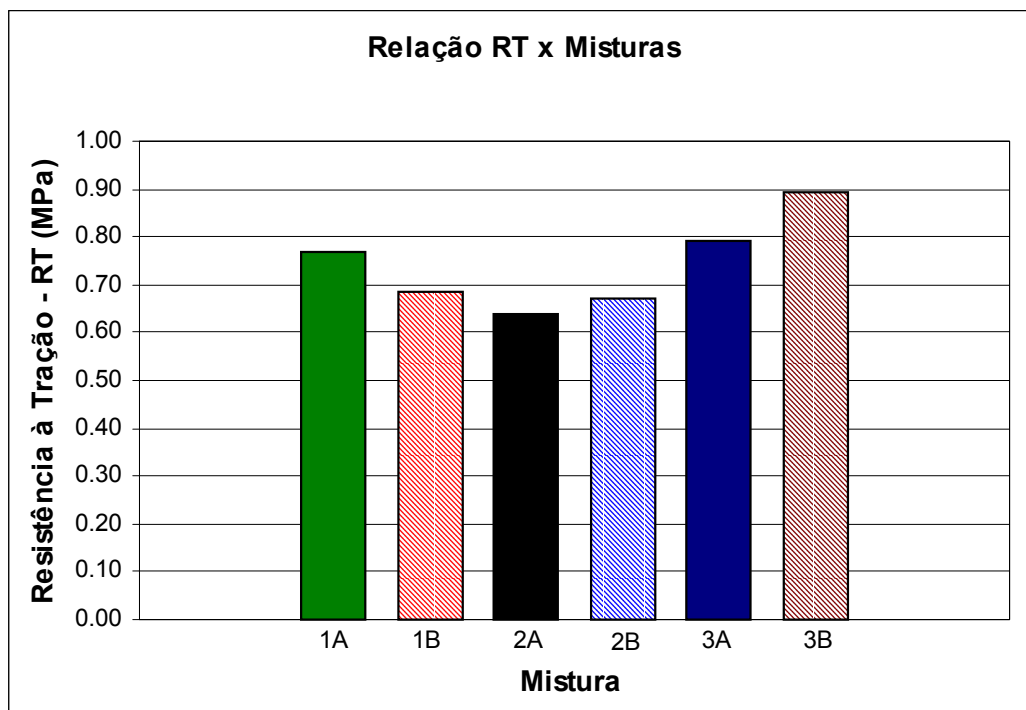


Figura 3.17: Resistência à tração por compressão diametral a 25°C nos corpos de prova das misturas asfálticas SMA estudadas.

REIS (2002) mostra resultados de RT e módulo de resiliência feitos a 25°C, obtidos usando a faixa granulométrica D-8 da comunidade europeia para SMA e três ligantes diferentes, CAP 20, AMP-1 (3 a 4% SBS) e AMP-2 (5 a 6% SBS), utilizando fíler mineral (cal hidratada), com teor de ligante de 6,0%, com 0,3% de fibra de vidro, e índice de vazios de 4,0% para todas as misturas. Para a mistura com AMP-2, foi obtido valor de RT de 1,37MPa aproximadamente, seguida pela mistura com CAP 20 com aproximadamente 1,3MPa. Já para os valores de módulo de resiliência a mistura com CAP 20 foi a que obteve maior resultado conseguindo 3800MPa, seguida pela mistura com AMP-1 com aproximadamente 3600MPa. Cabe ressaltar que no trabalho de REIS (2002) foi usado agregado de natureza gnáissica e a mistura asfáltica não sofreu processo de envelhecimento a curto prazo por duas horas à temperatura de compactação.

3.3.6 Determinação do Módulo de Resiliência

Para obtenção do Módulo de resiliência foram moldados e ensaiados no mínimo dois e no máximo quatro corpos de prova cilíndricos, com aproximadamente 10,16cm de diâmetro e 6,35cm de altura, para cada tipo de mistura estudada (1A, 1B, 2A, 2B, 3A e 3B) já apresentada anteriormente na Tabela 3.6. A compactação dos corpos de prova foi realizada com compactador mecânico tipo Marshall, a 50 golpes por face. As temperaturas de mistura e compactação dos corpos de prova variam de acordo com o tipo do ligante usado (ver Tabela 3.5). É apresentado na Tabela 3.14 as médias de cada conjunto, a três temperaturas diferentes (15, 25 e 35°C), seguindo os procedimentos de ensaio descritos no item 2.8.2 do capítulo 2, cujos valores tiveram variações inferiores a 13, 11 e 52% de sua média respectivamente. Acima de 40°C, o ensaio de módulo de resiliência a compressão diametral perde o sentido por preponderarem as deformações plásticas ou permanentes. Cabe ressaltar que foi usado o mesmo coeficiente de Poisson ($\mu = 0,30$) no cálculo do módulo de resiliência, para todas as temperaturas de ensaio.

É observado na Tabela 3.14 que para as misturas 3A e 3B não foi possível conseguir a temperatura mínima de 15°C. A menor temperatura alcançada para essas duas misturas foi de 19°C. A Tabela 3.14 mostra as equações do módulo de resiliência (MPa) em função da temperatura, bem como seus coeficientes, a e b. As equações do módulo de resiliência estão dispostas na Tabela 3.15 em escala aritmética e semilogarítmica, sendo observado que para esta última se conseguiu melhor parâmetro estatístico R^2 , sendo então estas representadas graficamente nas Figuras 3.18 a 3.23.

É possível visualizar a influência da temperatura no módulo de resiliência nas misturas asfálticas SMA através das Figuras 3.18 a 3.23, obtidas a partir do resultado das Tabelas 3.14 e 3.15.

Tabela 3.14: Valores médios dos módulos de resiliência das misturas asfálticas estudadas com suas respectivas temperaturas de ensaio.

Mistura	MR (MPa)	T (C°)	Mistura	MR (MPa)	T (C°)	Mistura	MR (MPa)	T (C°)		
1A	5668	15	2A	5226	14	3A	4081	19		
	4830	15		5374	14		4259	19		
	2069	25		5859	14		2199	25		
	2138	25		2201	25		2061	25		
	2483	25		2110	25		2380	25		
	1182	35		2269	25		2241	25		
	1594	35		1155	35		1339	35		
1B	6496	14	2B	869	35	3B	1234	35		
	6585	14		1387	35		1070	35		
	5358	14		4640	15		1089	35		
	2705	25		4801	15		4427	19		
	2337	25		4722	15		4106	19		
	2411	25		2125	25		2007	25		
	1242	35		2192	25		1941	25		
	1458	35		1968	25		1955	25		
1403	35	1180	35	2233	25					
-	-	-	858	35	1265	35	-	-	-	
-	-	-	2092	35	835	35	-	-	-	
-	-	-	-	-	-	1048	35	-	-	-

Tabela 3.15: Equações do módulo de resiliência das misturas asfáltica SMA estudadas.

Mistura	MR = ax + b			MR = a $\left(\frac{1}{e^{bx}} \right)$		
	a	b	R ²	a	b	R ²
1A	-193,05	7678,3	0,85	13175	0,0669	0,93
1B	-229,31	8989,0	0,90	16075	0,0716	0,98
2A	-208,64	8085,4	0,92	15442	0,0759	0,96
2B	-167,22	6911,3	0,86	11871	0,0651	0,84
3A	-163,08	6728,9	0,87	15504	0,0745	0,96
3B	-176,64	6971,2	0,82	18226	0,0835	0,92

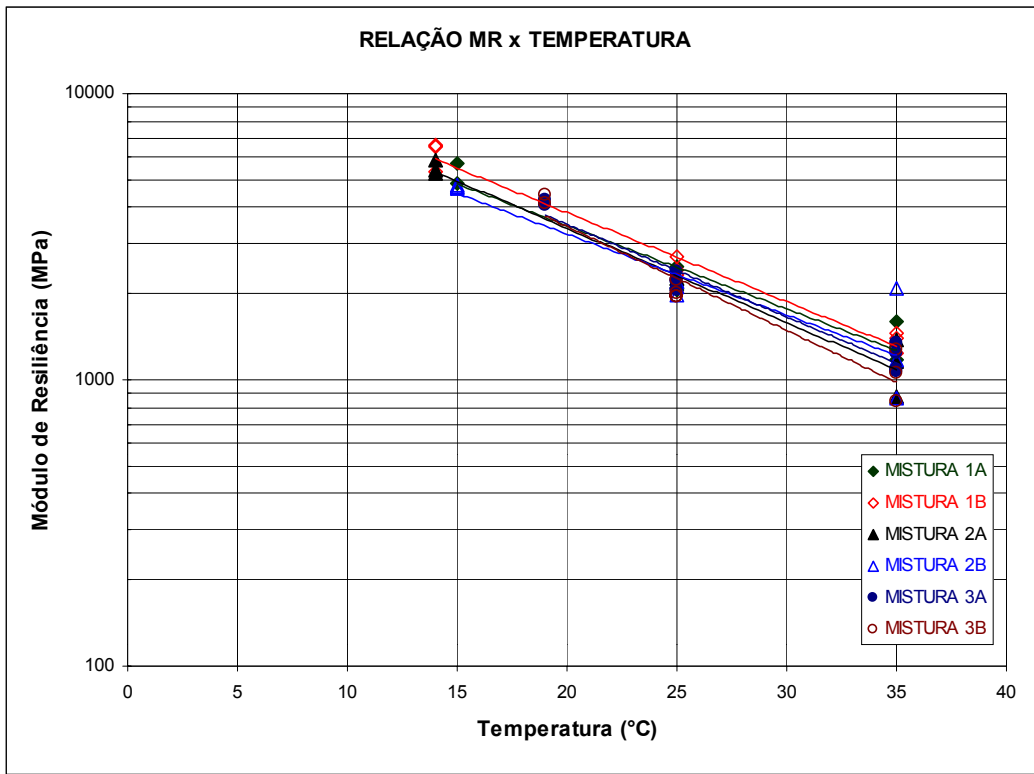


Figura 3.18: Relação MR versus Temperatura para as misturas asfálticas SMA estudadas.

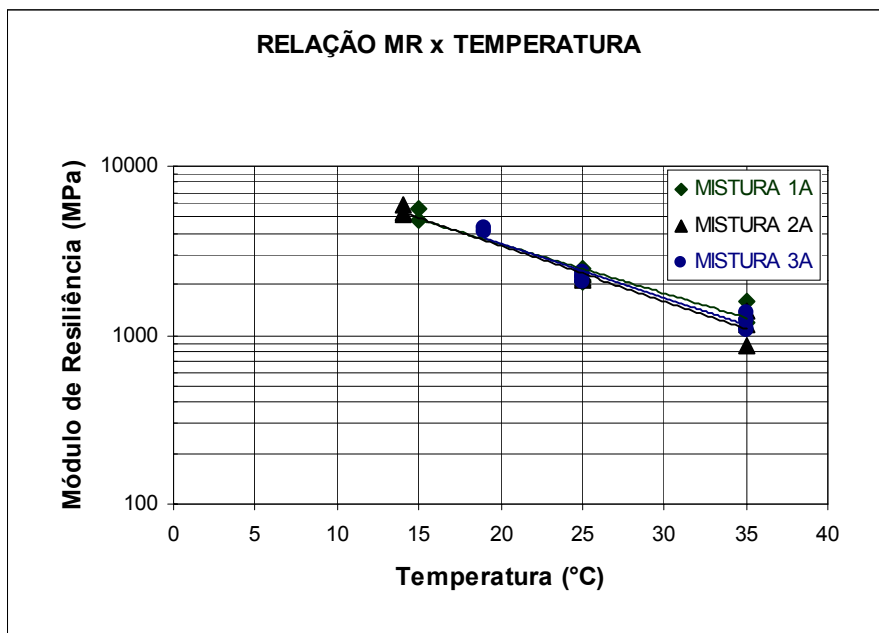


Figura 3.19: Relação MR versus Temperatura para as misturas asfálticas SMA que usam ligante convencional CAP 50/60.

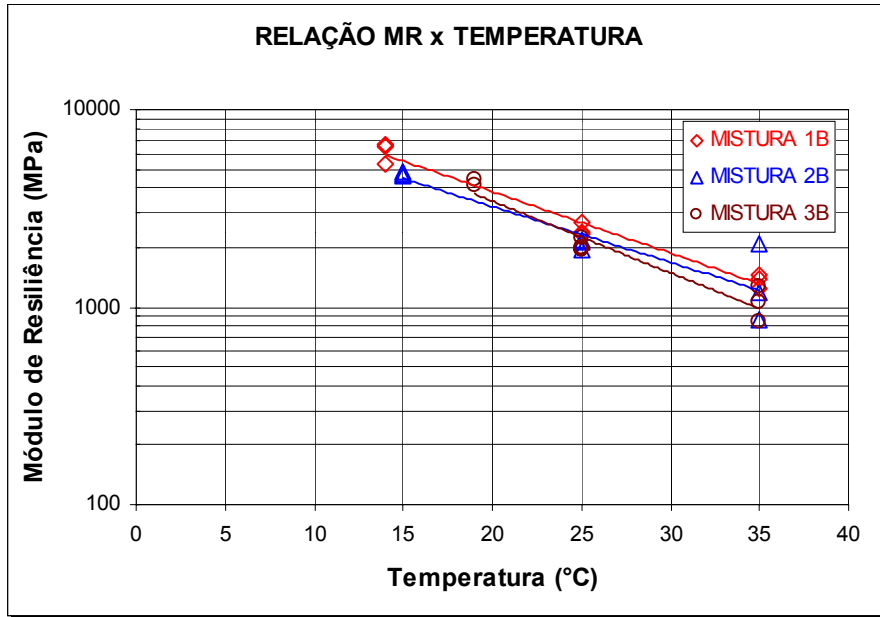


Figura 3.20: Relação MR versus Temperatura para as misturas asfálticas SMA que usaram Asfalto Modificado por Polímero AMP (6,5% SBS).

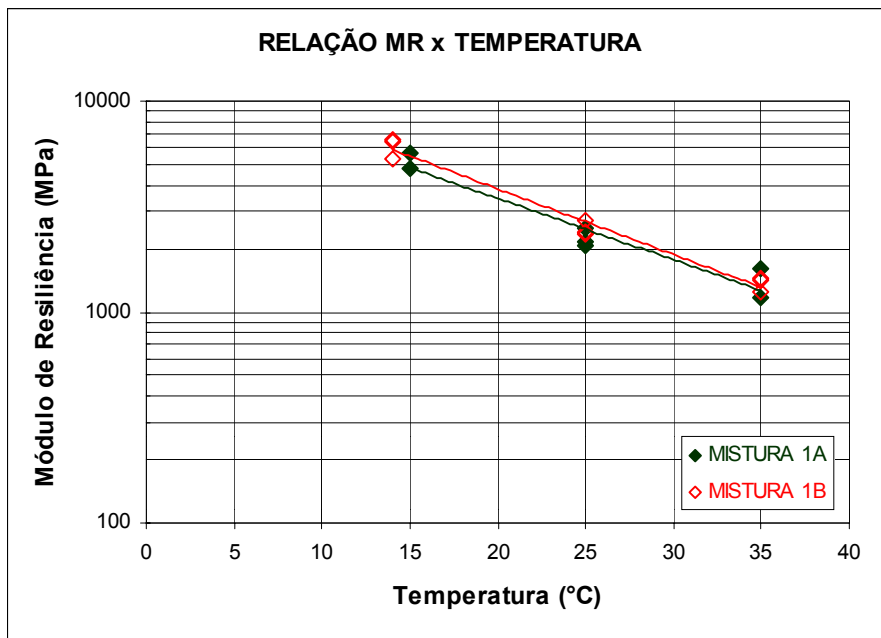


Figura 3.21: Relação MR versus Temperatura para as misturas asfálticas SMA que usaram como filer pó calcário + 1,5% de cal hidratada (A – CAP 50/60 e B – AMP).

