PATRICIA BARBOZA DA SILVA

**ESTUDO EM LABORATÓRIO E EM CAMPO DE MISTURAS
ASFÁLTICAS SMA 0/8S**

**Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de
São Paulo para obtenção do
Título de Mestre em Engenharia**

**São Paulo
2005**

PATRICIA BARBOZA DA SILVA

**ESTUDO EM LABORATÓRIO E EM CAMPO DE MISTURAS
ASFÁLTICAS SMA 0/8S**

**Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de
São Paulo para obtenção do
Título de Mestre em Engenharia**

**Área de concentração:
Engenharia de Transportes**

**Orientadora:
Prof.^a Livre-Docente, Mestre e
Doutora
Liedi Legi Bariani Bernucci**

**São Paulo
2005**

SILVA, P. B. **Estudo em laboratório e em campo de misturas asfálticas SMA 0/8S**. 2005. 132 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

ERRATA

Folha	Linha	Onde se lê	Leia-se
33	Tabela 3.2 (linha 3)	“Fibra de celulose”	Fibra de celulose em <i>pellets</i>
33	Tabela 3.3 (título)	“... Resultados obtidos na dosagem Marshall modificada para o SMA 0/8S empregado...”	Resultados obtidos na dosagem Marshall para o SMA 0/8S empregado...
42	21	“... abril de 2005.”	... julho de 2005.
54	4	“... de acordo com a NBR NM 51/2001, da ABNT; o ensaio...”	... de acordo com a NBR NM 51/2001, da ABNT, graduação C; o ensaio...
, 105	6	“... a 10°C e 25°C.”	... a 10°C e 25°C, para a análise destas propriedades mecânicas e respectivas sensibilidades à variação da temperatura.
118	2	“... Atualmente, tem-se evitado resultados abaixo de 0,60 mm.”	... Atualmente tem-se evitado revestimentos asfálticos com macrotextura abaixo de 0,60 mm, medida no ensaio de mancha de areia.

FICHA CATALOGRÁFICA

Silva, Patricia Barboza da
Estudo em laboratório e em campo de misturas asfálticas
SMA 0/8S / P.B. Silva. -- São Paulo, 2005.
132 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade
de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes.

1.Infra-estrutura de transportes 2.Pavimentação asfáltica
3.Asfalto I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica.
Departamento de Engenharia de Transportes II.t.

Dedico este trabalho ao meu marido que, apesar da distância, tem sido meu grande amigo e companheiro desde que nos conhecemos; e aos meus pais por serem meu porto seguro e a minha fonte de forças e inspirações.

AGRADECIMENTOS

Meus agradecimentos vão primeiramente à minha orientadora Professora Liedi, pela amizade, compreensão, carinho e dedicação durante todo o desenvolvimento desta pesquisa.

À PETROBRÁS (Petróleo Brasileiro S.A.), particularmente à Dra. Leni Figueiredo Mathias Leite.

À Concessionária Nova Dutra particularmente à Eng.^a Valéria Faria e ao Eng.^o Mário Escudeiro.

À Construtora SA Paulista.

Ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A., principalmente ao Tecnólogo Rubens Vieira, à Eng.^a Márcia Aps e aos técnicos: Luiz Back Adelino, Jorge Augusto Oliveira Silva, Jurandir Rodrigues, Valmir Barbosa Dias e João Alberto Leal.

Aos Professores Carlos Yukio Suzuki e Jorge Augusto Pereira Ceratti pela importante contribuição durante o exame de qualificação.

Aos Engenheiros José Mário Chaves e Rafael Marçal Martins de Reis.

Aos amigos do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação (LTP-EPUSP): Edson de Moura, Erasmo Ferreira, Diomária Santos, Rosângela dos Santos Motta, Patrícia Nunes Ferreira, Fabiana da Conceição Leite, Fábio Pinto de Oliveira e Moisés Abdul.

Ao meu marido Willian por ceder muitas horas da minha atenção que deveriam ser dele para que eu pudesse me dedicar à dissertação.

Aos meus pais Dalva e José pelo incentivo e apoio durante todas as dificuldades enfrentadas.

Ao meu irmão Renato para que ele saiba que a dedicação é sempre recompensada de alguma forma.

Para todos os meus familiares, amigos e pessoas que de alguma forma contribuíram para o desenvolvimento desta dissertação.

À TODOS, MUITO OBRIGADA.

RESUMO

Esta pesquisa foi baseada em um projeto de *Stone Matrix Asphalt* - SMA na faixa 0/8S com asfalto CAP 20, feito para a execução de revestimento delgado em trecho experimental na Rodovia Presidente Dutra, ligando São Paulo ao Rio de Janeiro. A ocorrência de alguns defeitos neste trecho experimental motivou o estudo de misturas SMA 0/8S alternativas empregando dois asfaltos convencionais: CAP 20 e CAP 50/60, e dois modificados por polímeros: um com 3,0% de SBS e outro com 6,5% de SBS. Foram realizados ensaios laboratoriais para a verificação da dosagem das misturas asfálticas e determinação de propriedades mecânicas em laboratório por meio de ensaios de deformação permanente em trilha de roda, de resistência à tração por compressão diametral e de módulo de resiliência. Observou-se que o uso de asfalto modificado por polímero e do asfalto convencional CAP 50/60 acarreta uma redução significativa de afundamentos em trilha de roda. O módulo de resiliência a 25°C também apresenta redução de valor nas amostras com asfalto modificado por polímero e com CAP 50/60, em comparação com o convencional CAP 20. A resistência à tração sofre pouca variação quando se comparam os asfaltos empregados, considerando-se ensaios realizados na mesma temperatura. Foram feitos ensaios em campo para a avaliação funcional e de aderência no trecho experimental da Rodovia Presidente Dutra, tendo sido realizados monitoramentos logo após a execução do trecho e decorridos 2 anos e 7 meses de operação. Os resultados demonstraram que o revestimento do trecho experimental apresenta atualmente poucos defeitos de superfície, com fechamento da macrotextura nas trilhas de roda e pequena diminuição do conforto ao rolamento.

Palavras chave: SMA, asfaltos convencionais, asfaltos modificados, deformação permanente, módulo de resiliência, resistência à tração por compressão diametral, macrotextura, conforto ao rolamento.

ABSTRACT

This research was based on a Stone Matrix Asphalt SMA in the band 0/8S design made with asphalt binder AC 20, used as a thin wearing course of a test section on the Presidente Dutra Highway, that connects São Paulo to Rio de Janeiro. The occurrence of some distresses in the test section motivated the study of alternative SMA 0/8S mixtures using two conventional asphalt binders: AC 20 and AC 50/60, and two modified by polymer: one with 3.0% of SBS and other with 6.5% of SBS. Laboratory tests were conducted to verify the mix design and to determine their mechanical behavior such as the resistance against rutting, the indirect tensile strength and the resilient modulus. It was observed that the use of SBS polymer modified binders and asphalt binder AC 50/60 causes a significant reduction of rutting. The resilient modulus at 25°C also presents a reduction in the samples with SBS polymer modified binders and AC 50/60 in comparison with AC 20. The indirect tensile strength suffers little variation across the different types of asphalt binders, tested at the same temperature. Field tests related to functional evaluation and skid-resistance of the test section were carried out. The test section was monitored immediately following the construction and after 2 years and 7 months of continuous use. The results showed that the wearing coarse presented a few distresses in the surface, in particular a reduction of the macrotexture at the wheel tracks and a slight worsening of the riding quality.

Key words: SMA, asphalt binder, modified binder, rutting, resilient modulus, indirect tensile strength, macrotexture, riding quality.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

LISTA DE ABREVIACÕES

1 INTRODUÇÃO	01
1.1 Enquadramento Temático	01
1.2 Objetivos	03
1.3 Desenvolvimento da Dissertação	03
1.4 Organização da Dissertação	04
2 MISTURAS ASFÁLTICAS TIPO SMA	06
2.1 Um breve histórico do SMA	06
2.2 A utilização do SMA no Brasil	08
2.3 Conceito de SMA	11
2.4 Materiais que Constituem as Misturas Asfálticas Tipo SMA	14
2.4.1 Agregados	14
2.4.1.1 Agregados para as misturas do tipo SMA	17
2.4.2 Ligantes Asfálticos	21
2.4.3 Fibras	27
2.5 Dosagem das Misturas Asfálticas Tipo SMA	27
3 TRECHO EXPERIMENTAL DA RODOVIA PRESIDENTE DUTRA	30
3.1 Introdução	30
3.2 Dosagem da mistura empregada no trecho	31
3.3 Execução do trecho	33
3.4 Problemas ocorridos na usinagem e após a execução do trecho	38
4 MÉTODOS DE ENSAIOS UTILIZADOS NA PESQUISA	42
4.1 Ligantes Asfálticos	42
4.1.1 Caracterização dos asfaltos convencionais	42
4.1.2 Caracterização dos asfaltos modificados por polímeros	50
4.2 Materiais Pétreos e Fíler	53
4.2.1 Ensaios para caracterização da fração graúda do agregado	54
4.2.2 Ensaios para caracterização da fração miúda do agregado	56

4.3 Fibras	57
4.4 Dosagem da Mistura Asfáltica SMA	60
4.4.1 Determinação do VCA_{DRC}	61
4.4.2 Determinação dos parâmetros Marshall	64
4.4.2.1 Ensaios realizados sobre a mistura empregando CAP 20	64
4.4.2.2 Ensaios realizados sobre as misturas empregando os outros ligantes estudados	66
4.4.3 Determinação do VCA_{MIX}	67
4.5 Ensaios Mecânicos	68
4.5.1 Ensaio de deformação permanente	68
4.5.2 Ensaios de resistência à tração e de módulo de resiliência	69
4.6 Ensaios de Campo	74
4.6.1 Avaliação de superfície	75
4.6.2 Avaliação da microtextura e da macrotextura	79
5 MATERIAIS, RESULTADOS E DISCUSSÕES	86
5.1 Materiais Asfálticos	86
5.2 Materiais pétreos, filer e fibras	88
5.2.1 Ensaios em materiais pétreos	89
5.2.2 Ensaio para verificação da quantidade de fibras na mistura	92
5.3 Dosagem	93
5.3.1 Determinação do VCA_{DRC}	93
5.3.2 Determinação dos parâmetros Marshall e do VCA_{MIX}	93
5.3.2.1 Determinação dos parâmetros Marshall das misturas empregando ligante asfáltico CAP 20	94
5.3.2.2 Determinação da massa específica aparente, massa específica máxima teórica, volume de vazios (V_v) e vazios do agregado (VAM) das misturas empregando os outros ligantes asfálticos	98
5.3.2.3 Determinação do VCA_{MIX}	104
5.4 Resultados dos ensaios mecânicos	105
5.4.1 Deformação Permanente	105
5.4.2 Ensaios de resistência à tração e módulo de resiliência	109
5.5 Resultados dos ensaios de campo	115

5.5.1 Ensaio de campo realizados após a conclusão do trecho	115
5.5.2 Ensaio de campo realizados após 2 anos e 7 meses da conclusão do trecho	116
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	121
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	124
ANEXO A - RESULTADOS INDIVIDUAIS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO E MÓDULO DE RESILIÊNCIA	04 páginas
ANEXO B - PLANILHAS DA AVALIAÇÃO OBJETIVA EFETUADA NO TRECHO EXPERIMENTAL DA RODOVIA PRESIDENTE DUTRA	02 páginas

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Textura superficial da mistura SMA aplicada no trecho experimental da rodovia Presidente Dutra	10
Figura 2.2 – Composição esquemática do SMA (REIS <i>et al.</i> , 2002)	11
Figura 3.1 – Faixa granulométrica 0/8S e graduação empregada na mistura utilizada como revestimento do trecho experimental (NOVA DUTRA, 2002)	32
Figura 3.2 – Usina <i>drum mixer</i> utilizada para produção da mistura SMA aplicada no trecho experimental	34
Figura 3.3 – Silo de fibras de celulose	34
Figura 3.4 – Dosador de cal CH-1	34
Figura 3.5 – Carregamento da mistura SMA	35
Figura 3.6 – Transporte da mistura para o local de aplicação	35
Figura 3.7 – Mistura sendo descarregada na vibroacabadora	36
Figura 3.8 – Espalhamento do SMA	36
Figura 3.9 – Rolo compactador operando próximo a vibroacabadora	37
Figura 3.10 – Vista geral da execução do trecho	37
Figura 3.11 – Detalhe do escorrimento do ligante durante a compactação devido ao alto teor na mistura	38
Figura 3.12 – Exsudação ocorrida na superfície do revestimento logo após a conclusão do trecho (julho/2002)	39
Figura 3.13 – Exsudação e desgaste superficial no revestimento do trecho após 2 anos e 7 meses de serviço (fevereiro/2005)	39
Figura 3.14 - Textura superficial do SMA após o término da compactação (julho/2002)	40
Figura 3.15 – Fechamento da macrotextura superficial na trilha de rodas (fevereiro/2005)	40
Figura 3.16 – Detalhe de desagregação no revestimento (fevereiro/2005)	40
Figura 4.1 – Penetrômetro utilizado para o ensaio de penetração	43
Figura 4.2 – Equipamento e banho para realização de ensaio de viscosidade	44
Figura 4.3 - Viscosímetro tipo <i>Asphalt Institute</i> para realização de ensaio de viscosidade absoluta	44

Figura 4.4 - Equipamento para ensaio de viscosidade Saybolt-furol	45
Figura 4.5 - Amostras para o ensaio de efeito do calor e do ar	46
Figura 4.6 – Amostras colocadas na prateleira giratória dentro da estufa	46
Figura 4.7 – Ductilômetro	46
Figura 4.8 – Detalhe do andamento do ensaio de ductilidade	46
Figura 4.9 - Ensaio de ponto de fulgor	47
Figura 4.10- Detalhes do ensaio de solubilidade em tricloretileno	48
Figura 4.11 - Início do ensaio de ponto de amolecimento	49
Figura 4.12 – Ensaio de ponto de amolecimento – esfera metálica atravessando o anel padrão	49
Figura 4.13 – Detalhes do ensaio de densidade relativa	50
Figura 4.14 – Detalhes do ensaio de recuperação elástica	51
Figura 4.15 - Equipamento para realização do ensaio de viscosidade Brookfield	52
Figura 4.16 - Ensaio de estabilidade ao armazenamento: recipientes padrões colocados dentro da estufa	53
Figura 4.17 - Ensaio para determinação da forma do agregado	55
Figura 4.18 - Equipamento utilizado para realização do ensaio de equivalente de areia	57
Figura 4.19 – Ensaio de escorrimento	59
Figura 4.20 – Mesa compactadora tipo LCPC	69
Figura 4.21 – Simulador de tráfego tipo LCPC	69
Figura 4.22 – Equipamento para execução do ensaio de resistência à tração por compressão diametral	70
Figura 4.23 – Equipamento para execução do ensaio de módulo de resiliência dentro da câmara de climatização	72
Figura 4.24 – Suporte com corpo-de-prova e LVDT para leitura de deslocamentos para o ensaio de módulo de resiliência	73
Figura 4.25 – Telas do programa computacional de aquisição de dados do ensaio de módulo de resiliência	73
Figura 4.26 – Equipamento MERLIN	77
Figura 4.27 – Detalhe do ponteiro e do formulário de registros das medições	77
Figura 4.28 – Ensaio de mancha de areia	81

Figura 4.29 - Pêndulo Britânico	82
Figura 5.1 - Materiais utilizados na composição da mistura seca	89
Figura 5.2 - Faixa granulométrica alemã 0/8S e graduação empregada no trabalho	90
Figura 5.3 – Misturas empregando CAP 20 - massa específica aparente e massa específica máxima teórica X teor de ligante	95
Figura 5.4 – Misturas empregando CAP 20 - estabilidade Marshall X teor de ligante	95
Figura 5.5 - Misturas empregando CAP 20 - volume de vazios X teor de ligante	96
Figura 5.6- Misturas empregando CAP 20 - relação betume vazio (RBV) X teor de ligante	96
Figura 5.7 – Misturas empregando CAP 20 - vazios do agregado (VAM) X teor de ligante	97
Figura 5.8 – Misturas empregando CAP 50/60 (Fazenda Alegre) - massa específica aparente e massa específica máxima teórica X teor de ligante	98
Figura 5.9 - Misturas empregando CAP 50/60 (Fazenda Alegre) - volume de vazios X teor de ligante	99
Figura 5.10 - Misturas empregando CAP 50/60 (Fazenda Alegre)- vazios do agregado (VAM) X teor de ligante	99
Figura 5.11 – Misturas empregando AMP 3,0% SBS - massa específica aparente e massa específica máxima teórica X teor de ligante	100
Figura 5.12 - Misturas empregando AMP 3,0% SBS - volume de vazios X teor de ligante	100
Figura 5.13 - Misturas empregando AMP 3,0% SBS - vazios do agregado (VAM) X teor de ligante	101
Figura 5.14 – Misturas empregando AMP 6,5% SBS - massa específica aparente e massa específica máxima teórica X teor de ligante	102
Figura 5.15 - Misturas empregando AMP 6,5% SBS - volume de vazios X teor de ligante	102
Figura 5.16 - Misturas empregando AMP 6,5% SBS - vazios do agregado (VAM) X teor de ligante	103
Figura 5.17 – Deformação Permanente das misturas empregando 6,5% de teor de ligante	106

Figura 5.18 – Deformação Permanente das misturas empregando 7,0% de teor de ligante	107
Figura 5.19 – Deformação Permanente das misturas empregando 7,5% de teor de ligante	107
Figura 5.20 - Gráfico comparativo dos resultados de resistência à tração nas temperaturas de 10°C e 25°C	110
Figura 5.21 - Gráfico comparativo dos resultados de módulo de resiliência a 25°C	112
Figura 5.22- Gráfico comparativo dos resultados de módulo de resiliência a 10°C	113
Figura 5.23- Gráfico comparativo dos resultados de módulo de resiliência nas temperaturas de 25°C e 10°C	114
Figura 5.24 – Fechamento da macrotextura na trilha de rodas observados no revestimento do trecho experimental da rodovia Presidente Dutra	118

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Emissão de ruído do SMA comparado com outros tipos de misturas (modificado de EAPA, 1998)	14
Tabela 2.2 – Características da fração graúda do agregado utilizado nas misturas SMA (NAPA, 1999)	17
Tabela 2.3 - Características da fração miúda do agregado utilizado nas misturas SMA (NAPA, 1999)	18
Tabela 2.4 - Faixas granulométricas de SMA pela especificação alemã (ZTV Asphalt – StB, 2001)	19
Tabela 2.5 - Características complementares do SMA pela especificação alemã (ZTV Asphalt – StB 94, 2001)	19
Tabela 2.6 - Faixas granulométricas de SMA utilizadas pela União Européia (EAPA, 1998)	20
Tabela 2.7 - Faixas granulométricas de SMA utilizadas nos EUA (NAPA, 1999)	20
Tabela 2.8 – Antiga especificação técnica para o CAP, classificação por viscosidade de acordo com Regulamento Técnico DNC 01/1992 – Revisão 02	22
Tabela 2.9 – Antiga especificação técnica para o CAP, classificação por penetração de acordo com Regulamento Técnico DNC 01/1992 – Revisão 02	23
Tabela 2.10 – Atual especificação técnica para o CAP de acordo com a nova norma da ANP, 2005	24
Tabela 2.11 – Especificação técnica para o asfalto modificado com polímero de acordo com DNER – EM 396/99	26
Tabela 2.12 – Definição da fração graúda de agregado (NAPA,1999)	28
Tabela 2.13 – Especificação para misturas SMA utilizando método Marshall (NAPA, 1999)	29
Tabela 3.1 – Resultados dos ensaios de caracterização realizados nos agregados (NOVA DUTRA, 2002)	31
Tabela 3.2 – Composição da mistura SMA 0/8S empregada no trecho experimental (NOVA DUTRA, 2002)	33
Tabela 3.3 – Resultados obtidos na dosagem Marshall modificada para o SMA 0/8S empregado no trecho experimental (NOVA DUTRA, 2002)	33

Tabela 4.1 - Classificação da forma do corpo-de-prova (ABNT NBR 6954/1989)	55
Tabela 4.2 – Classificação do pavimento pelo Valor de Serventia Atual (VSA) (DNER-PRO 007/94)	75
Tabela 4.3 – Classificação do pavimento pelo Índice de Gravidade Global (IGG) (DNER-PRO 008/94)	76
Tabela 4.4 – Classificação do pavimento pelo Índice de Gravidade Global (IGG) (NORMA DNIT 006/2003 - PRO)	76
Tabela 4.5 – Condição do pavimento quanto a irregularidade de rodovias pavimentadas (PINTO e PREUSSLER, 2001)	79
Tabela 4.6 Classificação da macrotextura superficial pelo ensaio de mancha de areia (PASQUET, 1968)	81
Tabela 4.7 – Valores Limites de Microtextura (ABPv, 1999)	82
Tabela 4.8 – Faixas de Classificação de IFI (APS <i>et al.</i> , 2004)	85
Tabela 5.1 – Resultados dos ensaios realizados nos asfaltos convencionais	87
Tabela 5.2 – Resultados dos ensaios realizados nos asfaltos modificados por polímeros	88
Tabela 5.3 – Resultados dos ensaios realizados na fração graúda do agregado	91
Tabela 5.4 – Resultados dos ensaios realizados na fração miúda do agregado	91
Tabela 5.5 – Resultados dos ensaios de escorrimento realizados segundo a norma AASHTO T 305-97	92
Tabela 5.6 – Resultados dos ensaios realizados na fração graúda do agregado para determinação do VCA_{DRC}	93
Tabela 5.7 – Resultados obtidos para o VCA_{mix} (vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada)	104
Tabela 5.8– Resultados dos ensaios de deformação permanente (%)	105
Tabela 5.9 – Regressões dos ensaios de deformação permanente	108
Tabela 5.10 – Resultados de resistência à tração por compressão diametral a 25°C em MPa	109
Tabela 5.11 – Resultados de resistência à tração por compressão diametral a 10°C em MPa	110
Tabela 5.12 – Relação entre os resultados de resistência à tração por compressão diametral a 25°C e a 10°C	111

Tabela 5.13 – Médias dos resultados obtidos nos ensaios de módulo de resiliência a 25°C	111
Tabela 5.14 – Médias dos resultados obtidos nos ensaios de módulo de resiliência a 10°C	111
Tabela 5.15 – Relação entre os resultados de módulo de resiliência a 25°C e a 10°C	115
Tabela 5.16 Resultados dos ensaios de mancha de areia realizados após a conclusão do trecho	115
Tabela 5.17 – Conceitos obtidos nas avaliações da superfície do revestimento em SMA realizadas após a conclusão do trecho	116
Tabela 5.18 – Resultados dos ensaios de mancha de areia realizados após 2 anos e 7 meses da conclusão do trecho	117
Tabela 5.19 – Resultados dos ensaios com pêndulo britânico realizados após 2 anos e 7 meses da conclusão do trecho	117
Tabela 5.20 – Resultados de IFI (<i>International Friction Index</i>)	119
Tabela 5.21 – Resultados do ensaio com MERLIN (IRI e QI) e do Índice de Gravidade Global (IGG) obtidos após 2 anos e 7 meses da conclusão do trecho	120

LISTA DE ABREVIACÕES

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ABPv – Associação Brasileira de Pavimentação

ABS - Acrilonitrila-Butadieno-Estireno

AC – Asphalt Concret

AFNOR - Association Française de Normalisation

AIPCR - Association International Permanent des Congrès de la Route

AMP – Asfalto Modificado por Polímero

ANP – Agência Nacional do Petróleo

ARTESP – Agência Reguladora de Serviços Públicos Delegados de Transporte do Estado de São Paulo.

ASTM - American Society for Testing and Materials

BPN - British Pendulum Number

CNT – Confederação Nacional dos Transportes

CAP – Cimento Asfáltico de Petróleo

CBUQ - Concreto Betuminoso Usinado a Quente

DERSA – Empresa de Desenvolvimento Rodoviário S.A.

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT - Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes

EAPA - European Asphalt Pavement Association

EPDM - Etileno-Propileno-Dieno

EVA - Etileno-Acetato de Vinila

FHWA - Federal Highway Administration

FIA – Federação Internacional de Automobilismo

GEIPOT – Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes

HRA – Hot Rolled Asphalt

HS – Hauter au Sable

IBP - Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás

IFI – International Friction Index

IGG – Índice de Gravidade Global

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A.

IRI – International Roughness Index

LCPC – Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

LDPE - Polietileno Baixa Densidade

LTP-EPUSP – Laboratório de Tecnologia de Pavimentação – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

LUBNOR – Lubrificantes e Derivados de Petróleo do Nordeste

LVDT - Linear Variable Differential Transformer

MERLIN - Machine Evaluation Roughness using Low Coast Instrumentation

NAPA - National Asphalt Pavement Association

NCAT - National Center for Asphalt Technology

OGFC - Open Graded Friction Course

PETROBRAS – Petróleo Brasileiro S.A.

QI – Quociente de Irregularidade

REDUC – Refinaria Duque de Caxias

REFAP – Refinaria Alberto Pasqualini S.A.

RELAM – Refinaria Landulpho Alves

RTFOT – Rolling Thin Film Oven Test

RTR – Resistência à Tração Retida

SB - Estireno-Butadieno

SBS - Estireno-Butadieno-Estireno

SEBS - Estireno-Etileno-Butadieno-Estireno

SIS - Estireno-Isopreno-Estireno

SMA - Stone Matrix Asphalt – Matriz Pétreas Asfáltica

TFOT - Thin Film Oven Test

TRL - Transport Research Laboratory

VAM – Vazios do Agregado

Vp – Vazios Preenchidos com Betume

VSA - Valor da Serventia Atual

Vv – Volume de Vazios

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento Temático

A pavimentação de vias de transporte tem por objetivo dar resistência e estabilidade à superfície de rolamento de modo a permitir a trafegabilidade dos veículos usuários com conforto e segurança em qualquer época do ano.

De acordo com pesquisa realizada pela Confederação Nacional de Transporte – CNT (2003), onde foram avaliados 56.798 km de rodovias brasileiras, perfazendo cerca de 56% da extensão total da malha federal pavimentada, constatou-se que 58,5% desta extensão encontram-se com pavimento em estado deficiente, ruim ou péssimo. Para ilustrar a dimensão do problema, considerando os trechos com afundamentos, ondulações ou buracos, esses atingem 8.077 km, o equivalente a uma viagem de ida e volta entre Porto Alegre (RS) e Natal (RN). Outra constatação importante desta pesquisa foi que nos principais corredores rodoviários brasileiros é elevada a taxa de alternância das condições viárias, onde coabitam trechos comparáveis aos de países de primeiro mundo com trechos totalmente deteriorados, com evidentes prejuízos à economia e à segurança dos usuários.

Deve-se ressaltar ainda que, além dos problemas relativos ao conforto e à segurança dos usuários, rodovias em melhor estado de conservação provocam a diminuição nos custos operacionais constituídos por: consumo de combustível, de pneus, graxas e lubrificantes, peças de reposição, tempos de viagens, etc.

