

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
PROGRAMA DE MESTRADO EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES

**ESTUDO DO EFEITO DE DIFERENTES GRANULOMETRIAS
NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS
ASFÁLTICAS DENSAS DESCONTÍNUAS TIPO
STONE MATRIX ASPHALT (SMA)**

Clonilo Moreira Sindeaux de Oliveira Filho

**Dissertação submetida ao Programa de
Mestrado em Engenharia de Transportes
da Universidade Federal do Ceará, como
parte dos requisitos para a obtenção do
título de Mestre em Ciências (M.Sc.) em
Engenharia de Transportes**

ORIENTADOR: Prof. Jorge Barbosa Soares, Ph.D.

Fortaleza

2007

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

FICHA CATALOGRÁFICA

OLIVEIRA FILHO, CLONILLO MOREIRA SINDEAUX

Estudo do Efeito de Diferentes Granulometrias no Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Densas Descontínuas Tipo Stone Matrix Asphalt (SMA). Fortaleza, 2007.

xix, 122 fl., Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2007.

1. Transportes – Dissertação

2. SMA

3. Tamanho Máximo Nominal

4. Granulometria

CDD

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

OLIVEIRA FILHO, C. M. S. (2007). Estudo do Efeito de Diferentes Granulometrias no Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Densas Descontínuas Tipo Stone Matrix Asphalt (SMA). Dissertação de Mestrado, Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 122 fl.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Clonilo Moreira Sindeaux de Oliveira Filho

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Estudo do Efeito de Diferentes Granulometrias no Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Densas Descontínuas Tipo Stone Matrix Asphalt (SMA).

É concedida à Universidade Federal do Ceará permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Clonilo Moreira Sindeaux de Oliveira Filho

Rua Monsenhor Catão, 1070 / 1600 - Aldeota

CEP 60.175-000 – Fortaleza / CE – Brasil

ESTUDO DO EFEITO DE DIFERENTES GRANULOMETRIAS
NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS ASFÁLTICAS
DENSAS DESCONTÍNUAS TIPO STONE MATRIX ASPHALT (SMA)

Clonilo Moreira Sindeaux de Oliveira Filho

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO PROGRAMA DE
MESTRADO EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO CEARÁ COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA DE
TRANSPORTES.

Aprovada por:

Prof. Jorge Barbosa Soares, Ph.D.
(Orientador)

Prof^a. Michéle Dal Toé Casagrande, D.Sc.
(Examinadora Interna)

Prof^a. Liedi Légi Bariani Bernucci, D.Sc.
(Examinadora Externa)

FORTALEZA, CE – BRASIL

DEZEMBRO DE 2007

DEDICATÓRIA

*Dedico esta dissertação a **MIM**, que após ter sido por vezes provado em meio a obstáculos externos e internos, cambaleei, tropecei, me arrastei, me levantei, me aprumei e **TERMINEI!!!***

AGRADECIMENTOS

- À Divina Providência, pela imensa bondade de me colocar diante de uma etapa cujas circunstâncias, depois de transcorridas, fariam de mim hoje alguém melhor do que fui ontem!;
- Aos meus pais, Clonilo e Heloísa, que sempre estiveram presentes e nunca mediram esforços nem recursos para a minha formação;
- Ao meu orientador e coordenador do Laboratório de Mecânica dos Pavimentos (LMP), Jorge Barbosa Soares, por carregar consigo uma grande virtude: *ousadia*, sem a qual a concretização de um grupo consolidado como referência nacional na área de infra-estrutura de transportes não seria possível;
- Ao professor Felipe Loureiro, pela pessoa de caráter admirável, difícil de ser encontrado num ambiente com seus fascínios, como é o meio acadêmico, e pelo profissional altamente exemplar, modelo que a Academia deve sempre estar motivada a buscar. A mim, muito acrescentou!;
- Com muita gratidão e carinho, ao saudoso quarteto *LMPeano*: Kamilla Vasconcelos (Kamis), Jorge Pinheiro (Pitt), Verônica Castelo Branco (Vê) e Heberton Moreira (Mói), por comporem o “grupo de misturas” da época em que eu ingressei no LMP, sendo o meu primeiro referencial de um grupo de pesquisa. Pelas conversas, idéias trocadas, experiência passada, momentos de descontração... Enfim, pelo período marcante e pela grata convivência;
- A todos os professores, engenheiros e alunos de graduação e pós-graduação que fizeram parte do LMP no período de 2005 a 2007. De uma forma ou de outra, todos deram sua contribuição. Agradeço em especial às amigas Michéle Casagrande e Aline Colares que, por estarem naturalmente ligadas à área de misturas do LMP, me acompanharam mais de perto e permitiram que eu dividisse as dificuldades e expectativas do dia-a-dia dentro do laboratório; e ao colega Antonio Nobre Rabêlo, pela boa vontade com o material do DERT;

- À minha muitíssimo querida amiga Raquel Moraes, pela generosidade com que sempre se dispôs a ajudar os colegas de trabalho e pela forma corajosa e honesta de me dizer o que precisava ser dito nas horas em que eu mais precisei. Dentre as grandes conquistas, sem dúvida, a nossa Amizade...;
- Às indispensáveis Lucimar e Annie, por encararem com paciência e constância a desafiadora tarefa de fazer o LMP funcionar; e ao Marcondes, pela ajuda diária com os equipamentos do laboratório;
- Aos também indispensáveis Rômulo e André, sem os quais nenhum trabalho produzido dentro do LMP ficaria pronto a tempo. Agradeço em especial ao colega Ronaldo Vieira, por todo o esforço no conserto do compactador *Marshall*. Devo mencionar também o sempre solícito Boris, pronto para fazer qualquer reparo de ordem geral dentro do laboratório;
- À professora Liedi Bernucci, coordenadora do Laboratório de Tecnologia de Pavimentos da Escola Politécnica da USP, por gentilmente aceitar o convite para participar da minha banca e pelos oportunos comentários e sugestões ao meu trabalho;
- A todos os professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Transportes (DET) da UFC, em especial ao prof. Mário, pela constante disponibilidade no suporte técnico e à querida Ivone, por toda paciência e ajuda imprescindíveis durante o caminho do mestrado;
- À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo financiamento da bolsa de estudos;
- A todos aqueles que, perto ou longe, tendo eu tomado conhecimento ou não, ficaram felizes por esta minha conquista!

MUITO OBRIGADO!!!

Resumo da Dissertação submetida ao PETRAN/UFC como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Ciências (M.Sc.) em Engenharia de Transportes

ESTUDO DO EFEITO DE DIFERENTES GRANULOMETRIAS
NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS ASFÁLTICAS
DENSAS DESCONTÍNUAS TIPO STONE MATRIX ASPHALT (SMA)

Clonilo Moreira Sindeaux de Oliveira Filho

Dezembro de 2007

Orientador: Jorge Barbosa Soares

No meio rodoviário brasileiro, que detém 96,2% da matriz de transporte de passageiros e 61,8% da matriz de cargas, é flagrante a deterioração dos revestimentos asfálticos provocada pelo crescente aumento do volume e do peso das cargas transportadas. Tal configuração contribui sobremaneira para o surgimento de defeitos, destacando-se as deformações permanentes e o trincamento por fadiga. Por outro lado, o estado do Ceará revela uma carência por rodovias pavimentadas, onde apenas 16,0% da malha possuem algum tipo de revestimento asfáltico. A mistura asfáltica *Stone Matrix Asphalt* (SMA) surgiu há alguns anos como solução para combater defeitos em rodovias com elevadas solicitações de carga. Alguns estudos, contudo, mostram que SMAs com granulometrias de tamanho máximo nominal (TMN) menores que os tradicionalmente utilizados oferecem desempenhos semelhantes aos SMAs com TMN usuais. O objetivo desta pesquisa foi dosar misturas SMA com granulometrias distintas para estudar algumas características desse tipo de mistura, investigando a influência (i) do TMN, (ii) do percentual de agregado passante na peneira Nº 4 (4,75mm) para SMAs com TMN de 12,5mm e (iii) do tipo de compactação (*Marshall* × *Superpave*) no comportamento mecânico das mesmas por meio dos ensaios de (i) módulo de resiliência (MR), (ii) resistência à tração (RT), (iii) fadiga à tensão controlada, (iv) resistência à tração retida (RTR) por umidade induzida e (v) desgaste Cântabro. Os resultados reforçam a noção de que SMAs com pequeno TMN apresentam desempenhos comparáveis a SMAs tradicionais, sendo o SMA com TMN de 4,75 um atrativo como potencial solução para a pavimentação cearense, considerando as características de tráfego da malha do estado.

Abstract of Thesis submitted to PETRAN/UFC as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.) in Transportation Engineering

STUDY OF THE EFFECTS OF DIFFERENT GRADATIONS
ON THE MECHANICAL BEHAVIOR OF DENSE GAP GRADED
STONE MATRIX ASPHALT (SMA) MIXTURES

Clonilo Moreira Sindeaux de Oliveira Filho

December de 2007

Advisor: Jorge Barbosa Soares

In Brazilian roadways, which concentrate 96.2% of the passengers and 61.8% of the cargo, it is clear the deterioration of asphalt pavements caused by an increasing volume and weight of the vehicle loadings. This configuration strongly contributes to pavement distresses, specially rutting and fatigue cracking. On another hand, the state of Ceará shows a lack of paved roadways, with only 16.0% of paved roads. The Stone Matrix Asphalt (SMA) mixture appeared a few years ago as a solution for minimizing distresses on roadways with high traffic levels. Some researches, however, demonstrate that SMA mixtures with small Nominal Maximum Aggregate Sizes (NMAS) offer similar performances to SMA mixtures with usual NMAS. The objective of the present research was to design SMA mixtures with different gradations in order to study some characteristics of this type of mixture, investigating the effect (i) of the NMAS, (ii) of the percentage of aggregate passing in sieve N. 4 (4.75mm) for 12.5mm NMAS SMA mixtures and (iii) of the compaction type (Marshall \times Superpave) on the mechanical behavior of the mixtures. The mixtures were evaluated by (i) resilient modulus, (ii) indirect tensile strength, (iii) fatigue life (stress controlled), (iv) resistance to moisture damage and (v) Cantabro abrasion. The results support the idea that SMA mixtures with small NMAS behave similar to those with usual NMAS. Furthermore, the 4.75mm NMAS SMA appears to be a potential solution for roadways in Ceará, considering the traffic configuration of this state.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO	20
1.1. JUSTIFICATIVA	25
1.2. PROBLEMA DE PESQUISA	25
1.3. OBJETIVOS	25
1.3.1. Objetivo Geral	25
1.3.2. Objetivos Específicos	25
1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	26

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	32
2.1. INTRODUÇÃO	32
2.2. MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS	33
2.2.1. Concreto Asfáltico – CA	34
2.2.1.1. <i>Métodos de Dosagem em Concreto Asfáltico</i>	35
2.2.1.2. <i>Procedimento Superpave</i>	37
2.2.2. Stone Matrix Asphalt – SMA	40
2.2.2.1. <i>Dosagem de Misturas SMA</i>	46
2.3. OUTROS TIPOS DE MISTURAS NÃO CONVENCIONAIS	48
2.3.1. Misturas Asfálticas Abertas	48
2.3.2. Misturas Asfálticas Delgadas	51
2.4. INTERTRAVAMENTO DO ESQUELETO MINERAL E	
DEFORMAÇÕES PERMANENTES EM MISTURAS ASFÁLTICAS	53
2.5. CONSIDERAÇÕES SOBRE AS PROPRIEDADES DOS AGREGADOS	
NAS MISTURAS ASFÁLTICAS	55
2.6. A IMPORTÂNCIA DA ADESÃO E DA COESÃO EM MISTURAS	
ASFÁLTICAS	58

CAPÍTULO 3

OBTENÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	62
3.1. LIGANTE ASFÁLTICO	62

3.2. AGREGADOS	63
3.3. FIBRAS	69
 CAPÍTULO 4	
MISTURAS ASFÁLTICAS ESTUDADAS	71
4.1. GRANULOMETRIAS ADOTADAS	71
4.2. PROCEDIMENTO DE DOSAGEM	73
4.2.1. Temperaturas de Mistura e Compactação do Ligante	73
4.2.2. Teor de Projeto	74
4.2.3. Densidade Aparente das Misturas	75
4.2.4. Densidade Máxima Medida (DMM) das Misturas	76
4.2.5. Envelhecimento de Curto Prazo das Misturas	77
4.2.6. Verificação do Escorrimento nas Misturas Não Compactadas	78
4.3. COMPACTAÇÃO DAS MISTURAS	83
 CAPÍTULO 5	
CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DAS MISTURAS ESTUDADAS	87
5.1. MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MR)	87
5.2. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO INDIRETA POR COMPRESSÃO	
DIAMETRAL (RT)	93
5.3. VIDA DE FADIGA	96
5.4. DANO POR UMIDADE INDUZIDA	102
5.5. DESGASTE CÂNTABRO	105
 CAPÍTULO 6	
CONCLUSÕES, CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA	
PESQUISAS FUTURAS	109
6.1. CONCLUSÕES	109
6.2. CONSIDERAÇÕES FINAIS	112
6.3. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	114
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 115

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Participação dos modais no sistema de transportes em alguns países do mundo (FIEC)	20
Figura 1.2	Deformações plásticas (a) e trincas (b) em pavimentos asfálticos (BERNUCCI <i>et al.</i> , 2007)	21
Figura 1.3	Estado de conservação de algumas rodovias cearenses: (a) e (b) rodovias estaduais; (c) e (d) rodovias federais (CNT, 2006)	23
Figura 1.4	Distribuição do tráfego na malha rodoviária estadual do Ceará (DERT, 2006)	24
Figura 1.5	Tipo de revestimento da malha rodoviária estadual pavimentada do Ceará (DERT, 2006)	24
Figura 1.6	Organograma com esquema geral do procedimento experimental realizado nesta pesquisa	28
Figura 1.7	Destaque para o <i>primeiro</i> objetivo específico	29
Figura 1.8	Destaque para o <i>segundo</i> objetivo específico	30
Figura 1.9	Destaque para o <i>terceiro</i> objetivo específico	31
Figura 2.1	Composição granulométrica comparativa entre (a) SMA e (b) CA (<i>Horst Erdlen – JRS, Alemanha</i>)	34
Figura 2.2	Faixas A, B e C do DNIT para misturas tipo CA	35
Figura 2.3	Requisitos <i>Superpave</i> para granulometrias de misturas contínuas	38
Figura 2.4	Compactador Giratório <i>Troxler 4140 – LMP/DET/UFC</i>	40
Figura 2.5	(a) Aspecto visual com detalhe da textura de um trecho de SMA aplicado na curva da Onça – via Anchieta, SP e (b) vista geral de trecho de SMA na rodovia Anhangüera, SP – com mais de 30km de pista dupla	41
Figura 2.6	Aplicação de camada de SMA em rodovia de <i>Maryland – EUA</i> (USDOT, 2007)	43
Figura 2.7	Equipamento <i>Asphalt Pavement Analyser</i> (Petrobras Distribuidora – BR): (a) Amostra em posição de ensaio, (b) detalhe do molde e (c) detalhe do corpo-de-prova	45
Figura 2.8	Textura superficial de um revestimento do tipo CPA	48

Figura 2.9	Componentes das propriedades geométricas do agregado: Forma (<i>Shape</i>), angularidade (<i>angularity</i>) e textura (<i>texture</i>) (ALROUSAN, 2004; MASAD <i>et al.</i> , 2005)	56
Figura 2.10	(a) Fratura adesiva; (b) fratura coesiva (ELPHINGSTONE JR, 1997)	59
Figura 3.1	Vista da Pedreira Itaitinga	63
Figura 3.2	Etapas do ensaio de adesividade realizado para a brita 3/4"	64
Figura 3.3	Algumas etapas do ensaio de densidade do agregado graúdo	65
Figura 3.4	Paquímetro para a determinação da lamelaridade do agregado graúdo	65
Figura 3.5	Passos para determinação da densidade de agregado miúdo (<i>ASTM C 128-97</i>): (a) material muito seco e (b) deslizamento ótimo da amostra	67
Figura 3.6	Resumo do procedimento de ensaio de densidade de agregado miúdo (<i>ASTM C 128-97</i>)	68
Figura 3.7	Algumas etapas do ensaio de angularidade do agregado miúdo, realizado no LMP/DET/UFC (VASCONCELOS, 2004)	69
Figura 3.8	Fibras de celulose utilizadas nesta pesquisa	70
Figura 4.1	Cinco distribuições granulométricas adotadas neste estudo	71
Figura 4.2	Variações nas curvas granulométricas dos <i>SMA</i> s com TMN de 12,5mm	72
Figura 4.3	Gráfico de viscosidade × temperatura para o CAP 50/70 Fazenda Alegre	74
Figura 4.4	Aparato utilizado para o ensaio de DMM nas misturas estudadas – LMP/DET/UFC	76
Figura 4.5	Aparato utilizado para o ensaio de escorrimento	79
Figura 4.6	Aspecto das amostras escorridas após o ensaio de escorrimento	82
Figura 4.7	Compactadores usados para a confecção das misturas neste estudo: (a) Compactador giratório <i>Superpave</i> e (b) compactador <i>Marshall</i> – LMP/DET/UFC	84
Figura 4.8	Aspecto dos CPs moldados (a) pelo compactador <i>Marshall</i> e (b) pelo compactador <i>Superpave</i>	85