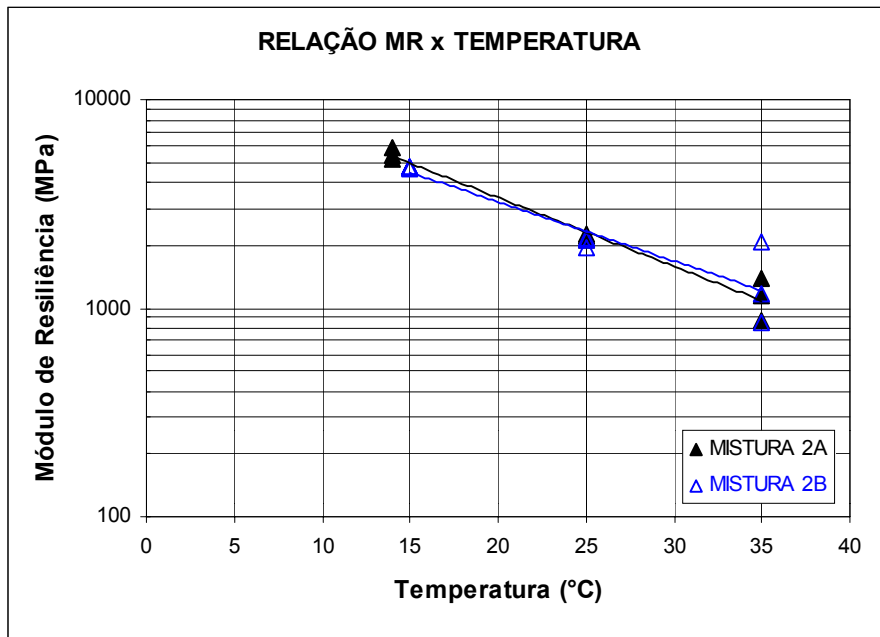


Figura 3.22: Relação MR versus Temperatura para as misturas asfálticas SMA que usam como filer cimento Portland (A – CAP 50/60 e B – AMP).

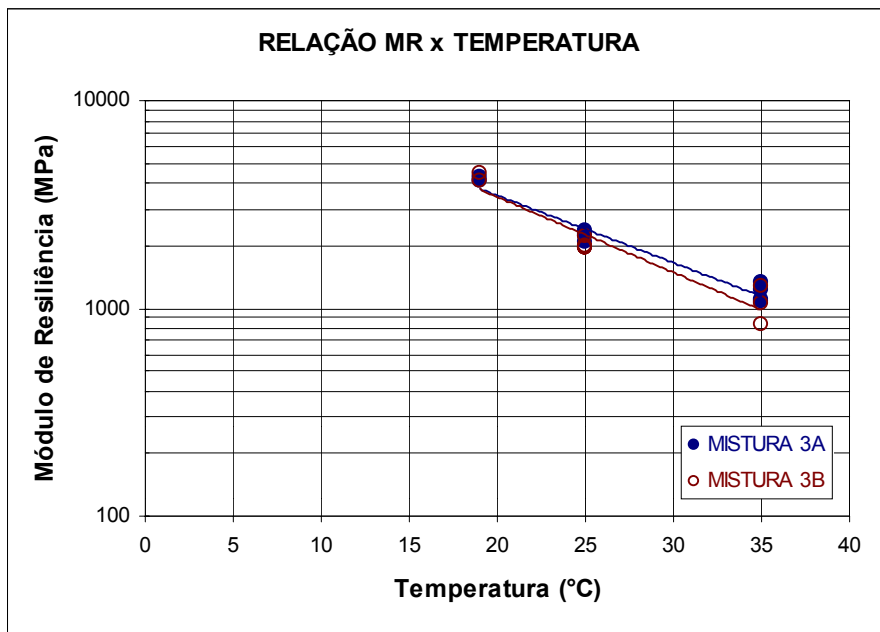


Figura 3.23: Relação MR versus Temperatura para as misturas asfálticas SMA que usam como filer pó de pedra peneirado (A – CAP 50/60 e B – AMP).

Afirmar que, quanto maior o valor de módulo de resiliência, melhor o desempenho da mistura asfáltica pode não ser verdadeiro. As misturas asfálticas devem possuir flexibilidade suficiente para suportar as solicitações do tráfego e boa resistência a tração para evitar rupturas precoces (REIS, 2002).

Para as seis misturas asfálticas estudadas, a mistura 1B foi a que obteve maior módulo de resiliência, algo em torno de 2500MPa a 25°C. De modo geral, para temperaturas baixas, em torno de 15°C, as misturas ficaram com valores bem próximos, não havendo tanta variação do módulo; na temperatura de 35°C a variação foi maior em comparação a situação anterior.

Na Figura 3.19 pode-se avaliar o efeito dos fíleres usados na mistura asfáltica estudada, com o mesmo ligante convencional CAP 50/60 (1A, 2A, 3A), e percebe-se que para esse caso, o fíler não influenciou o valor do módulo em função da temperatura; algo que ocorre de maneira discreta quando o ligante é o AMP (6,5% SBS), Figura 3.20, sendo a mistura 2B a mais influenciada pela temperatura.

Ao se analisar o efeito da temperatura comparando misturas asfálticas com mesmo fíler, variando o ligante utilizado, percebe-se comportamentos distintos. A Figura 3.21 mostra que o pó calcário + 1,5% cal hidratada com o ligante AMP (6,5% SBS) apresentou valores de módulo de resiliência maiores com relação a mistura com ligante convencional CAP 50/60 (1A). O comportamento apresentado na Figura 3.22, onde o fíler usado é o cimento Portland, é singular; observa-se que o ponto de inflexão da reta se dá exatamente à 25°C, sendo que a temperaturas inferiores a esta o comportamento da mistura 2A gera módulos mais altos, e a temperaturas superiores a 25°C a mistura 2B gera módulos superiores, mostrando mais claramente o efeito da adição de polímero no ligante. É possível observar na Figura 3.23 o comportamento da mistura com pó de pedra peneirado; a mistura 3A apresenta módulos levemente superiores à mistura 3B, com as retas convergindo em 15°C.

3.3.7 Determinação da Deformação Permanente pelo Ensaio de Compressão Axial Dinâmico (“Creep” Dinâmico)

Para os ensaios de compressão axial dinâmico foram moldados e ensaiados três corpos de prova cilíndricos, com aproximadamente 10,16cm de diâmetro e 6,35cm de altura, para cada tipo de mistura estudada (1A, 1B, 2A, 2B, 3A e 3B) já apresentada anteriormente na Tabela 3.6. A compactação dos corpos de prova foi realizada com compactador mecânico tipo Marshall, a 50 golpes por face. As temperaturas de mistura e compactação dos corpos de prova variam de acordo com o tipo do ligante usado (ver Tabela 3.5). Os corpos de prova foram levados para câmara de ensaio por no mínimo 2 horas para que o mesmo chegasse à temperatura de ensaio.

O ensaio de compressão axial dinâmico consiste na aplicação de cargas de compressão axial transientes a corpos de prova cilíndricos por 1 hora (3600 ciclos de carregamento), com 0,1 segundo de carregamento e 0,9 segundo de descarregamento. Depois dos 3600 ciclos de carregamento, o carregamento é removido, a recuperação elástica é medida por 15 minutos. A deformação observada no fim deste período é considerada a deformação permanente. A temperatura de ensaio foi de 40°C, e a leitura da deformação permanente acumulada ou absoluta, seguiram os procedimentos de ensaio descritos no item 2.8.3 do capítulo 2. Nos ensaios aqui apresentados foi utilizado um carregamento, correspondente à tensão axial (σ_{axial}), de 0,1MPa (1kgf/cm²) conforme utilizado por SÁ (1996).

Os ensaios de compressão axial são simples de serem realizados, a dificuldade encontrada está na preparação das faces de contato do corpo de prova onde atuará o carregamento axial. Segundo VIANNA *et al.* (2003) os processos até então utilizados para a eliminação das irregularidades destas faces, desde polimentos até capeamentos, não dão garantias de que as deformações registradas sejam, efetivamente, as ocorridas no corpo de prova.

A deformação permanente indica a possibilidade de afundamento de trilha de rodas na mistura asfáltica. A obtenção da deformação permanente no ensaio foi lida em dois pontos diferentes: no topo, onde é feito atualmente, e no centro do corpo de prova, metodologia que está sendo proposta por VIANNA *et al.* (2003), sendo uma alternativa para a obtenção das deformações, onde as irregularidades das faces não produzem efeitos nas determinações ficando a preocupação somente na distribuição do carregamento.

A Figura 3.24 mostra os dois sistemas de determinação da leitura dos deslocamentos com mais detalhes, a tradicional (atual) onde os LVDT's são colocados no topo da placa de carregamento ("top cap"), e a proposta por VIANNA *et al.* (2003) que corresponde a fixar os LVDT's através de braçadeiras numa certa altura do corpo de prova.

Nas misturas 1A e 2A foi analisada a recuperação elástica da deformação permanente. Após os 3600 ciclos de carregamento (1h), a carga foi removida e a deformação medida durante 15 minutos, onde a deformação observada ao final deste período foi registrada como deformação permanente.

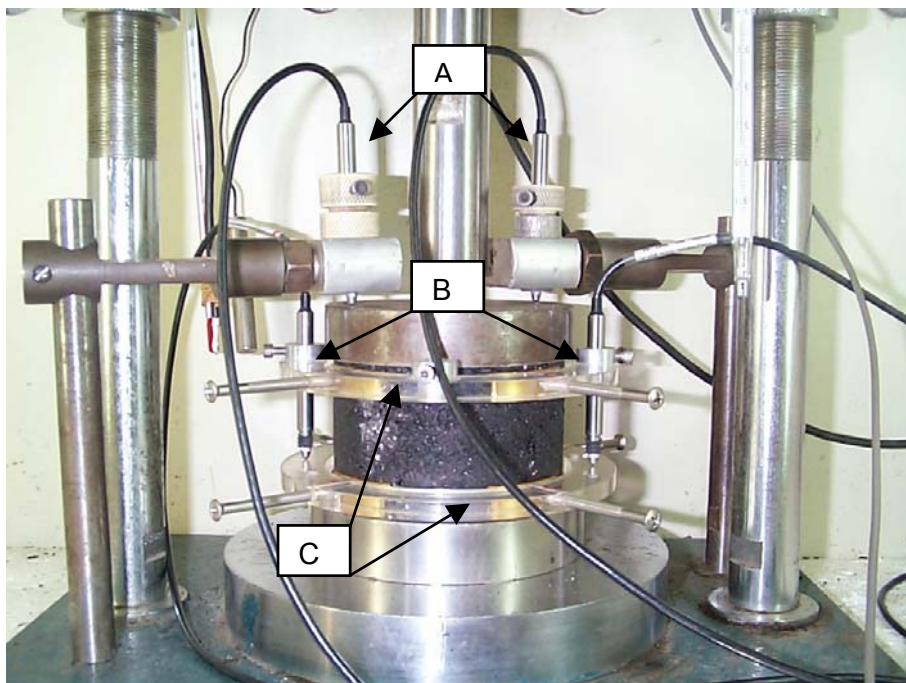


Figura 3.24: Tipos de determinação do deslocamento permanente feitas simultaneamente nos corpos de prova das misturas asfálticas SMA estudadas. A) Medição atual, feita no topo do corpo de prova. B) Medição proposta, feita no centro do corpo de prova. C) Alças de sustentação.

Pode-se observar na Figura 3.24A que na medição atual os LVDT's são colocados diametralmente opostos em contato com a placa de carregamento ("top cap") por meio de dispositivos articulados fixados à base do pórtico. Os registros são obtidos pela média aritmética dos valores provenientes do deslocamento da placa de carregamento.

A Figura 3.24B e C mostra que na medição proposta foram introduzidas duas alças de sustentação feitas em material acrílico, fixadas ao longo do corpo de prova e próximas às faces de contato com a base e cabeçote de carga, sendo os LVDT's fixados na alça superior diametralmente opostos e regulados de tal forma a tocarem na alça inferior, onde os registros obtidos são provenientes dos deslocamentos entre as alças, sendo a distância entre as alças de aproximadamente 46,5mm. Os registros são obtidos pela média aritmética dos valores provenientes do deslocamento entre as alças.

Segundo VIANNA *et al.* (2003) dada a grande dificuldade que existe para a regularização das faces dos corpos de prova é de se suspeitar que nos valores provenientes do deslocamento da placa de carregamento estão embutidos valores, muito difíceis de serem quantificados, causados pelas irregularidades dos contatos entre a base de apoio e esta placa.

As deformações provenientes do deslocamento da placa de carregamento, medição atual, são relativas a altura do corpo de prova. Por outro lado, as deformações provenientes do deslocamento no centro do corpo de prova, medição proposta, são relativas à distância entre as alças (aproximadamente 46,5mm), e as irregularidades das superfícies de contato, neste caso, influenciam somente a distribuição do carregamento.

VIANNA *et al.* (2003) comprova a influência desta nova forma de medição dos deslocamentos nos ensaios de compressão axial estático e dinâmico, realizados em corpos de prova constituídos de três materiais com propriedades mecânicas diferentes, onde foram usados corpos de provas de latão, de polietileno e de CBUQ.

Os resultados dos ensaios de compressão axial dinâmico realizados nas duas condições de medição são mostrados das Figuras 3.25 a 3.30. As curvas mostram como a deformação permanente específica aumenta com o aumento do número de aplicações do carregamento. Observa-se que o corpo de prova deforma muito mais rapidamente durante as primeiras mil aplicações de carregamento dinâmico do que no restante do ensaio. A razão da deformação não recuperável por ciclo de carregamento vai diminuindo e tende a se tornar linear, sendo mais perceptível a partir da milésima aplicação de carga.

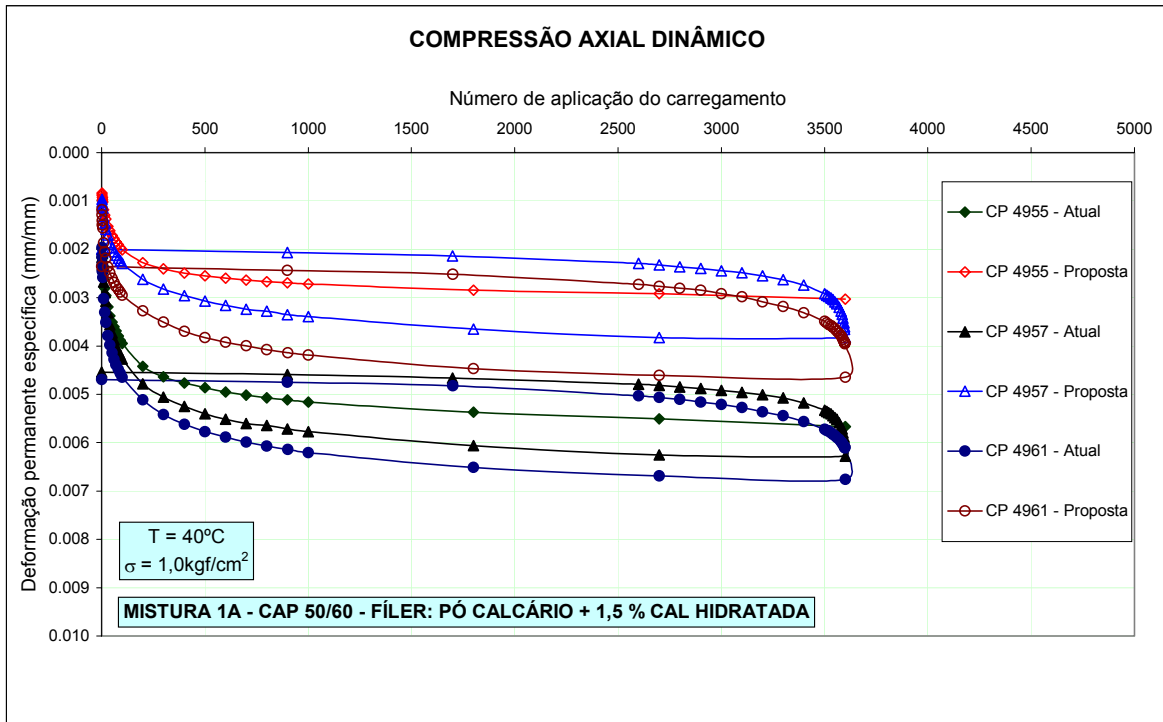


Figura 3.25: Número de aplicações do carregamento versus deslocamento permanente específico pela medição atual e proposta, para mistura 1A.