Em 1970, 50,6 mil quilômetros de rodovias brasileiras eram pavimentadas; em 1990 esse número chegou a aproximadamente 148 mil quilômetros, o que representou um aumento de 200% da rede pavimentada em 20 anos¹. Atualmente são aproximadamente 165 mil, o que indica que a pavimentação de rodovias

¹ Estradas.com.br. Brasil. *Brasil gigante rodoviário*. Disponível em: http://www.estradas.com.br/materia_brasil%20gig_rodov.htm. Acesso em: 04 de jan. 2003.

praticamente estagnou na última década, com cerca de apenas 10% de aumento (GEIPOT, 2000).

De acordo com dados do DNER (2001)² atual DNIT (Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes) apresentados em Vale (2002), verifica-se que em termos de condição de superfície (IGG – Índice de Gravidade Global) cerca de 90% das rodovias federais pavimentadas apresentam classificação de “regular” a “mau”; e em termos de condição funcional (IRI – *International Roughness Index*), cerca de 70% apresentam classificação de “regular” a “péssima”.

Considerando que a malha viária praticamente não aumentou nos últimos 10 anos e que as rodovias existentes apresentam-se, na maioria, em mau estado de conservação, é imprescindível que sejam estudadas novas técnicas para construção e reabilitação de pavimentos que contemplem revestimentos asfálticos mais duráveis, que demandem reduzida manutenção ao longo de sua vida de operação, assegurando conforto e segurança para os usuários, reduzindo os custos operacionais e de transporte em geral.

Assim, novas soluções são necessárias para ampliar a gama de alternativas de revestimentos para atenderem a uma grande demanda de serviços. A prática brasileira de pavimentação é pela opção histórica dos revestimentos asfálticos, que constituem cerca de 98 a 99% dos nossos pavimentos rodoviários e viários urbanos. Atualmente, com as técnicas correntes e em prática no Brasil a pavimentação asfáltica não tem atendido aos requisitos de alta resistência e alta durabilidade no caso de pavimentos para alto volume de tráfego, apresentando problemas precoces, como o trincamento por fadiga, a desagregação do revestimento asfáltico, os afundamentos nas trilhas de roda, entre outros.

A prática de construção de revestimentos pouco duráveis ou inadequados à situação de carregamento tem resultado, em alguns casos, em descrença pelos leigos na solução asfáltica. A introdução de novas técnicas, utilizando novos ligantes asfálticos

² DNER (2001) *Sistema gerência de pavimentos - resultados*. Brasília: Departamento Nacional de Estradas de rodagem, 2001.

e novas formulações granulométricas, adequadas às especificações de cada caso, contribuirão com a reversão deste quadro atual. Fato que também deve ser mencionado é que para a melhoria na situação da pavimentação asfáltica brasileira, além dos projetos de mistura e de dimensionamento de pavimentos adequados, deve-se melhorar a técnica de produção das misturas asfálticas, de seu transporte, de sua distribuição em pista, de compactação e também de controle tecnológico, além das técnicas de manutenção e conservação de pavimentos.

O SMA (*Stone Matrix Asphalt* – Matriz Pétreas Asfáltica) aparece como uma alternativa atraente, proporcionando ao pavimento maior durabilidade de acordo com pesquisas realizadas no exterior e no Brasil. É um revestimento asfáltico bastante resistente ao trincamento por fadiga ou por reflexão de trincas, e ao afundamento em trilhas de roda. Além disso, tem apresentado o potencial de melhorar a aderência pneu/pavimento e diminuir a ocorrência do borrifio ou *spray* provocado pela lâmina d'água que permanece na superfície das camadas de misturas asfálticas convencionais em dias de chuvas, dada sua macrotextura de média a grosseira, contribuindo para um aumento considerável na segurança dos usuários.

1.2 Objetivos

O objetivo desta pesquisa é o estudo do comportamento mecânico em laboratório e do desempenho funcional em um trecho rodoviário de um SMA 0/8S, para melhor compreensão do seu mecanismo de funcionamento de modo a proporcionar uma adaptação desta tecnologia à realidade brasileira, uma vez que as condições climáticas nacionais divergem daquelas dos países de clima frio e temperado onde o SMA tem sido normalmente empregado como camada de rolamento de pavimentos.

1.3 Desenvolvimento da Dissertação

Para o desenvolvimento da pesquisa foram realizados ensaios laboratoriais para dosagem e avaliação do comportamento mecânico da mistura tipo SMA 0/8S, de

modo a comparar quatro diferentes tipos de ligantes asfálticos em diferentes teores, empregando a mesma faixa granulométrica e os mesmos constituintes pétreos e fíler; no que tange os ensaios em campo, foram realizados levantamentos logo após a execução e após 2 anos e 7 meses para verificação do desempenho funcional do trecho experimental da Rodovia Presidente Dutra, executado com SMA 0/8S entre os quilômetros 202+30,0 m e 202+860,0 m da pista Sul, sentido Rio de Janeiro – São Paulo, no município de Arujá.

1.4 Organização da Dissertação

O texto da dissertação está dividido em 6 capítulos sucintamente descritos a seguir:

O presente capítulo 1 – *Introdução* apresenta o enquadramento temático do assunto, ressaltando a importância de melhoria das técnicas de pavimentação asfáltica de maior durabilidade associada ao aumento na segurança dos usuários no que diz respeito à aderência pneu/pavimento em dias de chuva. São apresentados igualmente os objetivos a serem atingidos por esta pesquisa em função do potencial da utilização de misturas asfálticas tipo SMA na faixa alemã 0/8S;

O capítulo 2 – *Misturas Asfálticas Tipo SMA* apresenta um breve histórico sobre o tema proposto, descrevendo o seu princípio de funcionamento, os materiais componentes, o método de dosagem, bem como as características de desempenho e algumas vantagens de sua utilização que vêm sendo observadas pelas pesquisas e experiências práticas no Brasil e em outros países;

O capítulo 3 – *Trecho Experimental da Rodovia Presidente Dutra* apresenta a descrição do trecho da rodovia Presidente Dutra, as características do local em que o mesmo foi executado, o método executivo, as dificuldades encontradas para execução e alguns problemas ocorridos após a sua conclusão, bem como seu estado após mais de dois anos de operação;

O capítulo 4 – *Métodos de Ensaios Utilizados na Pesquisa* apresenta a metodologia utilizada para realização dos ensaios de caracterização dos materiais empregados,

dosagem e avaliação das propriedades mecânicas da mistura em laboratório, bem como dos ensaios realizados em campo no trecho experimental da Rodovia Presidente Dutra;

O capítulo 5 – *Materiais, Resultados e Discussões* apresenta a descrição dos materiais empregados na execução das misturas SMA 0/8S estudadas, os resultados dos ensaios realizados em laboratório e em campo, e as discussões a respeito dos mesmos;

O capítulo 6 – *Conclusões e Recomendações* apresenta as conclusões obtidas baseadas nos resultados dos ensaios realizados em laboratório e em campo, e no desempenho do trecho experimental da rodovia Presidente Dutra após mais de 2 anos de sua execução.

CAPÍTULO 2

MISTURAS ASFÁLTICAS TIPO SMA

2.1 Um breve histórico do SMA

O SMA – cuja designação alemã é *Splittmastixasphalt* e americana *Stone Matrix Asphalt* (Matriz Pétreas Asfálticas), foi concebido na Alemanha em 1968 quando foi aplicada uma capa de rolamento de apenas 2 cm de espessura, composta por uma fração de 75% de agregados de diâmetro entre 5 e 8 mm, 15% de material entre 0-2 mm, 10% de filler mineral e 7% de ligante betuminoso, sob o peso total da mistura. Devido ao alto teor de ligante existente na mistura, utilizaram-se fibras orgânicas (de celulose) como aditivo estabilizador para que fosse evitado seu escoamento, uma vez que a mistura era aplicada com temperatura em torno de 180°C e o ligante em grande quantidade não permanecia na mistura asfáltica (BELIGNI *et al.*, 2000).

Desde a década de 70, o SMA tem sido utilizado na Europa, inicialmente para combater as trilhas de roda e danos provocados pela rolagem de pneus com pinos no inverno. Após a proibição do uso de tais pneus na Alemanha, o uso do SMA sofreu um declínio devido ao maior custo de material e aplicação. Na década de 80 o afundamento em trilha de roda reapareceu como um grande problema na Alemanha devido ao aumento na pressão dos pneus, do uso de *supersingle*, da carga por eixo e do volume do tráfego; devido a estes fatos as misturas do tipo SMA começaram a ser empregadas novamente após sofrerem evolução tecnológica. Na Suécia, pneus com pinos continuaram a ser usados durante o inverno e os revestimentos com SMA ainda apresentavam bom desempenho quando submetidos a estas condições severas de carregamento; outros países europeus passaram a adotar, então, o SMA e obtiveram sucesso similar àquele observado na Alemanha e na Suécia (BROWN, 1992). Em 1984, a Alemanha publicou a primeira norma para o SMA difundindo o seu uso como camada de rolamento para vários outros países europeus.

Em 1990, um grupo de técnicos dos EUA visitou alguns países da Europa para observar a qualidade das rodovias e discutir procedimentos de execução. Um dos

propósitos desta missão técnica era a transferência e a implementação do SMA como nova tecnologia na América do Norte. Em 1991 foram feitas seções experimentais para testar este tipo de mistura em cinco estados dos EUA: Georgia, Indiana, Michigan, Missouri e Wiscosin (BROWN, 1992). Em 1993, vinte e um estados americanos executaram aproximadamente cinquenta e quatro projetos em SMA e estava sendo planejada a execução de mais vinte projetos. Em 1994, a National Asphalt Pavement Association– NAPA publicou o primeiro documento contendo informações gerais a respeito dos materiais, produção e aplicação do SMA nos Estados Unidos. Em 1997, no mínimo vinte e oito estados americanos já haviam executado mais de cem projetos utilizando o SMA, o que totalizava cerca de três milhões de toneladas deste tipo de mistura aplicada. Neste mesmo ano a National Center for Asphalt Technology – NCAT em conjunto com a Federal Highway Administration – FHWA publicaram um relatório atestando o bom desempenho do SMA em áreas sujeitas a alto volume de tráfego, sendo o maior custo de construção compensado pela melhora no desempenho (NAPA, 1999).

Neste mesmo relatório, foram avaliados cerca de 86 projetos experimentais de SMA e foi verificado que 90% das seções avaliadas apresentaram afundamentos de trilhas de rodas inferiores a 4 mm e 25% não apresentaram afundamento nas trilhas de roda (BROWN, 1997).

Baseado na avaliação de vários pavimentos em diversos países, concluiu-se que trincamentos por fadiga e desagregações mecânicas devido aos efeitos térmicos, do tráfego e da ação da água, não são relevantes no SMA, isto devido à sua maior flexibilidade e resistência ao desgaste quando comparado às misturas densas convencionais (EAPA, 1998).

Na área urbana de Londres, Inglaterra, executou-se no ano de 1996 uma seção experimental utilizando SMA, cujos resultados iniciais indicaram um aumento na aderência pneu/pavimento (SLATER, 1996³ apud REIS, 2002).

³ Slater, K.; *et al.* Assessing the performance of SMA as a surfacing in an urban environment. In: EURASPHALT & EUROBITUME CONGRESS, 1996.

Na China o SMA também foi empregado com sucesso no aeroporto de Pequim, como relata Xin (1998). Durante esta pesquisa, o SMA foi comparado com um concreto asfáltico convencional e com um OGFC (open graded friction course - camada porosa de atrito), sendo o SMA o tipo de revestimento que apresentou melhor comportamento nos requisitos estruturais, e o desempenho funcional obtido foi similar ao OGFC.

No Chile, em um trecho experimental empregando SMA, foram obtidos resultados de ensaio de mancha de areia que variaram entre 0,8 mm e 1,2 mm, atingindo em alguns pontos valores superiores a 1,2 mm, o que reflete a excelente macrotextura do revestimento (CALDERÓN e MOENNE, 2002).

2.2 A utilização do SMA no Brasil

O primeiro serviço de pavimentação com SMA foi executado em 2000 na reabilitação do autódromo “José Carlos Pace” (Interlagos), em São Paulo, para realização da etapa Brasil do circuito de Fórmula 1 (BELIGNI et al., 2000). Este projeto segue a especificação da FIA, com faixa 0/10 e espessura variando de 4,0 a 5,0 cm em média.

Em agosto de 2001, como base para teste severo e de dados para a dissertação de Reis (REIS, 2002), foi executado um trecho experimental em SMA, com espessura final do revestimento de 4,0 cm, utilizando a faixa alemã 0/11S e asfalto modificado por polímero SBS, na via Anchieta, no trecho descendente, sentido São Paulo – Santos. Tanto o comportamento estrutural quanto o funcional são satisfatórios até o momento. Este foi o trecho, até a presente data, de maior solicitação do SMA no Estado de São Paulo, pelas condições severas as quais o trecho está submetido: declividade expressiva, curva fechada e tráfego comercial pesado com caminhões que seguem de São Paulo a Santos, rumo ao maior porto marítimo brasileiro. A DERSA e a Concessionária Ecovias, que hoje opera a via Anchieta, sempre tiveram grandes problemas no trecho em que o SMA foi executado pois trata-se de restauração sobre pavimento constituído por placas de concreto de cimento Portland,

sujeita à reflexão de trincas e juntas e deformações plásticas devido às solicitações de carga significativas, incluindo esforços tangenciais. As restaurações em CBUQ (Concreto Betuminoso Usinado a Quente) não duravam mais de um ano; o SMA está neste trecho há mais de 3 anos sem problemas.

Resultados de ensaios de mancha de areia realizados neste trecho são apresentados em Aps *et. al.* (2003), e demonstram que mesmo após quinze meses de liberação ao tráfego a redução média nos resultados foi de 0,33 mm (de 1,05 mm para 0,72 mm), porém após seis meses o valor da última determinação manteve-se, demonstrando tendência à estabilização na macrotextura do revestimento tipo SMA e mesmo com a redução, os valores obtidos no ensaio de mancha de areia continuaram satisfatórios.

Em maio de 2002 foi construído outro trecho experimental empregando SMA com espessura da camada de 4,0 cm, na faixa alemã 0/11S com asfalto modificado por polímero SBS, no Corredor Tecnológico em Barueri (SP), localizado no acesso à pedreira e usina de mistura asfáltica da empresa Serveng Civilsan S.A., sujeito a um tráfego severo de caminhões completamente carregados (na carga legal permitida), com forte declividade (10%), curvas fechadas, e tráfego canalizado em uma única faixa descendente (NASCIMENTO, 2004). Este trecho vem sendo avaliado e não apresenta, até o momento, após mais de dois anos de operação, problemas de ordem funcional ou estrutural.

Em julho de 2002, foi executado um trecho experimental em SMA de espessura delgada (2,0 cm), empregando a faixa alemã 0/8S, com extensão aproximada de 830 m e duas faixas de rolamento. Este trecho foi feito pela concessionária Nova Dutra em Arujá (SP) em um local da Rodovia Presidente Dutra que atualmente apresenta volume diário médio de solicitações de 26118⁴ veículos. Este trecho faz parte da dissertação ora desenvolvida e será tratado em detalhes nos próximos capítulos.

Em ensaios de mancha de areia realizados após poucos dias da execução no trecho da Rodovia Presidente Dutra foram obtidos resultados que chegaram a 1,6 mm

⁴ Informação fornecida pela Engenheira Valéria Faria, da Concessionária Nova Dutra, que opera a Rodovia Presidente Dutra.

(CHAVES *et al.*, 2002). A macrotextura rugosa do revestimento pode ser vista na figura 2.1.

foto gentilmente cedida por Edson de Moura, 2002

Figura 2.1 - Textura superficial da mistura SMA aplicada no trecho experimental da rodovia Presidente Dutra

Em 2003, foram construídos dois trechos de SMA na faixa americana 9,5 mm, na Rodovia SP-075, Rodovia Santos Dumont, operada pela Concessionária Rodovia das Colinas, sendo um deles com asfalto modificado por 4,0% de polímero SBS, com extensão de 500 m e espessura da camada de 4,0 cm, e outro com asfalto modificado por 18% de borracha moída de pneu, com extensão de 600 m e espessura de 4,0 cm. Não há até o momento publicações a respeito do projeto ou sobre avaliações.

Em 2004 foram construídos vários trechos de SMA em corredores de ônibus exclusivos na cidade de São Paulo, na faixa americana 9,5 mm, com asfalto modificado por polímero SBS. Recentemente foi feita uma das vias também para passagem de ônibus sobre o túnel da Av. Rebouças em São Paulo, com asfalto-borracha. As espessuras médias dos revestimentos em SMA empregados nestes locais variam de 3,0 a 6,0 cm. Não há até o momento publicações a respeito do projeto ou sobre avaliações.

Em dezembro de 2004 foram executados dois trechos experimentais em SMA no município de Salvador (BA), ambos na faixa americana 9,5 mm empregando asfalto modificado por borracha moída de pneu e espessura média final da camada compactada de 4,0 cm. Não há até o momento publicações a respeito.

Recentemente, em abril de 2005, foi executado na via Anchieta outro trecho em SMA, com extensão de 500 m, na pista Sul, sentido São Paulo - Santos. Esse trecho emprega a faixa alemã 0/11S, com asfalto modificado por 15% de borracha moída de pneu e espessura média da camada de 3,0 cm. Não há até o momento publicações a respeito do projeto ou sobre avaliações.

2.3 Conceito de SMA

O SMA (*Stone Matrix Asphalt* – Matriz Pétreo Asfáltica) é um revestimento asfáltico a quente, concebido para maximizar o contato entre os agregados graúdos, aumentando a interação grão/grão e a resistência à ação do tráfego; caracteriza-se por conter quantidade elevada de agregados graúdos, em torno de 70% a 80% maiores que 4,75 mm, nas faixas cujo agregado nominal é superior a 8 mm. Devido a esta granulometria, forma-se um maior volume de vazios entre os agregados graúdos, que são preenchidos por uma argamassa composta da mistura da fração areia, filer, ligante asfáltico e fibras – figura 2.2.

Figura 2.2 – Composição esquemática do SMA (REIS *et al.*, 2002)

A filosofia desta mistura consiste basicamente na estruturação do esqueleto de agregado graúdo descontínuo de tal forma que devido à presença de porcentagem elevada de agregado graúdo, os esforços são transmitidos pedra-a-pedra e a mistura de mástique preenchendo os vazios existentes no arcabouço dos agregados graúdos. Os vazios do agregado graúdo são quase que totalmente preenchidos por esta argamassa. A transmissão dos esforços de compressão é realizada através do contato entre os agregados graúdos; dessa forma, a resistência mecânica do agregado graúdo deve ser compatível com o nível de tensões aplicadas (MERIGHI *et al.*, 2001).

O esqueleto formado pelos agregados graúdos, maximizando o contato entre os grãos, proporciona excelente resistência à deformação permanente, ao contrário do que ocorre nas misturas densas (contínuas), onde os agregados graúdos “flutuam” na matriz de agregados finos. A argamassa de mástique do SMA, rica em ligante, que preenche os vazios formados pelos agregados graúdos, proporciona maior durabilidade da mistura asfáltica (EAPA, 1998).

Devido à sua particular granulometria, o SMA é uma mistura rica em ligante asfáltico, com consumo em geral de 6% a 7%, senão ainda maior; por esse motivo as fibras são empregadas com a finalidade de evitar o escoamento do ligante durante a usinagem, transporte e aplicação.

Segundo *European Asphalt Pavement Association* (1998), podem ser utilizados ligantes asfálticos convencionais ou modificados por polímero, o emprego deste último tipo pode melhorar as propriedades mecânicas da mistura, aumentando a vida útil do pavimento e a resistência à deformação permanente, diminuindo o desgaste superficial e aumentando a vida de fadiga do mesmo. O uso de ligantes modificados por polímero pode, ainda, diminuir a quantidade necessária de fibras (inibidores de escoamento) na mistura.

As misturas asfálticas tipo SMA têm sido bastante empregadas como revestimento de pavimentos de rodovias submetidas a tráfego pesado, aeródromos e em áreas portuárias tanto na Europa como em outros locais do mundo. A composição destas misturas permite que sejam aplicadas em camadas com espessura delgada, o que

possibilita a sua aplicação sobre pavimentos existentes que necessitem de melhoras nas condições funcionais da camada de rolamento (EAPA, 1998).

Normalmente o SMA é utilizado em pavimentos submetidos a tráfego pesado ou pavimentos onde trafegam veículos com maior carga de eixo e/ou maior pressão nos pneus (NAPA, 1999).

De acordo com *European Asphalt Pavement Association* (1998) as misturas SMA quando novas, apresentam um filme betuminoso mais espesso, comparando com o concreto asfáltico convencional, prejudicando sua macrotextura inicial. Nos primeiros meses de utilização da rodovia, a incidência do tráfego desgasta esta película, restabelecendo os índices de rugosidade definidos em projeto. É prática comum em vários países a aplicação de areia de brita (0-2 mm a 5mm) na superfície do revestimento durante a execução, com a finalidade de eliminar qualquer problema de segurança para o usuário neste período inicial.

Comparado com os revestimentos onde a macrotextura superficial é executada para garantir determinadas características de atrito (ex.: HRA, revestimentos de concreto de cimento Portland tipo *groove* ou *brushed*), o SMA apresenta redução do ruído, mas quando comparando com os concretos betuminosos densos convencionais a redução do ruído fica limitada. Entretanto, o revestimento que empregue SMA será, geralmente, melhor (EAPA, 1998). A tabela 2.1 apresenta valores comparativos de redução e aumento do ruído de tráfego considerando o SMA e outras misturas asfálticas.

**Tabela 2.1 - Emissão de ruído do SMA comparado com outros tipos de misturas
(modificado de EAPA, 1998)**

País	Tipo de SMA	Redução ou aumento relativo dB ^(c)	Referência
Alemanha ^(a) v = 50 km/h	0/5 e 0/8	-2,0 a +2,0 ^b	AC 0/11
Itália v = 110 km/h	0/15	-7,0 a -5,0	AC 0/15
Holanda v = 60 – 100 km/h	0/6 0/8 0/11	-1,6 a -1,4 -0,6 a -0,2 0,0 a +2,0 ^(b) -0,8 a +0,5 -1,0 a +3,0 ^(b)	AC 0/16
Reino Unido v = 70 – 90 km/h	0/6 0/10 0/14	-5,2 a -5,3 -3,2 a -3,5 -2,7	HRA

^(a) valores calculados

^(b) quando a superfície é tratada com “salgamento” com agregados > 2 mm

^(c) nos casos de redução de ruído proporcionado pelo SMA os valores são negativos; nos casos em que se observa aumento do ruído, os valores relativos ao aumento são expressos com sinal positivo

2.4 Materiais que Constituem as Misturas Asfálticas Tipo SMA

2.4.1 Agregados

Agregado é um material natural de propriedades adequadas ou obtido por fragmentação artificial de pedra, de dimensão nominal máxima inferior a 100 mm e de dimensão nominal mínima igual ou superior a 0,075 mm (ABNT NBR 7225/1993).

Classificação dos agregados e terminologia

Devido ao fato de ser um material que pode assumir formas e dimensões variadas resultantes de efeitos mecânicos naturais ou de processos de britagem, os agregados podem ser classificados sob alguns aspectos quanto a sua forma de obtenção, dimensão dos grãos e forma.

Quanto à forma pela qual são obtidos, os agregados podem ser naturais quando utilizados tal e qual encontrados na natureza, a menos do processo de lavagem e seleção; ou artificiais quando resultantes do processo industrial, incluindo a britagem

de rocha ou pedregulho, caso seja obtido de rejeitos da produção industrial, mineração ou de processos de construção ou demolição da construção civil, pode ser chamado de agregado reciclado (ABNT NBR 9935/ 2001).

De acordo com a dimensão dos grãos, segundo a norma NBR 7225/1993 da ABNT, os agregados podem ser classificados como gráudo, miúdo e filer, do seguinte modo:

- Agregado gráudo: pedra britada ou brita ou pedregulho muito grosso, grosso e médio, de dimensões nominais entre 4,8 mm e 100,0 mm.
- Agregado miúdo: pedregulho fino, pedrisco grosso, médio e fino, areia grossa, media e fina de dimensões nominais entre 0,075 mm e 4,8 mm.
- Filer: material constituído de pó-de-pedra ou outros materiais minerais inertes, de dimensão nominal máxima inferior a 0,075 mm, destinado a ser empregado como enchimento em pavimentações betuminosas.

Quanto à forma, o agregado pode ser cúbico (ou esférico), lamelar (ou achatado ou discóide), alongados (ou prismáticos) e alongado-lamelar (FRAZÃO, 2002).

Existem alguns métodos para determinação da forma dos agregados, os mais comuns baseiam-se na medição dos mesmos por meio de linhas imaginárias que definem comprimento (a), largura (b) e espessura (c).

De acordo com FRAZÃO (2002), quando se trabalha com a relação entre o comprimento e a espessura, procura-se definir o grau de alongamento, quando se trabalha com as três dimensões relacionadas duas a duas, procura-se definir as quatro características já mencionadas anteriormente (cúbico, lamelar, alongado e alongado-lamelar).

Os índices de forma podem ser obtidos por via direta, o que consiste em medir as dimensões e calcular as relações entre as mesmas. No caso de utilizar as três dimensões, obtém-se um par de valores de relações, conforme a ABNT NBR 6954/1989; no caso de utilizar duas dimensões o resultado será expresso por um número que refletirá o grau de cubicidade conforme ABNT NBR 7809/1983 (FRAZÃO, 2002).

A forma pode ainda ser obtida por via indireta, segundo DNER-ME 089-94, que consiste na utilização de dispositivos mecânicos que relacionam as dimensões e classificam as formas pelo peneiramento em malhas circulares e quadradas, onde o grau de cubicidade será expresso por um número.

Quanto à graduação, as misturas de agregados podem ser:

- *Misturas de graduação densa*

São aquelas que possuem agregados graduados, desde o tamanho máximo até o pó mineral que deve existir em quantidade suficiente para reduzir os vazios do agregado compactado (ASPHALT INSTITUTE, 1969), ou seja, quando os grãos menores preenchem os vazios dos grãos maiores. Estas misturas também são chamadas de bem-graduadas.

- *Misturas de graduação aberta*

São aquelas que não empregam o fíler mineral ou o empregam em pequena quantidade, fazendo com que o volume de vazios do agregado graúdo compactado seja maior que o volume de agregados miúdos e fíler existente (ASPHALT INSTITUTE, 1969), ou seja, quando a curva granulométrica apresenta continuidade e pouco material miúdo e fino é considerada de graduação aberta.

- *Misturas de graduação descontínua*

São aquelas que têm alguns diâmetros nominais intermediários de agregados omitidos quando comparadas às misturas densas bem graduadas (*University of Southern Queensland, 2004*)⁵. Esta omissão dos diâmetros intermediários forma um “degrau” ou *gap* na curva granulométrica, fazendo com que haja maior contato grão/grão e maior quantidade de vazios entre os agregados graúdos.