Figura 4.9	Ilustração comparativa entre o aspecto da estrutura interna de (a) <i>SMA</i> s 12,5mm e (b) <i>SMA</i> s 4,75mm moldados pelas compactações <i>Superpave</i> e <i>Marshall</i>	86
Figura 5.1	Equipamento para ensaios de carga repetida – LMP/DET/UFC	89
Figura 5.2	Gráfico ilustrando os resultados dos ensaios de módulo de resiliência	91
Figura 5.3	Prensa mecânica utilizada para os ensaios de resistência à tração – LMP/DET/UFC	94
Figura 5.4	Gráfico ilustrando os resultados dos ensaios de resistência à tração ..	95
Figura 5.5	Vida de fadiga versus diferença de tensões para as misturas estudadas: (a) Misturas <i>Superpave</i> ; (b) e (c) Misturas <i>Marshall</i> comparadas às respectivas <i>Superpave</i>	98
Figura 5.6	Algumas etapas do condicionamento dos CPs	103
Figura 5.7	Gráfico ilustrando os resultados de RTR para as misturas estudadas.	104
Figura 5.8	Equipamento de abrasão, utilizado para o ensaio de desgaste Cântabro	106
Figura 5.9	Gráfico ilustrando os resultados de desgaste Cântabro para as misturas estudadas	107
Figura 5.10	CP moldado pelo compactador <i>Marshall</i> (esquerda) e CP moldado pelo compactador <i>Superpave</i> (direita) (mistura <i>SMA</i> 4,75mm)	108

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Tipos de misturas asfálticas dosadas a quente	33
Tabela 2.2	Requisitos <i>Superpave</i> para misturas <i>SMA</i>	47
Tabela 3.1	Especificações para o CAP 50/70 (ANP, 2005)	62
Tabela 3.2	Características do CAP 50/70	63
Tabela 3.3	Determinação das densidades e da absorção da brita $\frac{3}{4}$ " (<i>ASTM C 127-88</i>)	65
Tabela 3.4	Determinação das densidades e da absorção do pó de pedra (<i>ASTM C 127-97</i>)	68
Tabela 3.5	Características exigidas para as fibras de celulose segundo o <i>NCAT</i> (1999) (REIS, 2002)	70
Tabela 3.6	Características encontradas segundo testes realizados em amostras da fibra VIATOP 66	70
Tabela 4.1	Distribuição percentual das granulometrias adotadas nesta pesquisa .	72
Tabela 4.2	Especificações para granulometrias de misturas	

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

SÍMBOLOS

%	Porcentagem
°C	Grau <i>Celsius</i>
"	Polegada
σ_t	Tensão de tração
ϵ_t	Deformação recuperável correspondente à tensão aplicada
δ_r	Deslocamento resiliente
μ	Coefficiente de <i>Poisson</i>
$\Delta\sigma$	Diferença de tensões

NOMENCLATURAS

<i>apud</i>	“através de”, “junto de”
CE	Ceará
cm	centímetros
cP	<i>centi poise</i>
D	Diâmetro; Tamanho Máximo; Desgaste
D_a	Densidade aparente
D_{CAP}	Densidade do ligante
d	Abertura de peneira
dmm	Décimo de milímetro
<i>e.g.</i>	“por exemplo” (<i>exempli gratia</i>)
<i>et al.</i>	“e outros”
F	Carga vertical cíclica; carga máxima de ruptura
g	gramas
H	altura do corpo de prova
h	Hora; altura do corpo de prova
km	quilômetros
M	Massa; Compactação <i>Marshall</i>
Máx.	Máximo

Mín.	Mínimo
ml	mililitros
mm	milímetros
mmHg	milímetro de Mercúrio
N	Número de ciclos de carregamento; vida de fadiga
Nº	Número
N.	<i>Number</i>
N _{projeto}	Número de giros de projeto
n	Constante exponencial relativa à linha de densidade máxima
P	Peso; Percentual passante
P _{ar}	Peso no ar
P _{imerso}	Peso imerso
pH	Percentual de Hidrogênio
RT _{cond.}	Resistência à Tração após ciclo de condicionamento
rpm	Rotações por minuto
S	Compactação <i>Superpave</i>
s	segundos
SP	São Paulo; <i>spindle</i>
<i>Superpave</i>	<i>Superior Performing Asphalt Pavement</i>
Hz	<i>Hertz</i>
µm	micrômetro
% _{CAP}	Porcentagem de ligante na mistura

ABREVIACÕES

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
AAUF	Areia Asfalto Usinada a Frio
AAUQ	Areia Asfalto Usinada a Quente
ACVTL	<i>Asphalt Concrete for Very Thin Layers</i>
AIMS	<i>Aggregate Imaging System</i>
ANP	Agência Nacional do Petróleo
APA	<i>Asphalt Pavement Analyzer</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BBDr	<i>Béton Bitumineux Drainants</i>

BBM	<i>Béton Betumineux Mince</i>
BBSG	<i>Béton Betumineux Semi-grenu</i>
BBTM	<i>Béton Betumineux Très Mince</i>
BBUM	<i>Béton Betumineux Ultra Mince</i>
CA	Concreto Asfáltico
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CNT	Confederação Nacional do Transporte
CP	Corpo de Prova
CPA	Camada Porosa de Atrito
DETR	Departamento de Edificações, Rodovias e Transportes
DET	Departamento de Engenharia de Transportes
DMM	Densidade Máxima Medida
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes
DRC	<i>Dry Rodded Conditioning</i> – Condicionamento Seco Compactado
EUA	Estados Unidos da América
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
LDM	Linha de Densidade Máxima
LMP	Laboratório de Mecânica dos Pavimentos
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transducer</i>
MIS	Mistura
MR	Módulo de Resiliência
NCAT	<i>National Center for Asphalt Technology</i>
NMAS	<i>Nominal Maximum Aggregate Size</i>
OGFC	<i>Open-Graded Friction Courses</i>
RBV	Relação Betume-Vazios
RT	Resistência à Tração
RTFOT	<i>Rolling Thin Film Oven Test</i>
RTR	Resistência à Tração Retida
SBS	<i>Styrene Butadiene Styrene</i>
SGC	<i>Superpave Gyratory Compactor</i>
SHRP	<i>Strategic Highway Research Program</i>

SMA	<i>Stone Matrix Asphalt</i>
SSS	Superfície Seca Saturada
SST	<i>Superpave Shear Test</i>
TM	Tamanho Máximo
TMN	Tamanho Máximo Nominal
TP	Teor de Projeto
TS	Tratamento Superficial
TSD	Tratamento Superficial Duplo
TSS	Tratamento Superficial Simples
UFC	Universidade Federal do Ceará
UNIT	Unidade de Infra-estrutura de Transportes
USDOT	<i>United States Department of Transportation</i>
VCA	<i>Voids in Coarse Aggregate</i>
VCA _{DRC}	Vazios do agregado graúdo seco compactado
VCA _{MIS}	Vazios do agregado graúdo na mistura
VCB	Vazios com Betume
VAM	Vazios no Agregado Mineral
VMD	Volume Médio Diário
V _v	Volume de Vazios
ZR	Zona de Restrição

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

A infra-estrutura rodoviária é um dos elementos de maior importância para a economia de um país. É um meio pelo qual grande parcela dos bens econômicos produzidos é transportada. Atualmente, o transporte rodoviário brasileiro detém cerca de 96,2% da matriz de transporte de passageiros e 61,8% da matriz de transporte de cargas (CNT, 2006). Em um país de dimensões continentais como o Brasil, e particularmente no caso deste, onde o transporte rodoviário sobrepõe-se frente aos modais ferroviário e aquaviário, as rodovias possuem um papel inquestionável.

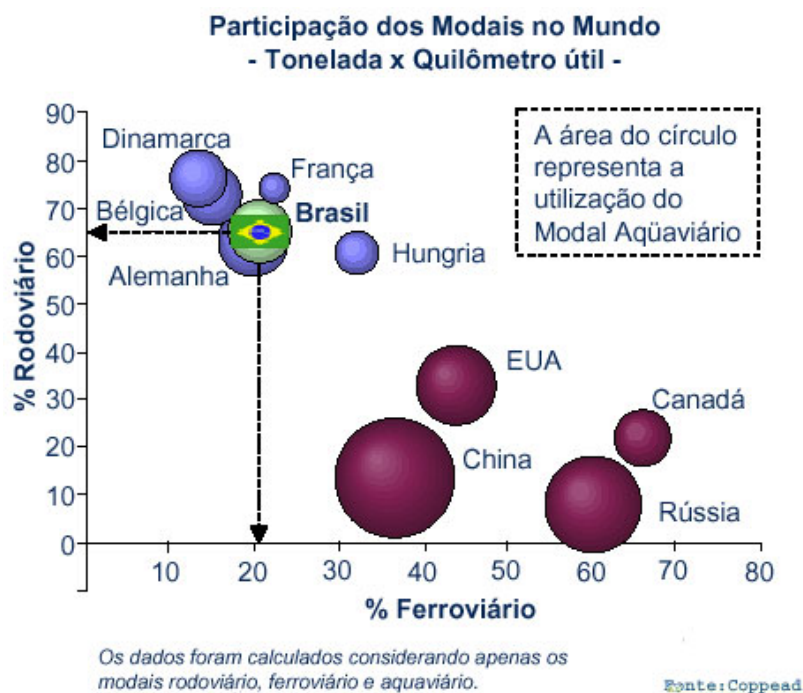


Figura 1.1: Participação dos modais no sistema de transportes em alguns países do mundo (Fonte: FIEC)

Do ponto de vista físico, os pavimentos asfálticos constituem um dos maiores elementos de infra-estrutura em engenharia civil. Trata-se de um complexo sistema de multicamadas compostas por diferentes materiais, submetidas a inúmeras combinações de carregamento e a várias condições ambientais. Diante de tal complexidade, uma previsão realista da vida de serviço em longo prazo é um dos maiores desafios dos engenheiros na área de pavimentação.

Em 2004, pela primeira vez no Brasil, a pesquisa rodoviária realizada pela Confederação Nacional do Transporte (CNT) abrangeu toda a malha federal pavimentada, além de avaliar os principais trechos sob gestões estadual ou terceirizada. Na pesquisa de 2004, constatou-se que 56,1% dos 74.681km de pavimentos avaliados encontravam-se em estado de conservação deficiente, ruim ou péssimo. No ano seguinte, em 2005, a pesquisa apontou que 54,6% dos 81.944km de rodovias avaliadas classificavam-se entre aqueles três estados indesejáveis de conservação. Na última pesquisa realizada (CNT, 2006), verificou-se que 54,5% dos 84.382km pesquisados incluem-se nas categorias de mau estado de conservação. Observando-se esse recente quadro do cenário rodoviário brasileiro, evidencia-se a predominância de pavimentos deteriorados em relação à malha com boas condições de rodagem.

O aumento do volume de tráfego, juntamente com o excesso de cargas circulantes, tem contribuído bastante para a deterioração prematura das rodovias brasileiras (MOURÃO, 2003; MORILHA JR, 2004; PINHEIRO, 2004; VASCONCELOS, 2004). Dentre os defeitos mais graves nos pavimentos asfálticos merecem destaque o trincamento por fadiga e as deformações permanentes (Figura 1.2).

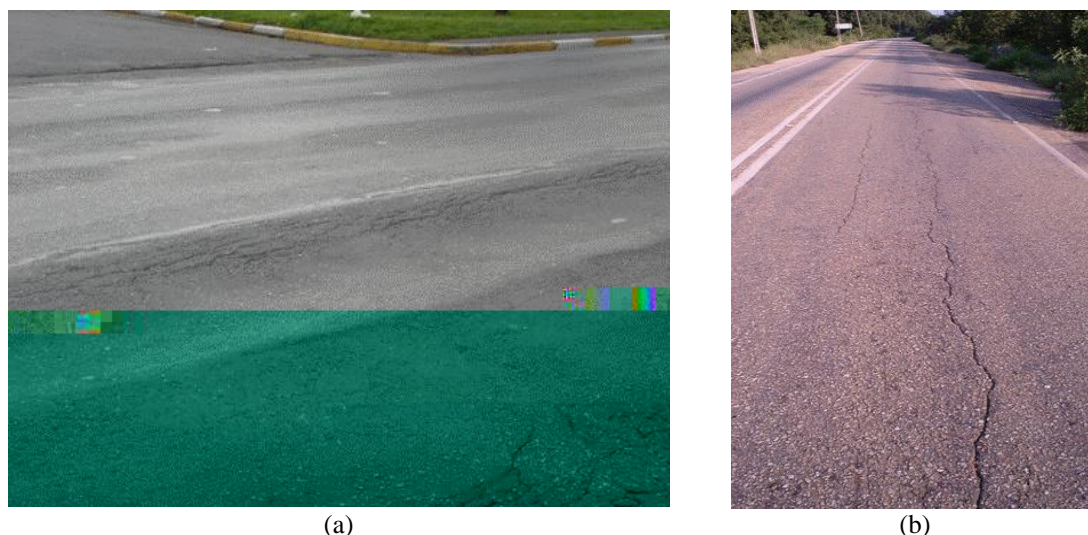


Figura 1.2: Deformações plásticas (a) e trincas (b) em pavimentos asfálticos

(Fonte: BERNUCCI *et al.*, 2007)

Na tentativa de se combater o problema das deformações causadas por grandes solicitações de cargas, uma solução que vem sendo adotada crescentemente – em

particular a partir da década de 1990 – nos países desenvolvidos, e que aos poucos vem se difundindo no Brasil, é o emprego da mistura asfáltica *Stone Matrix Asphalt* – *SMA*. Desenvolvido na Alemanha na década de 1960, esse tipo de mistura difundiu-se pela Europa na década de 1980, chegando à América do Norte a partir da década de 1990. Concebido com o objetivo de oferecer um esqueleto mineral capaz de maximizar o contato grão/grão na fração graúda de seus agregados, proporcionando um elevado intertravamento à mistura, o *SMA* mostrou-se, ao longo de várias décadas, uma mistura bastante eficiente para resistir a deformações em camadas de revestimentos asfálticos.

No final da década de 1990, observou-se que algumas camadas de revestimento em rodovias norte-americanas que empregavam *SMA*s com granulometrias de tamanho máximo nominal (TMN) menores que os tradicionalmente utilizados apresentavam desempenhos semelhantes aos *SMA*s tradicionais (TMN de 12,5mm ou maiores) em relação às deformações permanentes. Daí em diante, vários estudos comprovaram a eficiência de *SMA*s finos (com pequenos TMN, de 9,5mm ou menos) para resistirem a esse tipo de defeito.

Nessa época, a concepção de misturas com pequeno TMN não era nova. Mais de uma década antes, na França, já era difundido no meio rodoviário daquele país o conceito de diferenciação de camadas, onde a camada de revestimento não teria função estrutural, limitando-se às funções de conforto e segurança. Esse conceito surgiu pela constatação de que as misturas até então empregadas nas rodovias francesas não atendiam simultaneamente às expectativas estruturais e às de conforto e segurança. Assim, as misturas asfálticas francesas para camadas muito finas são destinadas a camadas com espessuras que variam de 2,0 a 3,0cm e cujos agregados constituem essencialmente uma granulometria descontínua para que formem um contato brita a brita, proporcionando uma superfície de textura aberta. Podem ser utilizadas para a maioria dos tipos de tráfego e na maioria das condições climáticas.

Pode-se observar algumas semelhanças entre as características das misturas finas francesas e os *SMA*s finos norte-americanos, nitidamente (i) no que se refere à aplicação em camadas de pequena espessura e (ii) por possuírem granulometrias descontínuas que favorecem o intertravamento do esqueleto mineral.

O Estado do Ceará possui uma malha rodoviária efetiva de 51.711,8km, sendo 43.418,6km não pavimentados e 8.293,2km de rodovias pavimentadas. Têm-se, portanto, apenas 16,0% de rodovias pavimentadas. Dos 51.711,8km, 5,0% (2.881,3km) encontram-se sob jurisdição federal, 22,0% (11.555,5km) sob jurisdição estadual e 73,0% (38.888,6km) sob jurisdição municipal. Dos 8.293,2km pavimentados, 5.767,6km (cerca de 70,0%) são de rodovias estaduais, sendo que 80,0% (4.614,08km) encontram-se em bom estado de conservação, 12,0% em condições regulares e 8,0% em mau estado (DERT, 2006).

A Figura 1.3 (a), (b), (c) e (d) mostra alguns exemplos de trechos de rodovias cearenses, registrados pelo levantamento de 2006 da Confederação Nacional do Transporte, respectivamente em bom estado de conservação (CE 494), estado regular de conservação (CE 386), péssimo estado de conservação (BR 116) e pavimento sem revestimento asfáltico (BR 230).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 1.3: Estado de conservação de algumas rodovias cearenses: (a) e (b) rodovias estaduais; (c) e (d) rodovias federais (CNT, 2006)

A frota de veículos nas rodovias estaduais do Ceará é composta predominantemente por veículos leves (82,0%), segundo o último levantamento do Departamento de Edificações, Rodovias e Transportes – DERT. Compõem a frota, ônibus (4,0%), caminhões simples (7,0%), caminhões médios (5,0%) e caminhões pesados (2,0%). Observando-se o gráfico que ilustra a distribuição do tráfego na malha rodoviária estadual (Figura 1.4), é possível constatar que dois terços da malha opera com um volume médio diário de tráfego medido (VMD) menor que 200 veículos.