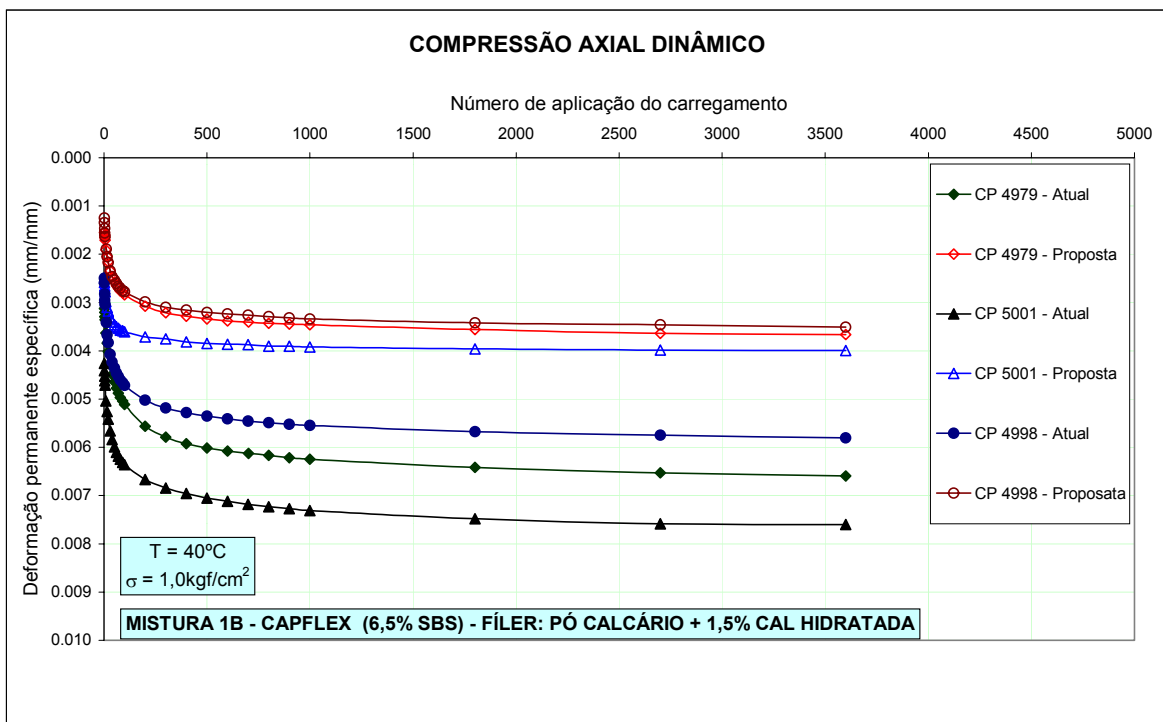


Figura 3.26: Número de aplicações do carregamento versus deslocamento permanente específico pela medição atual e proposta, para mistura 1B.

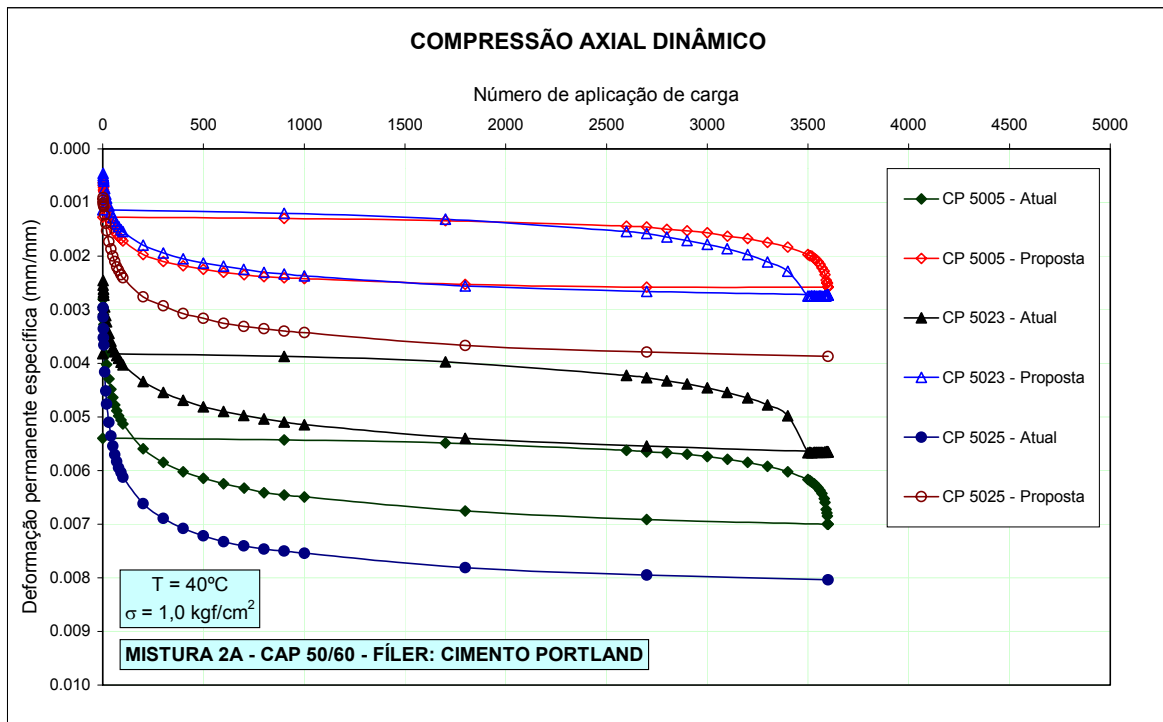


Figura 3.27: Número de aplicações do carregamento versus deslocamento permanente específico pela medição atual e proposta, para mistura 2A.

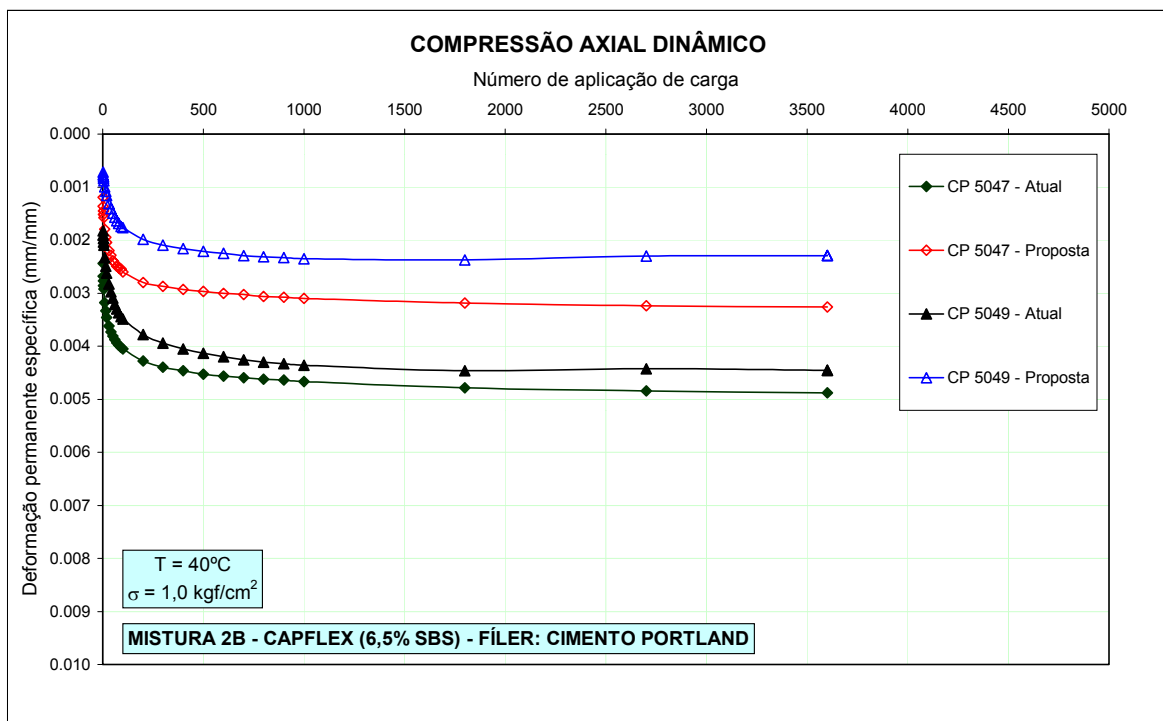


Figura 3.28: Número de aplicações do carregamento versus deslocamento permanente específico pela medição atual e proposta, para mistura 2B.

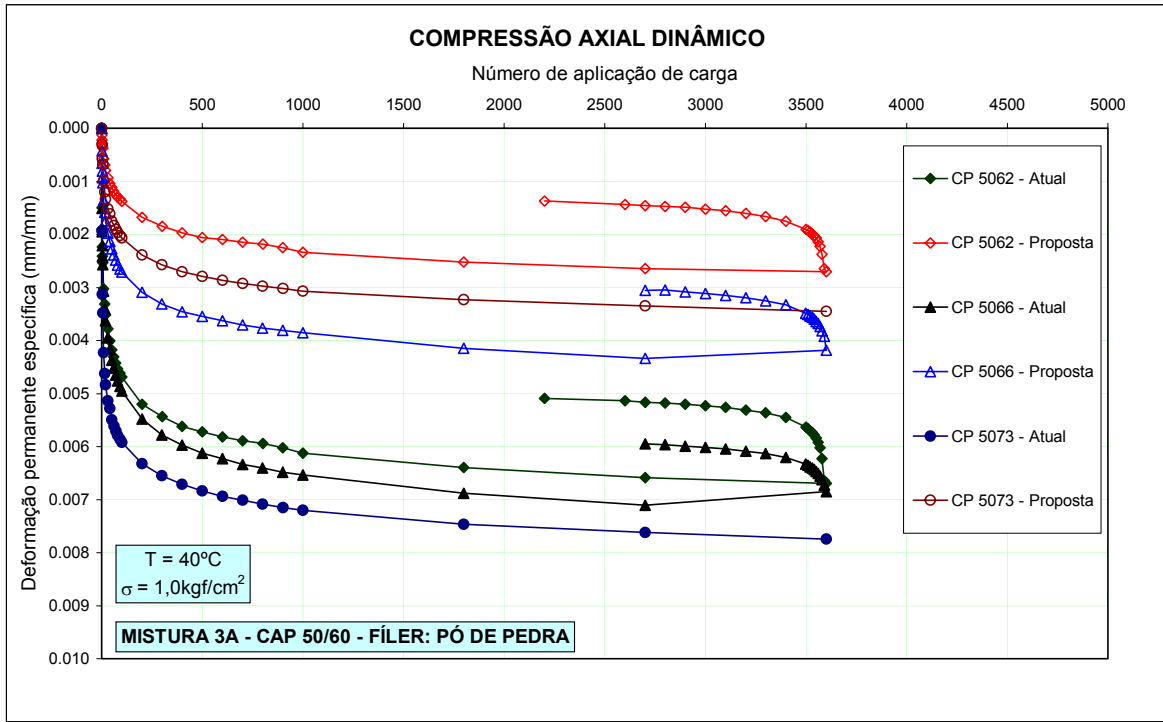


Figura 3.29: Número de aplicações do carregamento versus deslocamento permanente específico pela medição atual e proposta, para mistura 3A.

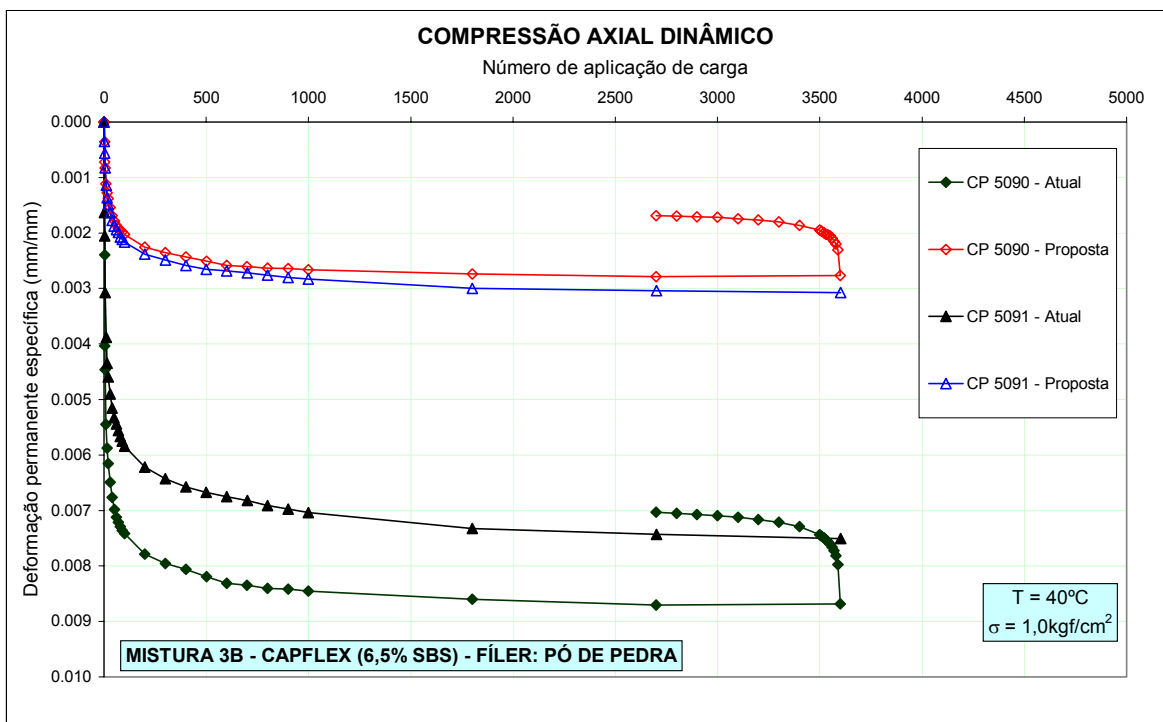


Figura 3.30: Número de aplicações do carregamento versus deslocamento permanente específico pela medição atual e proposta, para mistura 3B.

Em todas as misturas estudadas, os deslocamentos específicos medidos no topo, medição atual, foram maiores em comparação aos medidos no centro do corpo de prova, podendo ser observado nas Figuras 3.25 a 3.30. A Tabela 3.16 traz os resultados dos ensaios de compressão axial dinâmico realizados nos corpos de prova das misturas asfálticas SMA estudadas.

Tabela 3.16: Resultados do ensaio de compressão axial dinâmica à 40°C para as misturas asfálticas SMA estudadas.