⁵ University of Southern Queensland. Austrália. *Design of pavement surfacings*. Disponível em: <http://www.usq.edu.au/users/ayers/tengmod04.htm>. Acesso em: 07 de jun. 2004.

2.4.1.1 Agregados para as misturas do tipo SMA

O SMA requer o uso de agregados 100% britados, sendo 100% com uma das faces britadas e no mínimo 90% com duas faces britadas (ver tabela 2.2); as normas americanas têm exigido valores máximos para abrasão Los Angeles de 30%, embora alguns estados permitam valores máximos que podem chegar em até 45% (NAPA, 1999). O índice de forma deve ser cúbico, considerando que o contato entre os grãos é maior que em um revestimento convencional. O pó-de-pedra deve apresentar equivalente de areia mínimo de 55% e azul de metileno máximo de 100 mg/g; o filler mineral deve ser preferencialmente ativo (pó calcário, cal, cimento Portland).

As características dos agregados e filler devem atender a especificação requerida de acordo com as tabelas 2.2 e 2.3.

Tabela 2.2 – Características da fração graúda do agregado utilizado nas misturas SMA (NAPA, 1999)

Ensaio	Métodos	Especificação
Abrasão Los Angeles, % de perda	AASHTO T96	30 máx
% alongado-lamelar 3 para 1 5 para 1	ASTM D 4791	20 máx. 5 máx.
Absorção, %	AASHTO T 85	2 máx.
Durabilidade (5 ciclos), Sulfato de Sódio, % de perda Sulfato de Magnésio, % de perda	AASHTO T 104	15 máx. 20 máx.
Britagem, % Uma face Duas faces	ASTM 5821	100 mín. 90 mín.

Tabela 2.3 - Características da fração miúda do agregado utilizado nas misturas SMA (NAPA, 1999)

Ensaio	Métodos	Especificação
Durabilidade (5 ciclos)	AASHTO T 104	
Sulfato de Sódio, % perda		15 máx.
Sulfato de Magnésio, % perda		20 máx.
Angularidade, %	AASHTO TP 33	45 mín.
Limite de Liquidez	AASHTO T 89	25 máx.
Índice de Plasticidade	AASHTO T 90	Não plástico

De acordo com Mogawer e Stuart (1996), devido à grande quantidade de material menor que 75 µm existente nestas misturas, o tipo e a qualidade desta fração têm importância significativa nas propriedades do mástique (argamassa) e, conseqüentemente, da mistura SMA. O filler mineral afeta as características de trabalhabilidade, rigidez e envelhecimento da mistura.

A principal diferença entre o SMA e as misturas densas convencionais é a graduação, o que provoca um maior volume de vazios entre os agregados graúdos que constituem a matriz pétreia. Há um “ponto de quebra” (*break point*) nas curvas granulométricas, no caso daquelas preconizadas pela especificação alemã esse ponto está aproximadamente entre 1 e 2 mm (SMA 0/6), 2 e 4 mm (SMA 0/8), 3 e 6 mm (SMA 0/11) ou 3 e 8 mm (SMA 0/16) (EAPA, 1998).

Existem na atualidade numerosas normas e especificações de SMA, seja na Europa, como nos Estados Unidos e Canadá, além daquelas nos países orientais. Para este trabalho foi considerada a norma alemã ZTV Asphalt – StB (2001) que indica quatro faixas granulométricas: 0/11S, 0/8S, 0/8 e 0/5, considerando os números como sendo de filler até o diâmetro nominal. Por exemplo, 0/11S significa que as frações que constituem a faixa vão desde os finos até no máximo 10% de material que fica retido na peneira de abertura 11 mm, considerado o diâmetro nominal. As faixas seguidas da letra “S” são indicadas para tráfego pesado e/ou solicitações especiais. A tabela 2.4 traz as curvas granulométricas alemãs.

Tabela 2.4 - Faixas granulométricas de SMA pela especificação alemã (ZTV Asphalt – StB, 2001)

Peneira (% em massa)	SMA 0/11S	SMA 0/8S	SMA 0/8	SMA 0/5
< 0,09 mm	9 a 13	10 a 13	8 a 13	8 a 13
> 2 mm	73 a 80	73 a 80	70 a 80	60 a 70
> 5 mm	60 a 70	55 a 70	45 a 70	≤ 10
> 8 mm	≥ 40	≤ 10	≤ 10	-
> 11,2 mm	≤ 10	-	-	-

A especificação alemã traz ainda referências sobre os asfaltos, as fibras, dosagem e camada acabada, conforme a tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Características complementares do SMA pela especificação alemã (ZTV Asphalt – StB 94, 2001)

Característica/Requisito	SMA 0/11S	SMA 0/8S	SMA 0/8	SMA 0/5
Tipo de Asfalto (a)	B 65 ou PmB 45	B 65 ou PmB 45	B 80	B 80 ou B 200
% em peso de asfalto na mistura	≥ 6,5	≥ 7,0	> 7,0	≥ 7,2
Fibras (% em peso na mistura)	0,3 a 1,5			
Dosagem Temperatura de compactação (°C)	Marshall 135 ± 5 (Para PmB deve ser 145 ± 5)			
Volume de vazios (%)	3,0 a 4,0	3,0 a 4,0	2,0 a 4,0	2,0 a 4,0
Camada de rolamento				
Espessura (cm)	3,5 a 4,0	3,0 a 4,0	2,0 a 4,0	1,5 a 3,0
Ou consumo em kg/m²	85 a 100	70 a 100	45 a 100	35 a 75
Camada de reperfilagem (b)				
Espessura (cm)	2,5 a 5,0	2,0 a 4,0	-	
Ou consumo em kg/m²	60 a 125	45 a 100	-	
Grau de compactação da camada de SMA	≥ 97 %			
Volume de vazios da camada compactada	< 6,0 %			

- (a) Os asfaltos polímeros (PmB 45) são recomendados para solicitações especiais
 (b) São camadas construídas para acerto de conformação geométrica.

Nas tabelas 2.6 e 2.7 são apresentadas as curvas granulométricas de SMA utilizadas pela União Européia e pelos EUA, respectivamente.

Tabela 2.6 - Faixas granulométricas de SMA utilizadas pela União Européia (EAPA, 1998)

Peneira (mm)	SMA TIPO (% passada, em massa)									
	D4	D6(1)	D6(2)	D8	D10	D11	D14	D16	D20	D22
31,5	-	-	-	-	-	-	-	-	100	100
22,4	-	-	-	-	-	-	-	100		90-100
20,0	-	-	-	-	-	-	100	-	90-100	-
16,0	-	-	-	-	-	100	-	90-100	-	60-80
14,0	-	-	-	-	100	-	90-100	-	60-80	-
11,2	-	-	-	100	-	90-100	-	45-75	-	35-60
10,0	-	-	100	-	90-100	-	50-75	-	35-60	-
8,0	-	100	-	90-100	-	45-75	-	25-40	-	25-40
6,3	-	-	90-100	-	30-50	-	20-35	-	20-35	-
5,6	100	90-100	-	-	-	-	-	-	-	-
4,0	90-100	-	-	25-45	-	25-40	-	20-35	-	20-35
2,0	30-40	30-40	25-35	20-30	20-30	20-30	15-30	15-30	15-30	15-30

Tabela 2.7 - Faixas granulométricas de SMA utilizadas nos EUA (NAPA, 1999)

Peneira (mm)	SMA TIPO (% passada, em volume)				
	25 mm	19 mm	12,5 mm	9,5 mm	4,75 mm
37,5	100	-	-	-	-
25,0	90-100	100	-	-	-
19,0	30-86	90-100	100	-	-
12,5	26-63	50-74	90-100	100	-
9,5	24-52	25-60	26-78	90-100	100
4,75	20-28	20-28	20-28	26-60	90-100
2,36	16-24	16-24	16-24	20-28	28-65
1,18	13-21	13-21	13-21	13-21	22-36
0,6	1-18	12-18	12-18	12-18	18-28
0,3	12-15	12-15	12-15	12-15	15-22
0,075	8-10	8-10	8-10	8-10	12-15

2.4.2 Ligantes Asfálticos

Asfaltos são materiais aglutinantes de consistência variável, cor pardo-escuro ou negra cujo constituinte predominante é o betume, podendo ocorrer na natureza em jazidas ou ser obtido pela refinação do petróleo, sendo um dos materiais mais antigos utilizados pelo homem (IBP, 1997).

Cimentos Asfálticos de Petróleo (CAPs) Convencionais

Segundo a EB-78 de 1985, cimento asfáltico de petróleo é o asfalto obtido especialmente para apresentar as qualidades de consistência própria para o uso direto na construção de pavimentos.

De acordo com Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás (1999), o cimento asfáltico de petróleo é um material ideal 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 ácidos, sais e álcalis.

O cimento asfáltico de petróleo é obtido em diferentes consistências, medidas pelos ensaios de viscosidade dinâmica ou de penetração e constitui o produto básico a partir do qual preparam-se vários tipos de materiais para pavimentação (IBP, 1994).

A especificação para os cimentos asfálticos de petróleo sofreu, recentemente, uma alteração de modo que os ligantes asfálticos voltaram a ser classificados pela penetração, contrariando a tendência anterior do Regulamento Técnico DNC 01/92 revisões 1 e 2, que os classificava pela viscosidade absoluta (CAP 7, CAP 20 e CAP 40), exceto em duas refinarias Salvador (RELAM) e Fortaleza (LUBNOR) que eram classificados por penetração (CAP 30/45, CAP 50/60, CAP 85/100 e CAP 120/150). Em 2004, foi concedida a alteração de classificação também no Rio Grande do Sul (REFAP). A norma atual leva a quatro tipos básicos de ligantes asfálticos convencionais: CAP 30-45, CAP 50-70, CAP 85-100 e CAP 150-200, conforme consta da tabela 2.10.

Nesta pesquisa a caracterização dos asfaltos convencionais foi executada segundo o antigo regulamento técnico DNC 01/1992- revisão 02, cujas especificações constam das tabelas 2.8 e 2.9.

Tabela 2.8 – Antiga especificação técnica para o CAP, classificação por viscosidade de acordo com Regulamento Técnico DNC 01/1992 – Revisão 02

Características	Unidade	CAP-7	CAP-20	CAP-40	ABNT	ASTM
Viscosidade a 60°C	P	700 a 1500	2000 a 3500	4000 a 8000	MB-827 (atual NBR 5847)	D-2171
Viscosidade Saybolt-Furol a 135 °C	s	100 mín	120 mín.	170 mín	MB-517 (atual NBR 14950)	E 102
Viscosidade Saybolt-Furol a 177 °C		15 a 60	30 a 150	40 a 150		D 2170 D 2161 (a)
ECA a 165°C por 5h: Variação em massa	%	1,0 máx.	1,0 máx.	1,0 máx.	MB-425 (atual NBR 14736)	D 1757
Relação de viscosidade	-	4,0 máx	4,0 máx	4,0 máx	(b)	
Ductilidade a 25°C	cm	50 mín.	20 mín.	10 mín.	MB-167 (atual NBR 6293)	D 113
Índice de suscetibilidade térmica	-	(-1,5) a (+1,0)	(-1,5) a (+1,0)	(-1,5) a (+1,0)	(c)	
Penetração (100g, 5s, 25°C)	0,1 mm	90 mín.	50 mín.	30 mín.	MB-107 (atual NBR 6576)	D 5
Ponto de fulgor	°C	220 mín.	235 mín.	235 mín.	MB-50	D 92
Solubilidade em tricloretileno	% em massa	99,5	99,5	99,5	MB-166 (atual NBR 14855)	D 2042

O produto não deve produzir espuma quando aquecido a 175°C.

(a) Permitida sua determinação pelo método ASTM D 2170 e sua posterior conversão pelo método ASTM D 2161.

(b) Relação de viscosidade = $\frac{\text{viscosidade a } 60^{\circ}\text{C (Poise) após ECA}}{\text{viscosidade a } 60^{\circ}\text{C (Poise) antes ECA}}$

(c) Índice de suscetibilidade térmica = $\frac{(500)(\text{LOG PEN}) + 20 (t^{\circ}\text{C}) - 1951}{120 - (50) (\text{LOG PEN}) + (t^{\circ}\text{C})}$

onde t°C = ponto de amolecimento (MB-164 – atual NBR 6560)

Tabela 2.9 – Antiga especificação técnica para o CAP, classificação por penetração de acordo com Regulamento Técnico DNC 01/1992 – Revisão 02

Características	Unidade	CAP 30/45	CAP 50/60	CAP 85/100	CAP 150/200	ABNT	ASTM
Penetração (100g, 5s, 25°C)	0,1 mm	30 a 45	50 a 60	85 a 100	150 a 200	MB-107 (atual NBR 6576)	D 5
Ductilidade a 25°C	cm	60 mín.	60 mín.	100 mín.	10 mín.	MB-167 (atual NBR 6293)	D 113
ECA a 165°C por 5h: Penetração	(a)	50 mín.	50 mín.	47 mín.	40 mín.	MB-107 (atual NBR 6576)	D 5
Variação em massa	%	1,0 máx	1,0 máx.	1,0 máx.	1,0 máx.	MB-425 (atual NBR 14736)	D 1754
Índice de suscetibilidade térmica	-	(-1,5) a (+1,0)	(-1,5) a (+1,0)	(-1,5) a (+1,0)	(-1,5) a (+1,0)	(b)	
Ponto de fulgor	°C	235 mín.	235 mín.	235 mín.	220 mín.	MB-50 (atual NBR 11341)	D 92
Viscosidade Saybolt-Furol a 135 °C	s	110 min	110 min.	85 mín.	70 min	MB-517 (atual NBR 14950)	E 102 D 2170 D 2161 (c)
Solubilidade em tricloretileno	% em massa	99,5	99,5	99,5	99,5	MB-166 (atual NBR 14855)	D 2042

O produto não deve produzir espuma quando aquecido a 175°C.

(a) % da penetração original

(b) Índice de suscetibilidade térmica = $\frac{(500)(\text{LOG PEN}) + 20 (t^{\circ}\text{C}) - 1951}{120 - (50) (\text{LOG PEN}) + (t^{\circ}\text{C})}$

onde t°C = ponto de amolecimento (MB-164 – atual NBR 6560)

(c) Permitida sua determinação pelo método ASTM D 2170 e sua posterior conversão pelo método ASTM D 2161.

Tabela 2.10 – Atual especificação técnica para o CAP de acordo com a nova norma da ANP, 2005

Características	Unidade	Valores				Métodos	
		CAP 30-45	CAP 50-70	CAP 85-100	CAP 150-200	ABNT	ASTM
Penetração (100g, 5s, 25°C)	0,1 mm	30-45	50-70	85-100	150-200	NBR 6576	D5
Ponto de amolecimento, mín.	°C	52	46	43	37	NBR 6560	D 36
Viscosidade Saybolt- Furol - a 135°C, mín. - a 150°C, mín. - a 177°C	s	192 90 40-70	141 50 15-60	110 43 15-60	80 36 15-60	NBR 5847	E 102
OU Viscosidade Brookfield - a 135°C, mín. - a 150°C, mín. - a 177°C	cP	374 203 76-133	274 112 28-114	214 97 28-114	155 81 28-114	-	D4402
Índice de susceptibilidade térmica (a)	-	(-1,5) a (+0,7)	(-1,5) a (+0,7)	(-1,5) a (+0,7)	(-1,5) a (+0,7)	-	-
Ponto de fulgor, mín.	°C	235	235	235	235	NBR 11341	D 92
Solubilidade em tricloretileno, mín.	% em massa	99,5	99,5	99,5	99,5	NBR 14855	D 2042
Ductilidade a 25°C, mín	cm	60	60	100	100	NBR 6293	D 103
Efeito do calor e do ar (RTFOT) a 163°C, 85 minutos							
Variação em massa, máx.	%	0,5	0,5	0,5	0,5	-	D 2872
Ductilidade a 25°C, mín.	cm	10	20	50	50	NBR 6293	D 113
Aumento do ponto de amolecimento, máx	°C	8	8	8	8	NBR 6560	D 36
Penetração retida, mín.	%	60	55	55	50	NBR 6576	D 5

$$(a) \text{ Índice de suscetibilidade térmica} = \frac{(500)(\text{LOG PEN}) + 20 (t^{\circ}\text{C}) - 1951}{120 - (50) (\text{LOG PEN}) + (t^{\circ}\text{C})}$$

onde t°C = ponto de amolecimento (MB-164 – atual NBR 6560)

Asfaltos Modificados por Polímeros

Segundo Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás (1994), asfalto modificado é aquele obtido pela combinação do cimento asfáltico de petróleo (CAP) com polímero, compatíveis entre si de forma a melhorar as características de suscetibilidade térmica, elasticidade e durabilidade do ligante.

De acordo com Leite *et al.* (1995), as propriedades dos asfaltos convencionais, quanto à formação de trilhas de roda, trincas por fadiga, fissuras térmicas, adesividade asfalto/agregado e coesão podem ser melhoradas com a modificação do ligante por meio de incorporação de polímeros.

O grupo de polímeros termoplásticos normalmente utilizados para modificação do cimento asfáltico de petróleo consiste de copolímeros em bloco de estireno-butadieno (SB), estireno-butadieno-estireno (SBS), estireno-isopreno-estireno (SIS), estireno-etileno-butadieno-estireno (SEBS) e acrilonitrila-butadieno-estireno (ABS). Para se comportar como elastômero, o SB requer a adição de enxofre. Também presentes neste grupo estão o polietileno baixa densidade (LDPE), copolímeros etileno-acetato de vinila (EVA) e etileno-propileno-dieno (EPDM) (LEITE, 1999).

De acordo com Reis (1995), os asfaltos modificados por polímeros possuem as seguintes vantagens nas propriedades reológicas em relação aos convencionais: menor suscetibilidade à oxidação, aumento do ponto de amolecimento e da viscosidade, aumento do retorno elástico e redução do fluxo viscoso, aumento da ductilidade e do ponto de ruptura FRAAS a baixas temperaturas. Estas características incorporadas implicam diretamente em benefícios às misturas asfálticas, tais como: redução na suscetibilidade térmica das misturas asfálticas, aumento da flexibilidade e elasticidade a baixas temperaturas, melhoria da resistência à fluência, trincas e deformações permanentes quando submetidas a altas temperaturas, aumento da vida de fadiga, aumento das forças de adesão e coesão do sistema agregado ligante, maior resistência ao desgaste e ao envelhecimento da mistura.

A tabela 2.11 apresenta as características exigidas para os asfaltos modificados com polímeros de acordo com o DNIT (extinto DNER), DNER (1999).

Tabela 2.11 – Especificação técnica para o asfalto modificado com polímero de acordo com DNER – EM 396/99

Característica	Exigência	
	Mínima	Máxima
Penetração, 100 g, 5s, 0,1 mm	45	-
Ponto de fulgor, °C	235	-
Ductilidade, 25 °C, 5 cm/min, cm	100	-
Densidade relativa 25 °C/25 °C	1,00	1,05
Ponto de amolecimento, °C	60	85
Ponto de ruptura Fraas, °C	-	-13
Recuperação elástica, 20 cm, 25 °C, %	85	-
Viscosidade cinemática, 135 °C, cSt	850	
Viscosidade cinemática, 115 °C, cSt	350	
Estabilidade ao armazenamento, 500 ml em estufa a 163 °C, 5 dias:		
• diferença de ponto de amolecimento, °C	-	4
• diferença de recuperação elástica, 20 cm, 25 °C, %	-	3
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	-

Segundo *European Asphalt Pavement Association* (1998), no sul da Europa dá-se preferência para a utilização de asfaltos modificados em misturas SMA, especialmente quando tem-se maior quantidade de vazios e menor quantidade de asfalto. Em alguns países o uso de asfaltos modificados em misturas tipo SMA é obrigatório; em outros é opcional. Os asfaltos modificados representam, também, outra forma de estabilização para o SMA, pois o fato de o ligante ser modificado, necessita de maiores temperaturas para a ocorrência de escorrimento do mesmo.

Os asfaltos modificados para o SMA podem ser modificados em refinaria ou, em alguns casos, o modificador é adicionado ao asfalto na usina. Tradicionalmente essas misturas utilizam o asfalto modificado na refinaria (NAPA, 1999).

2.4.3 Fibras

Devido ao fato do SMA ser uma mistura rica em ligante asfáltico, é necessário o uso de algum tipo de inibidor de escorrimento, em geral são utilizadas fibras que podem ser minerais ou de celulose. Essas fibras atuam apenas durante a armazenagem, transporte e aplicação do SMA; após a compactação estas não têm nenhuma influência no desempenho da mistura (EAPA, 1998). Do ponto de vista funcional, as fibras de celulose apresentam vantagens em relação às minerais, por serem totalmente inócuas à saúde e serem produzidas a partir de fontes renováveis.

De acordo com *European Asphalt Pavement Association* (1998), as fibras podem ser utilizadas em duas formas: soltas e em *pellets* que são fibras “empelotadas”, ou seja, umas “coladas” as outras, o que proporciona maior facilidade de manuseio das mesmas.

Uma dosagem típica das fibras para as misturas tipo SMA nos EUA é de 0,3% do peso total da mistura quando utilizam-se fibras de celulose, e 0,3% a 0,4% quando utilizam-se fibras minerais; no caso europeu utiliza-se cerca de 0,3% qualquer que seja o tipo da fibra (NAPA, 1999).

Se as fibras forem utilizadas de forma / dosagem incorreta, provavelmente pontos de exsudação e segregação da mistura podem ocorrer (REIS, 2002).

2.5 Dosagem das Misturas Asfálticas Tipo SMA

Um projeto de mistura SMA racional é feito primeiramente com a obtenção de um esqueleto pétreo onde seja garantido o contato entre os grãos de agregados graúdos, o que ocorre quando o VCA_{MIX} (vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada) é menor ou igual ao VCA_{DRC} (vazios da fração graúda do agregado compactado) (NAPA, 1999). Esses parâmetros podem ser obtidos utilizando-se as expressões (2.1) e (2.2).

$$VCA_{DRC} = \left(\frac{G_{CA}\gamma_w - \gamma_s}{G_{CA}\gamma_w} \right) * 100 \quad (2.1)$$

onde⁶:

VCA_{DRC} - vazios da fração graúda do agregado compactado, %;

γ_s - massa específica da fração graúda do agregado seco compactado, kg/dm³;

γ_w - massa específica da água (998 kg/m³);

G_{CA} - massa específica aparente da fração graúda do agregado, g/cm³.

$$VCA_{MIX} = 100 - \left(\frac{G_{MB}}{G_{CA}} * P_{CA} \right) \quad (2.2)$$

onde⁵:

VCA_{MIX} - vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada, %;

G_{MB} - massa específica aparente da mistura compactada, g/cm³;

G_{CA} - massa específica aparente da fração graúda do agregado, g/cm³;

P_{CA} - % de fração graúda do agregado em relação ao peso total da mistura.

A fração de agregado graúdo é definida como sendo a porção relativa à mistura total de agregados, retida numa determinada peneira que varia de acordo com o diâmetro nominal máximo dos agregados, como apresentado na tabela 2.12.

Tabela 2.12 – Definição da fração graúda de agregado (NAPA,1999)

Diâmetro nominal máximo dos agregados		Porção de agregado retida na peneira	
mm	polegadas	mm	polegadas
25	1	4,75	#4
19	³ / ₄	4,75	#4
12,5	¹ / ₂	4,75	#4
9,5	³ / ₈	2,36	#8
4,75	#4	1,18	#16

Exemplo: Para uma mistura com diâmetro nominal máximo de 25 mm, o agregado graúdo é a porção da mistura total de agregados que fica retida na peneira de 4,75 mm de abertura (#4).

⁶ Manteve-se as expressões, designações e unidades das normas brasileiras, embora muitas delas não contemplem o sistema internacional de unidades.

A segunda parte do projeto da mistura é proporcionar argamassa suficiente para a consistência desejada. Uma argamassa com consistência satisfatória e que, conseqüentemente, resultará num bom desempenho do SMA necessita de uma quantidade relativamente alta de ligante asfáltico. Por esse motivo, os vazios do agregado (VAM) e/ou a quantidade de cimento asfáltico, deve exceder o mínimo requerido (NAPA, 1999).

As características requeridas para a mistura constam da tabela 2.13, para corpos-de-prova compactados segundo método Marshall, com 50 golpes por face.

Tabela 2.13 – Especificação para misturas SMA utilizando método Marshall (NAPA, 1999)

Propriedade	Requerido
Cimento Asfáltico, %	6 mín.
% de Vazios com ar	4 ^(a)
VAM, %	17 mín.
% VCA _{MIX}	Menor que VCA _{DRC}
Estabilidade, N	6200 (1400 lb.) mín. ^(b)
RTR, % ^(c)	70 mín.
Escorrimento na temperatura de usinagem, % ^(d)	0,3 máx.

^(a) Para locais de clima frio a % de vazios com ar pode ser utilizada em torno de 3,5%;

^(b) Sugestão de valor baseado na experiência;

^(c) RTR – resistência à tração retida (segundo AASHTO 283);

^(d) Escorrimento segundo AASHTO T 305-97.

Para obtenção de uma mistura satisfatória devem ser seguidos os seguintes passos: seleção dos agregados apropriados, determinação da graduação de agregados que proporcione o contato entre os grãos, assegurar que a granulometria escolhida atenda ou exceda os vazios do agregado (VAM) mínimo requerido e/ou permita utilizar a quantidade de ligante mínima, escolher uma quantidade de ligante que proporcione a quantidade de vazios desejada e avaliar a suscetibilidade à umidade e a sensibilidade do ligante ao escorrimento (NAPA, 1999).

CAPÍTULO 3

TRECHO EXPERIMENTAL DA RODOVIA PRESIDENTE DUTRA

3.1 Introdução

Em 2002 foi executado na Rodovia Presidente Dutra, um trecho experimental com revestimento asfáltico a quente tipo SMA, na faixa alemã 0/8S, empregando ligante do tipo CAP 20, com teor de projeto de 7,5% (CHAVES *et al.*, 2002). O projeto foi desenvolvido pelo Centro de Pesquisas Rodoviárias da Nova Dutra; o trecho foi executado pela concessionária Nova Dutra, no período de 25 a 26.07.2002, a construtora foi a SA Paulista.

Este trecho com extensão de 830,0 m compreende duas faixas de rolamento, localizado entre o km 202 + 30,0 m e km 202 + 860,0 m, na Pista Sul da Rodovia Presidente Dutra, sentido Rio de Janeiro – São Paulo, município de Arujá – SP. O trecho apresenta atualmente volume médio diário de tráfego de 26118 veículos, sendo 29% de caminhões e 4% ônibus⁷.

A execução do trecho pela Concessionária Nova Dutra, administradora da Rodovia Presidente Dutra, teve como principal finalidade a melhoria funcional do revestimento, ou seja, aumento na segurança em pista molhada e conforto ao rolamento. Sendo assim, optou-se pela aplicação de um revestimento com espessura média em torno de 2,0 cm.