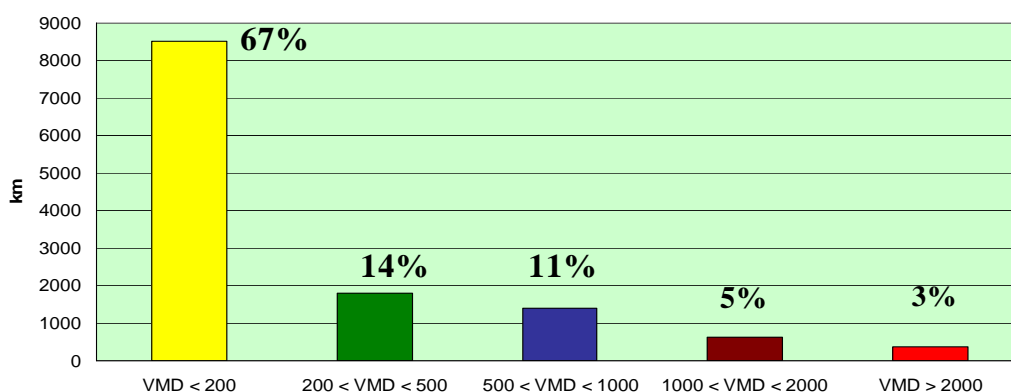


Figura 1.4: Distribuição do tráfego na malha rodoviária estadual do Ceará (DERT, 2006)

Com relação ao tipo de revestimento que configura a malha estadual pavimentada do Ceará, verifica-se a predominância de revestimentos de caráter artesanal: 63,0% são tratamentos superficiais – TS (9,0% de tratamento simples e 54,0% de tratamento duplo) contra apenas 9,0% de concreto asfáltico (CA). Completam a malha 6,0% de areia asfalto usinada a frio (AAUF), 19,0% de areia asfalto usinada a quente (AAUQ) e 3,0% com outros tipos de revestimento (Figura 1.5).

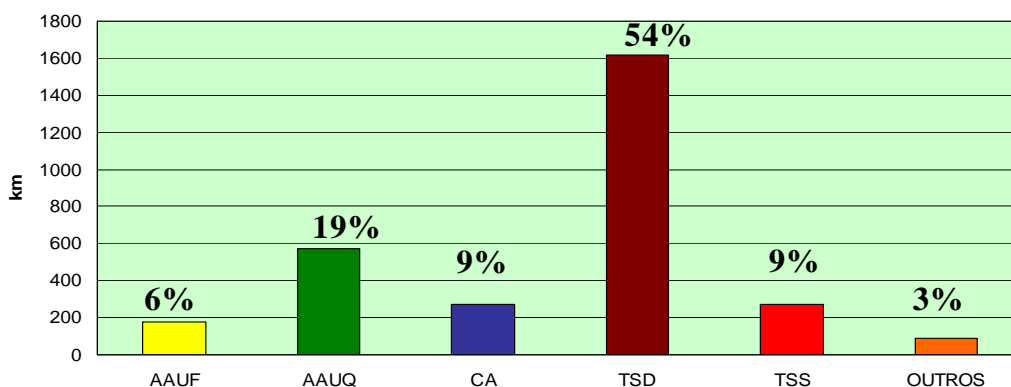


Figura 1.5: Tipo de revestimento da malha rodoviária estadual pavimentada do Ceará (DERT, 2006)

1.1. JUSTIFICATIVA

Historicamente, o estado do Ceará utiliza a *faixa C* (de misturas do tipo CA) do Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes – DNIT para os revestimentos de suas rodovias, independentemente do tipo de tráfego a que elas se destinam. Por outro lado, a alteração na magnitude das cargas transportadas – num estado que vem crescendo acima da média do país e que, por sua vez, revela uma grande carência por rodovias pavimentadas (84,0%) – estimula a busca por alternativas adequadas à realidade do estado.

1.2. PROBLEMA DE PESQUISA

Nesse contexto, levando-se em conta os poucos estudos disponíveis sobre misturas alternativas com agregados locais – e conseqüentemente, com faixas diferentes da convencionalmente usada no estado, esta pesquisa procurou contribuir com a busca de nova(s) faixa(s) compatível(is) com os materiais locais, considerando as características de volume de tráfego e o avanço na área de misturas asfálticas, no Brasil e no mundo, especificamente a experiência das misturas do tipo *SMA* – as quais têm demonstrado comprovada eficiência – e em especial as de pequeno TMN.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo Geral

A pesquisa apresentada nesta dissertação teve como objetivo geral dosar misturas asfálticas tipo *SMA* com granulometrias distintas, a partir de um ligante processado em refinaria no Ceará e de agregados locais, para estudar algumas características desse tipo de mistura no comportamento mecânico das mesmas.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Avaliar o comportamento mecânico de misturas *SMA* com diferentes TMNs (12,5mm; 9,5mm e 4,75mm) por meio de: (i) módulo de resiliência (MR), (ii) resistência à tração indireta por compressão diametral (RT), (iii) fadiga por

compressão diametral a tensão controlada, (iv) resistência à tração retida por umidade induzida (RTR) e (v) desgaste Cântabro;

- Avaliar o efeito da variação do percentual de agregado passante na peneira N° 4 (4,75mm) no comportamento mecânico do SMA tradicional (TMN 12,5mm);
- Avaliar o efeito do tipo de compactação (*Marshall* × *Superpave*) no comportamento mecânico de alguns SMAs selecionados.

1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho encontra-se organizado conforme descrito nos tópicos abaixo:

- **Capítulo 1:** apresenta o contexto no qual a dissertação está inserida e os objetivos da pesquisa, além da organização da dissertação;
- **Capítulo 2:** traz a revisão bibliográfica, apresenta os conceitos de misturas asfálticas e discorre sobre os tipos de misturas relevantes ao tema estudado, além de alguns aspectos importantes em misturas asfálticas;
- **Capítulo 3:** apresenta a metodologia utilizada na pesquisa, desde a coleta do material empregado na confecção dos corpos de prova até a caracterização desses materiais;
- **Capítulo 4:** apresenta as granulometrias adotadas, juntamente com o procedimento de dosagem e os tipos de compactação empregados para as misturas estudadas;
- **Capítulo 5:** apresenta os ensaios mecânicos empregados na pesquisa e traz os resultados da caracterização mecânica das misturas estudadas;

- **Capítulo 6:** apresenta as conclusões desta pesquisa, juntamente com as considerações finais e traz algumas sugestões para futuras pesquisas.

Apresenta-se, a seguir, um esquema ilustrativo (Figuras 1.6 a 1.9) contendo o organograma que traz o procedimento experimental realizado no estudo, identificando cada objetivo específico do trabalho.

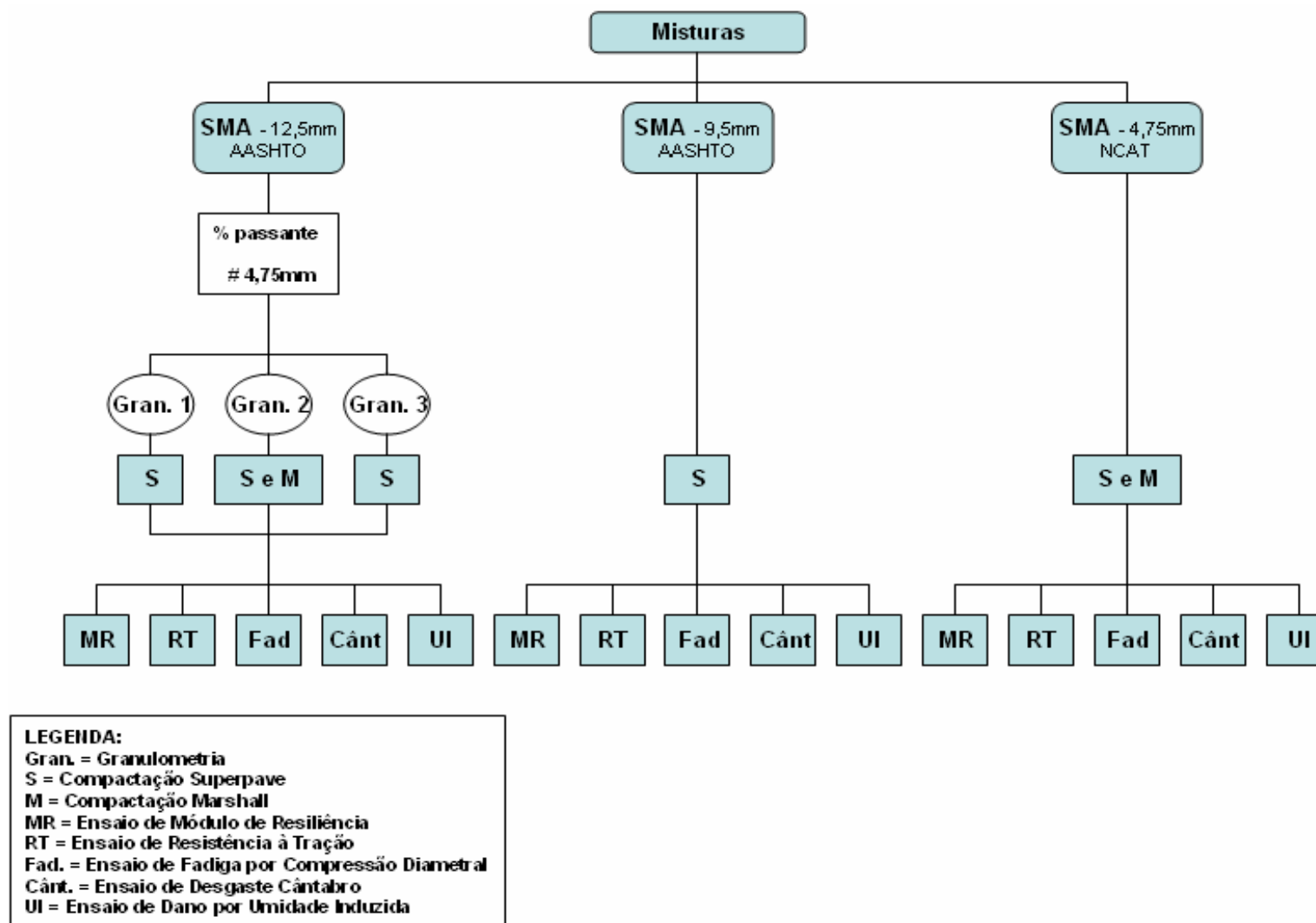


Figura 1.6: Organograma com esquema geral do procedimento experimental realizado nesta pesquisa