Mistura	N.º C.P	σ_{axial} (MPa)	Defor. Absol. (1h) Atual	Defor. Espec. (1h) Atual	Módulo Creep (1h) Atual	Defor. Absol. (1h) Proposta	Defor. Espec. (1h) Proposta	Módulo Creep (1h) Proposta	Defor. Atual após 15 min	Defor. Proposta após 15 min.
1A	4955	0,1	0,357	0,0057	18	0,140	0,0030	33	-	-
	4957	0,1	0,400	0,0063	16	0,178	0,0038	26	0,0045	0,0020
	4961	0,1	0,427	0,0067	15	0,216	0,0046	22	0,0047	0,0023
	Média		0,395	0,0062	16	0,178	0,0038	27	0,0046	0,0022
1B	4979	0,1	0,411	0,0066	15	0,171	0,0037	27	-	-
	5001	0,1	0,468	0,0076	13	0,180	0,0040	25	-	-
	4998	0,1	0,369	0,0058	17	0,164	0,0035	28	-	-
	Média		0,416	0,0067	15	0,172	0,0037	27		
2A	5005	0,1	0,441	0,0070	14	0,121	0,0026	39	0,0054	0,0013
	5023	0,1	0,355	0,0056	18	0,126	0,0027	37	0,0038	0,0011
	5025	0,1	0,502	0,0080	12	0,180	0,0039	26	-	-
	Média		0,433	0,0069	15	0,142	0,0031	34	0,0046	0,0012
2B	5047	0,1	0,309	0,0049	21	0,152	0,0033	31	-	-
	5049	0,1	0,280	0,0044	22	0,106	0,0023	44	-	-
	Média		0,294	0,0047	21	0,129	0,0028	37		
3A	5062	0,1	0,426	0,0067	15	0,125	0,0027	37	-	-
	5066	0,1	0,426	0,0068	15	0,194	0,0042	24	-	-
	5073	0,1	0,484	0,0077	13	0,160	0,0034	29	-	-
	Média		0,445	0,0071	14	0,160	0,0034	30		
3B	5090	0,1	0,550	0,0087	12	0,128	0,0027	36	-	-
	5091	0,1	0,465	0,0075	13	0,142	0,0031	33	-	-
	Média		0,507	0,0081	12	0,135	0,0029	34		

Ao observar a Tabela 3.16 percebe-se que os valores de deformação permanente tanto absoluta quanto a específica apresentam valores diferentes quanto ao tipo de medição. As medidas feitas no topo, medição atual, tiveram valores maiores daquelas medidas no centro, medição proposta. Era de se esperar, pois a medição no centro do corpo de prova elimina a influência do contato entre a placa de aço usadas no carregamento, e a superfície do corpo de prova.

Com relação aos resultados da deformação permanente específica, para a mistura 1A essa variação entre a medição no topo e no centro chegou a ser até 90%, na mistura 1B foi de 90%, na 2A foi de 169%, na 2B foi de 91%, na 3A foi de 148%, e na mistura 3B foi de 222%. Para os resultados de deformação permanente absoluta essa diferença foi até maior; para a mistura 1A a variação chegou a ser de até 155%, na mistura 1B foi de 160%, na 2A foi de 264%, na 2B foi de 164%, na 3A foi de 241%, e na mistura 3B foi de 330%.

Para as medições feitas no topo, medição atual, as deformações permanentes absolutas se mantiveram distantes entre as misturas estudadas. A mistura 2B obteve a menor deformação permanente absoluta média (0,294mm) e também a menor deformação permanente específica média (0,0047mm/mm). A mistura 3B obteve a maior deformação permanente absoluta média (0,507mm), seguida da maior deformação permanente específica média (0,0081mm/mm).

Para as medições feitas no centro do corpo de prova, medição proposta, de maneira geral, as deformações permanentes absolutas se mantiveram não muito distantes entre as misturas estudadas tendo comportamento muito semelhante entre elas. A mistura 2B novamente obteve a menor deformação permanente absoluta média (0,129mm) e também a menor deformação permanente específica média (0,0028mm/mm). A mistura 1A obteve a maior deformação permanente absoluta média (0,178mm), seguida da maior deformação permanente específica média (0,0038mm/mm). Nota-se que para ambas as medições, a mistura 2B foi a que melhor se comportou, obtendo a menor deformação permanente.

A influência do tipo de ligante não foi evidenciada na deformação permanente das misturas asfálticas na medição atual. Talvez esse comportamento se explique, por ter sido usado uma aplicação de cargas de compressão axial transientes muito baixo (0,1MPa). Observa-se na Tabela 3.16 que somente a mistura com cimento portland manteve o comportamento esperado, ou seja, a mistura 2A, com ligante convencional CAP 50/60, obteve deformação permanente média absoluta e específica (0,433mm e 0,0069mm/mm, respectivamente) maiores que a obtida pela mistura 2B, com AMP (6,5% SBS) 0,294mm e 0,0047mm/mm.

Já os valores obtidos na leitura da deformação permanente no centro do corpo de prova, medição proposta, tiveram o comportamento esperado. Em todos os pares de

mistura (1A e 1B, 2A e 2B, 3A e 3B), aqueles com ligante convencional (1A, 2A, 3A) tiveram deformações permanentes média absolutas e específicas, superiores aquelas conseguidas com o uso de ligante modificado (1B, 2B, 3B), evidenciando o melhor comportamento do ligante modificado.

Para os valores de módulo de “creep” dinâmico ou de fluência dinâmica mostrados ainda na Tabela 3.16 observa-se que quanto maior o módulo de fluência dinâmica menor é a deformação permanente absoluta e específica sofrida pelo corpo de prova. Quanto menor a deformação maior será o módulo de fluência dinâmica resultante para uma mesma tensão axial aplicada. O módulo de fluência dinâmica é a tensão axial aplicada (0,1MPa) dividido pela deformação permanente específica devido essa tensão. Logo os corpos de prova que menos deformaram foram os que obtiveram os maiores valores de módulo de fluência dinâmica (mistura 2B).

Para efeito de comparação com outros resultados realizados no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, se fará a análise comparativa sobre os resultados adquiridos com os LVDT's posicionados no topo, medição atual.

SÁ (1996) mostra valores dos ensaios de compressão axial dinâmica realizados em corpos de prova moldados nas faixas B e C do DNER, e IIIA, IIIB, IIC e VA do Instituto de Asfalto (I.A), com três ligantes diferentes CAP 20, CAP 40 e CAP 85/100, a duas temperaturas de ensaio (25°C e 45°C), a dois níveis de tensão (0,1MPa e 0,4MPa). A frequência de carregamento foi de 1Hz. Dentre as misturas analisadas a dosada na faixa C do DNER e com CAP 85/100 (teor de ligante 5,6%) apresentou menores deformações (0,0080 mm/mm a 45°C); já a moldada com CAP 20 (teor de ligante 5,4%) foi a que mais deformou (0,0190 mm/mm a 45°C), em comparação com as faixas estudadas.

3.3.8 Determinação da Vida de Fadiga

Para o ensaio de fadiga foram moldados e ensaiados em torno de nove corpos de prova cilíndricos, com aproximadamente 10,16cm de diâmetro e 6,35cm de altura, para cada tipo de mistura estudada (1A, 1B, 2A, 2B, 3A e 3B) já apresentadas anteriormente na Tabela 3.6. A compactação dos corpos de prova foi realizada com compactador mecânico tipo Marshall, a 50 golpes por face. As temperaturas de mistura e compactação dos corpos de prova variam de acordo com o tipo do ligante

usado (ver Tabela 3.5). Nesta pesquisa a análise da vida de fadiga para as misturas asfálticas SMA foi feita à tensão controlada (TC).

O ensaio de fadiga à compressão diametral em corpos de prova cilíndricos foi feito com uma condição de carga dinâmica à tensão controlada (TC) por compressão diametral à tração indireta, à frequência de 1Hz e tempo de carregamento de 0,1s, onde as cargas verticais devem induzir tensões de tração horizontais no centro da amostra entre 10% e 50% da resistência à tração estática, a uma temperatura de $25^{\circ}\text{C}\pm 0,5^{\circ}\text{C}$. Os corpos de prova cilíndricos foram moldados por impacto segundo método Marshall, no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, com 63mm de altura e 100mm de diâmetro aproximadamente, seguindo os procedimentos de ensaio descritos no item 2.8.4 do capítulo 2.

A Tabela 3.17 mostra as equações geradas pelas curvas de fadiga expressas como uma função da diferença de tensões ($\Delta\sigma$) em MPa e seus coeficientes (k_2 e n_2), e da deformação específica resiliente inicial (ε) e seus coeficientes (k_1 e n_1). As Figuras 3.31 a 3.42 mostram as relações logarítmicas lineares obtidas entre a vida de fadiga versus diferença de tensões, e vida de fadiga versus deformação específica resiliente inicial.

Tabela 3.17: Características de fadiga à tensão controlada das misturas asfáltica SMA estudadas.

Mistura	$N = k_2 \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{n_2}$			$N = k_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_i} \right)^{n_1}$		
	k_2	n_2	R^2	k_1	n_1	R^2
1A	12495	4,15	0,99	$5,05 \times 10^{-13}$	4,15	0,99
1B	7306	3,18	0,94	$1,42 \times 10^{-9}$	3,18	0,94
2A	5673	3,96	0,98	$1,33 \times 10^{-12}$	3,96	0,98
2B	4675	3,47	0,96	$1,09 \times 10^{-10}$	3,47	0,96
3A	4835	4,38	0,95	$1,24 \times 10^{-14}$	4,47	0,98
3B	6324	4,14	0,95	$2,09 \times 10^{-13}$	4,22	0,96

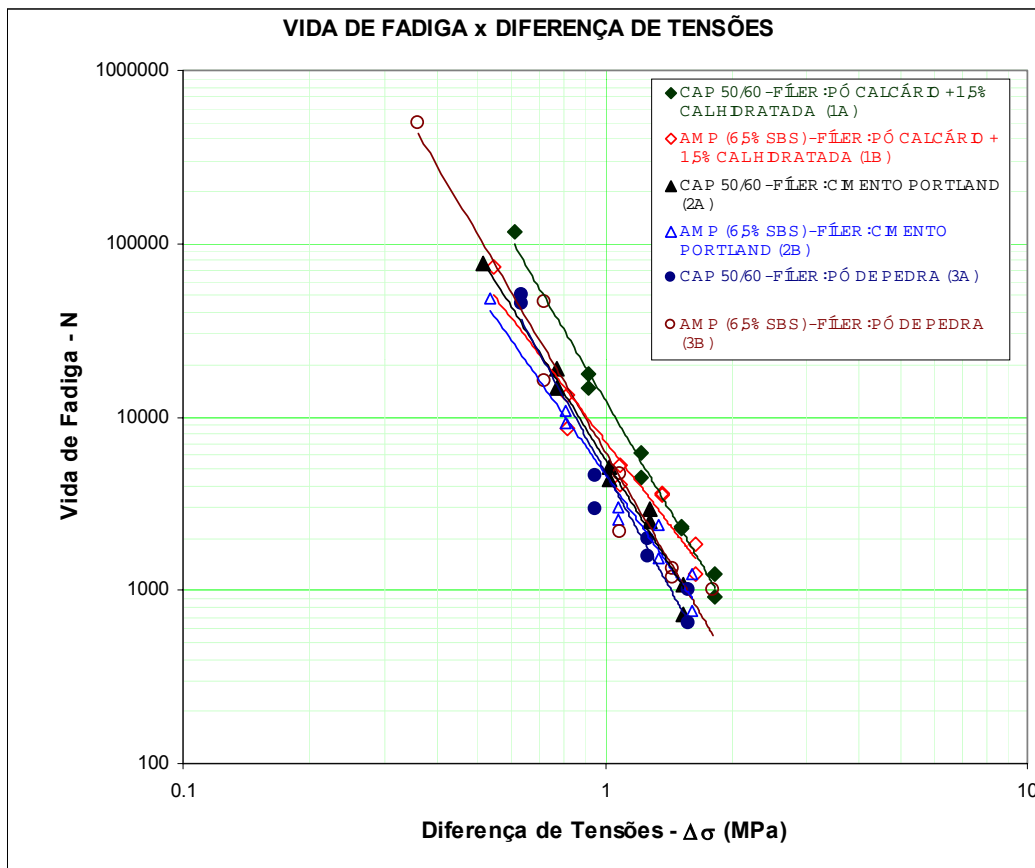


Figura 3.31: Vida de Fadiga versus Diferença de Tensões para as misturas asfálticas SMA estudadas.

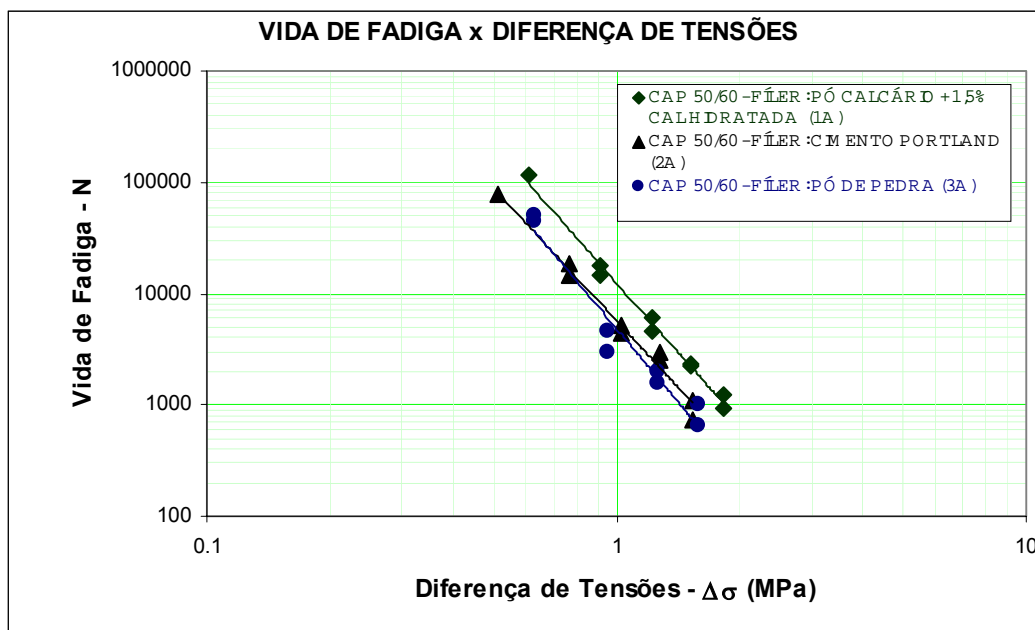


Figura 3.32: Vida de Fadiga versus Diferença de Tensões para as misturas asfálticas SMA estudadas que usam ligante convencional CAP 50/60.

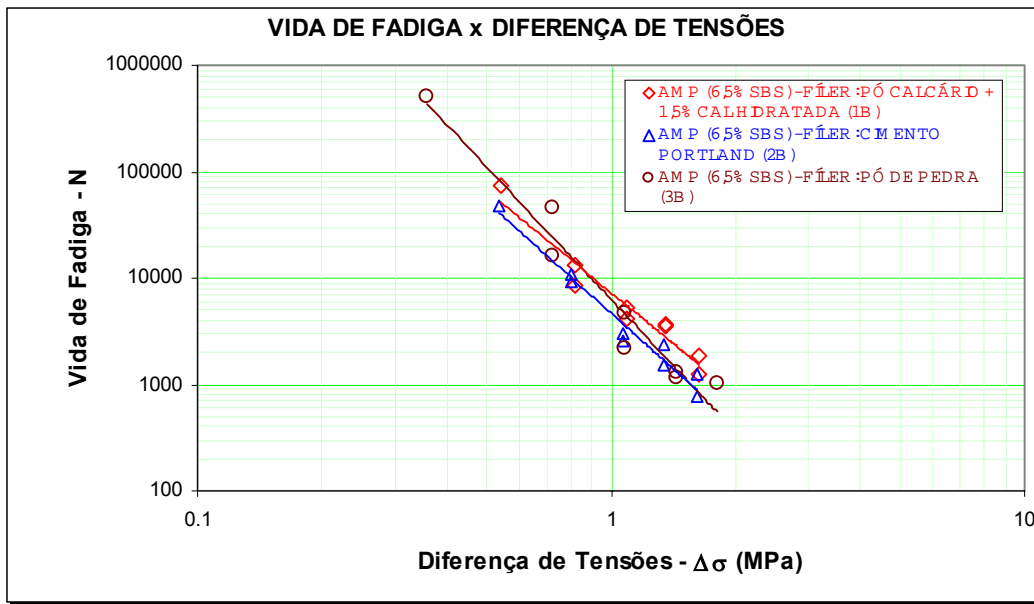


Figura 3.33: Vida de Fadiga versus Diferença de Tensões para as misturas asfálticas SMA estudadas que usaram AMP (6,5% SBS).