A Concessionária Nova Dutra gentilmente permitiu a utilização da experiência obtida com a construção do trecho experimental para o enriquecimento desta pesquisa, tendo sido possível o acompanhamento da execução do trecho e a realização de ensaios em campo para a verificação das características funcionais do revestimento SMA 0/8S após 2 anos e sete meses de serviço.

⁷ Informação fornecida pela Engenheira Valéria Faria, da Concessionária Nova Dutra, que opera a Rodovia Presidente Dutra.

Para isso foram realizados ensaios em campo pela Nova Dutra logo após a construção do trecho e pelo LTP-EPUSP após 2 anos e sete meses de serviço.

3.2 Dosagem da mistura empregada no trecho

A dosagem, como citado anteriormente, foi executada no Centro de Pesquisas Rodoviárias da Nova Dutra. De acordo com o relatório de avaliação da Concessionária Nova Dutra (2002)⁸, para a dosagem, como já estava definida a utilização de ligante do tipo CAP 20, primeiramente deveriam ser encontrados agregados que apresentassem as características necessárias para o emprego em misturas do tipo SMA; além disso, o material deveria apresentar frações possíveis de serem enquadradas nas faixas granulométricas para essa utilização.

Inicialmente foram estudadas composições granulométricas com agregados provenientes da Pedreira Embú-Itapeti, porém quando os estudos estavam concluídos, verificou-se que a pedreira havia alterado os equipamentos de britagem e as composições estudadas não estavam mais disponíveis.

Foram analisados então agregados de outras pedreiras, sendo escolhidos aqueles provenientes da Pedreira Cantareira. Os estudos foram reiniciados com esses agregados, e as características obtidas foram satisfatórias, como mostrado na tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Resultados dos ensaios de caracterização realizados nos agregados (NOVA DUTRA, 2002)

Ensaio	Resultados
Abrasão Los Angeles, %	27,1
Índice de forma	2,5
Angulosidade da areia britada, %	48,9
Sanidade média, %	0,7
Adsorção no azul de metileno, mg/l	2,5

⁸ Relatório gentilmente cedido pela Concessionária Nova Dutra.

Após a seleção dos agregados, foi definida a faixa granulométrica. A opção foi por uma faixa com diâmetro nominal máximo de agregado de 8 mm. Uma vez que o trecho apresentava tráfego pesado, adotou-se a faixa 0/8S que, de acordo com a especificação alemã ZTV Asphalt – StB 01 (2001), é indicada para tráfego pesado e/ou solicitações especiais.

A curva estudada na primeira fase da dosagem empregava 39% de fração passante na peneira de abertura 4,75 mm. Nesse caso os valores especificados para vazios do agregado graúdo e vazios do agregado mineral foram atendidos mas, pela dosagem Marshall, para 4% de vazios com ar, o teor ótimo de ligante obtido foi de 5,9%, abaixo do mínimo requerido para essas misturas que é de 6,5% pela especificação alemã.

Foi estudada, então, uma nova curva granulométrica com 30% de fração passante na peneira de abertura 4,75 mm; assim, foram obtidos resultados satisfatórios e o teor ótimo de ligante obtido para 4% de vazios foi de 7,5%. A curva empregada e a composição da mistura são apresentadas na figura 3.1 e na tabela 3.2, respectivamente. Os parâmetros obtidos pela dosagem Marshall modificada para o SMA são apresentados na tabela 3.3.

Figura 3.1 – Faixa granulométrica 0/8S e graduação empregada na mistura utilizada como revestimento do trecho experimental (NOVA DUTRA, 2002)

Tabela 3.2 – Composição da mistura SMA 0/8S empregada no trecho experimental (NOVA DUTRA, 2002)

Material	Mistura seca (%)	Mistura com ligante (%)
Pedrisco	73,67	68,14
Pó de pedra	18,91	17,49
Fibra de celulose	0,45	0,42
Fíler mineral	4,98	4,61
Cal CH-1	1,99	1,84
CAP 20	-	7,5

Tabela 3.3 – Resultados obtidos na dosagem Marshall modificada para o SMA 0/8S empregado no trecho experimental (NOVA DUTRA, 2002)

Parâmetros	Resultados
Densidade aparente, g/cm ³	2,269
Densidade máxima teórica, g/cm ³	2,372
Estabilidade Marshall, N	7065
Vazios do agregado (VAM), %	20,7
Vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada, VCA _{MIX} , %	36,4
Vazios da fração graúdo do agregado compactado, VCA _{DRC} , %	45,4
Volume de vazios, %	4,3
Escorrimento, %	0,14
Resistência à tração por compressão diametral, MPa	1,4
Cal CH-1, %	1,84
Teor de projeto de asfalto, %	7,5

3.3 Execução do trecho

Para a produção da massa asfáltica foi utilizada uma usina *drum mixer*, tipo *triple-drum*, da marca Cifali, com capacidade de produção de aproximadamente 100 t/h, localizada a cerca de 6,0 km de distância do trecho – figuras 3.2, 3.3 e 3.4. Os agregados foram adicionados nos silos e as fibras no secador, no local utilizado para adicionar material reciclado.

foto gentilmente cedida pela Concessionária Nova Dutra, 2002

Figura 3.2 – Usina *drum mixer* utilizada para produção da mistura SMA aplicada no trecho experimental

foto gentilmente cedida pela Concessionária Nova Dutra, 2002

Figura 3.3 – Silo de fibras de celulose

foto gentilmente cedida pela Concessionária Nova Dutra, 2002

Figura 3.4 – Dosador de cal CH-1

Os agregados foram homogeneizados antes de serem colocados no silo frio, cuidando-se para que a granulometria e a umidade fossem constantes, o que permitiu a estabilização e a constância de temperatura durante a produção.

Em seguida, a usina, esteiras e as outras partes móveis foram pré-aquecidas, já com o agregado em temperatura de usinagem e, iniciou-se, então, a operação da usina com o agregado seco até ser verificada a constância granulométrica na saída do misturador e, somente após isso, foi adicionado o ligante.

Como o SMA é uma mistura com alto teor de ligante, é importante garantir que a mistura da fração-areia, filer e fibras esteja homogênea antes da adição do ligante, pois a dosagem incorreta de fibras na mistura pode ocasionar exsudação do ligante, o que pode ser percebido logo após a aplicação da mistura com o surgimento de manchas na superfície do revestimento.

Após a usinagem, a mistura foi transportada para o local do trecho em caminhões para espalhamento e compactação – figuras 3.5 e 3.6.

foto gentilmente cedida pela Concessionária Nova Dutra, 2002

Figura 3.5 – Carregamento da mistura SMA

foto gentilmente cedida pela Concessionária Nova Dutra, 2002

Figura 3.6 – Transporte da mistura para o local de aplicação

A aplicação da camada seguiu os procedimentos normais, sendo aplicada uma pintura de ligação e sobre essa pintura a camada foi espalhada com a vibroacabadora (figuras 3.7 e 3.8), e compactada com rolos tandem vibratórios. Para a compactação, quando utilizados rolos vibratórios, deve-se tomar certos cuidados para evitar a ocorrência de quebras de agregados.

foto gentilmente cedida pela Concessionária Nova Dutra, 2002

Figura 3.7 – Mistura sendo descarregada na vibroacabadora

foto gentilmente cedida por Edson de Moura, 2002

Figura 3.8 – Espalhamento do SMA

Recomenda-se que a densidade mínima “in situ” seja de 94% da massa específica teórica máxima, proporcionando um volume de vazios com ar máximo de 6% na camada final. Para obter-se a densidade recomendada é importante que os rolos compactadores operem imediatamente atrás da vibroacabadora, pois devido à elevada quantidade de ligante na mistura, é natural que com a diminuição da temperatura a mistura fique mais difícil de ser compactada e consequentemente não seja atingida a densidade necessária (NAPA, 1999).

Na compactação do trecho essas recomendações foram respeitadas e os rolos compactadores operaram, durante toda a compactação, imediatamente atrás da vibroacabadora, como mostrado na figura 3.9.

foto gentilmente cedida por Edson de Moura, 2002

Figura 3.9 – Rolo compactador operando próximo a vibroacabadora

Na figura 3.10 pode-se observar o processo de compactação do SMA no trecho em estudo. Na figura 3.11, apresenta-se detalhe do dia da execução que mostra a tendência ao escorrimento da mistura.

foto gentilmente cedida pela Concessionária Nova Dutra, 2002

Figura 3.10 – Vista geral da execução do trecho

foto gentilmente cedida por Edson de Moura, 2002

Figura 3.11 – Detalhe do escoamento do ligante durante a compactação devido ao alto teor na mistura

3.4 Problemas ocorridos na usinagem e após a execução do trecho

Durante a produção da mistura empregada no trecho, ocorreu uma falha na alimentação de fibras na usina, o que foi percebido após algum tempo, tendo sido produzida uma quantidade razoável de mistura que já havia sido transportada para aplicação na pista e, logo após a aplicação e compactação da camada, já era possível observar algumas pequenas manchas de exsudação da mistura, como pode ser observado na figura 3.12; a figura 3.13 apresenta um dos locais do trecho experimental com a ocorrência de exsudação após 2 anos e 7 meses de serviço.

foto gentilmente cedida pela Concessionária Nova Dutra, 2002

Figura 3.12 – Exsudação ocorrida na superfície do revestimento logo após a conclusão do trecho (julho/2002)

Figura 3.13 – Exsudação e desgaste superficial no revestimento do trecho após 2 anos e 7 meses de serviço (fevereiro/2005)

Além da exsudação, apesar de todos os cuidados tomados na dosagem e produção da mistura e durante a execução da camada, foi verificado, após pouco tempo de abertura ao tráfego, a ocorrência de pequenos pontos de desagregação e o fechamento da macrotextura superficial nas trilhas de roda, demonstrando um comportamento aquém do que era esperado.

A figura 3.14 mostra um detalhe da mistura SMA logo após a sua aplicação no trecho experimental, evidenciando sua macrotextura superficial aberta; em contrapartida a figura 3.15 apresenta a macrotextura superficial fechada nas trilhas de roda após 2 anos e 7 meses da conclusão do trecho.

foto gentilmente cedida por Edson de Moura, 2002

Figura 3.14 - Textura superficial do SMA após o término da compactação (julho/2002)

Figura 3.15 – Fechamento da macrotextura superficial na trilha de rodas (fevereiro/2005)

A figura 3.16 mostra um ponto de desagregação da mistura asfáltica localizado no km 202 + 450,0 m.

Figura 3.16 – Detalhe de desagregação no revestimento (fevereiro/2005)

Na tentativa de determinar quais foram os motivos dessas ocorrências a mistura SMA 0/8S empregada foi reproduzida em laboratório, empregando nesta pesquisa os mesmos materiais pétreos e fibras utilizados na confecção da mistura SMA aplicada no trecho, e foram realizados alguns ensaios para verificar seu comportamento.

Foram, também, realizados ensaios em campo logo após a conclusão do trecho e decorridos pouco mais de 2,5 anos de serviço, para verificar a evolução funcional do revestimento empregando o SMA 0/8S.

CAPÍTULO 4

MÉTODOS DE ENSAIOS UTILIZADOS NA PESQUISA

Tendo em vista o trecho experimental da rodovia Presidente Dutra, executado com mistura empregando faixa granulométrica alemã 0/8S e ligante asfáltico do tipo CAP 20, estudos de laboratório foram realizados para caracterização dos materiais e proposição de alternativas com outros tipos de ligantes. Neste capítulo, apresentam-se os métodos utilizados nos ensaios realizados em laboratório para caracterização dos ligantes asfálticos, materiais pétreos e filer, para a dosagem do SMA e determinação de propriedades mecânicas das misturas. Apresentam-se ainda os métodos utilizados na realização dos ensaios em campo para determinação de características funcionais do revestimento SMA empregado no trecho experimental da Rodovia Presidente Dutra.

4.1 Ligantes Asfálticos

Para a caracterização dos ligantes asfálticos foram realizados ensaios de acordo com as especificações correntes. Os ensaios realizados nos asfaltos convencionais e nos asfaltos modificados por polímeros serão descritos sucintamente nos itens 4.1.1 e 4.1.2, respectivamente.

4.1.1 Caracterização dos asfaltos convencionais

A caracterização dos ligantes CAP 20 e CAP 50/60 foi feita baseada no Regulamento Técnico DNC 01/1992 – Revisão 2, pois foi realizada antes da atual modificação da especificação de abril de 2005.

Penetração

O ensaio de penetração foi realizado de acordo com a norma NBR 6576/1998 da ABNT; este ensaio é destinado a medir a consistência do asfalto em uma determinada temperatura por meio da medida da distância em décimos de milímetro, que uma agulha padrão penetra verticalmente numa amostra de 100 g de material, durante 5 segundos. A figura 4.1 mostra um penetrômetro para este fim, instalado no IPT em São Paulo. Os ligantes classificados por penetração são referenciados a 25°C. Ensaio de penetração a outras temperaturas, como 15°C ou 40°C são realizados principalmente para os estudos de susceptibilidade térmica e envelhecimento.

Figura 4.1 – Penetrômetro utilizado para o ensaio de penetração

Viscosidade absoluta

O ensaio de viscosidade absoluta foi realizado de acordo com a norma NBR 5847/2001 da ABNT; este ensaio tem como finalidade medir a resistência que o material oferece para fluir dentro de um viscosímetro capilar de vidro à temperatura de 60°C, com o auxílio de vácuo no início do ensaio. O resultado é obtido em Poise (P), por meio da medida do tempo de escoamento da amostra dentro do capilar, em segundos, multiplicado pelo fator de calibração do viscosímetro dado em Poise/segundo. As figuras 4.2 e 4.3 mostram respectivamente o equipamento instalado no IPT (São Paulo) para este teste e um detalhe do viscosímetro empregado nos ensaios com os asfaltos estudados.

Figura 4.2 – Equipamento e banho para realização de ensaio de viscosidade

Figura 4.3 - Viscosímetro tipo *Asphalt Institute* para realização de ensaio de viscosidade absoluta

Viscosidade Saybolt–furol

A viscosidade Saybolt-furol foi realizada de acordo com a norma NBR 14950/2003, da ABNT; este ensaio tem a finalidade de determinar a viscosidade Saybolt-Furol por meio da medida do tempo em segundos em que a amostra de asfalto flui por um orifício e cai em um cálice padrão com capacidade de 60 ml, a uma determinada

temperatura. A figura 4.4 mostra o equipamento instalado no IPT em São Paulo, para a realização destes testes. O ensaio é normalmente realizado em três diferentes temperaturas para o cálculo da temperatura de usinagem (para garantir a fluência e o possível bombeamento do ligante nas usinas) e cálculo da temperatura de compactação (para tornar a massa asfáltica passível de densificação em campo sem escorrimento).

Figura 4.4 - Equipamento para ensaio de viscosidade Saybolt-furol

Efeito do calor e do ar

Esse ensaio foi realizado de acordo com a norma NBR 14736/2001, da ABNT; este teste representa o envelhecimento do asfalto quando submetido às condições preconizadas pela norma. O resultado obtido é a perda ou ganho em porcentagem de massa que o material sofre após ser submetido à temperatura de 163°C, durante 5 h em estufa, sobre uma prateleira giratória com velocidade de 5 rpm. As figuras 4.5 e 4.6 apresentam detalhes do ensaio realizado para esta pesquisa no IPT em São Paulo.

Figura 4.5 - Amostras para o ensaio de efeito do calor e do ar

Figura 4.6 – Amostras colocadas na prateleira giratória dentro da estufa

Ductilidade

O ensaio foi realizado de acordo com a norma NBR 6293/2001, da ABNT; este teste determina a ductilidade medindo-se a extensão em centímetros em que um corpo-de-prova, moldado de acordo com as determinações da norma, consegue se deformar sem romper, quando submetido a um esforço de tração aplicado à velocidade de 5 cm/min. A medida é feita assim que o corpo-de-prova rompe. As figuras 4.7 e 4.8 mostram o ductilômetro instalado no IPT (São Paulo).

Figura 4.7 - Ductilômetro

Figura 4.8 – Detalhe do andamento do ensaio de ductilidade

Ponto de fulgor

O ponto de fulgor foi realizado de acordo com a norma NBR 11341/2004 da ABNT; sendo determinado pela medida da menor temperatura corrigida para uma pressão barométrica de 101,3 kPa (760 mmHg), na qual a aplicação de uma chama causa a ignição dos vapores emanados pela porção de amostra quando submetida às condições preconizadas pela norma para o ensaio. A figura 4.9 mostra o equipamento existente no IPT (São Paulo) para a realização deste ensaio.

Figura 4.9- Ensaio de ponto de fulgor

Solubilidade em tricloretileno

A solubilidade do asfalto em tricloretileno foi realizada de acordo com a norma NBR 14855/2002 da ABNT; este ensaio determina a quantidade de material solúvel em tricloretileno, expressa em porcentagem de massa, existente na amostra de asfalto. Esta quantidade solúvel é o betume presente no asfalto. A figura 4.10 apresenta detalhes da realização deste ensaio, executado no IPT (São Paulo).

(a) papel filtro, cadinho e erlenmeyer com amostra de asfalto para realização do ensaio

(b) cadinho com papel filtro no interior e erlenmeyer com a amostra antes da filtragem

(c) amostra dissolvida em tricloretileno para filtragem no cadinho

(d) filtragem, com auxílio de vácuo, da amostra dissolvida em tricloretileno

Figura 4.10- Detalhes do ensaio de solubilidade em tricloretileno

Ponto de amolecimento

O ensaio de ponto de amolecimento foi realizado de acordo com a norma NBR 6560/2000 da ABNT; este teste determina a temperatura em graus Celsius ($^{\circ}\text{C}$) no momento em que o asfalto que envolve uma esfera metálica padrão, atravessa um anel também padronizado e toca uma placa de referência, após ter percorrido a distância de 25,4 mm sob determinadas condições de ensaio. As figuras 4.11 e 4.12 mostram o equipamento utilizado para a realização deste ensaio no IPT (São Paulo), sendo que na figura 4.11 é mostrado o início do ensaio e na figura 4.12 o ensaio de ponto de amolecimento em andamento.

Figura 4.11 - Início do ensaio de ponto de amolecimento

Figura 4.12 – Ensaio de ponto de amolecimento – esfera metálica atravessando o anel padrão

Densidade relativa

Realizado de acordo com a norma NBR 6296/2004 da ABNT, o ensaio baseia-se na determinação da densidade relativa, ou seja, a razão da massa de um determinado volume de asfalto, pela massa de igual volume de água, ambas à temperatura de 25°C. Multiplicando-se a densidade relativa do asfalto pela densidade da água, que a 25°C é de aproximadamente 1 g/cm³, obtém-se a densidade do asfalto a 25°C. A figura 4.13 apresenta detalhes do ensaio.

(a) Picnômetros com asfalto e água

(b) Determinação da massa do picnômetro totalmente preenchido com água a 25°C

(c) determinação da massa do picnômetro preenchido até a metade com asfalto a 25°C

(d) Determinação da massa do picnômetro preenchido metade com água e metade com asfalto ambos a 25°C

Figura 4.13 – Detalhes do ensaio de densidade relativa

4.1.2 Caracterização dos asfaltos modificados por polímeros

A caracterização dos ligantes modificados por 3,0% e 6,5% de polímero SBS foi feita baseada na especificação DNER-EM 396/99. Foram realizados os ensaios de penetração, ponto de fulgor, ductilidade, densidade relativa, ponto de amolecimento e efeito do calor e do ar, conforme descritos anteriormente. Além destes, foram realizados os ensaios de recuperação elástica, viscosidade Brookfield e estabilidade ao armazenamento, conforme descritos a seguir.

Recuperação elástica

A recuperação elástica foi realizada de acordo com a norma DNER-ME 382/99; este ensaio é executado no ductililômetro onde determina-se a porcentagem de recuperação do comprimento original de um corpo-de-prova moldado em condições previamente estabelecidas. Este corpo-de-prova é tracionado a velocidade de 5 cm/min, à temperatura de 25°C, até um alongamento pré-estabelecido de 200 mm - figura 4.14 (a); após esta extensão o ligante asfáltico é seccionado em seu ponto médio (figura 4.14 (b) (c)) e, decorrido o tempo de 60 min, é medido o alongamento residual (após a junção das extremidades seccionadas anteriormente – figura 4.14 (d)). A figura 4.14 mostra as diferentes fases do ensaio de recuperação elástica.

(a) corpo-de-prova sendo tracionado até o alongamento pré-estabelecido de 200 mm

(b) seccionamento do corpo-de-prova em seu ponto médio

(c) corpo-de-prova após seccionamento em seu ponto médio

(d) junção das extremidades do corpo-de-prova para determinação do alongamento residual

Figura 4.14 – Detalhes do ensaio de recuperação elástica

Viscosidade Brookfield

A viscosidade Brookfield foi realizada de acordo com a norma ASTM D 4402-91; este ensaio tem a finalidade de determinar o valor da viscosidade Brookfield por meio da medida do torque de um *spindle* rotativo que ao girar em contato com a porção de ligante asfáltico que está dentro de um recipiente controlado termicamente sofre resistência à sua rotação. Esta medida da resistência ou torque é obtida em centipoise (cP) e é considerada a viscosidade Brookfield. A figura 4.15 mostra o equipamento Brookfield instalado no IPT em São Paulo.

Figura 4.15 - Equipamento para realização do ensaio de viscosidade Brookfield

Estabilidade ao armazenamento

O ensaio de estabilidade ao armazenamento foi realizado de acordo com a norma DNER-ME 384/99; e consiste em deixar uma amostra de asfalto modificado, dentro de um recipiente metálico padronizado, submetida à temperatura de 163°C durante 5 dias. A estabilidade é dada pela diferença entre os pontos de amolecimento do material asfáltico retirado do topo do recipiente em relação àquele retirado da base do recipiente. A figura 4.16 mostra os recipientes empregados para tal finalidade em

ensaio conduzido dentro de uma estufa que mantém a temperatura do ensaio controlada, existente no IPT em São Paulo.

Figura 4.16 - Ensaio de estabilidade ao armazenamento: recipientes padrões colocados dentro de estufa

4.2 Materiais pétreos e filer

Para a faixa granulométrica alemã 0/8S a peneira de quebra, ou seja, a fração onde ocorre o *gap* da curva é a de abertura 4,75 mm (peneira #4); assim, todo o material retido nesta peneira é considerado como a fração graúda e o material passado a fração miúda. Para a realização dos ensaios foi feita a mistura seca dos agregados e filer e, após isso, essa mistura foi passada na peneira de abertura 4,75 mm. Os ensaios previstos para a caracterização do material foram realizados separadamente nas duas frações, sendo a porção retida denominada “fração graúda” e a passada “fração miúda”.

4.2.1 Ensaios para caracterização da fração graúda do agregado

Abrasão Los Angeles

A abrasão Los Angeles foi determinada de acordo com a NBR NM 51/2001, da ABNT; o ensaio consiste em submeter certa quantidade de agregados ao desgaste, quando colocado juntamente com uma carga abrasiva (esferas metálicas padronizadas), em um tambor giratório com dimensões e velocidade de giro especificadas pelo método.

O método preconiza graduações a serem submetidas ao ensaio que varia de acordo com a granulometria do material a ser utilizado.

O valor da abrasão Los Angeles representa o “desgaste” sofrido pelos agregados, e é expresso em porcentagem, esse valor significa que o agregado sofreu alteração granulométrica pela quebra dos grãos devido ao ensaio. Portanto, quanto maior este valor maior a quebra ocorrida frente à ação abrasiva.

Índice de forma

O índice de forma foi determinado segundo a norma NBR 6954/1989 da ABNT e tem como finalidade a determinação da forma do grão de material britado.

Para sua realização utilizou-se o procedimento descrito resumidamente a seguir:

Da fração retida na peneira de abertura 6,35 mm, foram examinados 75 fragmentos para uma melhor amostragem, apesar de a norma especificar a utilização de apenas 25 fragmentos ou agregados. Em cada um dos fragmentos foram medidas as 3 dimensões: comprimento (a), largura (b) e espessura (c). Para classificação do fragmento segundo a forma, são determinadas as relações: b/a e c/b que devem ser relacionadas de acordo com a tabela 4.1. A figura 4.17 mostra o paquímetro digital pertencente ao IPT (São Paulo) empregado para as medidas das dimensões dos agregados.

Tabela 4.1 - Classificação da forma do corpo-de-prova (ABNT NBR 6954/1989)

Média das relações b/a e c/b	Classificação da forma
b/a maior que 0,5 e c/b maior que 0,5	Cúbica
b/a menor que 0,5 e c/b maior que 0,5	Alongada
b/a maior que 0,5 e c/b menor que 0,5	Lamelar
b/a menor que 0,5 e c/b menor que 0,5	Alongada - lamelar

Figura 4.17 - Ensaio para determinação da forma do agregado

Durabilidade em sulfato de sódio

O ensaio de durabilidade em sulfato de sódio foi realizado de acordo com o método DNER-ME 089/1994; o ensaio consiste basicamente na determinação da porcentagem de perda do material pétreo na fração desejada após ataque em solução de sulfato de sódio preparada segundo as orientações do método de ensaio. Esse ataque é feito por meio de imersão da amostra de agregado na solução em ciclos de 16 a 18 horas. O número de ciclos empregados varia de acordo com a especificação utilizada. Nesta pesquisa, o ensaio foi realizado empregando-se 5 ciclos.

4.2.2 Ensaio para caracterização da fração miúda do agregado

Equivalente de areia

O ensaio de equivalente de areia foi realizado de acordo com as orientações do método DNER-ME 54/97, do seguinte modo:

Inicialmente foram pesados cerca de 200 g de amostra passada na peneira de abertura 4,75 mm. Colocou-se a solução de trabalho (preparada de acordo com o método) na proveta graduada para o ensaio até o traço de referência a 10 cm da base. Com o auxílio de funil, a amostra foi transferida para o interior da proveta; em seguida, bateu-se o fundo manualmente afim de deslocar bolhas de ar, deixando-se, a seguir, a proveta em repouso durante 10 minutos. Decorridos os 10 minutos, a proveta foi tampada com rolha de borracha e agitada em movimentos alternados, horizontalmente, 90 vezes, a fim de agitar a amostra satisfatoriamente. Após os 90 ciclos, a rolha foi retirada e o tubo lavador introduzido para proceder à lavagem das paredes da proveta e completá-la com a solução de trabalho até o traço de referência a 38 cm da base. Após isso, o conjunto permaneceu em repouso por 20 minutos. Decorrido tal período, foi feita a leitura para determinação do nível superior da suspensão argilosa. Em seguida um pistão foi colocado na proveta até encostar completamente no topo da areia assentada para determinação do nível superior da areia.

O resultado do equivalente de areia (EA) foi determinado pela relação 4.1.

$$EA = (\text{leitura no topo da areia} / \text{leitura no topo da argila}) * 100 \quad (4.1)$$

A figura 4.18 mostra os equipamentos para realização do ensaio de equivalente de areia realizado para este estudo no IPT em São Paulo.