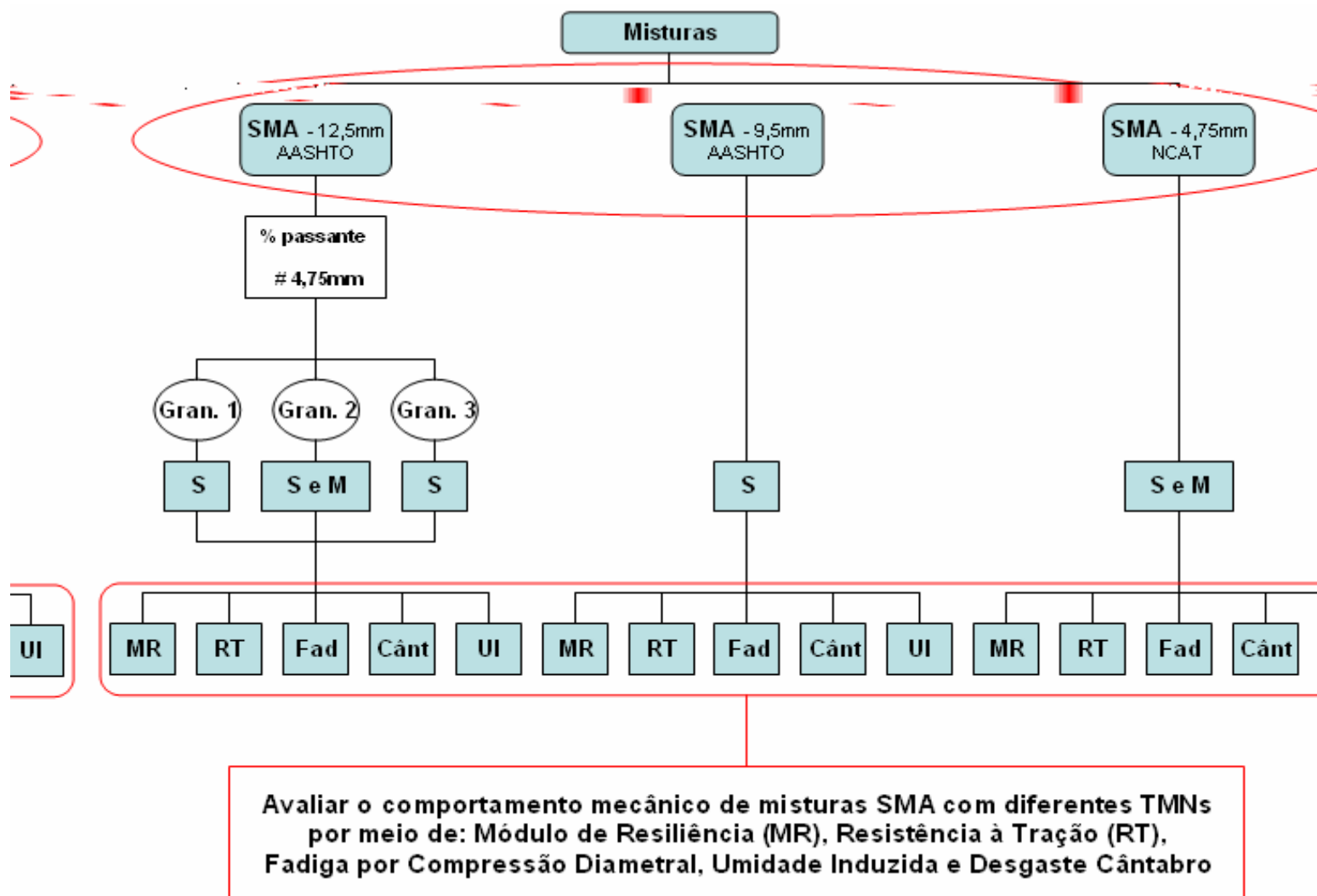


Figura 1.7: Destaque para o *primeiro* objetivo específico

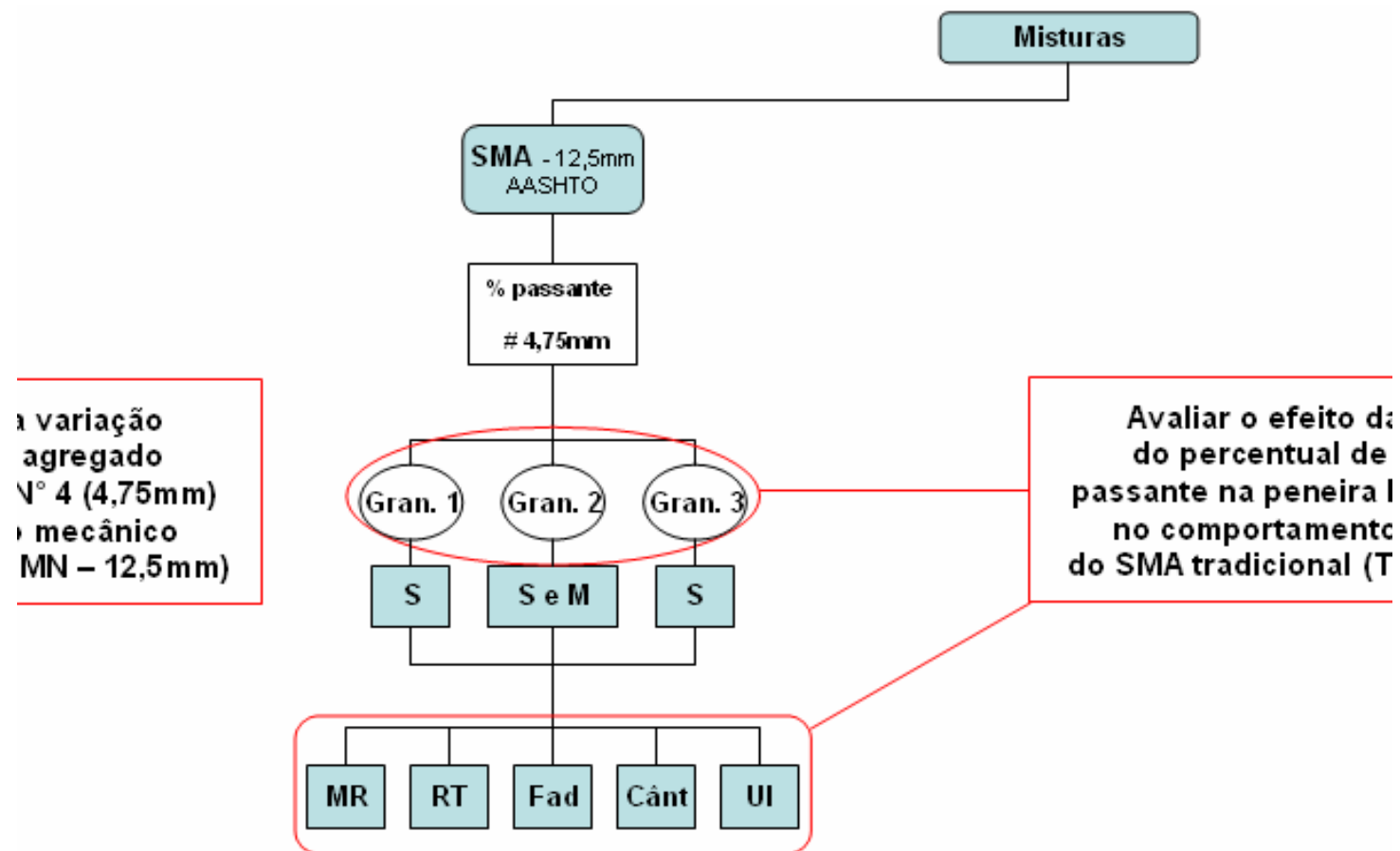


Figura 1.8: Destaque para o *segundo* objetivo específico

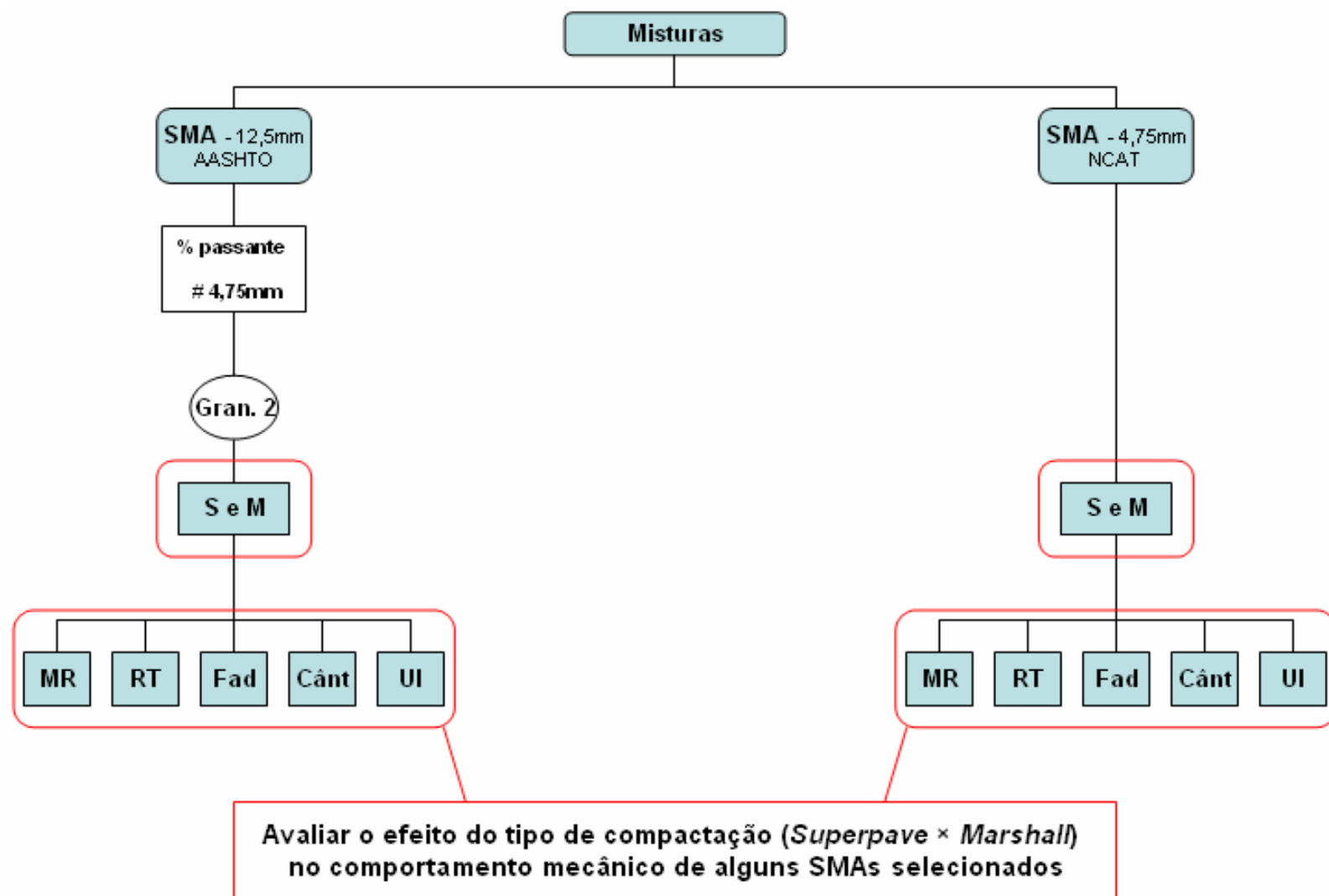


Figura 1.9: Destaque para o *terceiro* objetivo específico

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, apresenta-se uma breve introdução com os conceitos de pavimentos asfálticos e misturas asfálticas e a classificação destas de acordo com o tipo de granulometria e o volume de vazios. Em seguida, discorre-se acerca dos tipos específicos de misturas relevantes ao tema desta dissertação.

2.1. INTRODUÇÃO

Do ponto de vista estrutural e funcional, como definem BERNUCCI *et al.*, (2007), um pavimento asfáltico (ou flexível) é uma estrutura de múltiplas camadas de espessuras finitas, construída sobre uma superfície de terraplenagem, destinada a resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos aliados aos do clima, propiciando aos usuários economia, conforto e segurança nas condições de rolamento.

O revestimento constitui a última e mais nobre camada na composição física dos pavimentos asfálticos. É a camada que recebe diretamente a ação de carga do tráfego e a que está mais diretamente exposta às intempéries climáticas, devendo ser, portanto, tanto quanto possível impermeável. Tem o papel de melhorar a superfície de rolamento quanto às condições de conforto e segurança, além de resistir ao desgaste, aumentando a durabilidade da estrutura (SENÇO, 1997; BERNUCCI *et al.*, 2007).

Tradicionalmente compostos por combinações de agregados de origem mineral e materiais aglutinantes (ligantes asfálticos) derivados do refino de petróleo bruto, os revestimentos asfálticos podem ser executados em combinações entre esses dois elementos de forma a constituírem resistentes camadas estruturais (*e.g.* Concreto Asfáltico) a camadas estruturalmente mais simples (*e.g.* Tratamentos Superficiais). No primeiro caso, as diversas composições entre agregados e ligantes são o que se chama de *misturas asfálticas*.

As misturas asfálticas dosadas a quente classificam-se: (i) quanto à *graduação* (contínuas ou descontínuas) e (ii) quanto ao *volume de vazios* (Vv) na mistura (densas ou abertas). As definições dessas quatro categorias serão apresentadas oportunamente no texto. A Tabela 2.1 mostra os tipos de misturas de acordo com essa classificação, acompanhadas pelos respectivos tamanhos máximos nominais (TMN) normalmente utilizados para cada tipo de mistura apresentado.

Tabela 2.1: Tipos de misturas asfálticas dosadas a quente

Contínuas			Descontínuas	
Densas			Aberta	
<i>Large Stone</i>	CBUQ	AAUQ	SMA	CPA
TMN de	TMN de	TMN de	TMN de	TMN de
37,5	19,0	4,75	25,0	12,5
a	ou	ou	a	ou
25,0mm	12,5mm	2,0mm	4,75mm	9,5mm

A seguir, são apresentados e discutidos alguns tipos de misturas asfálticas julgadas relevantes ao tema abordado nesta pesquisa.

2.2. MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS

No meio rodoviário, entende-se por misturas asfálticas *densas* aquelas que possuem baixo volume de vazios, geralmente em torno de 4,0% (VASCONCELOS, 2004); segundo BERNUCCI *et al.* (2007), de 3,0 a 5,0% para camadas de rolamento e de 4,0 a 6,0% para camadas intermediárias ou de ligação.

Na revisão bibliográfica desta dissertação são apresentados dois tipos de misturas densas: o Concreto Asfáltico e o SMA. O primeiro por ser um tipo de mistura tradicionalmente utilizada no Brasil ao longo das últimas décadas e o segundo por se tratar do tipo de mistura estudado nesta pesquisa.

2.2.1. Concreto Asfáltico – CA

Incluído na categoria de misturas densas (%Vv em torno de 4,0%), o Concreto Asfáltico (CA) – também denominado Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ) – caracteriza-se por possuir uma granulometria de graduação contínua, bem graduada, ou seja, contando com todas as frações de agregados em proporções semelhantes. Uma comparação entre as composições granulométricas típicas de um CA e de um SMA (abordado do item a seguir) é ilustrada na Figura 2.1.

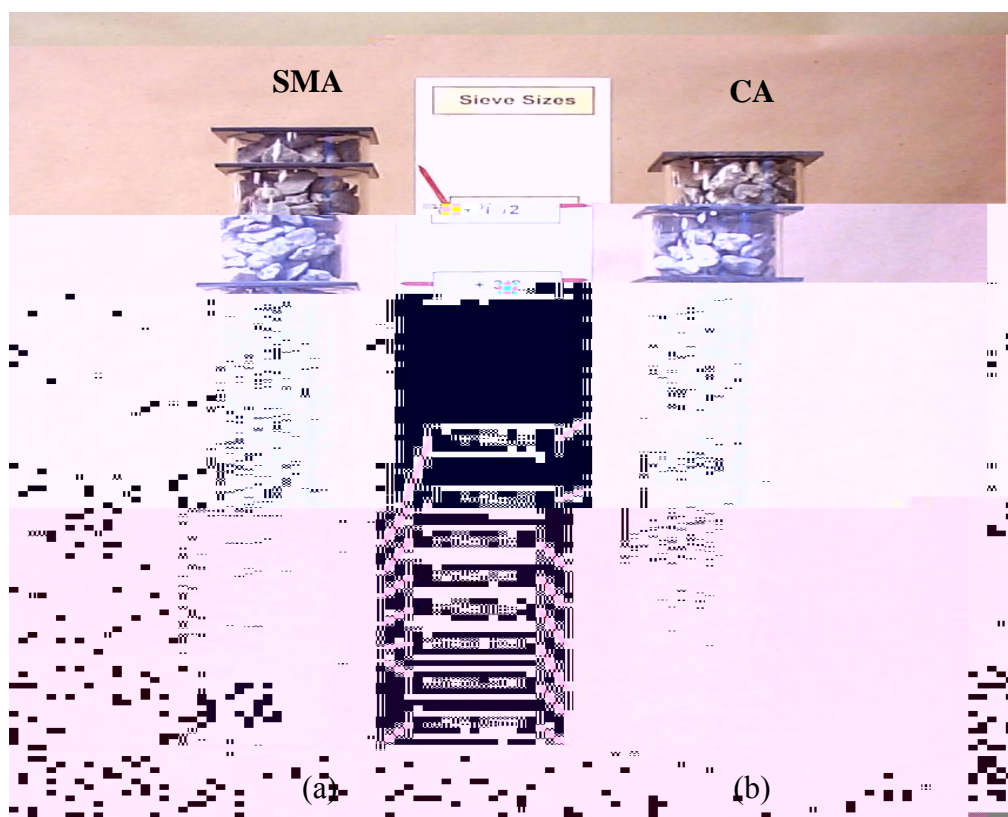


Figura 2.1: Composição granulométrica comparativa entre (a) SMA e (b) CA

(Foto: Horst Erdlen – JRS, Alemanha)

A Figura 2.2 ilustra as faixas granulométricas adotadas pelo Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes (DNIT) para as misturas tipo Concreto Asfáltico (CA).

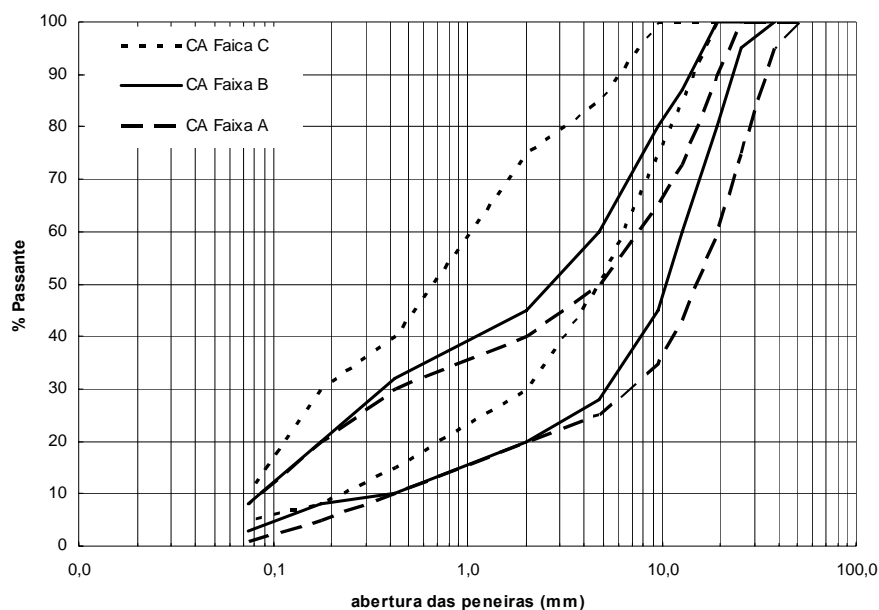


Figura 2.2: Faixas A, B e C do DNIT para misturas tipo CA

2.2.1.1. Métodos de Dosagem em Concreto Asfáltico

De acordo com ROBERTS *et al.* (1996), as primeiras tentativas de se desenvolver métodos de dosagem para misturas asfálticas surgiram em 1860. Nessa época, em que o material empregado como ligante era o alcatrão, desconhecia-se a importância da proporção entre os agregados na mistura. Alguns anos depois, na década de 1920, quando se aumentou a disponibilidade de asfalto manufaturado e conseqüentemente o número de vias pavimentadas e de veículos (ROBERTS *et al.*, 2002), surgiu a necessidade de se desenvolver um método racional de dosagem.

Na mesma década de 20, *Hubbard e Field* desenvolveram um teste que consistia em determinar a máxima carga que um corpo de prova agüentaria quando forçado a passar por um orifício de tamanho padronizado. A carga era então reportada como a estabilidade da mistura que, num gráfico, tinha seus valores relacionados com os de teor de ligante para a determinação do teor ótimo. Tinha-se o primeiro método de dosagem para misturas asfálticas documentado, que foi desenvolvido originalmente para misturas de areia asfalto e depois modificado para aplicação em misturas com agregados graúdos: o método *Hubbard-Field* (ROBERTS *et al.*, 1996, 2002). Após este procedimento, vários outros foram desenvolvidos, tendo sido os métodos *Hveem* e

Marshall, como lembra VASCONCELOS (2004), os dois mais difundidos para misturas asfálticas dosadas a quente.

O primeiro também usava valores de estabilidade para determinar o teor ótimo nas misturas, que deveria fornecer ligante suficiente para a absorção e o recobrimento dos agregados e ainda proporcionar uma boa resistência à oxidação e à umidade. No método *Hveem*, a compactação em laboratório é considerada uma boa aproximação da compactação de campo, enquanto a estabilidade simula bem a resistência do revestimento à deformação lateral. Apesar de o método ser bastante difundido nos Estados Unidos, alguns autores, segundo PINHEIRO (2004), apontam que o procedimento pode resultar em misturas não duráveis por apresentar baixos teores de ligante asfáltico.

Já o método *Marshall* teve origem em 1939 com o engenheiro *Bruce Marshall*. O procedimento consiste em produzir corpos de prova com densidades similares às das misturas compactadas em campo, determinando os valores de volume de vazios, estabilidade e fluência, visando garantir misturas duráveis através do controle desses parâmetros. Há, entretanto, limitações na compactação por impacto empregada no método *Marshall* bem como nos valores de estabilidade, que não constituem um modo específico de falha, uma vez que, no ensaio mecânico empregado, coexistem tensões de compressão, tração e cisalhamento.

Com o aumento do volume de tráfego e das cargas transportadas nas rodovias, as metodologias *Hveem* e *Marshall* passaram a ser mais questionadas, em particular por produzirem misturas com densidades diferentes das encontradas em campo (VON QUINTOS *et al.*, 1991; HARVEY *et al.*, 1994 *apud* PINHEIRO, 2004). Segundo ROBERTS *et al.* (1996), entre as décadas de 1940 e 1990, 25,0% dos departamentos de transportes norte-americanos utilizavam o método *Hveem* e 75,0% o método *Marshall*.

No Brasil, o método de dosagem *Marshall* também foi bastante difundido e ainda hoje é o mais utilizado, tendo sofrido, porém, algumas alterações, como a exclusão dos parâmetros de estabilidade e de fluência como pré-requisitos na dosagem das misturas (VASCONCELOS, 2004). Atualmente, o teor de projeto (TP) de ligante

asfáltico na metodologia *Marshall* é determinado baseado em parâmetros volumétricos. No método, existem algumas variações: alguns procedimentos determinam o TP como sendo o de máxima estabilidade, enquanto outros o apontam como sendo aquele que produz 4,0% de volume de vazios. A 3ª Unidade Nacional de Infra-estrutura de Transporte – UNIT/DNIT (Ceará) emprega uma combinação dos parâmetros de volume de vazios (Vv) e relação betume vazios (RBV) para a determinação do (TP). O procedimento está descrito em SOARES *et al.* (2000).

2.2.1.2. Procedimento *Superpave*

Em 1987, os Estados Unidos deram início a um grande projeto, denominado Programa Estratégico de Pesquisa Rodoviária (*Strategic Highway Research Program – SHRP*), com o objetivo de implantar uma nova metodologia capaz de apresentar modelos de ensaios mais realistas e de prever defeitos como deformações permanentes e trincas por fadiga. Em 1993, apresentou-se o produto final do projeto: um sistema denominado *Superpave – Superior Performing Asphalt Pavements* (Pavimentos Asfálticos de Desempenho Superior), que permite especificar materiais, projetar e analisar misturas asfálticas densas contínuas (concreto asfáltico) e prever o desempenho de pavimentos, possuindo equipamentos, métodos e critérios próprios.

A granulometria de uma mistura, segundo os requisitos *Superpave*, é baseada em quatro peneiras de controle: (i) peneira de tamanho máximo, (ii) peneira de tamanho máximo nominal, (iii) peneira 2,36mm e (iv) peneira 0,075mm, formando os chamados pontos de controle entre os quais a granulometria deve passar. O objetivo dos pontos de controle é enquadrar as curvas em uma faixa já reconhecida e aprovada. No Brasil, a peneira de tamanho máximo nominal (TMN) é aquela que retém de 5,0 a 10,0% de material. Já o tamanho máximo (TM) refere-se à peneira em que passam 100,0% de material, geralmente situada imediatamente acima da peneira de TMN. A Figura 2.3 ilustra os requisitos *Superpave* para granulometria de misturas densas contínuas, com 12,5mm de TMN como exemplo.