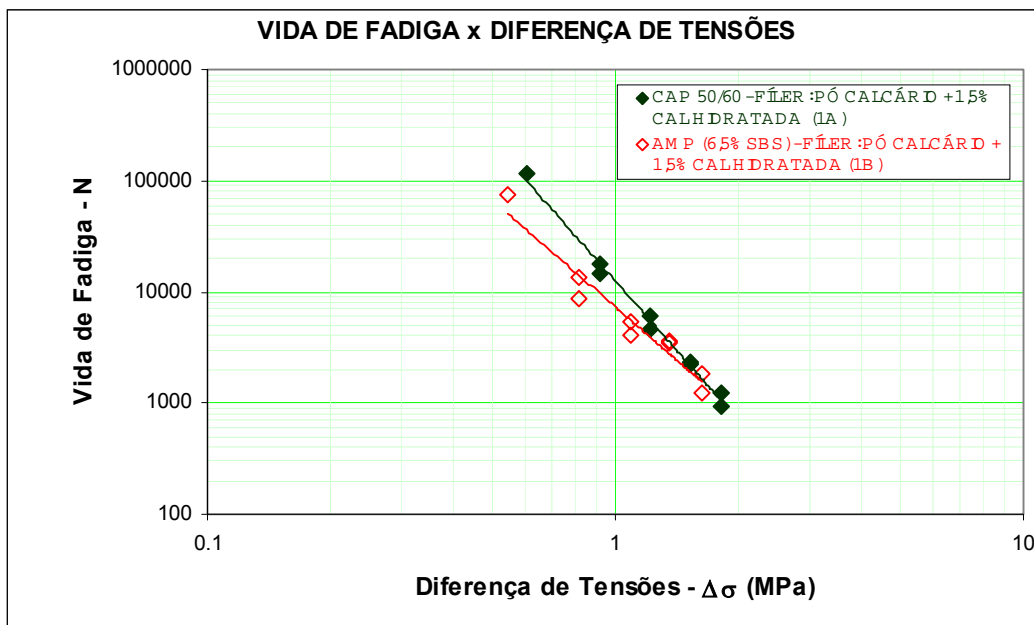


Figura 3.34: Vida de Fadiga versus Diferença de Tensões para as misturas asfálticas SMA estudadas que usaram como filler pó calcário + 1,5% de cal hidratada.

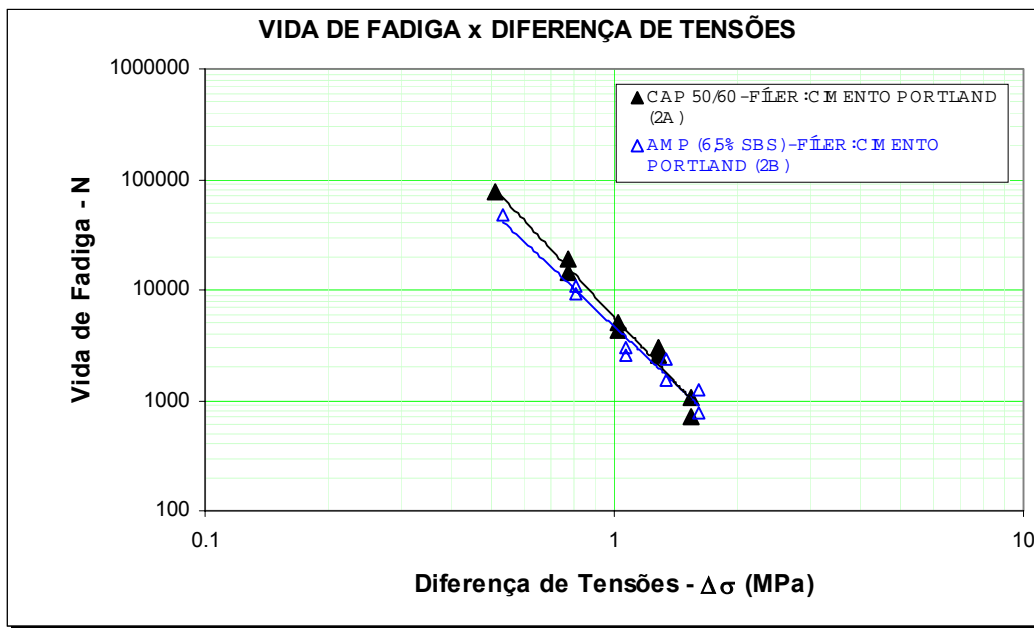


Figura 3.35: Vida de Fadiga versus Diferença de Tensões para as misturas asfálticas SMA estudadas que usam como filler cimento Portland.

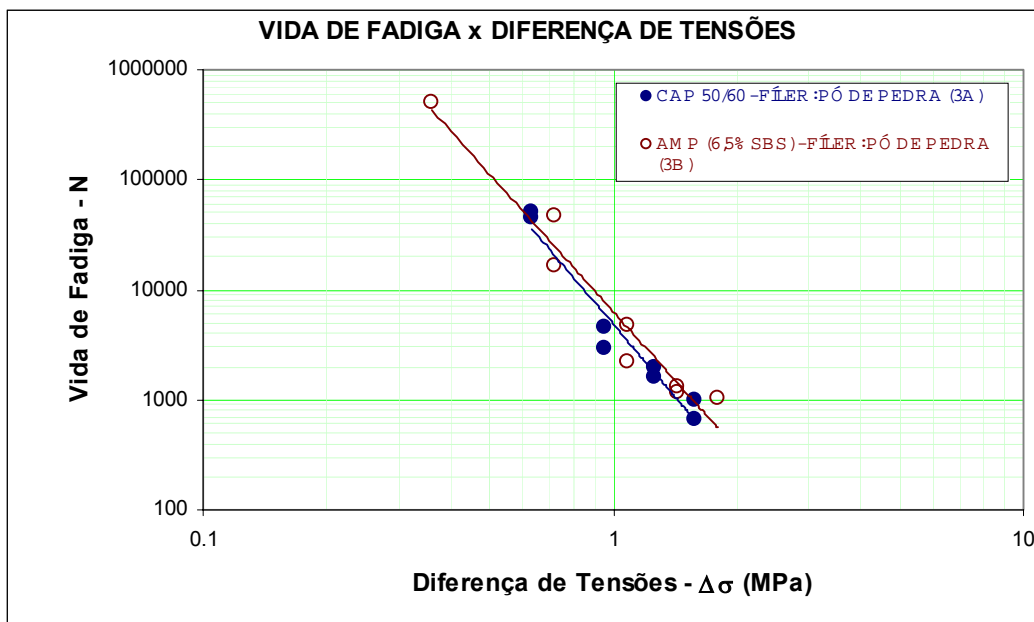


Figura 3.36: Vida de Fadiga versus Diferença de Tensões para as misturas asfálticas SMA estudadas que usam como filler pó de pedra peneirado.

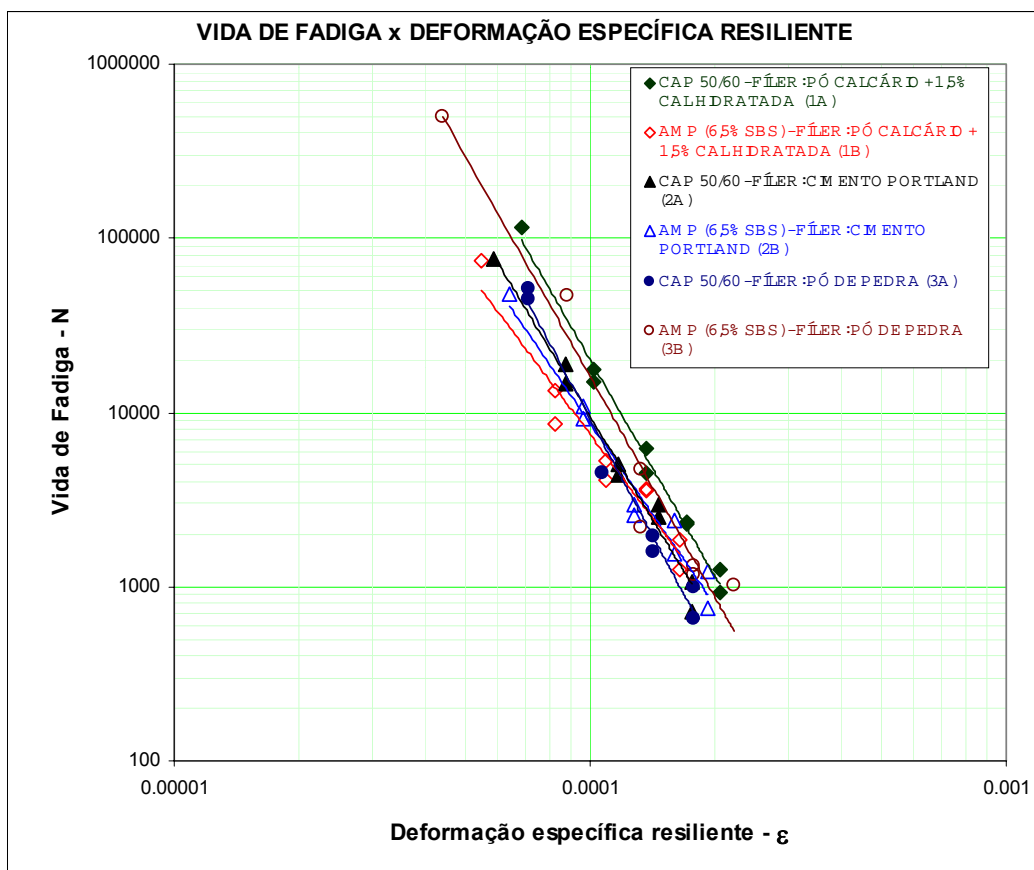


Figura 3.37: Vida de Fadiga versus Deformação Específica Resiliente Inicial para as misturas asfálticas SMA estudadas.

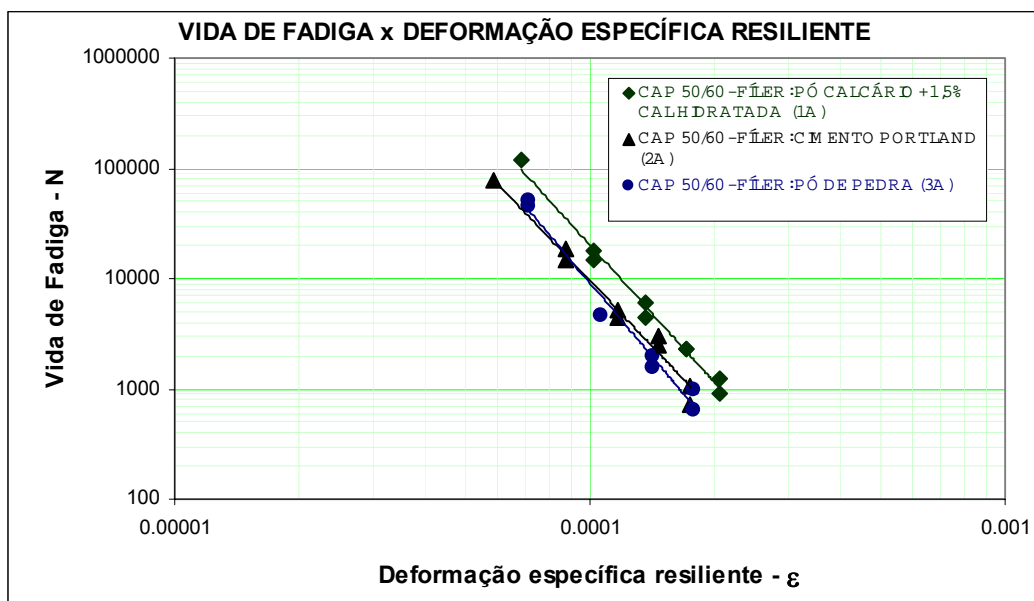


Figura 3.38: Vida de Fadiga versus Deformação Específica Resiliente Inicial para as misturas asfálticas SMA estudadas que usaram ligante convencional CAP 50/60.

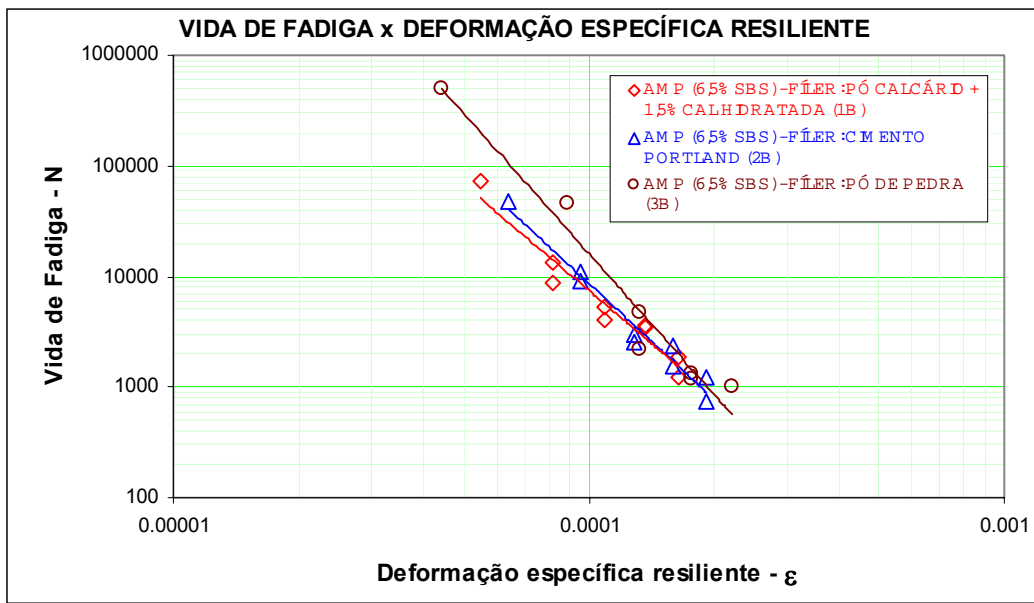


Figura 3.39: Vida de Fadiga versus Deformação Específica Resiliente Inicial para as misturas asfálticas SMA estudadas que usam AMP (6,5% SBS).