Figura 4.18 - Equipamento utilizado para realização do ensaio de equivalente de areia

Durabilidade em sulfato de sódio

Este ensaio foi realizado da mesma forma descrita sucintamente no item 4.2.1, apresentado anteriormente.

4.3 Fibras

As fibras empregadas em mistura asfálticas tipo SMA são geralmente orgânicas (de celulose) ou minerais. As fibras orgânicas podem ser utilizadas também em *pellets* ou agregações; em alguns casos vêm impregnadas de ligante asfáltico para facilitar sua abertura (ou desprendimento de uma fibra em relação a outra) na usinagem, contendo em geral 1:2 de ligante para fibras. Em alguns países são também utilizadas fibras de vidro. Há diversas experiências com sucesso sem uso de fibras, porém em geral com emprego de ligantes modificados.

Deve ser realizado o ensaio de escoamento para dosar a quantidade de fibras na mistura. Nesta pesquisa, foram realizados ensaios de escoamento seguindo as

orientações da norma AASHTO T 305-97 – *Determination of draindown characteristics in uncompacted asphalt mixtures*, descrito sucintamente a seguir.

Ensaio de escorrimento

O ensaio de escorrimento é utilizado para determinar a quantidade de escorrimento de uma mistura de SMA, proporcionando uma avaliação do potencial de escorrimento que a mistura sofrerá em campo. Com isso é possível verificar se o escorrimento medido está dentro do limite aceitável para estas misturas.

Para a realização do ensaio deve-se seguir, basicamente, o seguinte procedimento:

- a) Preparar duas porções de mistura SMA com no mínimo de 1200 g cada, utilizando a faixa granulométrica, teor de ligante e teor de fibras que se deseja testar. A mistura deve ser executada obedecendo-se as temperaturas de usinagem tanto dos agregados quanto do ligante;
- b) Despejar as misturas asfálticas para cestos confeccionados em tela metálica com abertura de 6,3 mm, previamente pesados, a amostra não deve ser compactada ou sofrer qualquer densificação. O diâmetro interno dos cestos deve ser de 108 mm e altura total de 165 mm; deve ser observado que o fundo do cesto encontre-se afastado de 140 mm do topo, ou seja, entre a tela de fundo do cesto e a superfície de apoio do cesto ficam livres 25 mm de altura com ar, volume suficiente para deixar que o material possa escorrer da mistura e cair sobre a superfície de apoio do cesto;
- c) Pesar duas folhas de papel e, então, colocar os cestos contendo as misturas não compactadas sobre as folhas;
- d) Transferir o conjunto cesto contendo a mistura e folha de papel para o interior de uma estufa previamente aquecida na temperatura de compactação da amostra, e deixar o conjunto no interior da estufa submetido a esta temperatura durante $1h \pm 1min$;

e) Transcorrido o tempo, retirar o conjunto da estufa e pesar as folhas de papel novamente; a porcentagem de escorrimento será determinada pela expressão 4.2.

$$\% \text{ escorrimento} = \frac{\text{massa final do papel} - \text{massa inicial do papel}}{\text{massa inicial da amostra de mistura asfáltica}} \quad (4.2)$$

A figura 4.19 mostra o andamento do ensaio de escorrimento realizado neste trabalho.

Caso a % de escorrimento seja igual ou inferior a 0,3%, a quantidade de fibras está adequada. Caso seja maior, deve-se aumentar a quantidade de fibras na mistura asfáltica.

(a) Cestos utilizados na realização do ensaio

(b) Determinação da massa do recipiente com a mistura SMA em seu interior

(c) Cestos com mistura SMA colocados no interior da estufa capaz de manter a temperatura controlada

(d) material escurrido da mistura SMA após a realização do ensaio

Figura 4.19 – Ensaio de escorrimento

A determinação da quantidade de fibras necessária para a mistura SMA também pode ser feita empregando-se o método alemão conhecido por Schellenberg, originalmente concebido para esse fim. De forma resumida, este método utiliza 1000 g da mistura asfáltica, com as características que serão utilizadas no revestimento, despejada dentro de um becker, previamente tarado. O recipiente com seu conteúdo é levado à estufa na temperatura de compactação por $1\text{ h} \pm 1\text{ min}$. Decorrido este período, o conjunto é removido da estufa e o conteúdo é imediatamente despejado em outro recipiente. Pesa-se novamente o becker e o ligante que eventualmente tenha ficado preso à superfície do becker. Pela diferença de peso inicial e final, sabe-se a quantidade de ligante que se soltou ou escorreu da mistura. Esta porcentagem não deve exceder a 0,3%, sendo desejável que seja inferior a 0,2%.

4.4 Dosagem da Mistura Asfáltica SMA

A dosagem da mistura do tipo SMA é baseada, principalmente, em propriedades volumétricas.

De acordo com a *National Asphalt Pavement Association – NAPA* (1999), a dosagem do SMA deve ser feita de forma que se promova o desenvolvimento de um esqueleto pétreo que garanta o contato entre os grãos da fração graúda do agregado e proporcione argamassa suficiente com consistência satisfatória para assegurar um bom desempenho da mistura. Para garantir o desenvolvimento do esqueleto pétreo que promova esse contato, dois parâmetros devem ser obtidos: o VCA_{DRC} (vazios da fração graúda do agregado compactado) e o VCA_{MIX} (vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada).

4.4.1 Determinação do VCA_{DRC}

Primeiramente foi definida qual seria a fração graúda do agregado para a faixa alemã 0/8S, empregada nesse trabalho que, como citado anteriormente, é aquela retida na peneira de abertura 4,75 mm (peneira #4).

Sobre essa fração foram realizados ensaios para determinação das densidades aparente e real, de acordo com DNER-ME 81/98; e da massa específica aparente da fração graúda do agregado em estado compactado seco, de acordo com DNER-ME 153/97, conforme descritos a seguir.

Ensaio para determinação das massas específicas real e aparente da fração graúda do agregado

Basicamente, para a realização do ensaio foi utilizado o seguinte procedimento:

- a) Foi pesada cerca de 1kg de porção representativa da amostra;
- b) Após isso, a amostra foi lavada para retirar as impurezas superficiais;
- c) Em seguida a amostra foi imersa em água na temperatura ambiente durante 24 h;
- d) Decorrido o prazo, retirou-se a amostra da água, enxugando-a com um pano para remover a água superficial existente nos grãos;
- e) Determinou-se a massa ao ar da amostra saturada (P_h);
- f) Após a pesagem, foi determinada a massa da amostra imersa em água à temperatura de 25°C (P_i);
- g) Em seguida, a amostra foi levada à estufa na temperatura de 105°C a 110°C até a constância de massa. Após a secagem foi determinada a sua massa ao ar (P_s).

Para o cálculo das densidades foram utilizadas as expressões 4.3 e 4.4.

$$D_{rt} = P_s / (P_s - P_i) \quad (4.3)$$

$$D_{at} = P_s / (P_h - P_i) \quad (4.4)$$

onde⁹:

D_{rt} : massa específica real dos grãos, g/cm³;

D_{at} : massa específica aparente dos grãos, g/cm³;

P_s : massa ao ar da amostra seca em estufa, g;

P_i : massa imersa da amostra saturada, g;

P_h : massa ao ar da amostra saturada, g.

Ensaio para determinação da massa específica aparente da fração graúda do agregado em estado compactado seco

Inicialmente foi pesada cerca de 4,5 kg de porção representativa da fração graúda do agregado. Em seguida, essa amostra foi levada à estufa em temperatura de aproximadamente 110°C para secagem durante um período de 24h.

Em um recipiente de massa conhecida, com capacidade e dimensões de acordo com o método DNER-ME 153/97, foi colocada a amostra seca até 1/3 da altura desse recipiente, nivelando a superfície da camada manualmente. Após essa operação, tomou-se uma haste com dimensões também estabelecidas no método DNER-ME 153/97 com a qual foram dados 25 golpes na camada, sem que a haste atingisse o fundo do recipiente.

Após essa operação, encheu-se com a amostra o segundo terço da altura do recipiente, repetindo o processo, porém sem atingir a camada subjacente durante o adensamento. Finalmente, o recipiente foi preenchido com amostra até a superfície, tomando-se o cuidado para que houvesse sobras de material sobre a superfície do

⁹ Manteve-se as expressões, designações e unidades das normas brasileiras, embora muitas delas não contemplem o sistema internacional de unidades.

mesmo, repetindo a operação de adensamento, novamente sem atingir a camada subjacente durante o processo.

Após o adensamento da última camada, a superfície foi nivelada com uma régua de faces paralelas, de modo que as pequenas protuberâncias dos grãos maiores compensassem os vazios abaixo da borda do recipiente.

Após isso, o recipiente cheio foi pesado, obtendo-se assim a massa da amostra de agregado.

Dividindo-se então a massa de agregado em kg, pela capacidade volumétrica do recipiente em dm^3 , foi obtida a massa específica aparente da fração graúda do agregado em estado compactado seco, expresso em kg/dm^3 .

Com os resultados dos ensaios, esses foram aplicados na expressão 4.5, já apresentada no capítulo 2 deste trabalho, possibilitando o cálculo do parâmetro VCA_{DRC} .

$$\text{VCA}_{\text{DRC}} = \left(\frac{G_{\text{CA}}\gamma_{\text{W}} - \gamma_{\text{S}}}{G_{\text{CA}}\gamma_{\text{W}}} \right) * 100 \quad (4.5)$$

onde⁹:

VCA_{DRC} : vazios da fração graúda do agregado compactado, %;

γ_{S} : massa específica da fração graúda do agregado seco compactado, kg/dm^3 ;

γ_{W} : massa específica da água ($998 \text{ kg}/\text{m}^3$);

G_{CA} : massa específica aparente da fração graúda do agregado, g/cm^3 .

4.4.2 Determinação dos parâmetros Marshall

Seguindo a norma NBR 12891/1993 da ABNT, foram feitas quatro misturas SMA mantendo a granulometria e variando o tipo e o teor de ligante empregado. Para cada uma delas o procedimento foi basicamente a confecção das misturas em misturador, respeitando-se as temperaturas de aquecimento e usinagem para cada tipo de ligante empregado.

De acordo com a *National Asphalt Pavement Association – NAPA* (1999), para a dosagem dessas misturas, os corpos-de-prova empregados devem ser compactados utilizando-se 100 giros do compactador giratório *Superpave* ou 50 golpes por face do compactador mecânico Marshall. Nesta pesquisa foi utilizado o compactador Marshall.

Após 24h da compactação, os corpos-de-prova foram removidos do molde para realização de ensaios sobre os mesmos.

4.4.2.1 Ensaios realizados sobre a mistura empregando CAP 20

Como a mistura SMA 0/8S empregando o ligante asfáltico do tipo CAP 20 foi a mistura empregada no trecho experimental, foi feita a dosagem Marshall sobre esta mistura, determinando-se todos os parâmetros preconizados pela norma NBR 12891/1993 da ABNT.

Nesse caso foram confeccionados quinze corpos-de-prova, sendo três para cada um dos cinco teores de ligante, a saber: 6,5%, 7,0%, 7,5%, 8,0% e 8,5%.

Sobre todos os corpos-de-prova foram determinados, de acordo com a norma ABNT NBR 12891/1993, os seguintes parâmetros: massa específica aparente, massa específica teórica máxima, volume de vazios (Vv), vazios do agregado (VAM) e vazios preenchidos com betume.

Para determinação da estabilidade e da fluência o ensaio foi realizado de acordo com o procedimento adotado pelo LTP-EPUSP.

Determinação da massa específica aparente de corpos-de-prova de mistura asfáltica

A massa específica aparente dos corpos-de-prova de mistura asfáltica foi determinada segundo as orientações do método acima citado, o ensaio consiste basicamente na pesagem dos corpos-de-prova ao ar e imersos.

No caso da mistura SMA os corpos-de-prova não foram revestidos com parafina, pois a porcentagem de vazios é menor que 7,0% limite acima do qual deve ser utilizado o revestimento de parafina para a pesagem dos corpos-de-prova imersos em água.

Para a obtenção da massa específica aparente dos corpos-de-prova aplicou-se a relação 4.6.

$$D = M1 / (M1-M2) \quad (4.6)$$

Onde⁹:

D_{ap} : massa específica aparente do corpo-de-prova, g/cm³;

M1: massa do corpo de prova ao ar, g;

M2: massa do corpo-de-prova imerso na água, g.

Determinação da estabilidade e da fluência

Para determinação da estabilidade e da fluência Marshall, inicialmente cada corpo-de-prova a ser ensaiado foi imerso em banho-maria na temperatura de $(60 \pm 1)^\circ\text{C}$ por aproximadamente 30 minutos. Decorrido esse tempo o corpo-de-prova foi retirado do banho-maria, encaixado no suporte específico para a realização desse ensaio, de acordo com a norma ABNT NBR 12891/1993; e colocado na prensa Marshall equipada com célula de carga de 50 KN, procedendo-se, então, a compressão do corpo-de-prova na velocidade de 50 mm / min até o seu rompimento. Os registros de

tempo e de carga foram feitos durante o ensaio por meio de programa computacional de aquisição de dados.

Com esses valores foi traçado um gráfico de Tempo X Carga, como a velocidade de deslocamento é constante (50 mm / min), determinou-se, então, o deslocamento sofrido pelo corpo-de-prova em cada tempo registrado. Sabendo-se o instante de tempo quando ocorreu a ruptura (verificado no gráfico Tempo X Carga), determina-se então a fluência do corpo-de-prova, que é o deslocamento sofrido no momento da ruptura.

A estabilidade é obtida no gráfico Tempo X Carga, como sendo a carga aplicada no momento da ruptura.

Determinação dos outros parâmetros Marshall

Após a realização dos ensaios descritos foram aplicadas as correlações apresentadas no item 5.5 do método NBR 12891/1993, da ABNT, obtendo-se, por meio de cálculos, os seguintes parâmetros: massa específica máxima teórica, volume de vazios (Vv), vazios do agregado (VAM), vazios preenchidos com betume (Vp).

4.4.2.2 Ensaio realizado sobre as misturas empregando os outros ligantes estudados

Como a mistura SMA 0/8S empregada no trecho experimental utilizou teor de projeto de 7,5% e tendo em vista alguns problemas ocorridos no trecho apresentados no capítulo 3 deste trabalho, decidiu-se testar misturas SMA 0/8S empregando os ligantes CAP 50/60, AMP 3,0% SBS e AMP 6,5% SBS também nos teores de 6,5% e 7,0%, além de 7,5%. Essa redução foi adotada com base na experiência positiva obtida em outros trechos de SMA no estado de São Paulo, onde os teores obtidos no processo de dosagem europeu foram corrigidos subtraindo-se pequena porcentagem de ligante, pautando-se na análise das deformações permanentes no simulador de

tráfego francês tipo LCPC e na progressão de fechamento da macrotextura a 60°C, temperatura empregada no ensaio de deformação permanente que reflete a temperatura atingida pelo revestimento asfáltico em alguns períodos do ano no clima do estado de São Paulo.

Assim foram feitas 3 misturas empregando os outros ligantes nos seguintes teores: 6,5%, 7,0% e 7,5%. Foram então confeccionados 3 corpos-de-prova empregando cada um dos teores adotados, sobre estes corpos-de-prova foram determinados os seguintes parâmetros da dosagem Marshall: massa específica aparente, massa específica máxima teórica, volume de vazios (Vv) e vazios do agregado (VAM), conforme descrito anteriormente.

4.4.3 Determinação do VCA_{MIX}

Com a determinação da massa específica aparente dos corpos-de-prova compactados de cada uma das misturas, foi calculado o VCA_{MIX} definido pela *National Asphalt Pavement Association – NAPA* (1999) como sendo os vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada. Para o cálculo foi aplicada a expressão 4.7, já apresentada no capítulo 2 deste trabalho.

$$VCA_{MIX} = 100 - \left(\frac{G_{MB}}{G_{CA}} * P_{CA} \right) \quad (4.7)$$

onde⁹:

VCA_{MIX} : vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada, %;

G_{MB} : massa específica aparente da mistura compactada, g/cm³;

G_{CA} : massa específica aparente da fração graúda do agregado, g/cm³;

P_{CA} : % de fração graúda do agregado em relação ao peso total da mistura.

Para garantir o contato dos grãos da fração graúda do agregado o valor obtido para o VCA_{MIX} (vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada) deverá ser menor ou igual ao obtido para o VCA_{DRC} (vazios da fração graúda do agregado compactado).

4.5 Ensaios Mecânicos

Foram feitos ensaios de deformação permanente, resistência à tração e módulo de resiliência nas 4 misturas estudadas empregando os teores de 6,5%, 7,0% e 7,5%.

Esses ensaios visam verificar o comportamento em laboratório das misturas SMA na faixa alemã 0/8S com relação ao tipo e ao teor de ligante empregado.

4.5.1 Ensaio de deformação permanente

Após a mistura dos componentes na temperatura especificada pelos ensaios de viscosidade do ligante, as misturas asfálticas foram compactadas em placas de 50 mm de espessura, 500 mm de comprimento e 180 mm de largura, na mesa compactadora tipo LCPC da França, instalada no LTP-EPUSP – figura 4.20. A compactação foi realizada de acordo com a especificação francesa NF P 98-250-2, da AFNOR.

As deformações permanentes foram obtidas nos ensaios com o equipamento simulador de tráfego do LCPC da França, também instalado no LTP-EPUSP, conduzidos em duas placas simultaneamente à temperatura de 60°C – figura 4.21.

As medidas de deformação permanente em placas são efetuadas após 100, 300, 1000, 3000, 10000 e 30000 ciclos de carregamento, em quinze pontos de cada uma das placas ensaiadas, sendo o resultado expresso como a média aritmética do afundamento nos pontos medidos para um determinado número de ciclos, conforme especificado na norma francesa NF P 98-253-1 da AFNOR.

Com os resultados médios de deformação permanente obtidos para as quantidades de ciclos pré-determinadas é feita uma regressão potencial para verificação do aumento dessa deformação de acordo com a expressão 4.8.

$$y = a \cdot N^x \quad (4.8)$$

onde:

y: % de deformação permanente após N ciclos;

a: constante

N: n.º de ciclos;

X: expoente constante que reflete a potencialidade de aumento da deformação permanente com a progressão de ciclos.

Figura 4.20 – Mesa compactadora tipo LCPC

Figura 4.21 – Simulador de tráfego tipo LCPC

4.5.2 Ensaio de resistência à tração e de módulo de resiliência

Os ensaios de resistência à tração por compressão diametral, realizados de acordo com o método NBR 15087/2004 da ABNT, foram conduzidos em prensa Marshall com 50 mm de deslocamento por minuto, nas temperaturas de 25°C e 10°C, com registro da carga de ruptura por meio de programa computacional de aquisição de dados. O valor da resistência à tração foi calculado utilizando-se a expressão 4.9.

$$RT = \frac{2F}{\pi DH} \quad (4.9)$$

onde:

RT: resistência à tração por compressão diametral à temperatura do ensaio, MPa;

F: carga de ruptura, N;

D: diâmetro do corpo-de-prova, mm;

H: altura do corpo-de-prova, mm.

A figura 4.22 apresenta o equipamento instalado no LTP – EPUSP, utilizado para realização dos ensaios desta pesquisa.

Figura 4.22 – Equipamento para execução do ensaio de resistência à tração por compressão diametral

A ruptura se dá por aplicação de carga de compressão diametral e trincamento por tração que tende a dividir o corpo-de-prova em duas partes similares.

O ensaio de módulo de resiliência, realizado segundo a norma ASTM D 4123-95, é uma medida da rigidez do material no regime elástico frente à aplicação de carga cíclica no sentido diametral vertical, que gera pequenos deslocamentos recuperáveis de tração na direção horizontal. A figura 4.23 mostra um aspecto geral do equipamento instalado dentro de uma câmara capaz de controlar a temperatura de ensaio com precisão de $\pm 0,5^{\circ}\text{C}$, esse equipamento pertence ao LTP-EPUSP onde os ensaios para esta pesquisa foram realizados. Pode-se eventualmente realizar o ensaio em temperaturas compreendidas entre 0°C e 60°C , embora a especificação americana da ASTM, atualmente em discussão e revisão, oriente uma faixa de variação de 15°C a 35°C tão somente. A figura 4.24 mostra em detalhe o suporte e arranjo empregado para colocação do corpo-de-prova de modo a centralizá-lo e efetuar o carregamento vertical diametral e as leituras de deslocamento horizontal por meio de LVDT (*Linear Variable Differential Transformer* – Transdutor Diferencial Variável Linear).

Em linhas gerais, o ensaio consiste na aplicação de uma carga vertical em corpos de prova cilíndricos, com valor de aproximadamente 15% da força máxima encontrada no ensaio de resistência à tração por compressão diametral. Esta carga é aplicada semi-senoidalmente durante 0,1 s e o intervalo de repouso entre duas aplicações consecutivas é de 0,9 s. Os deslocamentos recuperáveis são medidos horizontalmente por meio de um LVDT. Os dados de carga e de deslocamentos são registrados por um programa computacional de aquisição de dados. A figura 4.25 mostra a tela do computador com o registro das cargas, forma de curva de carregamento, os deslocamentos correspondentes, bem como a forma de deslocamento e recuperação do mesmo. Os ensaios foram realizados nas temperaturas de 10°C e 25°C .

O valor do módulo de resiliência é calculado utilizando-se a expressão 4.10.

$$MR = \frac{F}{\Delta H} (0,9976\mu + 0,2692) \quad (4.10)$$

onde:

MR: módulo de resiliência, MPa;

F: carga vertical aplicada diametralmente no corpo-de-prova, N;

Δ : deslocamento elástico ou resiliente, mm;

H: altura do corpo-de-prova, mm;

μ : coeficiente de Poisson¹⁰.

foto gentilmente cedida por Edson de Moura, 2004

Figura 4.23 – Equipamento para execução do ensaio de módulo de resiliência dentro da câmara de climatização

¹⁰ O coeficiente de poisson (μ) é variável, em geral entre 0,25 e 0,35, e depende da temperatura. Adotou-se o valor de 0,30 como recomenda a norma do DNER-ME 133/1994.

foto gentilmente cedida por Edson de Moura, 2004

Figura 4.24 – Suporte com corpo-de-prova e LVDT para leitura de deslocamentos para o ensaio de módulo de resiliência

foto gentilmente cedida por Edson de Moura, 2004

(a) Registro de carga na porção superior da tela e registro de deslocamento na porção inferior da tela

foto gentilmente cedida por Edson de Moura, 2004

(b) Ampliação do sinal dos deslocamentos para análise dos deslocamentos instantâneos e totais

Figura 4.25 – Telas do programa computacional de aquisição de dados do ensaio de módulo de resiliência

4.6 Ensaaios de Campo

Após a conclusão do trecho experimental executado na Rodovia Presidente Dutra em julho de 2002, assunto do capítulo 3 deste trabalho, a Concessionária Nova Dutra realizou no segmento uma avaliação inicial de sua superfície, efetuando ensaios de mancha de areia para classificação da macrotextura superficial da camada e um inventário de superfície com avaliações subjetiva e objetiva da superfície do revestimento para obtenção do Valor da Serventia Atual (VSA) e do Índice de Gravidade Global (IGG).

Os ensaios de mancha de areia foram feitos em seis pontos distribuídos pelo trecho, localizado do km 202+30,0 m ao km 202+860,0 m da pista sul da rodovia (sentido Rio de Janeiro – São Paulo), porém não há registros das estacas e pontos onde foram executados os testes; as avaliações subjetiva e objetiva foram feitas em toda a extensão do trecho.

No mês de fevereiro de 2005 foram realizados pelo LTP – EPUSP novos ensaios de mancha de areia e avaliação objetiva para verificação dos aspectos funcionais do trecho após pouco mais de 2 anos e meio de serviço. Além desses, também foram realizados ensaios com o pêndulo britânico para juntamente com os resultados dos ensaios de mancha de areia determinar o *IFI (International Friction Index)*, cujo procedimento está descrito no item 4.6.2. Foram feitas, ainda, medidas da irregularidade longitudinal utilizando-se o equipamento MERLIN (*Machine Evaluation Roughness using Low Coast Instrumentation* – Máquina para avaliação da Irregularidade utilizando instrumento de baixo custo), também descrito no item 4.6.2.

4.6.1 Avaliação de superfície

Determinação do grau de deterioração superficial e conforto de rolamento

Para a verificação das condições de superfície foram feitas, logo após a conclusão do trecho, avaliação subjetiva para obtenção do Valor da Serventia Atual (VSA) (DNER-PRO 007/94) e avaliação objetiva para determinação do Índice de Gravidade Global (IGG) (DNER-PRO 008/94). Após 2 anos e 7 meses da conclusão do trecho, foi feita, novamente, avaliação objetiva da superfície.

A determinação desses índices teve como objetivo a retratação do grau de deterioração superficial e do conforto ao rolamento oferecidos pelo revestimento de SMA executado no trecho.

A classificação do pavimento em termos de serventia (Valor de Serventia Atual - VSA) e estado de superfície (Índice de Gravidade Global - IGG), foi feita de acordo com os procedimentos de avaliações, conforme indicado nas tabelas 4.2 e 4.3. Pela nova norma do DNIT para realização de avaliação objetiva (DNIT 006/2003 – PRO) a classificação pelos valores de IGG pode ser feita de acordo com a tabela 4.4.

**Tabela 4.2 – Classificação do pavimento pelo Valor de Serventia Atual (VSA)
(DNER-PRO 007/94)**

Conceito	Valor de Serventia Atual (VSA)
Ótimo	4-5
Bom	3-4
Regular	2-3
Ruim	1-2
Péssimo	0-1

**Tabela 4.3 – Classificação do pavimento pelo Índice de Gravidade Global (IGG)
(DNER-PRO 008/94)**

Conceito	Índice de Gravidade Global (IGG)
Bom	0-20
Regular	20-80
Mau	80-150
Péssimo	150-500

**Tabela 4.4 – Classificação do pavimento pelo Índice de Gravidade Global (IGG)
(NORMA DNIT 006/2003 - PRO)**

Conceito	Índice de Gravidade Global (IGG)
Ótimo	$0 < IGG \leq 20$
Bom	$20 < IGG \leq 40$
Regular	$40 < IGG \leq 80$
Mau	$80 < IGG \leq 160$
Péssimo	$IGG > 160$

Determinação da irregularidade da superfície utilizando o equipamento MERLIN

O equipamento MERLIN foi desenvolvido pelo TRL (*Transport Research Laboratory*) para uso nos países em desenvolvimento, por ser um equipamento de baixo custo, fácil de ser construído, robusto e simples de ser operado.

O equipamento consiste numa armação metálica de 1,80 m de comprimento, com uma roda de bicicleta na frente, um apoio na parte posterior e um apoio intermediário que serve para medir a diferença de nível entre a linha imaginária que une a roda de bicicleta e o apoio posterior (VIVAR, 1998). O equipamento é movimentado por um guidão, junto do qual existe um ponteiro que se movimenta sobre um formulário cuja função é registrar a diferença de nível medida pelo apoio intermediário. A figura 4.26 apresenta o equipamento utilizado nas avaliações efetuadas nesta pesquisa e a figura 4.27 apresenta um detalhe do ponteiro e do formulário para registros das medições.