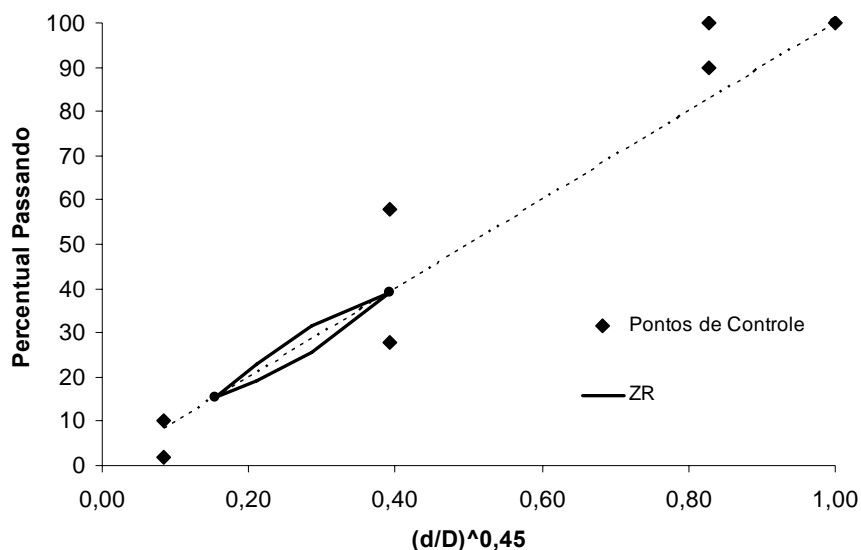


Figura 2.3: Requisitos Superpave para granulometrias de misturas contínuas

Outra importante característica representada no gráfico é a linha de densidade máxima (LDM), que foi proposta pela primeira vez por *Fuller e Thompson*, em 1907, para representar o percentual de cada fração de agregado em relação ao agregado de tamanho máximo (Equação 2.1). Na época, suas pesquisas mostraram que a LDM era obtida para um expoente n igual a 0,5. Na década de 1960, o *Federal Highway Administration – FHWA*, órgão responsável pela administração dos pavimentos nos Estados Unidos, recomendou a substituição do expoente até então vigente pelo valor de 0,45, acreditando que este produziria uma LDM mais realista. Apesar disso, entretanto, *ROBERTS et al.* (1996) nos lembram que há estudos comprovando que misturas asfálticas cujas granulometrias seguem a LDM geralmente resultam em baixo teor de ligante e excesso de finos. As misturas também podem oferecer pouca durabilidade, embora haja exceções.

$$P = 100 \frac{d}{D}^n \quad (2.1)$$

onde, P – percentual passante na peneira de abertura d, (mm)

D – tamanho máximo, (mm)

Os requisitos *Superpave* para granulometria adotam ainda a chamada zona de restrição (ZR), cujo objetivo é fazer com que se evite o uso de quantidades excessivas de areia natural e garantir um vazio entre os agregados minerais (VAM) mínimo, resultando em deformações aceitáveis. Originaram-se muitas discussões quanto à sua eficiência, já que vários estudos (HAND *et al.*, 2001; KANDHAL e MALLICK, 2001; VASCONCELOS, 2004; KIM *et al.*, 2006), discutidos com maiores detalhes no item 2.4, apresentam misturas com bom desempenho apesar de suas granulometrias violarem a ZR.

No que se refere à dosagem de misturas asfálticas, o sistema *Superpave* propõe uma metodologia que consiste em estimar um provável TP através da fixação do Vv e do conhecimento da granulometria dos agregados disponíveis. São escolhidas três composições granulométricas distintas, dentro da faixa a ser adotada, calculando-se em seguida as prováveis características volumétricas que as três misturas irão apresentar. Estas serão determinadas a partir dos valores das densidades aparente e máxima teórica que irão chegar cada grupo de agregados, levando-se em conta o grau de absorção dos mesmos.

Dando prosseguimento, moldam-se corpos de prova (CPs) com as granulometrias distintas e, a partir das densidades aparentes efetivamente obtidas, escolhe-se, dentre as três tentativas, a granulometria que melhor atendeu aos requisitos volumétricos. Após essas etapas, prossegue-se com a moldagem de mais três teores de ligante ($\pm 0,5$ e $+1,0\%$) em relação ao teor testado, com três CPs para cada porcentagem de ligante, para que se obtenha o teor de projeto final.

Dentre as grandes mudanças provenientes da metodologia *Superpave*, merece destaque a forma de compactação dos corpos de prova. No novo procedimento, os CPs não são compactados por impacto, a golpes verticais, com o uso de um soquete (como no método *Marshall*), mas por um compactador giratório (*SGC – Superpave Gyratory Compactor*) que molda os CPs por amassamento. Esse diferencial permite uma melhor acomodação dos agregados dentro do molde utilizado durante a compactação, sendo, em tese, uma simulação mais representativa da compactação que ocorre em campo. A Figura 2.4 mostra o compactador giratório utilizado no Laboratório de Mecânica dos

Pavimentos (LMP), localizado no Departamento de Engenharia de Transportes (DET) da Universidade Federal do Ceará (UFC).

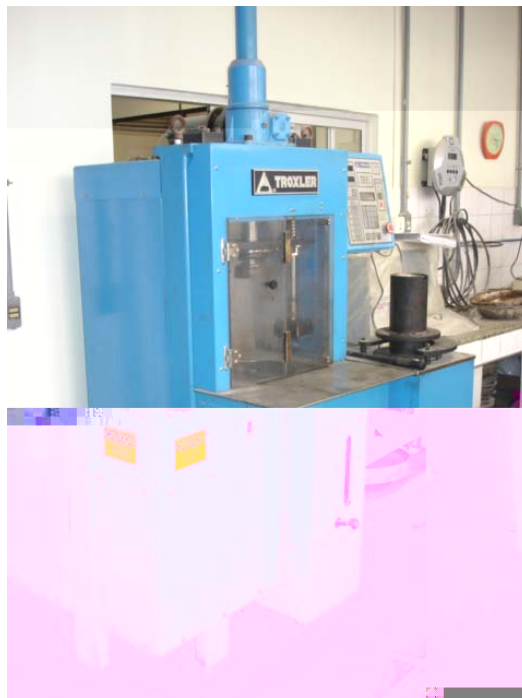


Figura 2.4: Compactador giratório Troxler 4140 – LMP/DET/UFC

2.2.2. Stone Matrix Asphalt – SMA

Conforme relata MOURÃO (2003), o SMA (ou *Splittmastixasphalt*) surgiu na Alemanha, no final da década de 1960, como resultado de uma tentativa do Ministério dos Transportes daquele país para encontrar uma solução para a deterioração dos pavimentos, causada pelo uso de artefatos metálicos – como correntes e pregos – nos pneus dos veículos durante o inverno. O principal objetivo era desenvolver um tipo de mistura capaz de resistir ao desgaste superficial e às deformações permanentes.

Segundo BERNUCCI *et al.* (2007), a partir da década de 1980 o SMA difundiu-se na Europa, sendo posteriormente introduzido na América do Norte: no Canadá em 1990 e nos Estados Unidos no ano seguinte. No Brasil, entretanto, segundo VASCONCELOS (2004), o SMA ainda não é empregado em larga escala, predominando atualmente a fase de pesquisas experimentais por parte de universidades e algumas empresas privadas.

Como informa BELIGNI *et al.* (2000), o SMA foi utilizado pela primeira vez no Brasil no início de 2000, nos serviços de restauração do autódromo de Interlagos, em São Paulo. A mistura aplicada empregou asfalto modificado com polímero *Styrene Butadiene Styrene (SBS)*. Apesar do uso ainda incipiente comparado à utilização de misturas tradicionais, observa-se, de acordo com SILVA *et al.* (2004), que o SMA tem sido empregado em alguns trechos de rodovias brasileiras, principalmente na região Sudeste: *via Anchieta* – 2001 (SP), *Corredor Tecnológico* – 2002 (Barueri, SP), *via Dutra* – 2002 (Arujá, SP), *trechos em rodovias sob a responsabilidade da Concessionária Rodovia das Colinas* – 2003 (SP). As mais recentes aplicações de misturas SMA, segundo BERNUCCI *et al.* (2007), ocorreram em rodovias nos estados de São Paulo e Minas Gerais, além do uso urbano em São Paulo, Rio de Janeiro e Salvador.



Figura 2.5: (a) Aspecto visual com detalhe da textura de um trecho de SMA aplicado na curva da Onça – via Anchieta, SP e (b) vista geral de trecho de SMA na rodovia Anhangüera, SP – com mais de 30km de pista dupla

Assim como o tradicional CBUQ, o SMA é uma mistura asfáltica *densa*. Sua granulometria, porém, é *descontínua*. Isso significa que em sua curva granulométrica a proporção dos agregados graúdos é predominante em relação às demais frações. Tal característica é fundamental para o objetivo a que o SMA foi concebido: oferecer um esqueleto mineral capaz de maximizar o contato grão/grão na fração graúda, proporcionando um elevado intertravamento à mistura.

Com relação à porcentagem da fração graúda, esta gira em torno de 70,0 a 80,0% em peso da mistura (REIS, 2002; MOURÃO, 2003; VASCONCELOS, 2004; PINHEIRO, 2004). Ressalta-se que o elevado percentual de agregados graúdos faz com que surja um alto teor de vazios entre as partículas desses agregados. Esses vazios, contudo, são preenchidos pelo mástique asfáltico (ligante, finos minerais e eventuais fibras), sendo este o responsável pela elevada coesão desse tipo de mistura (MOURÃO, 2003).

Devido à sua particular constituição granulométrica, o *SMA* é um tipo de mistura rica em ligante, tendo um consumo em torno de 6,0 a 8,0% segundo MOURÃO (2003) e de 6,0 a 7,5% segundo BERNUCCI *et al.* (2007). O CAP, em elevadas porcentagens, compensa o elevado teor de vazios entre os agregados graúdos, preenchendo-os e fazendo com que o volume de vazios da mistura estabeleça-se em torno de 4,0 a 6,0%. O alto teor de ligante produz misturas com maior facilidade de serem compactadas (BROWN, 1992) e contribui ainda para o retardamento do processo de oxidação, resultando em misturas mais duráveis (MOURÃO, 2003; PINHEIRO, 2004).

Pelo fato de o *SMA* ter como características o elevado volume de vazios entre os agregados graúdos e um alto consumo de CAP, tal condição torna esse tipo de mistura propícia ao escorrimento do ligante por entre seus agregados durante os períodos de usinagem, transporte e aplicação. Para eliminar esse problema, utilizam-se fibras que podem constituir-se de material orgânico (celulose), inorgânico (vidro) ou mineral (BROWN, 1992; MOURÃO, 2003; VASCONCELOS, 2004; VALE, 2007). A presença de fibras na mistura faz com a mesma possa submeter-se a temperaturas extremas sem perder eficiência ou sofrer degradação (LANCHAS, 1999).

As camadas de revestimento que empregam o *SMA* geralmente variam entre 1,5 a 7,0cm de espessura, a depender da faixa granulométrica (BERNUCCI *et al.*, 2007). Entretanto, segundo MOURÃO (2003), não é recomendada a utilização de *SMA* em espessuras muito superiores a 4,0cm devido à maior probabilidade de formação de deformações permanentes. Caso utilize-se o *SMA* como camada de reabilitação, visando apenas melhorias no desempenho funcional (conforto e segurança) do pavimento

existente, empregam-se camadas delgadas, com espessura em torno de 2,0cm (BELIGNI *et al.*, 2000).

Desde que foi introduzido nos Estados Unidos, em 1991, o SMA provou ser uma mistura resistente às deformações permanentes. Tradicionalmente, eram utilizadas camadas com misturas de TMN de 19,0 ou 12,5mm. (XIE *et al.*, 2003; COOLEY JR e BROWN, 2003). Contudo, em 1997, o Centro Nacional de Tecnologia de Asfalto daquele país (*National Center for Asphalt Technology – NCAT*) iniciou um estudo que avaliou o desempenho de 140 projetos de SMAs por todo o país. Desse total, apenas 6 não tinham TMN igual a 19,0 ou 12,5mm (5 projetos no estado de *Wisconsin* e 1 em *Illinois* – todos com TMN de 9,5mm). A avaliação estrutural desses 6 trechos revelou que, apesar do pequeno TMN, as camadas apresentavam deformações permanentes insignificantes – menores que 4mm.



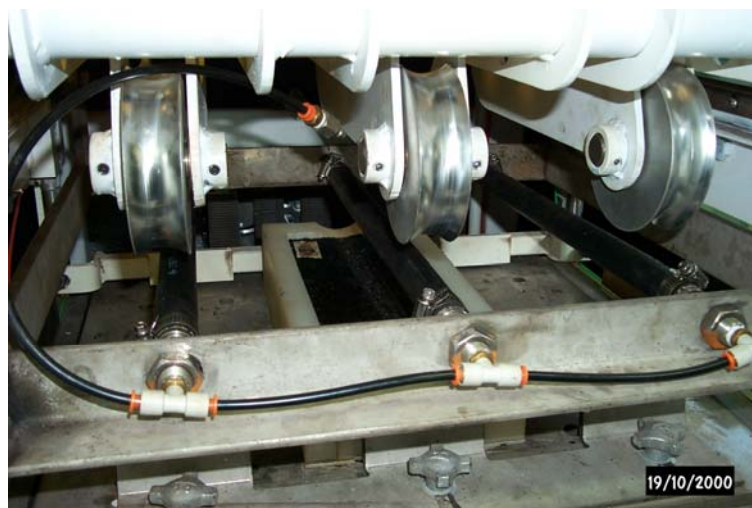
Figura 2.6: Aplicação de camada de SMA em rodovia de Maryland – EUA

(Fonte: USDOT, 2007)

O sucesso dos projetos que empregaram camadas com SMAs de 9,5mm indicavam que misturas com pequeno TMN podiam ser projetadas para resistirem a deformações permanentes. Em 1999, o *NCAT* concluiu o estudo iniciado 2 anos antes, o qual, além de ter desenvolvido critérios de projeto para misturas SMA, abrangeu exigências quanto a granulometrias de misturas com TMN que variassem de 25,0 a

4,75mm. A partir de então, vários estudos referentes a *SMA*s com pequeno TMN, especialmente os de 4,75mm, têm sido conduzido nos Estados Unidos, estimulados – como explicam COOLEY JR *et al.* (2004) – pela diminuição de financiamentos em manutenção/reabilitação naquele país, tornando muitas agências de transporte interessadas no uso de misturas com pequenos TMN em seus projetos de manutenção preventiva.

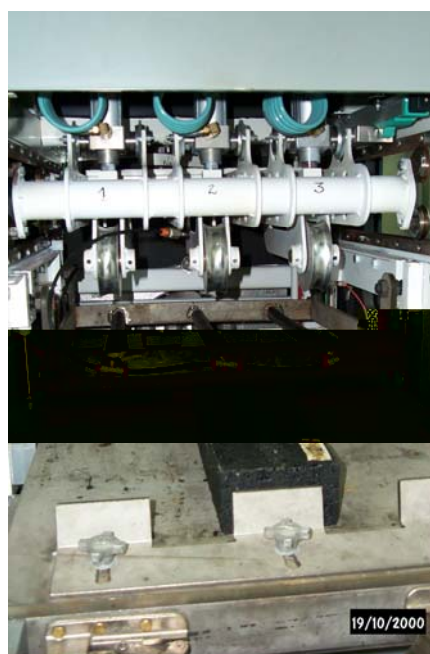
A exemplo do estudo pioneiro realizado pelo *NCAT*, COOLEY JR *et al.* (2002) conduziram uma pesquisa objetivando desenvolver critérios de projeto para *SMA*s com TMN de 4,75mm. No trabalho, os critérios em questão foram: limites de granulometria e requisitos volumétricos (volume de vazios – V_v , vazios no agregado mineral – VAM, vazios com betume – VCB e proporção de finos *versus* percentual de ligante). Os autores recomendam as peneiras 1,18 e 0,075mm como pontos de controle, como limites de 30,0 a 54,0% e 6,0 a 12,0%, respectivamente para os referidos pontos; recomendam V_v de 4,0% para o teor de projeto, além de um limite mínimo de 16,0% para o VAM. Para misturas projetadas com 75 giros, deve-se adotar um VAM máximo de 18,0% a fim de prevenir excesso de ligante no teor ótimo. Para misturas (pa.,tadas com)8ltreadaá os



(a)



(b)



(c)

Figura 2.7: Equipamento *Asphalt Pavement Analyser* (Petrobras Distribuidora – BR):
 (a) Amostra em posição de ensaio, (b) detalhe do molde e (c) detalhe do corpo-de-prova

No estudo realizado por XIE *et al.* (2003) foram projetadas misturas de 4,75mm de TMN, com 4,0 e com 6,0% de volume de vazios (Vv). Segundo os autores, há uma preocupação com relação à tendência de haver elevado teor ótimo de CAP nesse tipo de mistura, provocado pela elevada área superficial da granulometria bem como por vazios no agregado mineral (VAM) potencialmente altos. Para combater esse potencial problema, os autores afirmam que as misturas podem ser projetadas com Vv acima dos 4,0%, preservando, contudo, as características necessárias a um desempenho

satisfatório. Os resultados desse estudo mostraram que as misturas dosadas com 6,0% de Vv apresentaram menores deformações que as misturas com 4,0%. Os autores justificam os resultados argumentando que, sob o mesmo esforço de compactação, um maior Vv resultou em menores teores de ligante e conseqüentemente em um mástique mais rígido; e concluem afirmando que misturas 4,75mm tendem a ser projetadas com Vv acima de 4,0% para que se evite o elevado consumo de ligante, o que por sua vez torna a mistura menos susceptível a deformações permanentes.