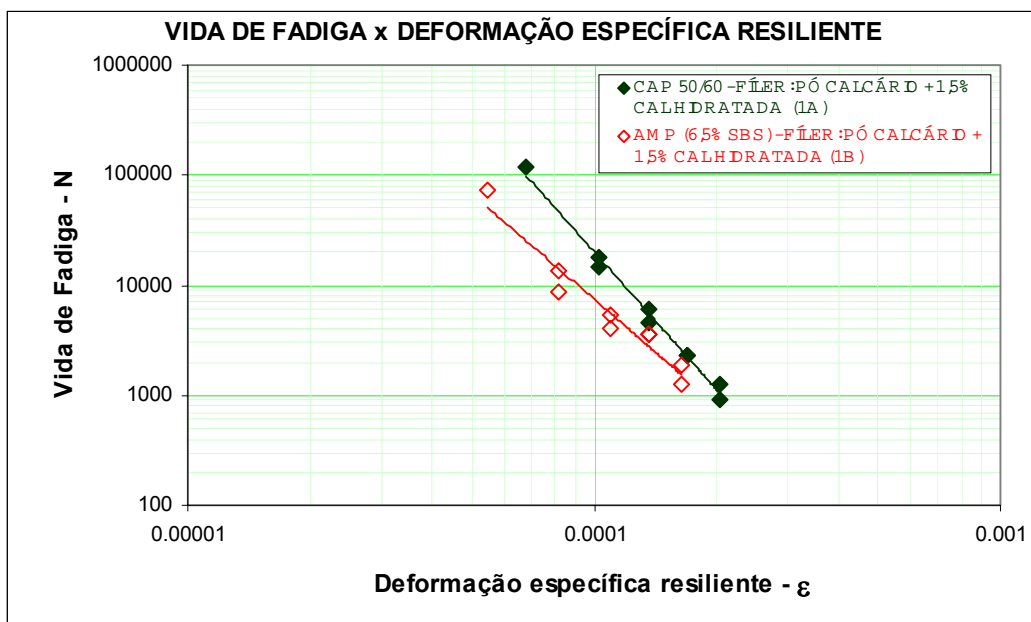


Figura 3.40: Vida de Fadiga versus Deformação Específica Resiliente Inicial para as misturas asfálticas SMA estudadas que usam como filler pó calcário + 1,5% de cal hidratada.

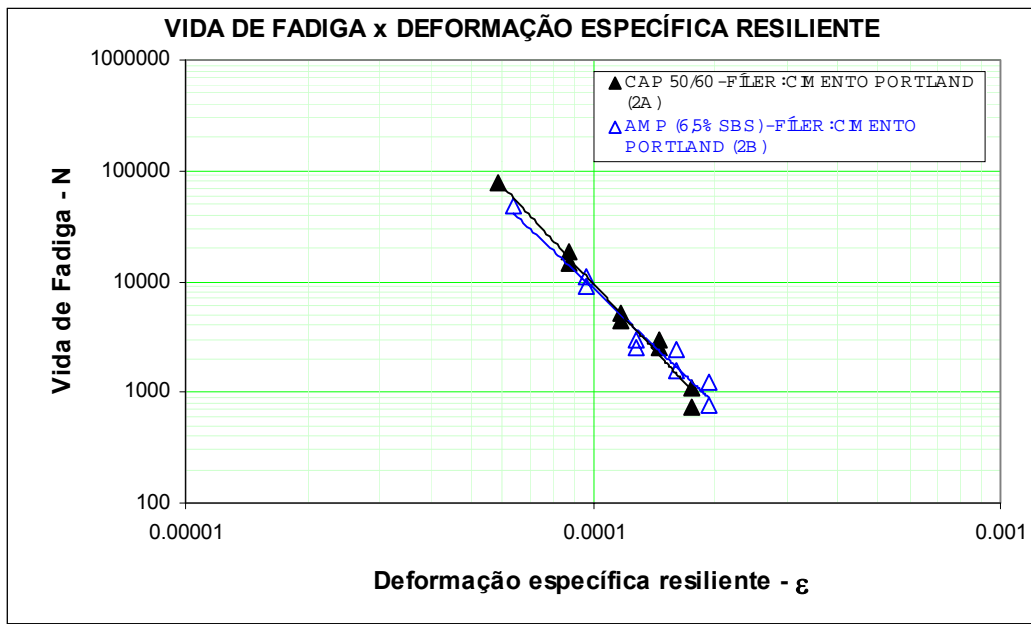


Figura 3.41: Vida de Fadiga versus Deformação Específica Resiliente Inicial para as misturas asfálticas SMA estudadas que usaram como filler cimento Portland.

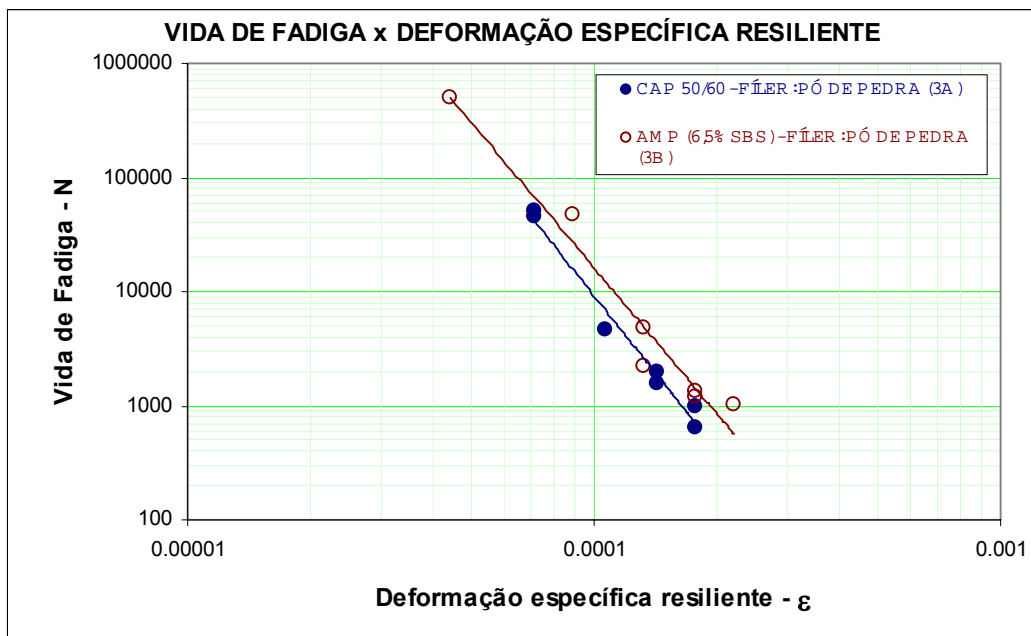


Figura 3.42: Vida de Fadiga versus Deformação Específica Resiliente Inicial para as misturas asfálticas SMA estudadas que usaram como filler pó de pedra peneirado.

A rigidez do revestimento deve estar compatibilizada com toda a estrutura do pavimento. Segundo REIS (2002) a vida de fadiga deve ser a maior possível; o emprego de asfalto modificado por polímero deve aumentar a vida de fadiga da mistura asfáltica SMA por causa de expressiva recuperação elástica imprimida ao ligante pelo polímero SBS. Porém esse comportamento não é confirmado pelos ensaios de fadiga a tensão constante feitos nas amostras das misturas asfálticas SMA estudadas.

Verificou-se através da Figura 3.31 e da Tabela 3.17 que as declividades das curvas de fadiga em função da diferença de tensões ($\Delta\sigma$) variaram 37% (para n_2) e 167% (para k_2) entre o menor e o maior valor de cada parâmetro (valores de n_2 entre 3,18, da mistura 1B e 4,38, da mistura 3A), bem como os valores de k_2 (4675, da mistura 2B e 12495, da mistura 1A).

A Figura 3.43 mostra a distribuição dos coeficientes k_2 e n_2 da curva de fadiga expressas em função da diferença de tensões ($\Delta\sigma$) mostrada na Tabela 3.17, podendo-se notar comportamento semelhante entre as misturas 1 e 2, onde as com ligante convencional (1A e 2A) obtiveram coeficientes n_2 e k_2 maiores que as misturas com AMP (1B e 2B) respectivamente, onde ainda entre as mesmas misturas a diferença mais acentuada se vê entre aquelas que usaram pó calcário + 1,5% cal hidratada (mistura 1).

Dentre as seis misturas estudadas sendo 1MPa a diferença de tensões ($\Delta\sigma$), a mistura 1A obteve a maior vida de fadiga (N), 12495, e a mistura 2B obteve a menor, 4675; razão de cerca de 2,5. Isso só pode ser feito porque os módulos de resiliência são praticamente iguais.

Analisando a Figura 3.32, que mostra as curvas de fadiga das misturas que usaram ligante convencional CAP 50/60 (1A, 2A, 3A), percebe-se que a mistura que teve melhor desempenho foi a 1A. Na figura 3.33, agora com misturas (1B, 2B, 3B) que utilizaram AMP (6,5% SBS), percebe-se que para diferença de tensões inferiores a 1MPa, a mistura 3B apresenta maior vida de fadiga; para essas misturas o efeito do fíler não foi expressivo.

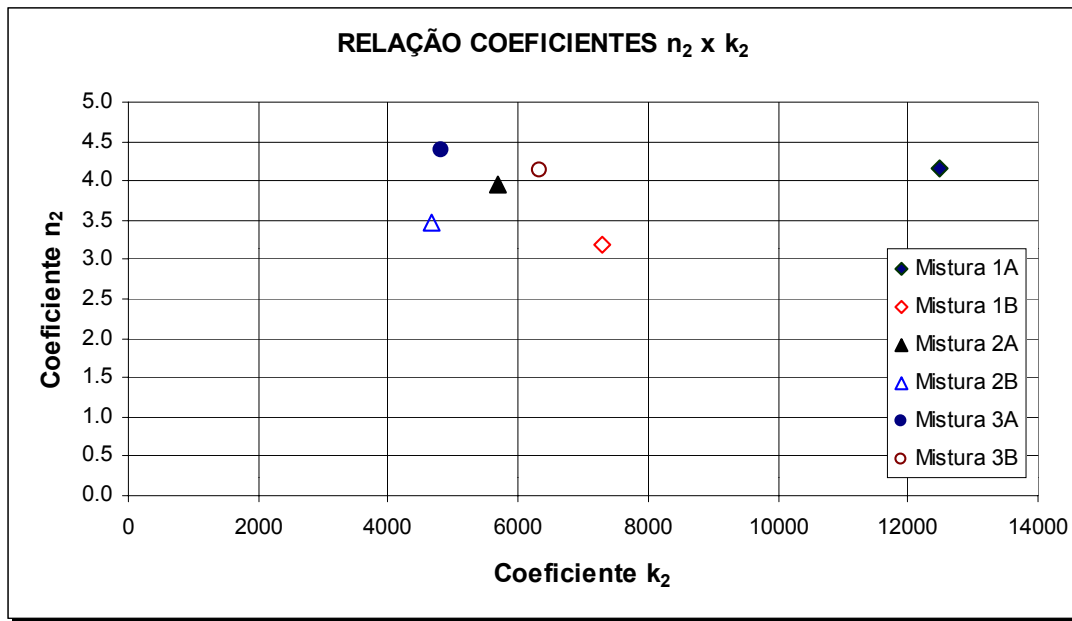


Figura 3.43: Relação entre os coeficientes n_2 versus k_2 geradas pela curva de fadiga expressas em função da diferença de tesões ($\Delta\sigma$) mostrada na Tabela 3.16.

Dentre as misturas que utilizaram o mesmo filer, Figuras 3.34 a 3.36, as que utilizaram pó calcário + 1,5% cal hidratada (1A, 1B), apresentaram vida de fadiga superior tanto com ligante convencional CAP 50/60, quanto com o que utilizou AMP (6,5% SBS). Para as misturas com os outros fileres (2A, 2B e 3A, 3B) a influência do ligante não foi acentuada.

Para se fazer uma comparação com os valores do ensaio de fadiga a tensão controlada com relação as misturas convencionais de CBUQ, escolheu-se no trabalho de MOTTA *et al.* (2002) dentre 56 misturas asfálticas tipo CBUQ analisadas na COPPE, duas misturas com as quais se pudesse fazer tal comparação. O critério para escolha de qual mistura de referência usar foi justamente suas características físicas e mecânicas em comparação as das misturas SMA estudadas. Foram escolhidas duas misturas para análise: uma com ligante convencional CAP 50/60 e outro modificado por SBS. A Tabela 3.18 mostra algumas características físicas e mecânicas das misturas tipo CBUQ escolhidas.

Tabela 3.18: Características físicas e mecânicas das misturas tipo CBUQ analisadas na COPPE (MOTTA *et al.*, 2002).

Característica		Misturas de Referência	
Tipo de Ligante		CAP 50/60	AMP (7,0% SBS)
Penetração à 25°C, 100g, 5s (dmm)		54	63
Faixa granulométrica		Faixa B - DNER	Faixa C - DNER
Teor de Ligante (%)		5,1	5,5
Densidade Aparente		2,43	2,38
% Vazios (%V)		2,80	4,0
RBV (%)		81,7	-
Resistência à Tração à 25°C (MPa)		0,70	0,67
Módulo de resiliência à 25°C (MPa)		3400	2416
$N = k_2 \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{n_2}$	k_2	3200	731
	n_2	3,68	3,90

Com base nos valores das equações de fadiga, é possível verificar o comportamento das misturas asfálticas convencionais CBUQ em comparação com as misturas SMA estudadas; as Figuras 3.44 e 3.45 mostram esse comportamento.

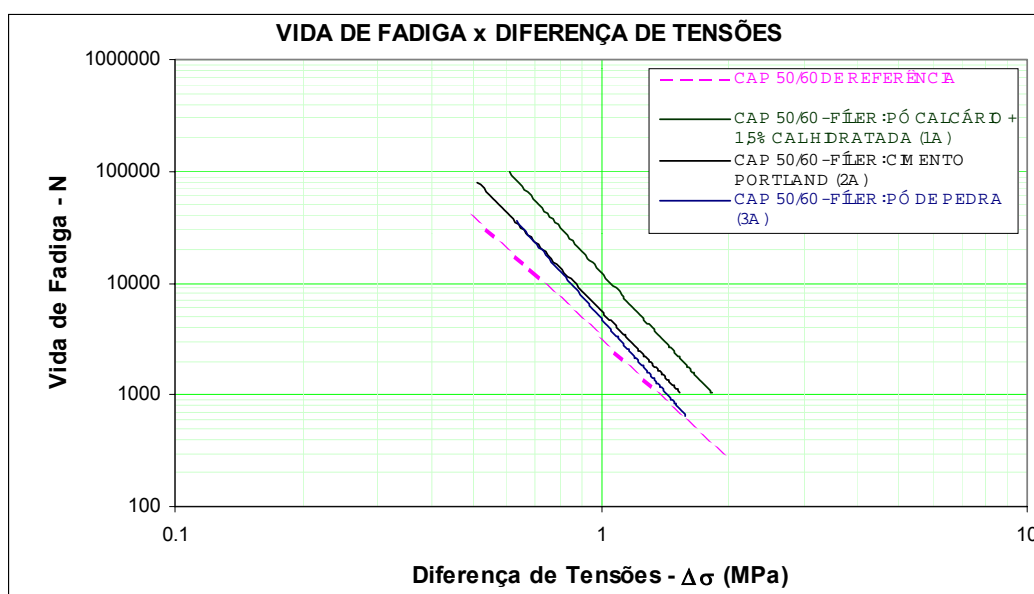


Figura 3.44: Vida de Fadiga versus Diferença de Tensões para as misturas asfálticas SMA estudadas que usaram ligante convencional CAP 50/60 em comparação com uma mistura asfáltica convencional tipo CBUQ.