Figura 4.26 – Equipamento MERLIN

Figura 4.27 – Detalhe do ponteiro e do formulário de registros das medições

Para se determinar a irregularidade de um trecho de rodovia é recomendado que sejam feitas, no mínimo, 200 medidas com o equipamento, distando uma da outra de um perímetro da roda de bicicleta, ou seja, o equipamento é movimentado de modo que a roda dê uma volta completa em torno de seu eixo e, então, efetua-se a medida, assim sucessivamente até que sejam feitas 200 medidas, o que resultaria num trecho

de 415 m de comprimento, uma vez que o perímetro da roda é de aproximadamente 2,07 m.

Segundo TRL (1996), para cada ponto de medida efetuada com o MERLIN, a máquina deve ser apoiada na superfície da via com a roda alinhada e os apoios intermediário e posterior em contato com a superfície de rolamento. A posição do ponteiro sobre o formulário deve ser marcada fazendo-se um “X” no próximo quadrado constituinte da coluna indicada pelo ponteiro. Para cada medida efetuada deve-se também marcar com “X” em um dos quadrados do campo denominado *tally box* (caixa de registros) existente no formulário, para que se tenha controle de quantas medidas foram realizadas. Em seguida, ergue-se o guidão do MERLIN, removendo os apoios traseiro e intermediário da via e levando a máquina para o próximo ponto de medição, onde o procedimento deve ser repetido.

Ao final das medições o formulário apresentará um histograma. O comprimento (D_h) desse histograma é determinado, em mm, de acordo com as orientações de TRL (1996) e aplicado na expressão 4.11 para determinação da irregularidade do trecho em escala de IRI.

$$IRI = 0,593 + 0,0471 * D_h \quad (4.11)$$

Onde:

D_h – comprimento do histograma, mm;

IRI – *International Roughness Index*, m/km.

Após a determinação do IRI, aplica-se a expressão 4.12 para determinação da irregularidade em termos Quociente de Irregularidade (QI), parâmetro utilizado com maior frequência no Brasil.

$$QI = 13 * IRI \quad (4.12)$$

Onde:

QI – quociente de irregularidade, contagens/km;

IRI – *International Roughness Index*, m/km.

A partir dos valores de IRI e QI pode-se determinar a condição do pavimento quanto a sua irregularidade por meio dos limites apresentados na tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Condição do pavimento quanto a irregularidade de rodovias pavimentadas (PINTO e PREUSSLER, 2001)

Condição	QI (cont./km)	IRI (m/km)
Excelente	13-25	1,0-1,9
Boa	25-35	1,9-2,7
Regular	35-45	2,7-3,5
Ruim	45-60	3,5-4,6
Péssima	>60	>4,6

4.6.2 Avaliação da microtextura e da macrotextura

Pode-se definir microtextura como a distribuição espacial das asperezas na superfície dos granulares componentes do revestimento, capazes de interagir com a banda de rodagem do pneu, rompendo o filme de água (FERREIRA, 2002).

Ainda segundo Ferreira (2002), a macrotextura é uma característica relacionada à graduação e dimensão dos granulares do concreto asfáltico, bem como da execução da camada de revestimento em campo (compactação). A macrotextura é responsável pela aderência a altas velocidades em pavimentos molhados, facilitando a evacuação da água encontrada entre o pneu e a superfície, contribuindo para reduzir a ocorrência do fenômeno de hidroplanagem de forma a restabelecer, mesmo que parcialmente, o contato seco.

A macro e a microtextura são características da superfície do pavimento importantes para a segurança e o conforto dos usuários de uma via. Estudos mostram que locais onde ocorrem acidentes com pista molhada geralmente apresentam macrotextura

fechada e valores baixos de microtextura (WAMBOLD *et al.*¹¹, 1986 *apud* APS *et al.*, 2004) que, combinados com fatores como velocidades altas e pneus gastos, provocam mortes, danos físicos e materiais.

De acordo com Souza *et al.* (1993) quando os veículos se deslocam a velocidades de até 50 km/h, a microtextura é o fator predominante na determinação da resistência à derrapagem. A velocidades mais altas, a ruptura do filme de água sobre o pavimento torna-se mais difícil pelo menor tempo de contato, então a resistência à derrapagem torna-se dependente basicamente da macrotextura.

Assim, pode-se afirmar que a resistência à derrapagem é função da micro e da macrotextura.

Com a finalidade de verificar a resistência à derrapagem do trecho experimental, foram realizados ensaios de pêndulo britânico e mancha de areia, para avaliação da micro e da macrotextura, respectivamente. Posteriormente, esses valores foram combinados na determinação do IFI – *International Friction Index*, índice que quantifica a resistência a derrapagem por meio da combinação da micro e da macrotextura superficial.

Mancha de areia

A altura média da mancha de areia foi determinada de acordo com a ASTM E 965 – 01; esse ensaio tem como finalidade a classificação da macrotextura superficial da camada. Sua realização consiste, basicamente, no espalhamento em forma circular de um volume de 25000 mm³ de uma areia de granulometria padronizada, utilizando um cilindro com base revestida de borracha. A divisão desse volume pela área média da mancha de areia formada no espalhamento, resulta numa espessura ou altura média de areia com a qual pode-se classificar a macrotextura. A figura 4.28 mostra a execução de um ensaio de mancha de areia, com o espalhamento da mesma perfazendo um círculo na superfície da camada asfáltica. A classificação

¹¹ Wambold, J.C.; Henry, J.J.; Hegmon, R.R. (1986) Skid resistance of wet-weather accident sites. The tire pavements interface, ASTM-STP 929, Pottinger/Yager Editors, p. 47-60.

por meio da profundidade média de areia obtida no ensaio é apresentada em Pasquet (1968) conforme a tabela 4.6. A profundidade média obtida (HS) deve estar ser $0,6 \text{ mm} \leq HS \leq 1,2 \text{ mm}$, indicando uma macrotextura média à grosseira, conforme requisição que vem sendo especificada pela agência regulamentadora ARTESP¹².

Figura 4.28 – Ensaio de mancha de areia

Tabela 4.6 Classificação da macrotextura superficial pelo ensaio de mancha de areia (PASQUET, 1968)

HS (mm)	Macrotextura
$\leq 0,20$	muito fina ou muito fechada
$0,20 < HS \leq 0,40$	fina ou fechada
$0,40 < HS \leq 0,80$	média
$0,80 < HS \leq 1,20$	grosseira ou aberta
$HS > 1,20$	muito grosseira ou muito aberta

Pêndulo britânico

Os ensaios com a utilização do Pêndulo Britânico foram realizados de acordo com as orientações do método ASTM E 303-93. O princípio de funcionamento deste equipamento baseia-se em um pêndulo com uma base de borracha que é lançado em direção ao pavimento molhado com o objetivo de medir-se a perda de energia,

¹² ARTESP – Agência Reguladora de Serviços Públicos Delegados de Transporte do Estado de São Paulo.

quando a base de borracha desliza sobre a superfície do pavimento (APS *et al.*, 2004). O resultado mede o atrito entre a base de borracha e o pavimento e é expresso em BPN (*British Pendulum Number*).

A partir dos resultados obtidos no ensaio classifica-se a microtextura de acordo com os limites apresentados na tabela 4.7. A figura 4.29 mostra o equipamento utilizado no ensaio, pertencente ao LTP-EPUSP.

Tabela 4.7 – Valores Limites de Microtextura (ABPv, 1999)

Resistência à Derrapagem (classificação da microtextura)	BPN	
	Mínimo	Máximo
Perigosa	< 25	
Muito Lisa	25	31
Lisa	32	39
Insuficientemente Rugosa	40	46
Medianamente Rugosa	47	54
Rugosa	55	75
Muito Rugosa	> 75

Figura 4.29 - Pêndulo Britânico

Determinação do IFI - “International Friction Index”

A macro e a microtextura podem ser obtidas em pavimentos existentes com a utilização de equipamentos portáteis, como o pêndulo britânico e a mancha de areia,

e seus valores convertidos em um índice combinado denominado IFI – *International Friction Index*.

De acordo com Aps *et al.* (2004) esse índice foi desenvolvido a partir de uma experiência internacional de comparação e harmonização de métodos para medidas de textura e atrito dos pavimentos conduzida em 1992 sob responsabilidade do Comitê de Características de Superfície (C1) da AIPCR (*Association International Permanent des Congrès de la Route*), onde foram utilizados 41 equipamentos diferentes.

O programa resultou num banco de dados com mais de 15000 valores numéricos para diferentes tipos de superfícies, que foram utilizados para criar uma escala que quantifica a aderência no pavimento molhado. Essa escala baseada em medidas de atrito (F60) e textura (Sp) foi denominada IFI, cujo procedimento é descrito na norma ASTM E 1960-98 (APS *et al.*, 2004).

Para o cálculo do valor numérico do IFI são necessárias duas informações sobre a superfície de rolamento do pavimento, a primeira é sobre a macrotextura (TX) em mm e a segunda sobre o atrito (FRS), esses valores podem ser obtidos por quaisquer dos equipamentos citados na norma ASTM E 1960-98.

Com o valor da macrotextura (TX) em mm, utilizando-se ensaio apropriado (nesta pesquisa o ensaio utilizado foi o da mancha de areia), calcula-se a constante de velocidade de referência (Sp) utilizando-se a expressão 4.10.

$$Sp = a + b * TX \quad (4.10)$$

Onde:

Sp – constante de velocidade de referência;

a, b – coeficientes determinados em função do equipamento utilizado para medir a textura, obtidos na tabela 1 da norma ASTM E 1960-98;

TX – valor da macrotextura em mm.

Em seguida com o valor obtido de atrito (FRS), utilizando um dos equipamentos contemplados na norma (nesta pesquisa o equipamento utilizado foi o pêndulo britânico), calcula-se o FR60 que é uma constante referente ao atrito medido na velocidade equivalente a 60 km/h, obtida pela expressão 4.11 do tipo exponencial.

$$FR60 = FRS * \exp [(S-60)/Sp] \quad (4.11)$$

Onde:

FR60 – constante referente ao atrito medido na velocidade equivalente a 60 km/h;

FRS – medida de atrito obtida no ensaio realizado;

S – constante para a velocidade de realização do ensaio obtida na tabela X1.1 da norma ASTM E 1960-98, em função do equipamento utilizado;

Sp – constante de velocidade de referência.

A expressão 4.11 permite converter a medida de atrito (FRS), realizada em qualquer velocidade (S), à uma medida de atrito realizada a 60 km/h.

Por último, estima-se o atrito harmonizado de referência F60 utilizando-se a expressão 4.12, onde A, B e C foram determinados no Experimento Internacional em função dos diferentes tipos de equipamentos utilizados para medir o atrito.

$$F60 = A + B * FR60 + C * TX \quad (4.12)$$

Onde:

F60 – atrito harmonizado de referência;

TX – valor da macrotextura em mm;

A, B, C – constantes determinadas em função dos equipamentos utilizados para medir o atrito, obtidas na tabela X1.1 da norma ASTM E 1960 – 98.

Os pares de valores (F60, Sp) determina-se o IFI de um pavimento.

Em Aps *et al.* (2004) é proposta uma faixa de classificação da aderência no pavimento molhado a partir de valores de IFI (F60), conforme apresentado na tabela 4.8, baseada em resultados de avaliações em campo de trechos com características semelhantes, ou seja, trechos em declive, curvas acentuadas e tráfego pesado. No caso do trecho experimental da Rodovia Presidente Dutra, tratado nesta pesquisa, as características presentes são o declive leve e o tráfego pesado.

Tabela 4.8 – Faixas de Classificação de IFI (APS *et al.*, 2004)

Classificação da aderência no pavimento molhado	Valores de IFI (F60)	
	Mínimo	Máximo
Péssima	< 0,06	
Ruim	0,06	0,12
Regular	0,13	0,19
Boa	0,20	0,30
Ótima	> 0,30	

CAPÍTULO 5

MATERIAIS, RESULTADOS E DISCUSSÕES

O presente capítulo apresenta a descrição e origem dos materiais utilizados na confecção das misturas estudadas, bem como os resultados dos ensaios de caracterização realizados sobre esses materiais, dos ensaios mecânicos sobre as misturas SMA e dos ensaios realizados em campo no trecho experimental da Rodovia Presidente Dutra, além de discutir os mesmos.

5.1 Materiais Asfálticos

Para a realização deste trabalho foram utilizados quatro tipos de ligantes asfálticos fornecidos pela PETROBRAS: CAP 20, da refinaria de Duque de Caxias (REDUC), CAP 50/60, de Fortaleza (LUBNOR), obtido do refino do petróleo proveniente de um novo poço da PETROBRAS, denominado Fazenda Alegre e asfalto (tipo CAP 20 da REDUC) modificado por 3,0% e por 6,5% de polímero SBS (AMP 3,0% SBS e AMP 6,5% SBS, respectivamente).

Foram testadas misturas SMA empregando esses ligantes pelos seguintes motivos: O CAP 20 por ser o mesmo ligante empregado na mistura SMA utilizada no trecho experimental, o CAP 50/60 por ser um asfalto proveniente de um novo poço da PETROBRAS e ser um ligante mais viscoso, de comportamento semelhante aos asfaltos venezuelanos, o AMP 3% de SBS por ser uma tendência européia a utilização de ligantes com menores adições de polímeros e o AMP 6,5% SBS por ser o tipo de ligante modificado por polímeros comumente utilizado nos locais onde foram empregadas misturas SMA no Brasil.

Os asfaltos convencionais utilizados foram classificados pelo Regulamento Técnico DNC 01/92 – Revisão 02, porém com a mudança da especificação a partir de 2005, os ligantes asfálticos passam a ter nova classificação por penetração levando a quatro tipos básicos de asfalto: CAP 30-45, CAP 50-70, CAP 85-100 e CAP 150-200, como já mencionado anteriormente.

Baseando-se nos resultados dos ensaios de caracterização realizados, apresentados na tabela 5.1, é possível verificar que tanto o CAP 20 quanto o CAP 50/60 de Fazenda Alegre apresentam resultados que os classificam dentro da nova especificação como CAP 50/70, exceto pelos resultados apresentados pelo CAP 20 no ensaio de penetração a 25°C que mostrou valor de 44,5 (0,1 mm), cerca de 11% abaixo do limite mínimo especificado (50 0,1 mm), e de viscosidade saybolt-furol que apresentou valor de 136 s, cerca de 3,5% abaixo do limite mínimo especificado (141 s).

Tabela 5.1 – Resultados dos ensaios realizados nos asfaltos convencionais

Ensaio	Método	Resultados	
		CAP 50/60 (Fazenda Alegre)	CAP20 (REDUC)
Penetração a 15°C, 0,1 mm	NBR 6576	23,0	13,5
Penetração a 25°C, 0,1 mm		53,0	44,5
Penetração a 35°C, 0,1 mm		144,0	127,5
Penetração a 40°C, 0,1 mm		229,0	212,0
Ponto de fulgor, °C	NBR 11341	319	330
Ductilidade, cm	NBR 6293	> 100	> 100
Densidade, g/cm ³	ASTM D 71	1,012	1,045
Ponto de amolecimento, °C	NBR 6560	53,0	50,0
Viscosidade cinemática a 120°C, cSt	NBR 14756	1118	949
Viscosidade cinemática a 135°C, cSt		463	403
Viscosidade cinemática a 150°C, cSt		234	211
Viscosidade saybolt-furol a 135°C, s	NBR 14950	160	136
Viscosidade saybolt-furol a 150°C, s		81	68,5
Viscosidade saybolt-furol a 177°C, s		30	30
Viscosidade Absoluta a 60°C, P	NBR 5847	4121	2675
Solubilidade em tricloretileno, %	NBR 14855	100	100
Efeito do calor e do ar	NBR 14736		
• variação em massa, %		-0,30	-0,06
• Penetração a 25°C após ECA, 0,1mm		35,5	30,5
• % da penetração original		67	68,5
• Ponto de amolecimento após ECA, °C		56,0	53,0
• Variação do ponto de amolecimento, °C		+3	+3
• Viscosidade Absoluta a 60°C após ECA, P		7068	4015
• Relação de viscosidade		1,7	1,5
• Ductilidade após ECA, cm		> 100	> 100
Índice de suscetibilidade térmica	-	-0,3	-1,4
Classificação DNC 01/92		CAP 50/60	CAP 20
Classificação ANP 2005		CAP 50/70	CAP 50/70

A tabela 5.2 apresenta os resultados dos ensaios realizados para caracterização dos asfaltos modificados por polímero.

Tabela 5.2 – Resultados dos ensaios realizados nos asfaltos modificados por polímeros

Ensaio	Métodos	Resultados	
		AMP 3,0% SBS	AMP 6,5% SBS
Penetração a 25°C, 0,1mm	NBR 6576	59,0	60,0
Ponto de fulgor, °C	NBR 11341	309	309
Ductilidade a 25°C, cm	NBR 6293	> 100cm	> 100cm
Densidade relativa 25°C/25°C	ASTM D 71	1,035	1,033
Ponto de amolecimento, °C	NBR 6560	53,0	78,0
Recuperação elástica a 25°C, %	DNER-ME 382/99	49,5	98,5
Viscosidade Brookfield a 135°C, cP	ASTM D 4402	600	1173
Viscosidade Brookfield a 145°C, cP		377	712
Viscosidade Brookfield a 155°C, cP		246	478
Viscosidade Brookfield a 175°C, cP		120	226
Estabilidade ao armazenamento, 163°C/5dias	DNER-ME 384/99		
• ponto de amolecimento topo, °C		55,0	60,0
• ponto de amolecimento base, °C		57,0	56,5
• Diferença de ponto de amolecimento, °C		2,0	3,5
• Recuperação elástica a 25°C, topo, %		58,5	72,5
• Recuperação elástica a 25°C, base, %		58,0	74,0
• Diferença de recuperação elástica, %		0,5	2,5
Efeito do calor e do ar	NBR 14736		
• variação em massa, %		0,18	0,22
• Penetração a 25°C após ECA, 0,1mm		49,0	50,0
• % da penetração original		81,7	83,3
• Ponto de amolecimento após ECA, °C		53,0	83,0
• variação do ponto de amolecimento		0	+5
• recuperação elástica, %		45,5	95,0
Índice de suscetibilidade térmica	-	0,0	+4,6

5.2 Materiais pétreos, filer e fibras

Os materiais pétreos empregados são de gnaiss, originários da pedra Cantareira e foram fornecidos pela Construtora SA Paulista. Foi empregado filer da própria britagem, complementado com 2% de cal hidratada tipo CH-1.

As fibras empregadas são de celulose, em pellets, pré-impregnadas com asfalto, na proporção de 2:1, da marca Viatop - JRS, gentilmente fornecidas pela empresa Ecofibras.

O aspecto dos materiais empregados na composição consta da figura 5.1.

Cabe observar que os materiais pétreos e as fibras utilizadas têm mesma origem que aqueles empregados na mistura SMA utilizada para execução do trecho experimental da Rodovia Presidente Dutra.

Figura 5.1 - Materiais utilizados na composição da mistura seca

5.2.1 Ensaios em materiais pétreos

Para a faixa granulométrica alemã 0/8S a peneira de quebra, ou seja, a fração onde ocorre o “gap” da curva é a de abertura 4,75 mm (peneira #4); sendo assim todo o material retido nesta peneira é considerado como a fração graúda e o material passado a fração miúda. Para a realização dos ensaios foi feita a mistura seca da granulometria e, após isso, essa mistura foi passada na peneira de abertura 4,75 mm, sendo os ensaios realizados separadamente nas duas frações.

Tendo como base o trecho experimental executado na Rodovia Presidente Dutra, a faixa granulométrica utilizada na pesquisa foi a alemã 0/8S, a mesma utilizada no trecho, que, segundo a especificação ZTV Asphalt – StB (2001), é indicada para tráfego pesado e/ou solicitações especiais.

A figura 5.2 apresenta a faixa e a curva granulométrica empregada no trabalho.

Figura 5.2 - Faixa granulométrica alemã 0/8S e graduação empregada no trabalho

Após a obtenção da curva de trabalho foram realizados os ensaios necessários para a determinação das características dos agregados e propriedades da mistura.

As tabelas 5.3 e 5.4 apresentam os resultados dos ensaios realizados nas frações graúda e miúda, respectivamente.

Tabela 5.3 – Resultados dos ensaios realizados na fração graúda do agregado

Ensaio	Métodos	Resultados
Índice de forma <ul style="list-style-type: none"> • Forma • % lamelar • % alongado • % alongado lamelar 	NBR 9504	Cúbico (70,6%) 26,7 2,7 0
Abrasão Los Angeles, %	NBR NM 51	32
Durabilidade em sulfato de sódio, 5 ciclos	DNER-ME 089/94	Não houve perda

As misturas SMA requerem o uso de agregados 100% britados, como é o caso dos empregados na pesquisa.

As normas americanas (NAPA, 1999) têm preconizado resultado de Abrasão Los Angeles igual ou inferior a 30%, porém alguns estados americanos permitem o uso de valores máximos de 45%, o que mostra que os agregados empregados na pesquisa são adequados ao uso em misturas tipo SMA, apresentando resultado de abrasão Los Angeles de 32%, pouco acima do máximo normalmente requerido pela norma americana.

Ainda com relação a fração graúda, verifica-se a característica satisfatória também quanto à forma cúbica dos grãos, o que garante o maior contato entre os mesmos.

Tabela 5.4 – Resultados dos ensaios realizados na fração miúda do agregado

Ensaio	Método	Resultado
Equivalente de areia, %	DNER-ME 054/97	67,3
Durabilidade em sulfato de sódio, 5 ciclos	DNER-ME 089/94	Não houve perda

Segundo a NAPA (1999), a fração miúda dos agregados deve apresentar equivalente de areia mínimo de 55% e porcentagem de perda máxima de 15% no ensaio de durabilidade em sulfato de sódio, os ensaios realizados sobre essa fração mostram que, também nesse caso, os materiais pétreos apresentam características satisfatórias para o emprego em misturas SMA, com equivalente de areia de 67,3% e sem ocorrência de perda no ensaio de durabilidade em sulfato de sódio.

5.2.2 Ensaio para verificação da quantidade de fibras na mistura

As fibras funcionam como um inibidor ou redutor de escoamento do ligante asfáltico. O teor de fibras empregado foi de 0,45% (mesmo teor empregado no SMA utilizado como revestimento no trecho experimental da Rodovia Presidente Dutra); as misturas efetuadas foram testadas para verificar a porcentagem de escoamento com esse teor. Os ensaios de escoamento realizados seguiram os procedimentos descritos pela norma AASHTO T 305-97, e os resultados obtidos são apresentados na tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Resultados dos ensaios de escoamento realizados segundo a norma AASHTO T 305-97

Ligante	Teor (%)	% de Escoamento Média
CAP 20	6,5	0,09
	7,0	0,03
	7,5	0,15
CAP 50/60 Fazenda Alegre	6,5	0,08
	7,0	0,03
	7,5	0,08
AMP 3,0% SBS	6,5	0,03
	7,0	0,06
	7,5	0,03
AMP 6,5% SBS	6,5	0,08
	7,0	0,04
	7,5	0,13

Segundo a NAPA (1999), a quantidade máxima de escoamento aceitável para as misturas SMA é de 0,3%, o que mostra que os resultados obtidos são satisfatórios pois estão abaixo desse limite, variando de 0,03% a 0,15% para as quatro misturas estudadas, nos três teores de ligante empregados.

5.3 Dosagem

5.3.1 Determinação do VCA_{DRC}

Para determinação dos vazios da fração graúda do agregado compactado (VCA_{DRC}), foram realizados ensaios para determinação da massa específica da fração graúda do agregado, de acordo com o método DNER-ME 81-98, e determinação da massa específica da fração graúda do agregado em estado compactado seco, de acordo com o método DNER-ME 153-97. Em seguida foi aplicada a expressão 4.5, apresentada no capítulo 4 deste trabalho, obtendo-se o valor do VCA_{DRC} . Os resultados obtidos são apresentados na tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Resultados dos ensaios realizados na fração graúda do agregado para determinação do VCA_{DRC}

Ensaio	Métodos	Resultados
Massa específica aparente, g/cm ³	DNER-ME 81/98	2,655
Massa específica em estado compactado seco, g/dm ³	DNER-ME 153/97	1,466
VCA_{DRC} , %	-	44,69

5.3.2 Determinação dos parâmetros Marshall e do VCA_{MIX}

Inicialmente foram estudadas misturas empregando o CAP 20, seguindo as orientações da norma NBR 12891/1993 da ABNT, para que se determinasse qual o teor ótimo de asfalto a ser utilizado. Então foram confeccionados três corpos-de-prova de cada um dos cinco teores de ligante empregados, a saber: 6,5%, 7,0%, 7,5%, 8,0% e 8,5%.

Foram determinados os parâmetros Marshall e o teor ótimo de ligante para a mistura empregando CAP 20, obtendo-se um teor ótimo de 7,5%, assim como no trecho experimental da Rodovia Presidente Dutra.

Como o trecho apresentou a ocorrência de alguns pequenos pontos de desagregação e exsudação, além da ocorrência de fechamento da macrotextura nas trilhas de rodas, decidiu-se testar misturas empregando os outros três ligantes asfálticos (CAP 50/60,

AMP 3,0% SBS e AMP 6,5% SBS) também nos teores 6,5% e 7,0%, além de 7,5%. Essa redução foi adotada com base na experiência positiva obtida em outros trechos de SMA no Estado de São Paulo, onde os teores obtidos no processo de dosagem europeu foram corrigidos subtraindo-se pequena porcentagem de ligante, pautando-se na análise das deformações permanentes no simulador de tráfego francês tipo LCPC.

5.3.2.1 Determinação dos parâmetros Marshall das misturas empregando ligante asfáltico CAP 20

A dosagem foi feita para as misturas com o CAP 20, por ser o mesmo tipo de ligante empregado na mistura SMA utilizada no revestimento do trecho experimental. Esse procedimento foi realizado para verificar o teor ótimo de 7,5%.

Para determinação do teor de projeto de ligante foram confeccionados quinze corpos-de-prova compactados pelo método Marshall com cinquenta golpes de cada lado, sendo três corpos-de-prova para cada um dos seguintes teores: 6,5%, 7,0%, 7,5%, 8,0% e 8,5%. Sobre todos eles foram realizados ensaios para determinação dos parâmetros Marshall. Os resultados obtidos são apresentados nas figuras 5.3 a 5.7.