WILLIAMS (2006) estudou misturas SMA 4,75mm objetivando avaliar os benefícios e impactos associados à implementação dessas misturas em rodovias do estado do Arkansas, nos Estados Unidos. Foram utilizados 3 tipos de agregados: calcário, arenito e sienito (*limestone, sandstone e syenite*). Para cada tipo, 6 misturas foram projetadas, variando-se o volume de vazios (4,5 e 6,0%) e as energias de compactação ($N_{projeto} = 50, 75$ e 100 giros). Tentou-se determinar quais os mais vantajosos parâmetros de projeto com relação a permeabilidade, deformação permanente e desagregação (*stripping*). Os resultados indicaram que misturas 4,75mm podem ser projetadas com sucesso utilizando-se os agregados empregados. Obtiveram os melhores desempenhos, quanto às deformações permanentes e ao arrancamento, as misturas de baixo e médio volume (100 e 75 giros) quando projetadas com 6,0% de Vv e as de elevado volume (50 giros) quando projetadas com 4,5% de Vv. Ainda quanto a esses dois defeitos em questão, as misturas 4,75mm apresentaram resistência similar e às vezes melhor quando comparadas às misturas 12,5mm. As misturas 4,75mm apresentaram permeabilidade muito baixa, mostrando-se uma excelente solução como misturas selantes em superfícies susceptíveis a problemas de permeabilidade.

2.2.2.1. Dosagem de Misturas SMA

O procedimento de dosagem de misturas SMA contém algumas particularidades em relação aos métodos tradicionalmente adotados para as misturas contínuas. As etapas necessárias para a dosagem desse tipo de mistura resumem-se como segue (AASHTO PP41-01):

- Seleção dos materiais;

- Seleção da graduação ótima;
- Determinação do teor de projeto do ligante asfáltico;
- Avaliação da mistura quanto à susceptibilidade à umidade;
- Avaliação da mistura quanto à susceptibilidade à segregação.

Após a seleção dos materiais, a norma sugere a seleção de três granulometrias-teste, onde uma passe pelo limite superior da faixa, uma pelo limite inferior e a terceira no meio das duas anteriores. Deve ser atribuído um teor-teste de lig

Associação Brasileira de Engenharia

2.3. OUTROS TIPOS DE MISTURAS NÃO CONVENCIONAIS

No presente item, achou-se oportuno apresentar outros dois tipos de misturas julgadas relevantes diante da abordagem deste trabalho, por possuírem algumas características em comum com as misturas SMA.

2.3.1. Misturas Asfálticas Abertas

As misturas asfálticas abertas foram idealizadas com a finalidade de se construir camadas de rolamento capazes de proporcionar um maior atrito entre o pneu dos veículos e o pavimento em dias de chuva, surgindo daí a denominação brasileira para esse tipo de mistura: Camada Porosa de Atrito – ou CPA. Possuem volume de vazios que giram em torno de 20,0% e são projetadas de modo a aumentar a rugosidade da superfície de rolamento, reduzindo a espessura da lâmina d'água na mesma e evitando a aquaplanagem. É importante lembrar que a camada inferior à CPA deve ser necessariamente impermeável para evitar a entrada de água no interior da estrutura do pavimento (PINHEIRO, 2004; BERNUCCI *et al.*, 2007).



Figura 2.8: Textura superficial de um revestimento do tipo CPA

De acordo com BERNUCCI *et al.* (2007), as misturas abertas (ou drenantes) caracterizam-se por possuírem uma curva granulométrica uniforme, com agregados quase exclusivamente de um mesmo tamanho – sendo, portanto, de graduação descontínua – de forma a proporcionar um esqueleto mineral com muitos vazios interconectados. O objetivo é conceber uma mistura com elevado V_v – o que é

acentuado pela insuficiência de finos (% passante na peneira N° 200 – 0,075mm) – possibilitando a infiltração de água através da mistura.

Nos Estados Unidos, as misturas drenantes foram implementadas na década de 1950, recebendo o nome de *Open-Graded Friction Courses* – *OGFC* (KANDHAL e MALLICK, 1998; MALLICK *et al.*, 2000; WATSON *et al.*, 2003). Na Europa, esse tipo de mistura destacou-se na França na década de 1980, como explicado em mais detalhes no *item 2.3.2*. Como exemplos de utilização da camada porosa de atrito no Brasil, BERNUCCI *et al.* (2007) destacam: (i) aplicação na pista principal do Aeroporto Santos Dumont em 1999, com renovação em 2003; (ii) recapeamento na Rodovia dos Imigrantes, ligando São Paulo a Santos, em 1998; (iii) restauração de trecho na Rodovia Presidente Dutra em 1998.

Apesar de as misturas abertas serem utilizadas nos Estados Unidos desde a década de 1950, as experiências com esse tipo de mistura variaram muito naquele país. Enquanto muitos estados obtiveram bom desempenho, outros aboliram o uso de *OGFC* devido a desempenhos insatisfatórios (KANDHAL e MALLICK, 1998; MALLICK *et al.*, 2000). Com o objetivo de coletar informações acerca de vários aspectos sobre o emprego de *OGFC* nos diferentes estados, KANDHAL e MALLICK (1998) conduziram um estudo em que, através de questionários enviados às agências rodoviárias de 50 estados (desses, 43 responderam), coletaram dados referentes a procedimentos de projeto e construção.

No trabalho, esses pesquisadores verificaram que, embora as experiências tenham variado muito, metade dos estados avaliados teve boa experiência. Mais de 70,0% dos estados obtiveram vida de serviço de 8 anos ou mais. A grande maioria dos estados com experiência positiva utilizava asfaltos modificados por polímeros. Além disso, as granulometrias adotadas por esses estados tendem a possuir maior TMN comparadas às utilizadas por estados com experiência negativa. Os autores finalizam chamando atenção para a necessidade de se aprimorar os procedimentos de projetos para essas misturas.

Seguindo essas recomendações, MALLICK *et al.* (2000) conduziram um estudo que objetivou avaliar em laboratório o desempenho de *OGFC* com diferentes granulometrias e tipos de aditivos no intuito de recomendar um procedimento eficiente para projetos de misturas drenantes. Avaliaram-se escoamento, permeabilidade, desgaste Cântabro, deformação permanente e susceptibilidade à umidade. Os resultados dessa pesquisa mostraram que granulometrias mais grossas de *OGFC* proporcionam melhor desempenho aos pavimentos que as empregam. Granulometrias com porcentagem de material passante na peneira N° 4 em torno de 15% tiveram desempenho bem superiores comparadas a granulometrias mais finas. O uso de polímeros e/ou fibras mostrou-se adequado a esse tipo de misturas.

Após o estudo de MALLICK *et al.* (2000), as recomendações propostas foram adotadas pelo *NCAT*. Entretanto, o trabalho envolveu apenas um tipo de agregado (granítico). Com o intuito de aprimorar os métodos de projeto para misturas abertas, tentando torná-los aplicáveis para outros tipos de agregados utilizados nos Estados Unidos, o *NCAT* encorajou novas pesquisas, como a de WATSON *et al.* (2003). Nesse estudo, apontaram-se algumas questões que os autores julgaram merecer atenção. Uma delas foi a necessidade de a tecnologia *Superpave* – em especial, o uso do compactador giratório – ser incorporada às metodologias de projeto de misturas drenantes.

No estudo de WATSON *et al.* (2003), foi apontada a necessidade de se adaptar o ensaio de desgaste Cântabro a amostras preparadas pelo *SGC*, bem como aos parâmetros de desempenho até então estabelecidos. Avaliou-se a aplicabilidade do ensaio de escoamento – inicialmente desenvolvido para misturas *SMA* – em misturas drenantes. Os autores observaram ainda a necessidade de se estudar um método mais eficaz para a avaliação de critérios para volume de vazios nessas misturas. Entre as conclusões do estudo destacam-se: (i) agregados de misturas compactadas pelo *SGC* são menos susceptíveis a quebrarem, comparando-se com misturas compactadas pelo soquete *Marshall* e (ii) o ensaio de desgaste Cântabro apresentou-se como um bom método para se avaliar a durabilidade de misturas abertas, necessitando-se de ajustes com relação aos parâmetros de máxima perda de massa. Ainda com relação à avaliação de durabilidade das misturas pelo ensaio de desgaste Cântabro, os resultados sugerem

haver uma relação entre o intertravamento da granulometria das misturas e suas respectivas suscetibilidades ao desgaste.

2.3.2. Misturas Asfálticas Delgadas

Em meados da década de 1960, a França passou por um rigoroso inverno, que acarretou na destruição de grande parte da malha rodoviária daquele país. O fato revelou o estado de sub-dimensionamento da malha frente a um crescente aumento do volume de tráfego pesado. Diante do problema, iniciou-se um programa de reconstrução e de reforço estrutural dos pavimentos de tráfego pesado utilizando-se misturas denominadas *Béton Bitumineux Semi-grenu – BBSG* (Misturas Betuminosas Semi-graúdas). Caracterizados por possuírem uma espessura entre 6,0 e 10,0cm, os revestimentos que empregassem essas misturas deveriam assegurar uma boa resistência mecânica, aliviando a camada de base dos efeitos de esforços cisalhantes e limitando a degradação por fadiga, além de resistir a deformações permanentes e contribuir para a impermeabilização do pavimento (BROSSEAUD, 2006).

Passado o período de reforço – a partir da segunda metade da década de 1970 – a preocupação passou a ser a manutenção das rodovias, em especial aquelas nas quais a utilização das misturas *BBSG* mostrou-se inadequada à reabilitação de superfícies que ainda conservavam um bom estado estrutural. A necessidade de camadas de revestimento bem compactadas e com elevada rugosidade, capazes de oferecer aderência e proporcionar uma impermeabilização ao pavimento, estimulou o desenvolvimento e utilização de misturas delgadas com granulometrias descontínuas: os Concretos Asfálticos Delgados (ou *Béton Bitumineux Mince – BBM*). Contudo, conforme BROSSEAUD (2006) comenta, não se esperava que essas misturas delgadas reforçassem o pavimento, a não ser em rodovias de tráfego leve. Além disso, sua espessura de 3,5 a 4,0cm foi considerada excessiva quando se tratava apenas do rejuvenescimento das características de superfície, geralmente devido à falta de aderência.

Diante do crescimento progressivo do tráfego de veículos pesados, os concretos asfálticos empregados, fossem espessos ou delgados, revelaram-se insuficientes em

rodovias com tráfego pesado no sentido de manter uma boa macrotextura favorável à aderência e ao perfil transversal, deixando de garantir conforto e segurança. A partir desta constatação originou-se, em meados da década de 1980, o conceito de *diferenciação de função das camadas* do pavimento, onde a camada de revestimento não teria função estrutural, limitando-se às funções de conforto e segurança. Baseados nesse novo conceito surgiram os Concretos Asfálticos Muito Delgados (ou *Béton Bitumineux Très Mince – BBTM*). Aplicáveis em camadas de 2,5cm (*BBTM 0/10*) ou 2,0cm (*BBTM 0/6*), em média, essas misturas caracterizam-se por possuírem distribuições granulométricas descontínuas e empregarem ligantes modificados por polímeros e/ou fibras (BROSSEAUD, 2006).

De acordo com a norma EN 13108-2 (2003) as misturas asfálticas para camadas muito finas (*Asphalt Concrete for Very Thin Layers – ACVTL* ou *Béton Bitumineux Très Mince – BBTM*) são materiais destinados a camadas com espessuras que variam de 2,0 a 3,0cm e cujos agregados constituem essencialmente uma granulometria descontínua para que formem um contato brita a brita, proporcionando uma superfície de textura aberta. Podem ser utilizadas para a maioria dos tipos de tráfego e na maioria das condições climáticas.

Na mesma época em que surgiu o *BBTM*, desenvolveram-se os Concretos Asfálticos Drenantes (ou *Béton Bitumineux Drainants – BBDr*), tendo como características: (i) boas propriedades acústicas quando novos e (ii) a capacidade de aumentar a aderência pneu/pavimento pela diminuição do *spray* de água, reduzindo o risco de hidroplanagem. Ao mesmo tempo, as técnicas dos revestimentos muito delgados com menor diâmetro máximo nominal começam a despertar interesse, já que unem os efeitos de uma macrotextura apropriada e uma forte microtextura, gerando níveis reduzidos de ruído. Nesse contexto, uma empresa rodoviária, cuja iniciativa foi rapidamente seguida por tantas outras, propôs no fim dos anos 80 o Concreto Asfáltico Ultra Delgado (ou *Béton Bitumineux Ultra Mince – BBUM*), chegando ao extremo do desenvolvimento das misturas asfálticas a quente. Executado em camadas de 1,0 a 1,5cm (graduações 0/10 ou 0/6), o *BBUM* representa um revestimento intermediário entre um concreto asfáltico e um tratamento superficial.

2.4. INTERTRAVAMENTO DO ESQUELETO MINERAL E DEFORMAÇÕES PERMANENTES EM MISTURAS ASFÁLTICAS

ROBERTS *et al.* (1996) destacam a importância do papel desempenhado pela granulometria em uma mistura, sendo determinante em praticamente todas as propriedades importantes, como trabalhabilidade, durabilidade, estabilidade, permeabilidade, resistência à umidade, aderência, rigidez e vida de fadiga. Na maioria das misturas, como comenta PINHEIRO (2004), objetiva-se uma distribuição dos agregados onde eles se acomodem suficientemente de forma a proporcionar o intertravamento do esqueleto mineral.

Em misturas asfálticas, a granulometria dos agregados influi bastante na susceptibilidade destas em apresentarem deformações permanentes (KANDHAL e MALLICK, 2001). Comparando-se CA e SMA, por exemplo, ROBERTS *et al.* (1996) afirmam que a principal diferença entre o desempenho de ambos em relação às deformações permanentes deve-se ao fato de que naquele os agregados miúdos são os responsáveis pela resistência às forças aplicadas, enquanto que no outro são os agregados graúdos que oferecem resistência. Acredita-se que o tamanho máximo (TM) dos agregados tenha uma significativa influência no potencial de deformação das misturas, sendo os de maior TM capazes de oferecer mais resistência (KANDHAL e MALLICK, 2001).

KIM *et al.* (2006) explicam a função do mecanismo de intertravamento nas misturas asfálticas. Segundo estes autores, quando uma mistura está submetida à tração, o mecanismo que governa o seu comportamento constitutivo é a propriedade viscoelástica do ligante – na prática, sua capacidade de fluir e susceptibilidade a sofrer fratura. No entanto, quando submetida à compressão, é consenso que o intertravamento entre as partículas dos agregados é um fator que influencia diretamente o comportamento das misturas. A influência do intertravamento aumenta na medida em que a viscosidade do ligante diminui, fato que acontece quando a temperatura do pavimento aumenta e/ou a taxa de carregamento diminui. E finalizam afirmando que a principal característica do intertravamento é que este se torna mais significativo e

efetivo na medida em que as deformações aumentam e se acomodam. A partir daí, com carregamentos ainda maiores, as partículas tenderão a deslizar.

Diversos autores, segundo VASCONCELOS (2004), citam a importância de assegurar-se um limite para o material passante na peneira N° 4 (4,75mm) para que o intertravamento entre os agregados seja garantido. O valor de 30,0% foi definido como o limite máximo para material passante na referida peneira, visto que esse percentual é considerado o ponto no qual os vazios no agregado mineral (VAM) começam a aumentar. Esta seria, portanto, a condição necessária para que ocorra intertravamento entre os agregados de uma mistura (BROWN *et al.*, 1997a *apud* VASCONCELOS, 2004). Entretanto, VASCONCELOS (2004) comenta que houve estudos – como o de BROWN *et al.* (1997b) – em que o limite de 30,0% foi ultrapassado.

HAND *et al.* (2001) estudaram a influência de várias graduações no desempenho de concretos asfálticos quanto às deformações em ensaios com simuladores de tráfego. Para isso, foram projetadas 21 misturas empregando uma variedade de tipos de agregados, tamanho máximo nominal (TMN) e granulometrias comumente usadas nos Estados Unidos. Os resultados dos testes mostraram que é possível obter resultados satisfatórios utilizando-se curvas granulométricas passando acima, através e abaixo da zona de restrição (ZR). Alguns testes realizados em simulador de laboratório sugeriram que as curvas passando acima e através da ZR oferecem ligeiramente uma melhor resistência à deformação frente à curva que passa abaixo da ZR. Entretanto, os resultados com um simulador em maior escala não revelou nenhuma tendência clara de desempenho em relação às granulometrias no que se refere à zona de restrição. Isso contribui, na visão dos referidos autores, para que seja recomendada a eliminação da adoção da ZR do procedimento *Superpave*. Quanto aos TMNs utilizados (19,0 e 9,5mm), não houve diferença significativa no desempenho das misturas.

KANDHAL e MALLICK (2001) avaliaram o efeito de três diferentes granulometrias no potencial de deformação de concretos asfálticos: (i) uma curva passando acima da zona de restrição, (ii) uma curva passando através da ZR, próxima à linha de densidade máxima e (iii) uma curva passando abaixo da ZR. Foram utilizados três tipos de agregados: granítico, calcário e cascalho. As misturas foram ensaiadas no

Asphalt Pavement Analyser – APA e pelo *Superpave Shear Test – SST*. Os resultados mostraram uma clara diferença entre as deformações das misturas com granulometrias acima, através e abaixo da zona de restrição para os três tipos de agregados utilizados. Nas misturas com agregados graníticos e calcários, as granulometrias que passaram pela ZR ofereceram maior resistência às deformações. Já as granulometrias que passaram abaixo da ZR ofereceram a pior resistência. Nas misturas com agregados do tipo pedregulho, o melhor desempenho foi das misturas cujas graduações passaram abaixo da ZR, já o pior, o das misturas cujas graduações passaram acima da ZR. Os autores concluem que as granulometrias que violam a zona de restrição não necessariamente oferecem menos resistência às deformações comparando-se com granulometrias em conformidade com a ZR.