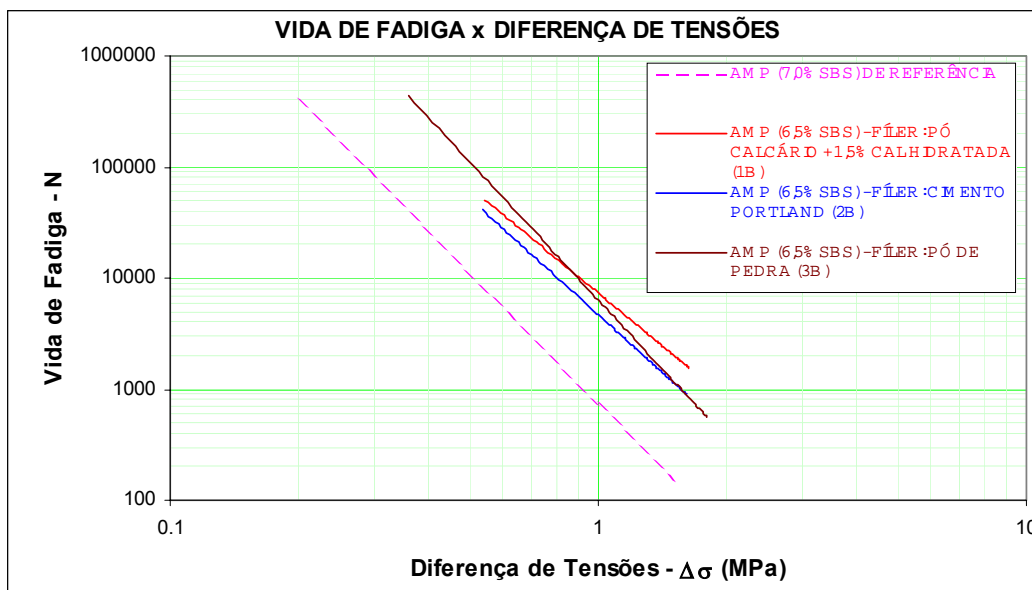


Figura 3.45: Vida de Fadiga versus Diferença de Tensões para as mistura asfáltica SMA estudadas que usaram Asfalto Modificado por Polímero AMP (6,5% SBS) em comparação com uma mistura asfáltica tipo CBUQ com polímero.

Percebe-se que para ambos os casos, a mistura asfáltica SMA tem vida de fadiga superior com relação às misturas convencionais de referência, sendo essa superioridade mais evidente para as misturas com AMP, fato ligado à mudança do esqueleto mineral.

No caso das misturas com ligante convencional CAP 50/60, para valores de diferença de tensões superiores a 1,7MPa, a mistura 3A apresenta vida de fadiga inferior a mistura de referência, para as mistura 1A e 2A essa tendência não se repete.

A superioridade da mistura asfáltica SMA com AMP em relação à mistura convencional de referência é evidenciada pelo baixo valor do coeficiente k_2 (731) da mistura de referência; o coeficiente k_2 da mistura asfáltica SMA com AMP está entre 4675 e 7300. Isso só vale em termos, porque os módulos de resiliência são praticamente iguais.

Os valores de n_2 tanto para mistura com CAP 50/60 de referência ($n_2 = 3,68$) como para a com AMP de referência ($n_2 = 3,90$) não ficaram distantes daquelas obtidas pelas misturas estudadas (misturas com CAP 50/60, n_2 entre 3,96 (2A) e 4,38 (3A));

misturas com AMP, n_2 entre 3,18 (1B) e 4,14 (3B), obtendo assim inclinações bastante semelhantes.

Ao se comparar os valores da relação MR/RT como indicativo de vida de fadiga (ver Tabela 3.19), é possível observar que o menor valor é apresentado pela mistura 3B, onde o ligante utilizado foi o AMP (6,5% SBS). Quanto menor este valor, melhor o comportamento mecânico garantindo uma combinação de alta flexibilidade para uma certa resistência à tração. Na mistura 1, na qual o fíler utilizado foi o pó calcário + 1,5% de cal hidratada (CH-I), houve uma inversão do valor dessa relação. A mistura 1A, onde o ligante usado é o CAP 50/60, obteve o menor valor da relação MR/RT, causado pelo valor alto da resistência à tração, em comparação à mistura 1B, provavelmente devido a adição de cal hidratada na mistura. A Tabela 3.19 mostra o valor desta relação MR/RT com detalhes. Essa análise foi feita a temperatura de ensaio de 25°C, tanto para o ensaio de módulo de resiliência como para o de resistência à tração por compressão diametral.

Tabela 3.19: Resultados das médias dos módulos de resiliência, resistência à tração à 25°C, e da relação MR/RT das misturas asfálticas SMA estudadas.

Mistura	Módulo de Resiliência – MR (MPa)	Resistência à Tração – RT (MPa)	Relação MR/RT
1A	2230	0,76	2934
1B	2484	0,68	3653
2A	2193	0,64	3427
2B	2095	0,67	3127
3A	2220	0,79	2810
3B	2034	0,90	2260

3.3.9 Analisador de Pavimento Asfáltico (APA)

O Analisador de Pavimento Asfáltico (APA) é um equipamento de Teste de Roda Carregada (LWT) usado para avaliar deformação permanente (trilha de roda), trincamento por fadiga e suscetibilidade à umidade de misturas asfálticas. A deformação permanente em trilhas de roda é estimada colocando amostras de viga de concreto asfáltico sob cargas de roda e medindo a deformação permanente em cinco pontos sob o percurso da roda. A força das cargas de roda em mangueiras sob pressão é que dá a representação das reais condições de campo.

Foi feita no APA uma avaliação da deformação permanente em trilhas de roda na mistura 1, onde foram confeccionados uma viga com a mistura 1A e duas vigas com a mistura 1B. Cada amostra de viga tem as seguintes dimensões padronizadas: $125\text{mm}\pm 0,5\text{mm}$ de largura, $300\text{mm}\pm 0,5\text{mm}$ de comprimento e $75\text{mm}\pm 0,5\text{mm}$ de altura. A Tabela 3.20 mostra as características físicas das amostras de viga estudadas. Este ensaio foi feito no Laboratório do Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo A. Miguez de Mello, da Petrobras – CENPES.

Tabela 3.20: Características físicas das amostras de viga de concreto asfáltico.

Mistura	DMT	D. Aparente (DNER ME 117/94)	% Vazios (%V)	D. Aparente (ASTM D 2726/00)	% Vazios (%V)
1A	2,489	2,35	5,6	2,341	5,9
1B	2,497	2,34	6,3	2,312	7,4

As amostras de viga foram moldadas em laboratório no compactador vibratório (ver Figura 3.46) com tempo de compactação de 80 segundos (2 tempos de 40s) por placa. Antes da moldagem, a mistura fofa (cerca de 6,2 kg) foi colocada em estufa e envelhecida por duas horas à temperatura de compactação (envelhecimento a curto prazo).



Figura 3.46: Amostras em viga sendo moldadas no compactador vibratório.

Após o resfriamento da viga, a mesma foi acondicionada na cabine de ensaio e então deixada por no mínimo 4 horas, mas não mais do que 20 horas à temperatura de ensaio (60°C). Após esse período, é iniciada a calibração horizontal e vertical do equipamento. O ensaio se dá com a leitura constante das deformações em cinco pontos da viga por 8000 ciclos de carregamento, dando algo em torno de 2h e 15 minutos de ensaio. A pressão na mangueira é de 10psi (0,69MPa) e o carregamento

na roda é de 45kgf (100lbf). A Figura 3.47 mostra o ensaio de deformação permanente em trilha de roda em andamento.



Figura 3.47: Ensaio de deformação permanente em trilha de roda (APA).

Como era de se esperar, após os 8000 ciclos de carregamento, a mistura 1B teve afundamento médio de 6mm, menos que a metade do afundamento medido na mistura 1A. Isso se deve pelo uso de ligante com polímero na mistura 1B, reduzindo de forma expressiva o afundamento medido. A Figura 3.48 mostra com mais detalhes e compara os afundamentos medidos.

SÁ (2003) também utilizou o Analisador de Pavimento Asfáltico (APA) para o estudo da deformação permanente (trilha de roda). Neste trabalho, SÁ (2003) utilizou faixas densas convencionais e treze ligantes diferentes – CAP 20, CAP 40 e onze modificados.



Figura 3.48: Deformação permanente em trilhas de roda após 8000 ciclos de carregamento na mistura 1A (afundamento de 13mm) e na mistura 1B (afundamento de 6mm) respectivamente.

REIS (2002) mostra resultados de deformação permanente em trilhas de roda no simulador de tráfego tipo LPC, conduzidos a 60°C até 30000 ciclos de carga, obtidos em amostras moldadas usando a faixa granulométrica D-8 da comunidade europeia para SMA e três ligantes diferentes, CAP 20, AMP-1 (3 a 4% SBS) e AMP-2 (5 a 6% SBS), utilizando fíler mineral (cal hidratada) a um teor de 2,8% em peso da mistura, com teor de ligante de 6,0%, e com 0,3% de fibra de vidro. Para o ligante asfáltico CAP 20 observou-se um afundamento de aproximadamente 12% para solicitação de 30000 ciclos; já para o AMP-1, esse valor foi de cerca de 9% e para o AMP-2, esse valor foi ainda menor, 4%. Cabe ressaltar que no trabalho de REIS (2002) foi usado agregado de natureza gnáissica.

CAPÍTULO 4

4 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

4.1 Conclusões

As principais conclusões sobre o tema proposto, fundamentadas na literatura e nos ensaios realizados nas misturas asfálticas SMA estudadas são:

- a) O uso da fibra de celulose é essencial para evitar o escorrimento do mástique na mistura asfáltica SMA, evitando sua segregação devido à grande porcentagem de agregados graúdos (70%). Isso foi acentuado no ensaio de escorrimento AASHTO T 305/97 para as misturas que utilizaram como fíler o pó calcário + 1,5% de cal hidratada (CH-I) e os dois tipos de ligante (CAP 50/60 e AMP), que mostrou ser imprescindível o uso da fibra;
- b) As misturas SMA avaliadas quanto a ação do dano por umidade induzida, segundo o método AASHTO T 283/89, mostraram bons resultados de Razão de Resistência à Tração (RRT), ficando acima do valor mínimo de 0,70 mostrado nas especificações contidas na literatura;
- c) Dentre as misturas analisadas quanto a resistência à tração por compressão diametral, a mistura com fíler pó de pedra peneirado em conjunto com o ligante AMP (6,5% SBS) obteve maior valor, seguida da mistura 3A;
- d) Nos resultados obtidos pelo ensaio de módulo de resiliência percebe-se que para o CAP 50/60 não houve a influência do fíler nas temperaturas de ensaio, sendo que para o AMP (6,5% SBS) o efeito do fíler foi levemente evidenciado na mistura 1B, verificando-se um módulo de resiliência maior na mistura com fíler pó calcário + cal hidratada (CH-I) sobre os demais;
- e) No ensaio de compressão axial dinâmica as deformações medidas no centro do corpo de prova são influenciadas pelo ligante, fazendo com que as mistura com

AMP (6,5% SBS) mostre deformações permanentes menores do que a do ligante convencional, como era de se esperar. As misturas que utilizaram como fíler o cimento Portland (2A e 2B) evidenciaram essa diferença entre os ligantes utilizados em comparação com as outras misturas, ajudada em parte por apresentarem os maiores índices de vazios entre as misturas estudadas;

- f) A vida de fadiga das misturas asfálticas SMA com o emprego do fíler pó calcário + 1,5% cal hidratada (CH-I) foi a que obteve os melhores resultados, em especial para a mistura 1A, que utilizou ligante convencional, conseguindo a maior vida de fadiga, sendo essa resistência superior dada pelo fíler, e não pelo ligante. Por outro lado a mistura que mais sofre variação da vida de fadiga com pequenas variações da diferença de tensões é a mistura 3A com o fíler pó de pedra peneirado e ligante convencional;
- g) Ainda sobre vida de fadiga, percebe-se que a mistura asfáltica SMA tem vida de fadiga superior com relação às misturas convencionais densas de referência, sendo essa superioridade mais evidente para as misturas com AMP, fato ligado à mudança do esqueleto mineral;
- h) Ao se comparar os valores da relação MR/RT, é possível observar que os menores valores são apresentados pela mistura 3, sendo que a mistura 3B, onde o ligante utilizado foi o AMP (6,5% SBS), foi a que obteve o menor valor;
- i) O ligante convencional CAP 50/60 de petróleo brasileiro naftênico Fazenda Alegre teve bom comportamento mecânico comparado ao ligante modificado AMP (6,5% SBS), nos ensaios realizados, não ficando muito aquém nos resultados comparativos, e em alguns deles superando até a mistura com AMP. Isso demonstra que a aplicação da mistura asfáltica SMA com ligante convencional CAP 50/60 pode ser viável tecnicamente e mais econômica;
- j) O índice de vazios variou de 2,4% (3A) a 4,0% (2B) nos corpos de prova ensaiados. Essa variação no índice de vazios pode ser uma das explicações das alterações nos resultados obtidos nos ensaios mecânicos, onde segundo a norma alemã ZTV Asphalt – StB 01, o índice de vazios para a faixa granulométrica 0/11S estudada, deve ficar em torno de 3 a 4%; e NAPA recomenda para o projeto da mistura asfáltica SMA, índice de vazios de 4,0% para regiões de clima quente, e entre 3,5 a 4,0% em regiões de clima frio;

- k) A norma alemã, para as faixas 0/11S e 0/8S, especifica o uso do ligante B 65 ou PmB 45 nas misturas asfálticas SMA. Percebe-se que o AMP (6,5% SBS) tem recuperação elástica de 93% a 25°C, sendo que para o PmB 45 a recuperação elástica mínima é de 50%. Isso faz com que se possa reduzir a quantidade de polímero que é adicionada no asfalto, barateando o custo final da mistura asfáltica SMA.

4.2 Sugestões

- a) Fazer a dosagem das misturas típicas aqui testadas de forma a obter o teor de projeto para o ligante, fixando o índice de vazios em 4,0%, bem como testar teores de fibra menores que 0,3%;
- b) Para assegurar elevado atrito interno da mistura compactada o $VCA_{mistura}$ deve ser menor que o VCA_{DRC} ;
- c) Fazer análise no mástique miúdo ou fino (“fine mortar”) determinando o índice de vazios de Rigden modificado, fazendo com que o mesmo não exceda 50%. Índices acima de 50% levam a um mástique excessivamente rígido e diminui a trabalhabilidade da mistura. Para caracterizar o mástique miúdo são indicados os ensaios no reômetro de cisalhamento dinâmico – DSR ($G^*/\text{sen}\delta$ no mínimo = 5,0kPa; $G^*/\text{sen}\delta$ após RTFOT no mínimo = 11,0kPa) e no reômetro de fluência em viga – BBR (S no máximo = 1500MPa);
- d) Avaliar a sensibilidade da mistura asfáltica SMA quanto à resistência à deformação permanente em simulador de tráfego, por obter melhor correlação com dados de campo;
- e) Avaliar com mais detalhes a determinação da deformação permanente pelo ensaio de compressão axial dinâmica no que diz respeito à deformação após 15 minutos de retirada da carga, observando a recuperação elástica que a mistura asfáltica SMA proporciona;
- f) Avaliar o comportamento da mistura asfáltica SMA com a utilização do ligante CAP 40 ou CAP 30/45 e com o uso de outras fibras.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

AASHTO T 283-89, 1989, **Resistance of Compacted Bituminous Mixture to Moisture Induced Damage**, American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO T 305-97, 1997, **Determination of Draindown Characteristics in Uncompacted Asphalt Mixtures**, American Association of State Highway and Transportation Officials.

ASTM D 2041-00, 2000, **Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures**, American Society for Testing and Materials.

ASTM D 2627-00, 2000, **Bulk Specific Gravity and Density of Non-Absorptive Compacted Bituminous Mixtures**, American Society for Testing and Materials.

BALBO, José T., 1997, **Pavimentos Asfálticos: Patologias e Manutenção**. 1 ed. São Paulo, Plêiade.

BELIGNI, Mauro, VILLIBOR, Douglas F., CINCERRE, José R., 2000, "Mistura Asfáltica do Tipo SMA (Stone Mastic Asphalt): Solução para Revestimentos de Pavimentos de Rodovias e Vias Urbanas de Tráfego Intenso". In: **Anais da Reunião Anual de Pavimentação – 32º RAPv**, v. 01, pp. 590-605, Brasília, Distrito Federal, Brasil, 16-20 Outubro.