Figura 5.3 – Misturas empregando CAP 20 - massa específica aparente e massa específica máxima teórica X teor de ligante

Figura 5.4 – Misturas empregando CAP 20 - estabilidade Marshall X teor de ligante

Figura 5.5 - Misturas empregando CAP 20 - volume de vazios X teor de ligante

Figura 5.6- Misturas empregando CAP 20 - relação betume vazio (RBV) X teor de ligante

Figura 5.7 – Misturas empregando CAP 20 - vazios do agregado (VAM) X teor de ligante

Com os resultados dos ensaios Marshall, verificou-se que o teor de ligante deveria ser de 7,5% para atender ao volume de vazios de 4,0%. Este foi o teor de projeto também obtido na dosagem realizada no Centro de Pesquisas Rodoviárias da Nova Dutra, para o SMA utilizado no trecho experimental.

Tendo em vista os problemas ocorridos logo após a obra do trecho da Rodovia Presidente Dutra, como já mencionado no capítulo 3 deste trabalho, foram testadas as propriedades mecânicas das misturas de SMA também para os teores de 6,5% e 7,0%. Assim, para as misturas SMA que empregaram os outros três ligantes (AMP 3% de SBS, AMP 6,5% de SBS e CAP 50/60 de Fazenda Alegre), os ensaios foram feitos apenas para os teores de 6,5%, 7,0% e 7,5%.

5.3.2.2 Determinação da massa específica aparente, massa específica máxima teórica, volume de vazios (Vv) e vazios do agregado (VAM) das misturas empregando os outros ligantes asfálticos

Para as misturas de SMA que empregaram os outros ligantes asfálticos estudados (CAP 50/60, AMP 3,0% SBS e AMP 6,5% SBS), os ensaios foram realizados apenas para os teores de 6,5%, 7,0% e 7,5%, conforme comentado no item anterior. Foram confeccionados três corpos-de-prova para cada teor, compactados pelo compactador Marshall, com 50golpes em cada face. Os resultados obtidos nos ensaios para determinação da massa específica máxima teórica, massa específica aparente, volume de vazios e vazios do agregado são apresentados nas figuras 5.8 a 5.16.

Figura 5.8 – Misturas empregando CAP 50/60 (Fazenda Alegre) - massa específica aparente e massa específica máxima teórica X teor de ligante

Figura 5.9 - Misturas empregando CAP 50/60 (Fazenda Alegre) - volume de vazios X teor de ligante

Figura 5.10 - Misturas empregando CAP 50/60 (Fazenda Alegre)- vazios do agregado (VAM) X teor de ligante

Figura 5.11 – Misturas empregando AMP 3,0% SBS - massa específica aparente e massa específica máxima teórica X teor de ligante

Figura 5.12 - Misturas empregando AMP 3,0% SBS - volume de vazios X teor de ligante

Figura 5.13 - Misturas empregando AMP 3,0% SBS - vazios do agregado (VAM) X teor de ligante

Para a mistura empregando asfalto CAP 50/60 e AMP 3% SBS, pode-se dizer que o teor ótimo de ligante é de aproximadamente 7,1% para um Volume de Vazios (Vv) de 4,0%, porém os ensaios para verificação das propriedades mecânicas foram também realizados para os teores de 6,5% e 7,5%, isso para obter-se maior conhecimento a respeito das misturas de SMA.

Figura 5.14 – Misturas empregando AMP 6,5% SBS - massa específica aparente e massa específica máxima teórica X teor de ligante

Figura 5.15 - Misturas empregando AMP 6,5% SBS - volume de vazios X teor de ligante

Figura 5.16 - Misturas empregando AMP 6,5% SBS - vazios do agregado (VAM) X teor de ligante

Para a mistura empregando asfalto modificado por 6,5% de SBS (AMP 6,5% SBS), pode-se dizer que o teor ótimo de ligante é também 7,1% para um Volume de Vazios (V_v) de 4,0%, porém os ensaios para verificação das propriedades mecânicas foram realizados para os três teores de ligante (6,5%, 7,0% e 7,5%) para estudar o comportamento de misturas de SMA na faixa alemã 0/8S empregando ligante modificado por 6,5% de SBS.

Verificou-se ainda que para o teor de ligante de 7,0% a massa específica aparente resultou em valor menor que o esperado, em consequência o volume de vazios (V_v) apresentou resultado mais elevado que a tendência normalmente observada. Para elucidar o fato, novos ensaios deveriam ter sido feitos para melhor compreensão do ocorrido durante a moldagem.

5.3.2.3 Determinação do VCA_{MIX}

Com os resultados das densidades aparentes das misturas compactadas foi calculado o VCA_{MIX} (vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada) aplicando a expressão 4.7 apresentada no capítulo 4 deste trabalho.

Para garantir o contato entre os grãos da fração graúda do agregado na mistura é necessário que $VCA_{MIX} < VCA_{DRC}$. A tabela 5.7 apresenta os resultados obtidos de VCA_{MIX} para cada uma das misturas SMA estudadas.

Tabela 5.7 – Resultados obtidos para o VCA_{MIX} (vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada)

Ligante	Teor (%)	VCA_{MIX} (%)	VCA_{DRC} (%)	Observações	
CAP 20	6,5	46,19	44,69	$> VCA_{DRC}$	Não satisfatório
	7,0	45,65		$> VCA_{DRC}$	Não satisfatório
	7,5	45,70		$> VCA_{DRC}$	Não satisfatório
CAP 50/60	6,5	44,66		$< VCA_{DRC}$	Satisfatório
	7,0	43,48		$< VCA_{DRC}$	Satisfatório
	7,5	44,92		$> VCA_{DRC}$	Não satisfatório
AMP 3,0% SBS	6,5	44,37		$< VCA_{DRC}$	Satisfatório
	7,0	44,00		$< VCA_{DRC}$	Satisfatório
	7,5	44,11		$< VCA_{DRC}$	Satisfatório
AMP 6,5% SBS	6,5	43,32		$< VCA_{DRC}$	Satisfatório
	7,0	43,96		$< VCA_{DRC}$	Satisfatório
	7,5	44,07		$< VCA_{DRC}$	Satisfatório

Avaliando-se os resultados de VCA_{MIX} obtidos, verifica-se que as misturas que atendem a relação de $VCA_{MIX} \leq VCA_{DRC}$ são as que empregam asfalto modificado por 3,0% e por 6,5% de polímeros. No caso daquelas que empregam o CAP 50/60 de Fazenda Alegre, essa relação é atendida para os teores de ligante de 6,5% e 7,0%, mas não satisfaz para 7,5%. No caso do CAP 20 nenhum teor estudado satisfaz o requerido por norma.

Assim, nas misturas que atendem essa relação é garantida a formação do esqueleto pétreo que maximiza o contato entre os grãos da fração graúda do agregado,

proporcionando maior resistência à deformação permanente à mistura, garantindo o mecanismo de funcionamento característico das misturas SMA.

5.4 Resultados dos ensaios mecânicos

Nas quatro misturas SMA estudadas foram realizados ensaios de deformação permanente no simulador de tráfego francês tipo LCPC, resistência à tração por compressão diametral a 10°C e 25°C, e módulo de resiliência a 10°C e 25°C.

5.4.1 Deformação Permanente

Na tabela 5.8 são mostrados os resultados obtidos de deformação permanente, fornecidos em porcentagem, que correspondem aos afundamentos divididos pela espessura de 50 mm das placas de ensaio.

Tabela 5.8– Resultados dos ensaios de deformação permanente (%)

Tipo de ligante	Teor de ligante	Ciclos					
		100	300	1.000	3.000	10.000	30.000
CAP 20	6,5%	3,0	3,7	4,3	5,0	5,7	6,6
	7,0%	4,6	5,6	6,6	7,5	8,3	9,0
	7,5%	4,9	5,6	6,1	6,8	7,7	8,5
CAP 50/60. Fazenda Alegre	6,5%	3,2	3,6	4,0	4,5	5,0	5,3
	7,0%	3,4	3,9	4,3	4,7	5,2	5,6
	7,5%	3,1	3,6	3,8	4,3	4,9	5,2
AMP 3,0% SBS	6,5%	2,6	3,1	3,6	4,3	5,1	6,1
	7,0%	3,5	4,0	4,8	5,2	6,1	6,9
	7,5%	4,0	4,8	5,5	6,4	7,0	7,6
AMP 6,5% SBS	6,5%	2,9	3,3	3,7	4,0	4,3	4,6
	7,0%	3,5	3,7	4,0	4,4	4,8	5,2
	7,5%	3,8	4,3	4,6	4,9	5,3	5,4

As figuras 5.17, 5.18 e 5.19 apresentam as retas obtidas por regressões com base nos resultados de deformação permanente mostrados na tabela 5.8, para os teores de 6,5%, 7,0% e 7,5% respectivamente, para os quatro tipos de ligante asfáltico testados. Na Tabela 5.9 são apresentadas as equações de regressão e os coeficientes de correlação R^2 .

Figura 5.17 – Deformação Permanente das misturas empregando 6,5% de teor de ligante

Figura 5.18 – Deformação Permanente das misturas empregando 7,0% de teor de ligante

Figura 5.19 – Deformação Permanente das misturas empregando 7,5% de teor de ligante

Tabela 5.9 – Regressões dos ensaios de deformação permanente

Tipo de Ligante	Teor de ligante (%)	Regressão ^(a)	R ²
CAP 20	6,5	$y=1,6774x^{0,1337}$	0,9942
	7,0	$y=2,8093x^{0,1172}$	0,9696
	7,5	$y=3,1767x^{0,0957}$	0,9985
CAP 50/60 Fazenda Alegre	6,5	$y=2,1287x^{0,0909}$	0,9897
	7,0	$y=2,3097x^{0,0876}$	0,9867
	7,5	$y=2,0384x^{0,0931}$	0,9901
AMP 3% de SBS	6,5	$y=1,3234x^{0,1471}$	0,9996
	7,0	$y=2,0504x^{0,1179}$	0,9964
	7,5	$y=2,549x^{0,1092}$	0,9804
AMP 6,5% de SBS	6,5	$y=2,0989x^{0,0778}$	0,9812
	7,0	$y=2,4802x^{0,0711}$	0,9991
	7,5	$y=2,9068x^{0,0632}$	0,973

^(a) onde y = % de deformação permanente e x = n.º de ciclos

Pode-se observar que o SMA com CAP 20 é o tipo de mistura que apresenta os maiores valores de deformação permanente em comparação com os demais ligantes; além disso, é a mais sensível ao aumento do teor de ligante.

Deve-se ressaltar que as misturas asfálticas com 7,5% de ligante são muito ricas em ligante, de tal forma que há um certo grau de escorrimento de ligante, o que pode ser observado nos fundos das placas após sua retirada do simulador ao final dos ensaios.

A deformação permanente das misturas com ligante convencional CAP 50/60 é pouco sensível à alteração de seu teor devido à sua alta viscosidade, fato também observado com ligantes duros como o CAP 40 convencional (BERNUCCI *et al.*, 2002). Esta é uma vantagem complementar de ligantes mais viscosos que permitem o uso de elevados teores de ligante, o que é benéfico à resistência à fadiga e à desagregação, podendo não comprometer o desempenho à deformação permanente.

As misturas com asfalto modificado por SBS mostram redução de afundamentos pela introdução do polímero, tão mais eficiente quanto maior a porcentagem de polímero.

As especificações européias de misturas asfálticas têm fixado o valor limite máximo de 5% de afundamento nas trilhas de rodas do ensaio com simulador de tráfego aos 30000 ciclos para revestimentos de vias sujeitas a tráfego pesado (BROSSEAUD, 1993). Por este critério severo, apenas as misturas asfálticas com asfalto modificado por 6,5% de SBS (no teor de 6,5%) seriam indicadas. No entanto, critérios específicos para SMA devem ser criados para melhor selecionar as misturas, graduações e tipos de ligante.

A experiência européia tem mostrado o bom desempenho de SMA com ligantes modificados com pequenas porcentagens de polímeros em vias de tráfego muito pesado; da mesma forma, em várias oportunidades tem sido citada a possibilidade de uso de asfaltos convencionais ricos em maltenos e de alta viscosidade, como os asfaltos venezuelanos. Abre-se, portanto, uma possibilidade ímpar de introdução de SMA com asfalto CAP 50/60 de Fazenda Alegre que apresenta comportamento semelhante aos asfaltos venezuelanos.

5.4.2 Ensaio de resistência à tração e módulo de resiliência

As tabelas 5.10 e 5.11 apresentam os resultados médios obtidos nos ensaios de resistência à tração por compressão diametral a 25°C e 10°C, respectivamente que são ilustrados na figura 5.20. Os resultados individuais obtidos para todos os corpos-de-prova ensaiados são apresentados no anexo A.

Tabela 5.10 – Resultados de resistência à tração por compressão diametral a 25°C em MPa

Teor de ligante (%)	Ligante Asfáltico			
	CAP 20	CAP 50/60 Fazenda Alegre	AMP 3,0% SBS	AMP 6,5% SBS
6,5	1,02	0,92	0,81	1,00
7,0	0,96	0,81	0,92	0,91
7,5	0,99	0,75	0,84	0,88

Tabela 5.11 – Resultados de resistência à tração por compressão diametral a 10°C em MPa

Teor de ligante (%)	Ligante Asfáltico			
	CAP 20	CAP 50/60 Fazenda Alegre	AMP 3,0% SBS	AMP 6,5% SBS
6,5	2,44	2,09	2,16	2,23
7,0	2,38	2,17	2,40	2,17
7,5	2,52	1,85	2,23	2,22

Figura 5.20 - Gráfico comparativo dos resultados de resistência à tração nas temperaturas de 10°C e 25°C

Verifica-se que os resultados dos ensaios de resistência à tração a 25°C apresentam, em média, valores 140% a 160% mais baixo que os ensaios a 10°C, como pode ser observado na tabela 5.12, que apresenta a porcentagem de aumento da resistência à tração a 10°C em relação a resistência à tração a 25°C.

Tabela 5.12 – Relação entre os resultados de resistência à tração por compressão diametral a 25°C e a 10°C

Teor de ligante (%)	% de aumento da resistência à tração a 10°C em relação a resistência à tração a 25°C			
	CAP 20	CAP 50/60 Fazenda Alegre	AMP 3,0% SBS	AMP 6,5% SBS
6,5	139	127	167	123
7,0	148	168	161	138
7,5	157	147	165	152
Aumento médio da Resistência à tração	148	147	164	138

As tabelas 5.13 e 5.14 apresentam a média, de 3 a 5 corpos-de-prova, dos resultados obtidos nos ensaios de Módulo de Resiliência a 25°C e 10°C, respectivamente que são ilustrados nas figuras 5.21, 5.22 e 5.23. Os valores obtidos para todos os corpos-de-prova são apresentados no anexo A.

Tabela 5.13 – Médias dos resultados obtidos nos ensaios de módulo de resiliência a 25°C

Teor de ligante (%)	Módulo de Resiliência Médio a 25°C (MPa)			
	CAP 20	CAP 50/60 Fazenda Alegre	AMP 3,0% SBS	AMP 6,5% SBS
6,5	8206	6280	5553	5563
7,0	7182	4421	4886	5024
7,5	7798	4300	4984	4780

Tabela 5.14 – Médias dos resultados obtidos nos ensaios de módulo de resiliência a 10°C

Teor de ligante (%)	Módulo de Resiliência Médio a 10°C (MPa)			
	CAP 20	CAP 50/60 Fazenda Alegre	AMP 3,0% SBS	AMP 6,5% SBS
6,5	17298	12791	17838	12260
7,0	18681	10734	14427	11571
7,5	19588	11777	15382	10783

Com relação ao módulo de resiliência, verifica-se que a 25°C a mistura que apresenta menores valores de módulo de resiliência é aquela que emprega o CAP 50/60, seguida pelos asfaltos modificados por polímeros; exceto o módulo de resiliência dessa mistura no teor de 6,5% apresenta valor pouco maior que o apresentado pelas misturas com os asfaltos modificados por polímeros.

Observa-se, ainda, pouca variação nos resultados das misturas empregando asfaltos modificados, com valores da ordem de 5000 MPa tanto para mistura com AMP 3,0% de SBS quanto com o AMP 6,5% de SBS, como pode ser observado na figura 5.16, o que demonstra que a quantidade de polímero no asfalto, quando comparam-se os dois ligantes modificados estudados, praticamente não influencia nos resultados de módulo de resiliência à temperatura de 25°C.

5.21 - Gráfico comparativo dos resultados de módulo de resiliência a 25°C

Pelo gráfico da figura 5.21 pode-se visualizar melhor o comportamento quanto ao módulo de resiliência a 25°C das misturas SMA. Fica evidenciado que o SMA com CAP 20 apresenta módulo de resiliência mais elevado que os demais, que por sua vez, são similares principalmente nos teores de 7,0% e 7,5%.

Figura 5.22- Gráfico comparativo dos resultados de módulo de resiliência a 10°C

Ainda com relação ao módulo de resiliência, verifica-se que a 10°C as misturas estudadas apresentam resultados elevados (de 11000 a 20000 MPa), sendo que a mistura que apresenta menores valores de módulo de resiliência, é aquela que emprega o asfalto modificado por 6,5% de polímero SBS (AMP 6,5% SBS), seguida das que empregam o CAP 50/60 e o asfalto modificado por 3,0% de SBS (AMP 3% SBS). Pelo gráfico da figura 5.22 fica evidenciada a diferenciação de comportamento.

Observa-se que nas misturas que empregam os asfaltos modificados por polímero SBS, ao contrário do que ocorre no ensaio de módulo de resiliência a 25°C, os resultados a 10°C apresentam grande variação comparando-se os dois ligantes: as misturas com o AMP 3% SBS apresentam valores maiores que aquelas com o AMP 6,5% SBS. Isso demonstra que a quantidade de polímero no asfalto, quando se comparam os dois ligantes modificados estudados, exerce grande influência nos resultados de módulo de resiliência à temperatura de 10°C.

Figura 5.23- Gráfico comparativo dos resultados de módulo de resiliência nas temperaturas de 25°C e 10°C

A figura 5.23 traz uma comparação dos resultados de módulo de resiliência obtidos nas temperaturas de ensaio de 10°C e 25°C.

Comparando-se os resultados, verifica-se um aumento nos valores obtidos que varia de 140% a 200% com a diminuição da temperatura de ensaio, dependendo do tipo e do teor de ligante utilizado.

Quanto à susceptibilidade à temperatura, verifica-se que o ligante menos susceptível a diminuição da temperatura da mistura é o AMP 6,5% SBS; no caso dos ligantes convencionais (CAP 20 e CAP 50/60), ambos apresentam comportamento semelhante à variação na temperatura, com aumento médio do módulo de resiliência da ordem de 140% quando se comparam os módulos de resiliência nas temperaturas de 25°C e 10°C, como pode ser observado na tabela 5.15.

Tabela 5.15 – Relação entre os resultados de módulo de resiliência a 25°C e a 10°C

Teor de ligante (%)	% de aumento do módulo de resiliência a 10°C em relação ao módulo de resiliência a 25°C			
	CAP 20	CAP 50/60 Fazenda Alegre	AMP 3,0% SBS	AMP 6,5% SBS
6,5	111	104	221	120
7,0	160	143	195	130
7,5	151	174	208	86
Aumento médio do módulo de resiliência	141	140	208	112

Os ensaios com o AMP 3,0% SBS foram surpreendentemente altos à temperatura de 10°C. Os ensaios deveriam ser repetidos para uma melhor interpretação dos resultados.

5.5 Resultados dos ensaios de campo

5.5.1 Ensaio de campo realizados após a conclusão do trecho

Após a conclusão do trecho, foram executados ensaios de mancha de areia, de acordo com o método ASTM E 965-01, pela Concessionária Nova Dutra, em seis pontos distribuídos aleatoriamente pela superfície do trecho¹³; os resultados são apresentados na tabela 5.16.

Tabela 5.16 Resultados dos ensaios de mancha de areia realizados após a conclusão do trecho

Ponto	HS (mm)	Macrotextura
P1	1,20	muito grosseira
P2	1,50	muito grosseira
P3	1,10	grosseira
P4	1,60	muito grosseira
P5	1,40	muito grosseira
P6	1,10	grosseira

¹³ A concessionária Nova Dutra não possui registros dos locais exatos de realização dos ensaios de mancha de areia.

Foram também realizadas avaliações da superfície pela Concessionária Nova Dutra para a determinação do Valor de Serventia Atual (VSA) e do Índice de Gravidade Global (IGG). Os conceitos¹⁴ obtidos nas avaliações são apresentados na tabela 5.17.

Tabela 5.17 – Conceitos obtidos nas avaliações da superfície do revestimento em SMA realizadas após a conclusão do trecho

Parâmetro Avaliado	Conceito
VSA	Ótimo
IGG	Bom

Observando-se os resultados dos ensaios de campo realizados pela Concessionária Nova Dutra logo após a conclusão do trecho, verifica-se que a superfície do SMA apresentava ótimas condições funcionais como mostra a classificação pelo valor de serventia atual (VSA) e boas condições de superfície como mostra a classificação dada pelo IGG.

Os resultados dos ensaios de mancha de areia apresentaram valores de HS variando de 1,10 mm a 1,60 mm (macrotextura superficial de grosseira a muito grosseira), ou seja, ora dentro do normalmente requerido (0,6 a 1,2 mm) ora mais grosseiro do que o desejável, promovendo possivelmente muito ruído ao rolamento.

5.5.2 Ensaios de campo realizados após 2 anos e 7 meses da conclusão do trecho

Após 2 anos e 7 meses da construção do trecho foram realizados pelo LTP-EPUSP, ensaios de mancha de areia de acordo com o método ASTM E 965-01 e com pêndulo britânico, de acordo com o método ASTM E 303-93, para avaliação da macro e microtextura superficial do trecho, respectivamente. Esses ensaios foram realizados a cada 100 m a partir do início do trecho (km 202 + 30,0), na faixa direita, na trilha

¹⁴ A Concessionária Nova Dutra não possui os valores de VSA e IGG que geraram os conceitos Ótimo e Bom, respectivamente.

externa. Os resultados dos ensaios de mancha de areia e pêndulo britânico são apresentados nas tabelas 5.18 e 5.19, respectivamente.

Tabela 5.18 – Resultados dos ensaios de mancha de areia realizados após 2 anos e 7 meses da conclusão do trecho

Estaca (km)	Altura média da mancha de areia - HS (mm)	Classificação da macrotextura
202+30,0	0,25	fina ou fechada
202+130,0	0,28	fina ou fechada
202+230,0	0,34	fina ou fechada
202+330,0	0,51	média
202+430,0	0,68	média
202+530,0	0,55	média
202+630,0	0,52	média
202+730,0	0,54	média
202+830,0	0,59	média

Tabela 5.19 – Resultados dos ensaios com pêndulo britânico realizados após 2 anos e 7 meses da conclusão do trecho

Estaca (km)	BPN _{médio}	Classificação da Microtextura
202+30,0	45	Insuficientemente Rugosa
202+130,0	43	
202+230,0	41	
202+330,0	40	
202+430,0	44	
202+530,0	39	Lisa
202+630,0	44	Insuficientemente Rugosa
202+730,0	46	
202+830,0	44	

Observando-se os resultados dos ensaios de mancha de areia, verifica-se o fechamento da macrotextura superficial, fato comprovado pela aparência da superfície do trecho (figura 5.24), com diminuição dos resultados de HS que logo após a conclusão da obra apresentavam valores que variavam entre 1,10 mm e 1,60

mm e decorridos 2 anos e 7 meses de serviço apresentam valores entre 0,25 mm e 0,68 mm. Atualmente, tem-se evitado resultados abaixo de 0,60 mm.

Nos ensaios com pêndulo britânico foram obtidos valores de BPN que classificam a microtextura como insuficientemente rugosa, sendo que um dos pontos foi classificado como liso. Observou-se certo polimento de agregados ocorrido na superfície do revestimento durante o monitoramento realizado em campo.

Figura 5.24 – Fechamento da macrotextura na trilha de rodas observados no revestimento do trecho experimental da rodovia Presidente Dutra

Com os resultados de mancha de areia e do pêndulo britânico, foi calculado o IFI (*International Friction Index*), que é um índice que combina os resultados obtidos nas avaliações de macro e microtextura, tendo como finalidade quantificar a aderência no pavimento molhado. Os valores obtidos de IFI, para as avaliações efetuadas no trecho experimental da rodovia Presidente Dutra são apresentados na tabela 5.20.

Tabela 5.20 – Resultados de IFI (*International Friction Index*)

km	Sp	FR60	F60-IFI	Classificação segundo Aps <i>et al.</i> , 2004
202+30,0	16,29	1,15	0,07	Ruim
202+130,0	20,28	2,26	0,07	Ruim
202+230,0	26,83	4,44	0,09	Ruim
202+330,0	46,23	11,05	0,14	Regular
202+430,0	65,37	17,76	0,20	Boa
202+530,0	51,15	12,20	0,15	Regular
202+630,0	47,03	12,42	0,16	Regular
202+730,0	49,46	13,82	0,17	Regular
202+830,0	55,73	15,15	0,18	Regular

Na estaca 202+430,0, apesar de o resultado do pêndulo ter apontado polimento do agregado com microtextura classificada como insuficientemente rugosa, o fato de a macrotextura nesse ponto ser média (possivelmente por desgaste ou segregação), compensou para o atrito a 60 km/h. Deve-se, no entanto, realçar que de maneira geral, o trecho está ruim ou regular do ponto de vista do atrito, deixando de atender ao requisito funcional de aderência, razão principal de aplicar uma camada descontínua delgada.

Foram, ainda, realizados ensaios de avaliação objetiva da superfície de acordo com o procedimento DNER-PRO 008/94 para avaliação do grau de deterioração superficial do revestimento, cujo resultado é apresentado na tabela 5.21. As planilhas com o levantamento de campo são apresentadas no anexo B.

Devido ao polimento dos agregados, à exsudação e aos pequenos pontos de desagregação, o IGG passou de bom em 2002 para regular (IGG=75) em 2005, chegando próximo a 80, considerado mau pelo DNER-PRO 008/94.

Para avaliação do conforto ao rolamento, foi realizado ensaio com o equipamento MERLIN, também na faixa direita (mais solicitada), em toda a extensão do trecho (km 202 + 30,0 a 202 + 860,0) para determinação do IRI (*International Roughness*

Index) e do QI (Quociente de Irregularidade). Esses resultados são apresentados na tabela 5.21.

Tabela 5.21– Resultados do ensaio com MERLIN (IRI e QI) e do Índice de Gravidade Global (IGG) obtidos após 2 anos e 7 meses da conclusão do trecho

Parâmetro Avaliado	Resultado	Conceito
IGG	75	Regular
QI, cont/km	32	Bom
IRI, m/km	2,5	Bom

Apesar dos defeitos de superfície que o trecho vem apresentando causarem um certo desconforto, de maneira geral ainda é considerado bom, quase no limite do regular. Atente-se que para as especificações da ARTESP atualmente em vigor, o QI máximo admitido é de 35 contagens/km.