2.5. CONSIDERAÇÕES SOBRE AS PROPRIEDADES DOS AGREGADOS NAS MISTURAS ASFÁLTICAS

Investigando as características físicas dos agregados, alguns pesquisadores distinguiram diferentes aspectos que constituem a geometria desses materiais, concluindo que a geometria de uma determinada partícula pode ser completamente descrita com base em três propriedades independentes: *forma*, *angularidade* e *textura* (Figura 2.9). Denominam-se *forma* as variações nas proporções da partícula. A *Angularidade* é dada pelas variações sobrepostas à forma, nos contornos da partícula. A *Textura* é representada pelas irregularidades na superfície da partícula, em escala muito pequena, de forma a não influenciar as duas primeiras propriedades em suas totalidades (AL-ROUSAN, 2004; MASAD *et al.*, 2005).

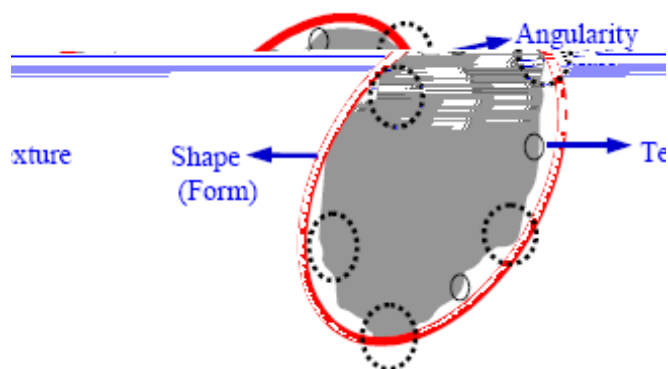


Figura 2.9: Componentes das propriedades geométricas do agregado:

Forma (*Shape*), angularidade (*angularity*) e textura (*texture*)

(Fonte: AL-ROUSAN, 2004; MASAD *et al.*, 2005)

Vários pesquisadores propuseram-se a estudar o papel das propriedades geométricas dos agregados com relação ao desempenho das misturas asfálticas, especialmente quanto à resistência ao trincamento por fadiga e às deformações plásticas. Nesses experimentos, o foco dos estudos foi a influência do agregado miúdo, do agregado graúdo ou da combinação de ambos no desempenho das misturas (MASAD *et al.*, 2005).

Algumas pesquisas apontam que a presença de irregularidades nos agregados aumenta a resistência das misturas às deformações permanentes, influenciando também a resistência das mesmas ao trincamento por fadiga. Em geral, agregados angulares, que aumentam a rigidez das misturas, são recomendados para revestimentos espessos, enquanto agregados com angularidade mais suave, que reduzem a rigidez da mistura, são indicados a revestimentos delgados, no intuito de promover resistência à fadiga. As irregularidades têm ainda a capacidade de aumentar a ligação entre a superfície do agregado e o filme de ligante, tornando a mistura menos susceptível a problemas como o *stripping* – desagregação da mistura e conseqüente arrancamento de pedaços do revestimento (MASAD *et al.*, 2005).

Ainda segundo MASAD *et al.* (2005), a literatura aponta para o efeito de agregados achatados e alongados, que afetam negativamente a durabilidade das misturas, na medida em que estão sujeitos a quebrarem durante os processos de

usinagem e compactação. Também chamam a atenção para alguns estudos recentes que, utilizando técnicas de análise de imagens, enfatizaram a significativa influência da textura dos agregados no desempenho de misturas.

Em estudo sobre a influência da forma dos agregados na estabilidade de misturas asfálticas, HERRIN e GOETZ (1954) relatam que a resistência de misturas asfálticas abertas (*open graded*) aumentou significativamente com o aumento da porcentagem de agregados processados (conseqüentemente mais angulares) na fração graúda da granulometria dessas misturas.

Considerando que as propriedades físicas, químicas e mecânicas dos agregados interagem entre si, é possível observar em vários estudos – como reforçam MASAD *et al.* (2005) – uma dificuldade em se distinguir as influências específicas de cada propriedade no desempenho das misturas. A maioria dos ensaios apresentados na literatura, segundo eles, não fazem distinção entre o efeito da angularidade do da textura. Por esse motivo, no referido estudo, os autores empregam o termo *irregularidade* para se referirem ao efeito combinado entre essas duas propriedades.

CASTELO BRANCO *et al.* (2007) apontam algumas desvantagens de métodos tradicionalmente empregados para a caracterização de agregados: realizam medidas de maneira indireta, apresentam resultados combinados de duas ou mais propriedades, além de serem realizados por meio de ensaios dispendiosos e/ou incompletos, que não caracterizam as três propriedades com um único equipamento. Em seu trabalho, os autores empregaram o método denominado *Aggregate Imaging System (AIMS)* para caracterizar três tipos de agregados (uma brita convencional e duas amostras de escória) quanto à forma, angularidade e textura. Segundo eles, foi constatada a grande versatilidade da técnica e sua potencialidade para analisar com muita rapidez características importantes dos agregados.

Segundo AL ROUSAN (2004) e MASAD *et al.* (2005), os métodos atualmente utilizados para aferir tais características apresentam muitas limitações; são trabalhosos, subjetivos, possuem pouca relação direta com parâmetros de desempenho, além de serem limitados na habilidade de separar o efeito da angularidade do da textura. Os

autores chamam atenção para a importância de se desenvolverem ensaios capazes de quantificar cada característica do agregado separadamente, ao invés do efeito da interação entre elas.

2.6. A IMPORTÂNCIA DA ADESÃO E DA COESÃO NAS MISTURAS ASFÁLTICAS

Em misturas asfálticas, a adesividade entre betume e agregado é efetivada devido a duas características: a capacidade do ligante de envolver o agregado e a habilidade deste, por sua vez, de promover a aderência do ligante à sua superfície. A primeira propriedade é conhecida como adesividade ativa e a segunda como adesividade passiva. A aderência entre o agregado mineral e o cimento asfáltico depende do estreito contato entre os dois materiais e da atração de suas superfícies (LYTTON, 2004).

Em misturas asfálticas, a perda de adesão entre agregado e ligante está comumente relacionada a três fatores: (i) a incompatibilidade entre a constituição mineralógica do agregado e a constituição físico-química do material betuminoso, (ii) a ocorrência de umidade e (iii) a presença de sujeira e finos na superfície do agregado. Essa perda de adesão do ligante asfáltico com a superfície do agregado (fratura adesiva) bem como a fratura do próprio filme de ligante (fratura coesiva), quer seja na presença de água ou não, é a origem de muitos tipos de defeitos em pavimentos, incluindo trincamento por fadiga, deformação permanente e dano por umidade (LYTTON, 2004).

De acordo com a natureza dos minerais que os constituem, os agregados são conhecidos como ácidos quando têm elevados teores de sílica, ou como básicos quando de natureza calcária. Quanto à compatibilidade, os agregados básicos apresentam de forma geral melhor adesividade com betume do que os agregados ácidos. A compatibilidade interfere tanto na adesividade ativa quanto na passiva. Uma boa compatibilidade entre agregado e ligante é importante para que haja uma adesividade capaz de manter o material unido ao longo da vida útil do pavimento (LYTTON, 2004).

Em geral, os agregados apresentam comportamento hidrófilo, ou seja, têm afinidade pela água. Isso significa que eles são facilmente recobertos pela água. O

betume por sua vez é hidrófobo, ou seja, não tem atração pela água. O uso de agregados molhados na construção do revestimento pode, pois, dificultar o surgimento e a manutenção de uma união eficiente entre agregado e ligante. A água tende a criar uma película em torno do agregado, inibindo a boa adesão deste ao ligante. Assim, mesmo que o ligante envolvesse o agregado, não ocorreria aderência entre eles, a menos que o primeiro deslocasse a película de água. Neste caso, o asfalto e o agregado precisariam ter uma boa adesividade ativa, sendo o ligante capaz de deslocar a água livre na superfície dos agregados. Essa boa adesividade ativa geralmente é obtida em emulsões e em cimentos asfálticos com uso de melhoradores de adesividade.

MAREK e HERRIN (1968) apontam que a fratura adesiva ocorre quando o filme de mástique (ligante e finos) é delgado, e se transforma em fratura coesiva (Figura 2.10) na medida em que o filme de mástique se torna espesso. Entretanto, segundo LYTTON (2004), a explicação do mecanismo através do qual essa transição do tipo de fratura ocorre tem sido especulada por décadas desde o estudo realizado por *Marek e Herrin*.

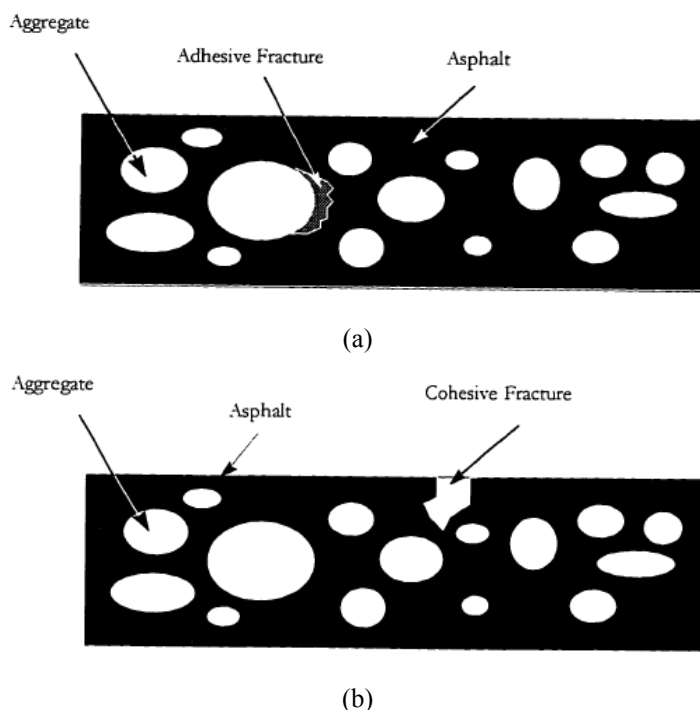


Figura 2.10: (a) Fratura adesiva; (b) fratura coesiva (ELPHINGSTONE JR, 1997)

Atualmente, considera-se a teoria de que o surgimento de trincas, tanto de origem adesiva quanto coesiva, segue o princípio fundamental de fratura em materiais viscoelásticos desenvolvido por SCHAPERLY (1984) e o princípio fundamental de regeneração (*healing*) – ou recuperação de trincas – em materiais viscoelásticos, desenvolvido por SCHAPERLY (1988) e LYTTON *et al.* (1998). Segundo os princípios, o crescimento de trincas em misturas asfálticas é determinado pela diferença entre a proporção de fratura e a proporção de *healing*, esta podendo ser considerada como anti-fratura (LYTTON, 2004).

A teoria da energia de superfície considera a existência de forças intermoleculares na interface entre ligante e agregado. A magnitude dessas forças está relacionada a propriedades termodinâmicas dos materiais em questão. Nessa teoria, a propriedade considerada é conhecida como energia livre de superfície (ou *surface free energy*), sendo definida como o trabalho reversível necessário para que seja criada uma unidade de área de uma nova superfície (VASCONCELOS *et al.*, 2008).

De forma bastante esclarecedora, CHENG (2002) explica que os mecanismos de adesão e coesão estão diretamente relacionados às energias de superfície presentes no sistema ligante-agregado. Cheng expõe o efeito dual que as variações termodinâmicas, que inevitavelmente ocorrem no sistema ligante-agregado, provocam nos concretos asfálticos. A influência negativa de tais alterações, com relação às energias de adesão e de coesão, está respectivamente relacionada ao descolamento da interface asfalto-agregado e às trincas que podem ocorrer no mástique. Já a influência positiva está relacionada a essas mesmas alterações termodinâmicas como estas sendo condição necessária para que ocorra o fenômeno de auto-regeneração – o chamado *healing* –, quer seja entre as superfícies de asfalto e agregado, quer seja no mástique.

Com relação às deformações permanentes, embora em seu estágio inicial resultem da fluência do ligante sob cargas de tráfego, em seu estágio final, após a mistura asfáltica ter sido duramente solicitada sob repetidas cargas, há um aumento de deformação que se dá devido à formação e ao crescimento de microtrincas. O crescimento dessas microtrincas se deve em parte à fratura adesiva (LYTTON, 2004).

No que se refere ao dano por umidade, este depende da interação entre agregado, ligante e água. As forças de adesão e coesão em uma mistura asfáltica, seja na presença de água ou não, podem ser calculadas usando-se a teoria das energias de superfície e ângulos de contato, desenvolvida por GOOD e VAN OSS (1992). O dano por umidade em uma mistura ocorre em função da saturação pela água e da exposição a cargas repetidas. O mecanismo do dano evidencia a maior atração que a água tem, em comparação com a atração que o ligante tem, pela superfície dos agregados (LYTTON, 2004).

A habilidade de se prever a ocorrência de fratura adesiva e de regeneração na mistura depende de uma teoria confiável e de ensaios capazes de medir propriedades relevantes de agregados e de ligantes, tanto no que se refere a propriedades químicas quanto físicas. Esses dois tipos de propriedades são abordados nos princípios fundamentais de fratura e regeneração de materiais viscoelásticos. Percebe-se, assim, que o fenômeno em questão está relacionado com os mais consideráveis tipos de defeitos em pavimentos. Além disso, desde há algumas décadas, os fenômenos relacionados à perda de adesão e coesão em misturas ainda não são claramente compreendidos (LYTTON, 2004).

CAPÍTULO 3

OBTENÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Neste capítulo, apresenta-se a metodologia utilizada desde a coleta do material empregado na confecção dos corpos de prova usados na pesquisa até a caracterização desses materiais.

3.1. LIGANTE ASFÁLTICO

O CAP utilizado na presente pesquisa é oriundo do petróleo Fazenda Alegre, no estado do Espírito Santo, e foi fornecido pela refinaria Lubrificantes do Nordeste (Lubnor/Petrobras). É classificado por penetração como um CAP 50/70, atendendo às especificações (Tabela 3.1) da Agência Nacional do Petróleo (ANP, 2005), exceto para o valor de penetração e de viscosidade *Brookfield* a 177°C (Tabela 3.2).

Tabela 3.1: Especificações para o CAP 50/70 (ANP, 2005)

Características	Unidade	Valores	Métodos	
			ABNT	ASTM
Penetração (100g, 5s, 25°C)	dmm	50 - 70	NBR 6576	D 5
Ponto de Amolecimento, mín.	°C	46	NBR 6560	D 36
Viscosidade Saybolt-Furol				
a 135°C, mín.	141	s	NBR 5847	E 102
a 150°C, mín.	50			
a 177°C	15 - 60			
<i>ou</i>				
Viscosidade <i>Brookfield</i>				
a 135°C, mín.	274	cP	MB 37	D 4402
a 150°C, mín.	112			
a 177°C	28 - 114			
Índice de Susceptibilidade Térmica	(-1,5) a (0,7)			
Ponto de Fulgor, mín.	°C	235	NBR 11341	D 92
Solubilidade em Tricloroetileno, mín.	% massa	99,5	NBR 14855	D 2042
Ductilidade a 25°C, mín.	cm	60	NBR 6293	D 103
Efeito do Calor e do Ar (RTFOT) a 163°C, 85 minutos				
Variação em Massa, máx.	%	0,5	MB 37	D 2872
Ductilidade a 25°C, mín.	cm	20	NBR 6293	D 113
Aumento do P. de amolecimento, máx.	°C	8	NBR 6560	D 36
Penetração Retida, mín.	%	55	NBR 6576	D 5

A Tabela 3.2 traz as características do CAP 50/70, determinadas no laboratório da Lubnor/Petrobras.

Tabela 3.2: Características do CAP 50/70

Características	Valores	Unidades	Método
Penetração (dmm)	49	dmm	ASTM D 5
RTFOT - Penetração Retida	69	%	ASTM D 5
RTFOT - Variação em % de massa	0,046		ASTM D 2872
Ductilidade a 25°C	> 150	cm	ASTM D 113
RTFOT - Ductilidade a 25°C	> 150		ASTM D 113
Ponto de Amolecimento	55,6	°C	ASTM D 36
RTFOT - Aumento do Ponto de Amolecimento	3,6		ASTM D 36
Viscosidade Brookfield a 135°C - 20rpm - SP 21	790		ASTM D 4402
Viscosidade Brookfield a 150°C - SP 21	362	cP	ASTM D 4402
Viscosidade Brookfield a 177°C - SP 21	118		ASTM D 4402
Índice de Susceptibilidade Térmica	0,1		X 018
Solubilidade em tricloroetileno	100,0	% massa	ASTM D 2042
Viscosidade Saybolt Furol a 135°C	383	s	ASTM E 102

3.2. AGREGADOS

Os agregados utilizados nesta pesquisa foram coletados na pedreira *Itaitinga* (Figura 3.1), localizada no município de mesmo nome, distante 30km da capital do Estado, Fortaleza, tendo sido convenientemente fracionados de modo a compor a curva granulométrica desejada para as misturas investigadas. Foi utilizado como agregado graúdo a brita ¾” e como agregado miúdo o pó de pedra, ambos de natureza granítica oriundos da referida pedreira. Como material de enchimento (fíler natural) utilizou-se a fração do pó de pedra passante na peneira N° 200 (0,075mm).



Figura 3.1: Vista da Pedreira Itaitinga

A caracterização dos agregados seguiu os procedimentos convencionais preconizados pelo Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes (DNIT), além de alguns testes das especificações *Superpave*.