BOLZAN, Pablo E., 2000, "Stone-Mastic Asphalt and Micro-SMA as Premium Overlay Asphalt Mixtures on the Ricchieri Highway in Argentina". In: **Anais do 15º Encontro de Asfalto**, artigo IBP 62400, pp. 181-188, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 04-06 Dezembro.

BROWN, E. R., 1992, **Experience with Stone Matrix Asphalt in The United States**. In: NCAT Report 93-4, National Center for Asphalt Technology, Auburn, EUA, Março.

- BROWN, E. R., COOLEY JR, L. A., 1999, **Designing Stone Matrix Asphalt Mixtures for Rut-Resistant Pavements**. Part 1: Summary of Research Results, Part 2: Mixture Design Method, Construction Guidelines, and Quality Control/Quality Assurance Procedures. NCHRP Report 425. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., EUA.
- CHAVES, José M., MOURA, Edson de, BERNUCCI, Liedi B., et al., 2002, “Mistura Asfáltica Tipo SMA Delgado em um Trecho Experimental de uma Rodovia com Elevado Volume de Tráfego”. In: **Anais do 16° Encontro de Asfalto**, artigo IBP 03702, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 03-05 Dezembro.
- CNT, 2003, **Pesquisa Rodoviária CNT 2002 – Relatório Gerencial**, Confederação Nacional do Transporte, Pesquisa Internet – Site: <<http://www.cnt.org.br>> capitulado em 05 de maio de 2003.
- DIN, 1995, **DIN – Taschenbuch 163 Bitumen Asphalt**, Anforderungen Prüfung Normen, Beuth 1994, Beuth Verlag Gmbh, Berlin, Wien, Zurich.
- DNER-ES 385/99, 1999, **Pavimentação – Concreto Asfáltico com Asfalto Polímero**, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Especificação de Serviço, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- DNER-EM 367/97, 1997, **Material de Enchimento para Misturas Betuminosas**, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Especificação de Material, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- DNER-ME 085/94, 1994, **Material Finamente Pulverizado – Determinação da Massa Específica Real**, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- DNER-ME 117/94, 1994, **Mistura Betuminosa – Determinação da Densidade Aparente**, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DNER-ME 133/94, 1994, **Misturas Betuminosas – Determinação do Módulo de Resiliência**, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DNER-ME 138/94, 1994, **Misturas Betuminosas – Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral**, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DNER-TER 001/78, 1978, **Defeitos nos Pavimentos Flexíveis e Semi-rígidos**, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Terminologia, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

EAPA, 2001, **Asphalt in Figures – 2001**. European Asphalt Pavement Association – EAPA, Pesquisa Internet – Site: <<http://www.eapa.org>> capitulado em 05 de setembro de 2003.

EAPA, 1998, **Heavy Duty Surfaces: The Arguments For SMA**. European Asphalt Pavement Association – EAPA, Holanda.

HARRIS, Basil M., STUART, Kevin D., 1995, “Analysis of Mineral Fillers and Mastics Used in Stone Matrix Asphalt”. **Journal of The Association of Asphalt Paving Technologists – AAPT**, v. 64, pp. 54-95, Portland, Oregon, EUA, 27-29 Março.

HORST, Erdlen, 2000, “Stone Mastic Asphalt – Pavement Technology”. In: **Anais do 15º Encontro de Asfalto**, artigo IBP 62000, pp. 143-151, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 04-06 Dezembro.

IBP, 1999, **Informações Básicas sobre Materiais Asfálticos**. 6 ed. rev. Rio de Janeiro, IBP/Comissão de Asfalto.

INSTITUTO DE ASFALTO, 2001, **Tradução do Manual de Asfalto**. Série do Manual nº. 4 (MS-4), Edição 1989, Instituto de Asfalto.

J. Rettenmaier & Söhne – JRS, s/d, Boletim Técnico: **Stone Mastic Asphalt – The Name for Modern Roads. Successful Solutions With Viatop Fibers**.

- LANCHAS, Santiago, 1999, "Carcterísticas del Stone Mastic Asphalt SMA". In: **Anais do Congresso Ibero-Latinoamericano del Asfalto – 10° CILA**, v. 01, pp. 727-730, Sevilha, Espanha, 01-06 Novembro.
- LEAL, José C. M., 1999, **Estudo Comparativo de Concreto Betuminoso Usinado à Quente Utilizando-se Agregado Calcário, CAP Puro e CAP Polimerizado**. Tese de M.Sc., UFPB, João Pessoa, PB, Brasil.
- LEITE, Leni F. M., 1999, **Estudos de Preparo e Caracterização de Asfaltos Modificados por Polímero**. Tese de D.Sc., IMA/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MEDINA, Jacques de, 1997, **Mecânica dos Pavimentos**. 1 ed. Rio de Janeiro, UFRJ.
- MERIGHI, João V., SUZUKI, Carlos Y., 2000, "O Ensaio de *Creep* Dinâmico na Previsão de Deformação Permanente de Misturas Asfálticas". In: **Simpósio Internacional de Manutenção e Restauração de Pavimentos e Controle Tecnológico**, São Paulo, São Paulo, Brasil.
- MERIGHI, João V., FORTES, Rita M., MERIGHI, Cláudio, 2001, "Study of Cold Mixes with Bitumen Emulsions Under the Optics of the Concept of Stone Matrix Asphalt". In: **2nd International Symposium on Maintenance and Rehabilitation of Pavements and Technological Control**, paper 01-049, Auburn, Alabama, EUA, 29 Julho – 01 Agosto.
- MOHAMMAD, Louay, ZHANG, Xishun, HUANG, Baoshan, et al., 1999, "Laboratory Performance Evaluation SMA, CMHB and Dense Graded Asphalt Mixtures". **Journal of The Association of Asphalt Paving Technologists – AAPT**, v. 68, pp. 252-283, Chicago, Illinois, EUA, 08-10 Março.
- MOTTA, Laura M. G., MEDINA, Jacques de, SOUSA, Ana M., 2002, "Características de Fadiga e Resiliência de Concretos Asfálticos Brasileiros". In: **Anais do 16° Encontro de Asfalto**, artigo IBP 02402, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 03-05 Dezembro.
- MOTTA, Laura M. G., LEITE, Leni F. M., 2000, "Efeito do Fíler nas Características Mecânicas das Misturas Asfálticas". In: **Anais do 11° Congresso Panamericano**

de Engenharia de Trânsito e Transporte, pp. 1007-1017, Gramado, Rio Grande do Sul, Brasil, 19-23 Novembro.

MOTTA, Laura M. G., SÁ, Maria F. P., OLIVEIRA, Palmira M. F., et al., 1996a, “O Ensaio de Creep Estático e Dinâmico na Avaliação das Misturas Asfálticas”. In: **Anais da Reunião Anual de Pavimentação – 30ª RAPv**, v. 01, pp. 115-135, Salvador, Bahia, Brasil, 24-29 Novembro.

MOTTA, Laura M. G., TONIAL, Ilonir, LEITE, Leni F. M., et al., 1996b, **Princípios do Projeto e Análise Superpave de Misturas Asfálticas**. Tradução comentada: Background of SUPERPAVE Asphalt Mixture Design and Analysis, nº. FHWA-SA-95-003, Petrobras, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MOURA, Edson de, 2001, **Estudo do Efeito de Aditivos Químicos e da Cal como Melhoradores de Adesividade em Misturas Asfálticas Densas**. Tese de M.Sc., EPUSP-USP, São Paulo, SP, Brasil.

NAPA, 2002, **Designing and Constructing SMA Mixtures – State of the Practice**. Quality Improvement Series 122. National Asphalt Pavement Association, EUA.

PANK, 1995, **Finnish Asphalt Specifications**. Finnish Pavement Technology Advisory Council – PANK, Helsinki.

PINTO, Salomão, 1991, **Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

PINTO, Salomão, MOTTA, Laura M. G., 1995, **Catálogo de Curvas de Fadiga**. Boletim Técnico nº. 16, Associação Brasileira de Pavimentação - ABPv. Rio de Janeiro.

PINTO, Salomão, PREUSSLER, Ernesto S., 2002, **Pavimentação Rodoviária – Conceitos Fundamentais sobre Pavimentos Flexíveis**. 2 ed. Rio de Janeiro, Copiarte.

- PINTO, Salomão, PREUSSLER, Ernesto S., 1980, **Módulos Resilientes de Concretos Asfálticos**. MT – DNER – Instituto de Pesquisas Rodoviárias (Divisão de Pesquisas), Rio de Janeiro.
- REIS, Rafael M.I. M., 2002, **Revestimento Asfáltico Tipo SMA para Alto Desempenho em Vias de Tráfego Pesado**. Tese de M.Sc., EPUSP-USP, São Paulo, SP, Brasil.
- REIS, Rafael M. M., BERNUCCI, Liedi B., ZANON, Anelise L., 2001, “Revestimento Asfáltico Tipo SMA para Alto Desempenho em Vias de Tráfego Pesado”. In: **Anais do Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes – 15º ANPET**, v. 01, pp. 291-298, Campinas, São Paulo, Brasil, 19-23 Novembro.
- REIS, Rafael M. M., SANTO, Nelson R. E., ZANON, Anelise L., 2000, “SMA – Stone Matrix Asphalt Revestimento de Alta Performance para Vias de Tráfego Pesado”. In: **Anais da Reunião Anual de Pavimentação – 32º RAPv**, v. 01, pp. 134-142, Brasília, Distrito Federal, Brasil, 16-20 Outubro.
- SÁ, Maria F. P., 1996, **Estudo da Deformação Permanente de Misturas Betuminosas Através de Ensaios Estáticos e Dinâmicos**. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SÁ, Maria F. P., 2003, **Contribuição ao Estudo da Influência do Tráfego na Infraestrutura Viária com Misturas Asfálticas para Corredores de Ônibus**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SANTANA, Humberto, 1995, “Considerações sobre os Nebulosos Conceitos e Definições de Fíler em Misturas Asfálticas”. In: **Anais da Reunião Anual de Pavimentação – 29º RAPv**, v. 01, pp. 575-604, Cuiabá, Mato Grosso, Brasil, 23-27 Outubro.
- SOUZA, Antônio C. V., 1997, **Custos de Conservação de Rodovias, Velocidades de Tráfego e Módulos de Resiliência de Misturas Asfálticas**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- TL PmB Teil 1, 2001, **Technischen Lieferbedingungen für Polymermodifizierte Bitumen**, Teil 1: Gebrauchsfertige Polymermodifizierte Bitumen.

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. Arbeitsgruppe Asphaltstraßen.

VIANNA, Álvaro A. D., MOTTA, Laura M. G., DOMINGUES, Ricardo G, 2003, “Ensaio de Compressão Axial de CBUQ – Uma Nova Técnica de Medição das Deformações”. A ser publicado in: **Anais do Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes – 17º ANPET.**

VINHA, Adilson M., 2000, “Stone Mastic Asphalt – Pavimento Asfáltico Rugoso”. In: **Anais da Reunião Anual de Pavimentação – 32º RAPv**, v. 02, pp. 555-564, Brasília, Distrito Federal, Brasil, 16-20 Outubro.

ZHANG, Jingna, COOLEY, L. Allen Jr., KANDHAL, Prithvi S., 2002, “Comparison of Fundamental and Simulative Test Methods for Evaluating Permanent Deformation of Hot-Mix Asphalt”. **Transportation Research Record –TRR 1789**, paper 02-3107, pp. 91-100.

ZTV Asphalt StB 01, 2001, **Zusaetzliche Technisch Vertragsbedingungen und Richtlinien fuer den Bau von Fahrbahndecken aus Asphalt.** Forschungsgeseelschaft fuer Strassen und Verkerhrswesen, Arbeitsgruppe Asphaltstrassen, Alemanha.

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA:

FALCÃO, Marcius F. B., SOARES, Jorge B., 2002, “Considerações Sobre o Ensaio de Compressão Diametral no Estudo de Materiais de Pavimentação”. In: **Anais do Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes – 16º ANPET**, v. 01, pp. 169-181, Natal, RN, Brasil, 14-17 Outubro.

LEITE, Leni F. M., MOTTA, Laura M. G., 2002, “O Efeito do Fíler nas Características do Ligante Asfáltico”. In: **Anais do Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes – 16º ANPET**, v. 01, pp. 183-194, Natal, RN, Brasil, 14-17 Outubro.

LEITE, Leni F. M., 1998, **Utilização de Bagaço de Cana e seus Compósitos como Fibras em Misturas Betuminosas**. Exame de Qualificação ao Doutorado em Ciência e Tecnologia de Polímeros Apresentada ao Instituto de Macromoléculas Professora Eloisa Mano (IMA) da Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

MOGAWER, Walaa S., STUART, Kevin D., 1996, “Effects of Mineral Fillers on Properties of Stone Matrix Asphalt Mixtures”. **Transportation Research Record – TRR 1530**, pp. 86-94, Washington, D.C., EUA.

MOMM, Leto, DOMINGUES, Felipe A. A., 1996, “Efeitos da Graduação dos Agregados nas Misturas Asfálticas”. In: **Anais da Reunião Anual de Pavimentação – 30ª RAPv**, v. 01, pp. 87-114, Salvador, Bahia, Brasil, 24-29 Novembro.

prEN 13108-5, 1998, **Bituminous Mixtures – Material Specification – Part 5: Stone Mastic Asphalt**. European Standard.

REIS, Rafael M. M., BERNUCCI, Liedi B., ZANON, Anelise L., 2002, “Revestimento Asfáltico Tipo SMA para Alto Desempenho em Vias de Tráfego Pesado”. In: **Anais da Reunião de Pavimentação Urbana – 11º RPU**, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil, 16-19 Julho.

- REIS, Rafael M. M., SANTO, Nelson R. E., 2000, “Revestimento de Alta Funcionalidade para Rodovias e Aeroportos”. In: **Anais do 15º Encontro de Asfalto**, artigo IBP 60000, pp. 01-08, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 04-06 Dezembro.
- SHASHIDHAR, N., NEEDHAM, S. P., CHOLLAR, B. H., et al., 1999, “Prediction of the Performance of Mineral Fillers in Stone Matrix Asphalt”. **Journal of The Association of Asphalt Paving Technologists – AAPT**, v. 68, pp. 222-251, Chicago, Illinois, EUA, 08-10 Março.
- SOARES, Jorge B., SOUZA, Flávio V., 2002, “Verificação do Comportamento Viscoelástico Linear em Misturas Asfálticas”. In: **Anais do 16º Encontro de Asfalto**, artigo IBP 01402, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 03-05 Dezembro.
- SOUZA, Flávio V., SOARES, Jorge B., 2002, “Previsão do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas a Partir dos Resultados do Ensaio de *Creep* Estático”. In: **Anais do Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes – 16º ANPET**, v. 01, pp. 29-41, Natal, RN, Brasil, 14-17 Outubro.
- SOUZA, Ana M., RAMOS, Celso R., GUARÇONI, Dilma S., et al., 1995, **Curso de Técnicas de Laboratório em Ligantes e Misturas Asfálticas**. In: Instituto Brasileiro de Petróleo – IBP, Rio de Janeiro, Brasil, 16-20 Outubro.
- WEGAN, Vibeke, BRÛLÉ, Bernard, 1999, “The Structure of Polymer Modified Binders and Corresponding Asphalt Mixtures”. **Journal of The Association of Asphalt Paving Technologists – AAPT**, v. 68, pp. 64-88, Chicago, Illinois, EUA, 08-10 Março.
- WATSON, Donald E., 2003, “An Updated Review of SMA and Superpave Projects”. **82º Annual Meeting of the Transportation Research Board –TRB**, TRB 2003 Annual Meeting CD-ROM, Washington, D.C., EUA, 12-16 Janeiro.