Apesar das avaliações favoráveis do VSA em 2002 e do IRI em 2005, o SMA tem efeito limitado sobre os bons resultados, uma vez que uma camada delgada com cerca de apenas 2,0 cm de espessura tem benefícios pouco significativos na melhoria da irregularidade longitudinal. Possivelmente o trecho original, antes da execução da camada de SMA delgado apresentava bom conforto ao rolamento, ou de bom para regular.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 Conclusões

A partir dos resultados dos ensaios de dosagem realizados conclui-se que as misturas que empregam o ligante tipo CAP 50/60 de Fazenda Alegre (exceto no teor de 7,5%) e os asfaltos modificados por polímeros (AMP 3,0% SBS e AMP 6,5% SBS) apresentam relação volumétrica satisfatória, ou seja, $VCA_{MIX} \leq VCA_{DRC}$, o que garante a ocorrência do princípio de funcionamento característico do SMA: a formação do esqueleto pétreo e o contato entre os grãos da fração graúda do agregado. Na mistura que empregou o CAP 20, esta relação volumétrica não foi obtida em nenhum dos teores estudados, mostrando que para essa mistura o princípio de funcionamento do SMA não é observado, ou seja, não ocorre o contato entre os grãos da fração graúda do agregado o que é prejudicial à formação do esqueleto pétreo. Alterações na graduação deveriam ser feitas para atendimento do requisito.

Assim, conclui-se que nas misturas com os asfaltos CAP 50/60 (exceto no teor de 7,5%), AMP 3,0% SBS e AMP 6,5% SBS a formação do esqueleto pétreo é garantida, conferindo às misturas maior resistência ao afundamento nas trilhas de roda e maior durabilidade, o que não ocorre na mistura com o CAP 20.

Com base nos resultados dos ensaios de deformação permanente, conclui-se que a mistura que apresenta menores porcentagens de afundamento na trilha de roda é a que utiliza o AMP 6,5% SBS, seguida do CAP 50/60 de Fazenda Alegre e do AMP 3,0% SBS, sendo a mistura com o CAP 20 a que apresenta maiores porcentagens de afundamento na trilha de roda. Observa-se, também, que o teor de 7,5% de CAP 20 utilizado no trecho experimental da Rodovia Presidente Dutra é excessivo e o responsável, pelo menos em parte, pela redução da macrotextura nas trilhas de roda, uma vez que se observou no ensaio de deformação permanente um afundamento elevado, resultando em fechamento da macrotextura.

Ainda com base nos resultados dos ensaios de afundamento em trilha de roda, verifica-se que o CAP 50/60 de Fazenda Alegre pode ser utilizado em teores

elevados, como mostram os resultados obtidos com teor de 7,5%, sem comprometer o desempenho da mistura SMA quanto às deformações permanentes.

Nos ensaios de resistência à tração por compressão diametral observa-se que à temperatura de 25°C os resultados variam entre 0,8 MPa e 1,0 MPa, sendo as misturas com o CAP 20 as que apresentam os resultados mais elevados, atingindo valores até 15% mais altos que com os outros ligantes utilizados. À temperatura de 10°C os resultados variam entre 2,0 MPa e 2,5 MPa; também nesse caso a mistura SMA que apresenta maiores valores de resistência à tração é aquela que emprega o ligante asfáltico tipo CAP 20.

No ensaio de módulo de resiliência executado na temperatura de 25°C o SMA 0/8S com CAP 20 apresenta resultados médios de 7800 MPa, cerca de 30% mais elevados que os outros ligantes estudados (CAP 50/60, AMP 3,0% SBS e AMP 6,5% SBS), os quais por sua vez apresentam resultados semelhantes nos teores de 7,0% e 7,5% com valores que variam de 4300 MPa a 5000 MPa. Pode-se dizer também que a esta temperatura a quantidade de polímero no asfalto modificado, quando se comparam os dois ligantes modificados estudados (AMP 3,0% SBS e AMP 6,5% SBS), exerce pouca influência nos resultados de módulo de resiliência.

À temperatura de 10°C verifica-se um aumento considerável do módulo de resiliência das misturas estudadas, sendo a mistura SMA com AMP 6,5% SBS a que demonstrou menor sensibilidade à variação de temperatura, com aumento médio de 112% em relação à temperatura de 25°C. Pode-se dizer também que a esta temperatura a quantidade de polímero no asfalto modificado, quando se comparam os dois ligantes estudados (AMP 3,0% SBS e AMP 6,5% SBS), exerce grande influência nos resultados de módulo de resiliência.

Quanto às avaliações realizadas em campo, verifica-se que em 2 anos e 7 meses de operação, o comportamento quanto à aderência ficou comprometido, com redução acentuada da macrotextura do revestimento nas trilhas de roda, principalmente na faixa direita (mais solicitada pelo tráfego de veículos pesados) com a altura média da mancha de areia passando de 1,40 mm para 0,50 mm. Em termos funcionais, o conforto ao rolamento também sofreu um certo decréscimo, passando de bom para

regular. Há ocorrências de alguns defeitos de superfície: desgaste, desagregação e exsudações, todos provavelmente resultantes do excesso de ligante e espessura insuficiente da camada de rolamento.

Como demonstraram os ensaios de deformação permanente, o teor de ligante de 7,5% é excessivo e justifica o fechamento da macrotextura. Outra justificativa para esta ocorrência é a não formação do esqueleto pétreo, como verificado nos resultados obtidos no estudo laboratorial para os parâmetros volumétricos VCA_{MIX} e VCA_{DRC} da mistura SMA 0/8S com o CAP 20.

A norma alemã (ZTV Asphalt – StB 94, 2001) recomenda a faixa de espessura de 3,0 cm a 4,0 cm para as misturas SMA 0/8S; assim, a espessura de 2,0 cm empregada no revestimento do trecho experimental está abaixo do limite mínimo recomendado e pode ser responsável pela ocorrência dos pontos de segregação e de exsudação, pois a espessura insuficiente provoca uma deficiência no esqueleto sólido e eleva a perda de temperatura, resultando ora em pontos de exsudação ora em pontos de segregação. A espessura de 2,0 cm somente poderia ser utilizada na faixa 0/5 alemã ou 0/6 holandesa.

6.2 Recomendações para Pesquisas Futuras

Recomenda-se uma complementação dos ensaios de módulo de resiliência numa temperatura intermediária às duas estudadas (10°C e 25°C) e em uma temperatura mais elevada, para melhor caracterizar a sensibilidade dos ligantes estudados à variação de temperatura.

Como o SMA é um tipo de mistura asfáltica ainda pouco utilizada no Brasil, recomenda-se um estudo com o emprego de novos ligantes, tanto convencionais quanto modificados por polímeros em adições diferentes das estudadas nesta pesquisa.

Recomenda-se, ainda, a execução de um trecho experimental utilizando revestimento em SMA numa faixa granulométrica que possa ser aplicada em espessura delgada, por exemplo a faixa alemã 0/5, para realização de monitoramento de modo a avaliar o comportamento desses revestimentos em campo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **T 305**: determination of draindown in uncompacted asphalt mixtures. USA, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **EB 78**: cimentos asfálticos de petróleo. Rio de Janeiro, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6954**: lastro padrão – determinação da forma do material. Rio de Janeiro: 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7225**: materiais de pedra e agregados naturais. Rio de Janeiro, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12891**: Dosagem de misturas betuminosas pelo método Marshall. Rio de Janeiro, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6576**: materiais betuminosos – determinação da penetração. Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6560**: materiais betuminosos – determinação do ponto de amolecimento – método do anel e bola. Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5847**: materiais betuminosos – determinação da viscosidade absoluta. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6293**: materiais betuminosos – determinação da ductilidade. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9935**: agregados - terminologia. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 51**: agregado graúdo – ensaio de abrasão Los Angeles. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14855**: materiais betuminosos – determinação da solubilidade em tricloretileno. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14950**: materiais betuminosos – determinação da viscosidade saybolt furol.. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6296**: produtos betuminosos semi-sólidos – determinação da massa específica e densidade relativa., Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11341**: derivados de petróleo – determinação do ponto de fulgor e de combustão em vaso aberto de Cleveland. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14736**: materiais asfálticos – determinação do efeito do calor e do ar – método da película delgada. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15087**: misturas asfálticas – determinação da resistência à tração por compressão diametral. Rio de Janeiro, 2004.

Associação Brasileira de Pavimentação. **Boletim técnico n.º 18 - Informativo técnico sobre avaliação da resistência à derrapagem através de aparelhagem portátil**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pavimentação, 1999. 28p.

Association Française de Normalisation. **NF-P-98-250-2**: Essais relatifs aux chaussées – Préparation des mélanges hydrocarbonés, Partie 2: Compactage des plaques. França, 1997.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. **NF-P-98-253-1**: Essais relatifs aux chaussées – Déformation permanente des mélanges hydrocarbonés, Partie 1: Essai d'orniérage. França, 1991.

Aps, M.; Bernucci, L.B.; Costa, A.L.A.; Quintanilha, J.A.; Sinatora, A. e Machado Filho, P.R. Aderência pneu-pavimento obtida por meio de ensaios de macro e microtextura e em provas de frenagem com veículos comerciais e sua interface na simulação dinâmica de um veículo em pista. In: ENCONTRO NACIONAL DE CONSERVAÇÃO RODOVIÁRIA, 8., Gramado, 2003. Rio Grande do Sul. 22p. 1 CD-ROM.

Aps, M.; Bernucci, L.B.; Fabrício, J.M.; Fabrício, J.V.F. e Moura, E. Determinação do IFI – International Friction Index por Intermédio de Aparelhagem Portátil. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 17., Rio de Janeiro, 2004. Rio de Janeiro. 8p. 1 CD-ROM.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 4402**: Standard test method for viscosity determinations of unfilled asphalts using the brookfield thermosel apparatus. USA, 1991.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 4123**: Standard test method for indirect tension test for resilient modulus of bituminous mixtures. USA, 1995.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **E 303**: Standard test method for measuring surface fricitonal properties using the british pendulum tester. USA, 1998.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **E 965**: Standard test method for measuring pavement macrotexture depth using a volumetric technique. USA, 2001.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **E 1960**: Standard practice for calculating international friction index of a pavement surface. USA, 1998.

Beligni, M.; Villibor, D.F. e Cincerre, J.R. Misturas Asfálticas do tipo SMA (Stone Mastic Asphalt): Solução para Revestimentos de Pavimentos de Rodovias e Vias Urbanas de Tráfego Intenso. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE MANUTENÇÃO E RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTOS E CONTROLE TECNOLÓGICO, 1., São Paulo, 2000. São Paulo: UPM. 36p. 1 CD-ROM.

Bernucci, L.B.B.; Moura, E. e Leite, L.F.M. Efeitos do uso de asfaltos modificados nas propriedades mecânicas dos revestimentos asfálticos. In: RODO 2002 – SIMPÓSIO SOBRE OBRAS RODOVIÁRIAS, 2., São Paulo, 2002. **Anais**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. p.147-157.

Brown, E. R. **Experience with Stone Matrix Asphalt in the United States**. USA: National Asphalt Pavement Association, March 1992. (NCAT Report No. 93-4).

Brown, E.R. e Manglorkar, H. **Evaluation of laboratory properties of SMA mixtures**. USA: National Asphalt Pavement Association, October 1993. (NCAT Report No. 93-5).

Brown, E.R.; Mallick, R.B.; Haddock, J.E. e Bukowski, J. **Performance of stone matrix asphalt (SMA) mixtures in the United States**. National Asphalt Pavement Association, January 1997. (NCAT Report No. 97-1).

Brousseau, Y.; Delorme, J.L. e Hiernaux, R. Study of permanent deformations in asphalt with the help of the LCPC wheel tracking rutting tester: evaluation and future prospects. In: ANNUAL MEETING TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 72., Washington, D.C.: 1993. Washington, D.C.: Transportation Research Board. 1 CD-ROM.

Calderón, R. Z. e Moenne, M.A. **Estudio y evaluación preliminar de la mezcla stone mastic asphalt (SMA) mediante un tramo de prueba**. Laboratorio Nacional de vialidad, Chile, 2002.

Chaves, J.M.; Moura, E.; Bernucci, L.B. e Alba, W. (2002) Mistura asfáltica tipo SMA delgado em um trecho experimental de uma rodovia com elevado volume de tráfego. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 16., Rio de Janeiro, 2002. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás. 11p. 1 CD-ROM.

Concessionária Nova Dutra. **Microrrevestimento usado a quente SMA**. São Paulo: Centro de Pesquisas Rodoviárias da Nova Dutra, 2002. (RA-2.1/P-GG.000-004).

Confederação Nacional dos Transportes (CNT). *Pesquisa Rodoviária CNT 2001*. Disponível em: <[http:// www.cnt.org.br](http://www.cnt.org.br)> Acesso em: 05 de jan. 2004.

Confederação Nacional dos Transportes (CNT). *Pesquisa Rodoviária CNT 2003*. Disponível em: <[http:// www.cnt.org.br](http://www.cnt.org.br)> Acesso em: 05 de jan. 2004.

Cundill, M. A. **The MERLIN road roughness machine: user guide**. Transport Research Laboratory, 1996. (TRL Report 229).

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **EM 396**: Cimento asfáltico modificado por polímero. Rio de Janeiro, 1999.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 089**: Agregados – Avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio. Rio de Janeiro, 1994

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 133**: misturas betuminosas – determinação do módulo de resiliência. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 054**: equivalente de areia. Rio de Janeiro, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 153**: agregados em estado compactado seco – determinação da massa específica aparente. Rio de Janeiro, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 081:** agregados – determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo. Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 382:** determinação da recuperação elástica de materiais asfálticos modificados por polímeros, pelo método do ductilômetro. Rio de Janeiro, 1999.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 384:** estabilidade ao armazenamento de asfalto polímero. Rio de Janeiro, 1999.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **PRO 007:** Avaliação subjetiva da superfície de pavimentos. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **PRO 008:** Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **PRO 006:** avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

EAPA (1998) **Heavy Duty Surfaces: The arguments for SMA**. European Asphalt Pavement Association. Holanda, 1998, 40p.

Estradas.com.br. Brasil. *Brasil gigante rodoviário*. Disponível em:
<http://www.estradas.com.br/materia_brasil%20gig_rodov.htm> Acesso em: 04 de jan. 2003.

Ferreira, P.N. **Avaliação da macrotextura de trechos pavimentados de rodovias estaduais situadas na região insular do município de Florianópolis**. 161p.
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 2002.

FRAZÃO, E.B. (2002) **Tecnologia de rochas na construção civil**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, 2002. 132p.

GEIPOT (2000) *Anuário estatístico dos transportes*. Disponível em:

<<http://www.geipot.gov.br>> Acesso em: 07 de maio de 2004.

IBP (1986) **Informações básicas sobre materiais asfálticos**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás, 1986. 3.^a ed. 68p.

IBP (1994) **Informações básicas sobre materiais asfálticos**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás, 1994. 5.^a ed. 68p.

IBP (1999) **Informações básicas sobre materiais asfálticos**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás, 1999. 6.^a ed. 75p.

Leite, L.F.M.; Constantino, R.S.; Dunlop, M.S. e Figueiredo, M.A.G. (1995) Asfalto modificado por polímero – ligante resistente à formação de trincas e deformação permanente. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 29., Cuiabá, 1995. **Anais**. Mato Grosso: Associação Brasileira de Pavimentação. v2. p.179-206.

Leite, L.F.M. **Estudos de preparo e caracterização de asfaltos modificados por polímero**. 266p. Tese (Doutorado) – Instituto de Macromoléculas Professora Eloisa Mano, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 1999.

Merighi, J.V.; Fortes, R.M. e Merighi, C. Study of cold mixes bitumen emulsions under the optics of the concept of stone matrix asphalt. In: SYMPOSIUM ON MAINTENANCE AND REHABILITATION OF PAVEMENTS AND TECHNOLOGICAL CONTROL, 2., Auburn, 2001. USA. 17p. 1 CD-ROM.

Mogawer, W.S. e Stuart, K.D. (1995) **Effect of coarse aggregate content on stone matrix asphalt rutting and draindown**. TRR 1492.

Mogawer, W.S. e Stuart, K.D. (1996). **Effects of Mineral fillers on properties of stone matrix asphalt mixtures**. TRR 1530.

NAPA (1999) **Design and construction SMA mixtures – State of the practice**. USA: National Asphalt Pavement Association, 1999. 43p.

Nascimento, H.R.C. **Estudo comparativo de revestimentos asfálticos usinados à quente utilizando avaliação funcional e estrutural de pistas-testes.** 149p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo. 2004.

Pasquet, A. Campagne nationale de glissance 1967 in France. In: COLLOQUE INTERNATIONAL SUR LA GLISSANCE ET LA CIRCULATION SUR ROUTES MOUILÉES, Berlin, 1968. Alemanha. pp 717-732.

PINTO, S e PREUSSLER, E. (2001) **Pavimentação rodoviária – conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis.** Rio de Janeiro: COPIARTE, 2002. 259p.

Reis, R.M.M. Asfalto modificado com polímeros, tecnologia de ponta para prolongar a vida dos pavimentos asfálticos. In: REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, 6., Santos, 1995. **Anais.** São Paulo: Associação Brasileira de Pavimentação. p.219-232.

Reis, R.M.M.; Santo, N.R.E.; Zanon, A.L. e Bernucci, L.B. Revestimento de alta performance para vias de tráfego pesado. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 33., Florianópolis, 2001. Santa Catarina: Associação Brasileira de Pavimentação. 11p. 1 CD-ROM.

Reis, R.M.M. **Revestimento asfáltico tipo SMA para alto desempenho em vias de tráfego pesado.** 95p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo. 2002.

Reis, R.M.M.; Bernucci e L.L.B.; Zanon, A.L. (2002) **Revestimento asfáltico tipo SMA para alto desempenho em vias de tráfego pesado.** Capítulo 9, Transporte em Transformação, CNT, Brasília, D.F, v. VI. p 163-176.

Schmiedlin, R.B. **Stone Matrix Asphalt - The Wiscosin Experience.** In: Annual Meeting, 77., 1998. USA: Transportation Research Board. 28p. 1 CD-ROM.

Souza, F.S.V.; Neves, M.A.; Silva, P.L. e Barros, R.M.V. Avaliação da resistência à derrapagem em pavimentos rodoviários. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 27., Teresina, 1993. **Anais**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pavimentação. p.123-141.

The Asphalt Institute (1969) **Manual del asfalto**. Trad. de Manuel Velázquez. Espanha: Ediciones Urmo. 1969. 477p.

University of Southern Queensland. Austrália. *Design of pavement surfacings*. Disponível em: <<http://www.usq.edu.au/users/ayers/tengmod04.htm>> Acesso em: 07 de jun. 2004.

Vale, A.F. **Estudo e aplicação de micro revestimento asfáltico a frio no Brasil**. 163p. Exame de qualificação (mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo. 2002.

Vivar, G. Comentarios sobre la medicion e interpretacion de la rugosidad en los pavimentos del Peru. In: CONGRESO NACIONAL DEL ASFALTO, 2., Lima, 1998. Peru. 16p.

Xin, S. The application of PMB & SMA technology in airport runway of CAAC. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ROAD & AIRFIELD PAVEMENT TECHNOLOGY, 3., Beijing, 1998. **Anais**. China. v.1. p.611-617.

FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FUER STRASSEN-UND VERKEHRSWESSEN. **ZTV Asphalt – StB**: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien fuer den Bau von Fahrbahndecken aus Asphalt. Arbeitsgruppe Asphaltstrassen, Alemanha, 2001.

ANEXO A

RESULTADOS INDIVIDUAIS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO E MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Tabela A.1 – Resultados individuais dos ensaios de resistência à tração a 25°C

Tipo de Ligante	Teor (%)	Corpo-de-prova	Resistência à tração (MPa)	Resistência à tração média (MPa)
CAP 20	6,5	1	1,09	1,02
		2	1,06	
		3	0,92	
	7,0	1	1,11	0,96
		2	0,81	
		3	0,98	
	7,5	1	1,13	0,99
		2	0,82	
		3	0,99	
CAP 50/60	6,5	1	1,17	0,92
		2	0,81	
		3	0,78	
	7,0	1	0,87	0,81
		2	0,73	
		3	0,84	
	7,5	1	0,72	0,75
		2	0,81	
		3	0,73	
AMP 3,0% SBS	6,5	1	0,77	0,81
		2	0,83	
		3	0,84	
	7,0	1	0,96	0,92
		2	0,86	
		3	0,93	
	7,5	1	0,85	0,84
		2	0,83	
		3	0,84	
AMP 6,5% SBS	6,5	1	1,00	1,00
		2	0,95	
		3	1,05	
	7,0	1	0,89	0,91
		2	0,89	
		3	0,95	
	7,5	1	0,78	0,88
		2	1,00	
		3	0,85	

Tabela A.2 – Resultados individuais dos ensaios de resistência à tração a 10°C

Tipo de Ligante	Teor (%)	Corpo-de-prova	Resistência à tração (MPa)	Resistência à tração média (MPa)
CAP 20	6,5	1	2,44	2,44
	7,0	1	2,38	2,38
	7,5	1	2,52	2,52
CAP 50/60	6,5	1	2,09	2,09
	7,0	1	2,17	2,17
	7,5	1	1,85	1,85
AMP 3,0% SBS	6,5	1	2,30	2,16
		2	2,02	
	7,0	1	2,36	2,40
		2	2,43	
	7,5	1	2,22	2,23
		2	2,25	
AMP 6,5% SBS	6,5	1	2,28	2,23
		2	2,18	
	7,0	1	2,23	2,17
		2	2,11	
	7,5	1	2,18	2,22
		2	2,25	

Tabela A.3 - Resultados individuais dos ensaios de módulo de resiliência a 25°C

Tipo de Ligante	Teor (%)	Corpo-de-prova	Módulo de resiliência (MPa)	Módulo de resiliência médio (MPa)
CAP 20	6,5	1	8911	8206
		2	9489	
		3	8114	
		4	7236	
		5	7281	
	7,0	1	6551	7182
		2	6778	
		3	9524	
		4	6067	
		5	6988	
	7,5	1	4923	7798
		2	5790	
		3	7999	
		4	14063	
		5	6216	
CAP 50/60	6,5	1	6611	6280
		2	5454	
		3	6994	
		4	6059	
	7,0	1	4333	4421
		2	3861	
		3	4161	
		4	5328	
	7,5	1	4714	4300
		2	4513	
		3	3674	
AMP 3,0% SBS	6,5	1	5993	5553
		2	5455	
		3	5720	
		4	5082	
		5	5513	
	7,0	1	4527	4886
		2	4281	
		3	4184	
		4	4697	
		5	6743	
	7,5	1	4329	4984
		2	5721	
		3	4434	
		4	5729	
		5	4705	
AMP 6,5% SBS	6,5	1	5003	5563
		2	4623	
		3	4309	
		4	5549	
		5	8331	
	7,0	1	3728	5024
		2	4240	
		3	5504	
		4	5340	
		5	6310	
	7,5	1	5291	4780
		2	4409	
		3	4958	
		4	4471	
		5	4770	

Tabela A.4 - Resultados individuais dos ensaios de módulo de resiliência a 10°C

Tipo de Ligante	Teor (%)	Corpo-de-prova	Módulo de resiliência (MPa)	Módulo de resiliência médio (MPa)
CAP 20	6,5	1	19579	17298
		2	16936	
		3	18191	
		4	14484	
	7,0	1	12999	18681
		2	24702	
		3	18341	
	7,5	1	15751	19588
		2	21516	
		3	19379	
		4	21706	
CAP 50/60	6,5	1	10253	12791
		2	14017	
		3	13070	
		4	13824	
	7,0	1	9687	10734
		2	11781	
	7,5	1	9758	11777
		2	11781	
		3	16220	
		4	9350	
AMP 3,0% SBS	6,5	1	19159	17838
		2	15373	
		3	19039	
		4	17779	
	7,0	1	15257	14427
		2	11987	
		3	15263	
		4	15199	
	7,5	1	15879	15382
		2	13920	
		3	17771	
		4	13956	
AMP 6,5% SBS	6,5	1	13802	12260
		2	12247	
		3	12058	
		4	10932	
	7,0	1	9739	11571
		2	10546	
		3	14517	
	7,5	1	10852	10783
		2	12419	
		3	9482	
		4	10377	

ANEXO B

PLANILHAS DA AVALIAÇÃO OBJETIVA EFETUADA NO TRECHO EXPERIMENTAL DA RODOVIA PRESIDENTE DUTRA

Rodovia: Presidente Dutra - Pista Sul - município de Arujá
Tipo de revestimento: SMA 0/8S COM CAP 20
Trecho: km 202+30,0 - km 202+860,0

Data: 22.02.2005
Folha:1/2

km	OK	FC-1				FC-2		FC-3		ALP	ATP	O	P	Ex	D	R	ALC	ATC	E	FLECHAS		OBSERVAÇÕES
		FI (1)	TTC (1)	TTL (1)	TRR (1)	J (2)	TB (2)	JE (3)	TBE (3)	.(4)	.(4)	.(5)	.(5)	.(6)	.(7)	.(8)				TRI	TRE	
202+30,0														X	X							
202+50,0														X	X							peq. ptos. desagr.
202+70,0														X	X							text. muito fech. na trilha de roda
202+90,0														X	X							
202+110,0														X	X							peq. ptos. desagr.
202+130,0														X	X							peq. ptos. desagr.
202+150,0		X												X	X							peq. ptos. desagr.
202+170,0		X												X	X							peq. ptos. desagr.
202+190,0		X												X	X							peq. ptos. desagr.
202+210,0														X	X							
202+230,0														X	X							
202+250,0														X	X							peq. ptos. desagr.
202+270,0														X	X							
202+290,0														X	X							
202+310,0														X	X							
202+330,0														X	X							
202+350,0														X	X							
202+370,0														X	X							
202+390,0														X	X							
202+410,0														X	X							
202+430,0														X	X							
202+450,0														X	X							
202+470,0														X	X							
202+490,0														X	X							
202+510,0														X	X							
202+530,0														X	X							

Rodovia: Presidente Dutra - Pista Sul - município de Arujá
Tipo de revestimento: SMA 0/8S COM CAP 20
Trecho: km 202+30,0 - km 202+860,0

Data: 22.02.2005
Folha:2/2

[illegible]

PLANILHA DE CÁLCULO DO ÍNDICE DE GRAVIDADE GLOBAL (IGG)

Trecho Experimental em SMA 0/8S com CAP 20

Rodovia Presidente Dutra - Pista Sul - km 202+30,0 até km 202+865,0

Município de Arujá

ITEM	NATUREZA DO DEFEITO	NI	FREQUÊNCIA RELATIVA	COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO	ÍNDICE DE GRAVIDADE INDIVIDUAL	OBS.
1	(FC-1) FI, TTC, TTL, TLC, TLL, TRR	3	7	0,2	1	
2	(FC-2) J, TB	-	-	0,5	-	
3	(FC-3) JE, TBE	-	-	0,8	-	
4	ALP, ATP	-	-	0,9	-	
5	O, P	-	-	1,0	-	
6	Ex	39	93	0,5	46	
7	D	38	90	0,3	27	
8	R		0	0,6	0	
n.º total de estações inventariadas		42	Somatória Ind. Grav. Individual = IGG		75	
			Conceito		Regular	