De acordo com as especificações nacionais, foram realizados para a brita $\frac{3}{4}$ ” os ensaios de granulometria por peneiramento (DNER-ME 083/98), abrasão *Los Angeles* (DNER-ME 035/98), e ensaio de adesividade (DNER-ME 078/94). Neste último obteve-se resultado satisfatório, conforme ilustrado na Figura 3.2. Para o ensaio de abrasão *Los Angeles* obteve-se resultado de 47,0%, valor acima do permitido segundo o DNER-ES 313/97. Porém, a mesma norma admite valores superiores no caso do material já ter apresentado desempenho satisfatório em utilização anterior. Como comentam BERNUCCI *et al.* (2007), há casos de sucesso em projetos de *SMA*s com agregados britados cuja abrasão excedeu 50%. Assim, manteve-se o agregado selecionado, visto que o mesmo é utilizado em várias obras do estado do Ceará, bem como em diversas pesquisas realizadas no Laboratório de Mecânica dos Pavimentos na Universidade Federal do Ceará (LMP/UFC).



Figura 3.2: Etapas do ensaio de adesividade realizado para a brita $\frac{3}{4}$ ”

Pelas especificações *Superpave* foram realizados os ensaios de densidade, absorção e lamelaridade. O ensaio de densidade de agregado graúdo foi realizado seguindo a norma *ASTM C 127-88* (semelhante ao procedimento descrito na norma DNER-ME 117/87). A Figura 3.3 ilustra os passos do procedimento de ensaio: (a) imersão dos agregados em água por 24h, (b) pesagem dos agregados na condição de superfície seca saturada (SSS), condição em que os agregados estão com os poros preenchidos com água (após 24h de imersão), porém a superfície dos grãos está seca; e

(c) pesagem dos agregados imersos. Os resultados obtidos estão dispostos na Tabela 3.3.



Figura 3.3: Algumas etapas do ensaio de densidade do agregado graúdo

Tabela 3.3: Determinação das densidades e da absorção da brita $\frac{3}{4}$ " (ASTM C 127-88)

Ensaio	Resultado
Densidade Real	2,654
Densidade Aparente	2,651
Densidade Aparente SSS	2,653
Absorção (%)	1,17

O ensaio de lamelaridade foi realizado segundo o procedimento descrito pela *ASTM D 4791-99*, que utiliza um paquímetro especial denominado *Caliper* (Figura 3.4). De um lado do paquímetro mede-se a maior dimensão do agregado, e do outro tenta-se passar o mesmo por uma abertura que corresponde a $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{3}$, ou $\frac{1}{5}$ da maior dimensão desse grão. Se o grão passa, este é considerado alongado ou achatado, caso não passe é considerado cúbico. O ensaio foi realizado separadamente para frações $\frac{3}{4}$ " – $\frac{1}{2}$ " e $\frac{1}{2}$ " – $\frac{3}{8}$ ", na proporção de $\frac{1}{5}$ e o resultado foi de 4% de partículas chatas e alongadas para ambas as frações, menor que os 10% permitidos nas especificações *Superpave*.



Figura 3.4: Paquímetro para determinação da lamelaridade do agregado graúdo

Para o pó de pedra foram realizados os ensaios de granulometria por peneiramento, densidade e absorção (*ASTM C 128-97*), e angularidade de agregado miúdo (*ASTM C 1252-98*).

A norma *ASTM C 128-97*, para ensaio de densidade de agregado miúdo, não requer aparelhagem sofisticada, mas demanda um tempo maior para ensaio do que os métodos do DNER (ME 084/95 e ME 194/98). Optou-se por adotar a metodologia americana, devido ao fato desta possibilitar o cálculo da densidade aparente da amostra, o que não é possível pelas normas do DNER. Abaixo segue o resumo do procedimento de ensaio adotado nesta pesquisa, também adotado por VASCONCELOS (2004) e por VALE (2007):

- colocar aproximadamente 1000g de material imerso em água, em um recipiente que não absorva água, por 24 ± 4 h;
- passadas 24h, retirar o excesso de água tomando cuidado para não perder parte do material fino;
- iniciar uma corrente de circulação de ar quente sobre a amostra com um secador, sempre revolvendo o material para que a secagem seja feita de forma homogênea;
- estando o material “quase” seco, encher um tronco de cone metálico padronizado com o material (o diâmetro maior deve ficar para baixo);
- preenchido o tronco de cone, inicia-se a compactação da amostra com um peso metálico, também padronizado;
- o número de golpes a ser dado na amostra é 25, com o cuidado de soltar o peso a aproximadamente 5mm da superfície superior da amostra;
- os golpes podem ser dados de uma só vez, ou de forma alternada, por exemplo, aplicam-se 10 golpes, completa-se o tronco de cone com mais material, e aplicam-se os 15 golpes restantes;
- retira-se o tronco de cone e verifica-se se houve deslizamento ou desmoronamento do material, conforme ilustrado na Figura 3.5(a). Em caso de deslizamento, evidencia-se que o material está muito seco, e em caso de nenhum deslizamento, o material ainda está muito úmido. Em qualquer um dos casos o

material deve ser colocado novamente na bandeja, a fim de deixá-lo mais seco ou mais úmido, a depender do resultado obtido na tentativa anterior;



Figura 3.5: Passos para determinação da densidade de agregado miúdo (ASTM C 128-97):

(a) material muito seco e (b) deslizamento ótimo da amostra

- repete-se o procedimento do quinto ao oitavo passo até que apenas um pequeno deslizamento (em torno de 1cm) do material que se encontra nas paredes do tronco de cone, conforme ilustrado na Figura 3.5(b). Nessa condição, a amostra apresenta-se em situação de saturada superfície seca (SSS);
- pesa-se, aproximadamente, 936g (auto do picnômetro) em água.

$$D_{aparente} = \frac{C}{(D + A - B)} \quad (3.2)$$

$$D_{aparente\ sss} = \frac{A}{(D + A - B)} \quad (3.3)$$

$$Absorção, \% = \frac{A - D}{D} \times 100 \quad (3.4)$$

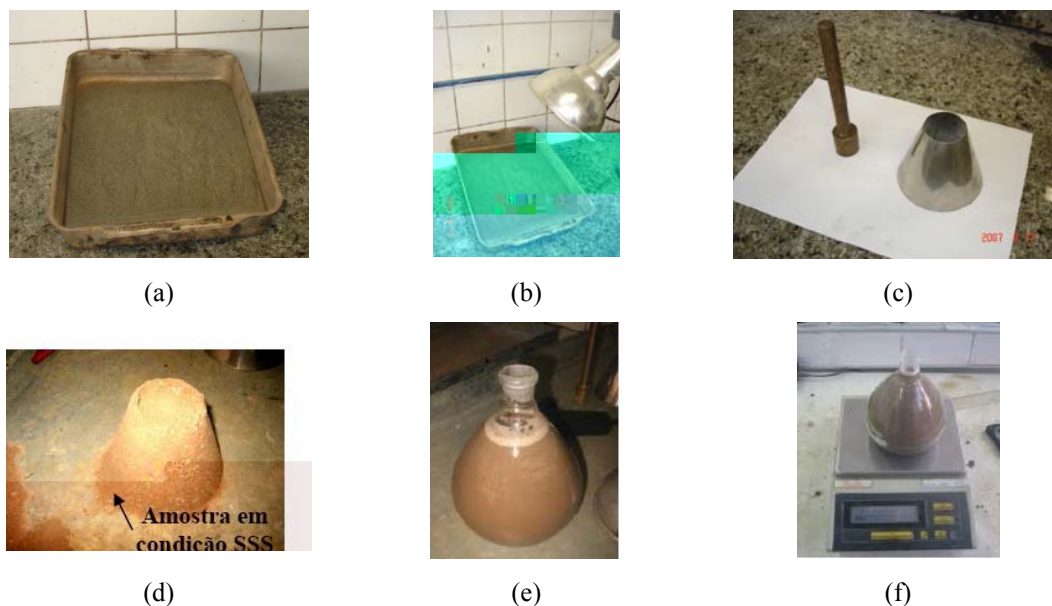


Figura 3.6: Resumo do procedimento de ensaio de densidade de agregado miúdo (ASTM C 128-97)

Os resultados das densidades e da absorção do pó de pedra são apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Determinação das densidades e da absorção do pó de pedra (ASTM C 128-97)

Ensaio	Resultado
Densidade Real	2,655
Densidade Aparente	2,587
Densidade Aparente SSS	2,603
Absorção (%)	0,6

O ensaio de angularidade de agregado miúdo (ASTM C 1252-98) avalia a forma, angularidade e textura superficial desses agregados. Essa avaliação é realizada com o valor dos vazios não compactados de uma amostra vertida de uma altura de queda estabelecida em norma dentro de um cilindro de volume conhecido (GOUVEIA e FERNANDES JR., 2002), conforme ilustrado na Figura 3.7. Os vazios medidos nos

agregados são um indicador do efeito do agregado miúdo na trabalhabilidade da mistura.

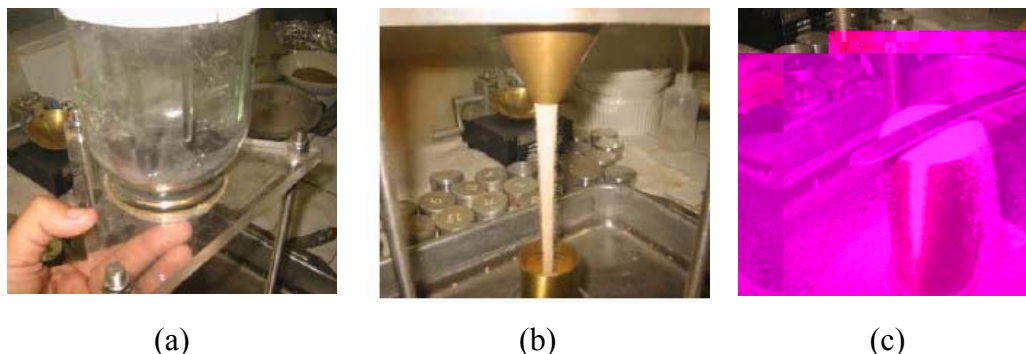


Figura 3.7: Algumas etapas do ensaio de angularidade do agregado miúdo, realizado no LMP/DET/UFC (Fonte: VASCONCELOS, 2004)

O ensaio pode ser realizado por três métodos distintos. O método A é adotado para agregados previamente graduados, o método B para as frações isoladamente (entre a peneira N° 8 e a peneira N° 50) e o método C para a fração passante na peneira N° 4, sendo mantida a granulometria das frações abaixo da mesma. No presente trabalho adotou-se o método B para a realização dos ensaios e os resultados obtidos para as frações N° 10 – N° 40, N° 40 – N° 80 e N° 80 – N° 200 foram 59,1, 56,2 e 50,1, respectivamente, todos acima do limite exigido nas especificações *Superpave* garantindo desta forma um bom desempenho do material.

3.3. FIBRAS

As fibras utilizadas nesta pesquisa são de celulose e foram cedidas pela empresa *Ecofibras*, localizada no estado de São Paulo. O produto cedido é comercialmente designado VIATOP 66, constituindo-se de um granulado composto por 66,6% em peso da fibra ARBOCEL ZZ 8-1 e por 33,3% de asfalto. A Tabela 3.5, de acordo com o *NCAT* (1999) *apud* REIS (2002), apresenta algumas características exigidas nas fibras orgânicas para o uso em misturas do tipo SMA.

Tabela 3.5: Características exigidas para as fibras de celulose segundo o NCAT (1999)

(Fonte: REIS, 2002)

Características	Fibra Orgânica
Comprimento máximo (mm)	6,0
Quantidade < 150µm (%)	63 a 77
Teor de cinzas (%)	17 a 19
pH	6,5 a 8,5
Absorção de óleo (%)	4,0 a 6,0
Teor máximo de Umidade (%)	5,0

As fibras VIATOP 66 são granulares, de forma cilíndrica e cor marrom (Figura 3.8). Algumas características adicionais foram fornecidas pela empresa, como mostra a Tabela 3.6.

Tabela 3.6: Características encontradas segundo testes realizados em amostras da fibra VIATOP 66

Características do Granulado	Resultado
Quantidade de ARBOCEL ZZ 8-1	63 – 67%
Comprimento médio do granulado	2 – 8mm
Espessura média	4 + 1mm
Quantidade < 3,55mm	máx. 5%

**Figura 3.8:** Fibras de celulose utilizadas nesta pesquisa

CAPÍTULO 4

MISTURAS ASFÁLTICAS ESTUDADAS

O presente capítulo apresenta as granulometrias adotadas, juntamente com as etapas e os procedimentos de dosagem e os tipos de compactação empregados para as misturas estudadas.

4.1. GRANULOMETRIAS ADOTADAS

Conforme exposto no capítulo introdutório, um dos objetivos do presente trabalho foi a avaliação da influência de diferentes TMNs no comportamento mecânico de misturas SMA. Para o presente estudo, optou-se por adotar cinco granulometrias, sendo três com TMN de 12,5mm, uma com TMN de 9,5mm e uma com TMN de 4,75mm (Figura 4.1).

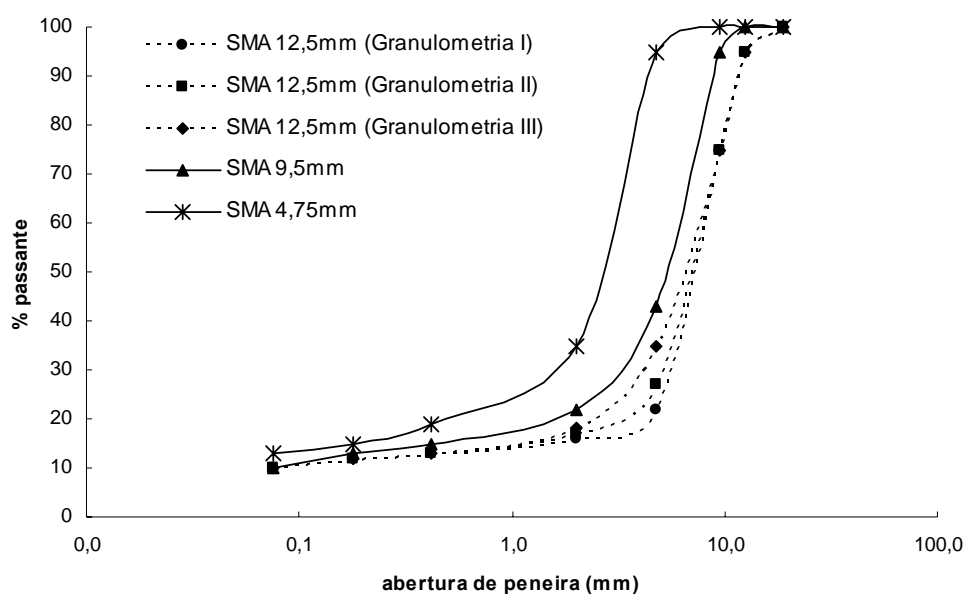


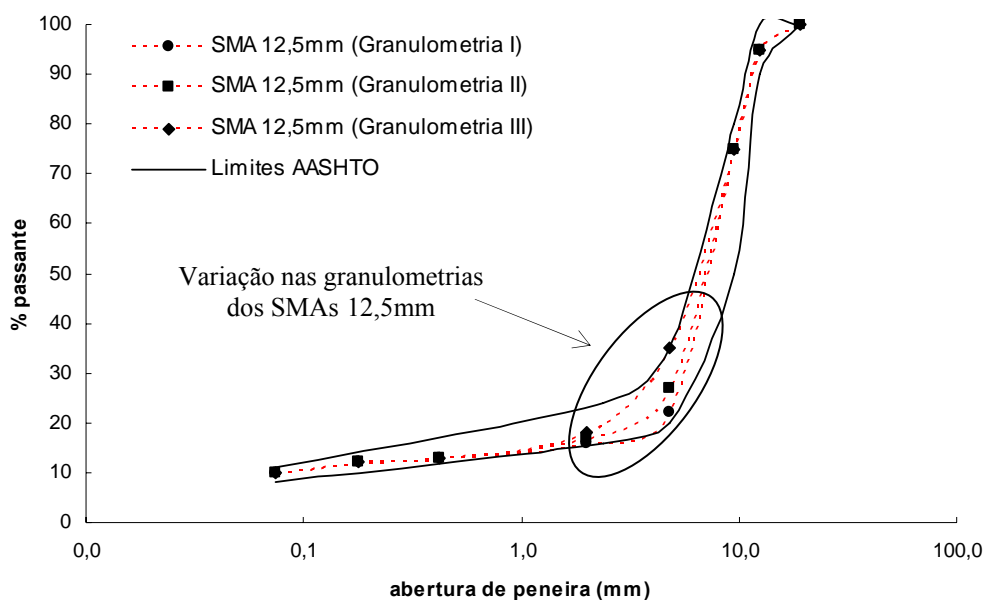
Figura 4.1: Cinco distribuições granulométricas adotadas neste estudo

A Tabela 4.1 mostra a distribuição percentual das granulometrias adotadas nesta pesquisa, destacando a diferença entre as porcentagens passantes na peneira de Nº 4 (4,75mm) com relação às misturas com TMN de 12,5mm.

Tabela 4.1: Distribuição percentual das granulometrias adotadas nesta pesquisa

Peneira	Abertura (mm)	Granulometrias SMA				
		12,5mm (I)	12,5mm (II)	12,5mm (III)	9,5mm	4,75mm
3/4"	19,0	100	100	100	100	100
1/2"	12,5	95	95	95	100	100
3,8"	9,5	75	75	75	95	100
N° 4	4,75	22	27	35	43	95
N° 10	2,0	16	17	18	22	35
N° 40	0,42	13	13	13	15	19
N° 80	0,18	12	12	12	13	15
N° 200	0,075	10	10	10	10	13

Com relação às misturas de 12,5mm, estas se diferenciaram entre si pelo percentual de agregado passante na peneira de N° 4. Isso corresponde a outro objetivo da pesquisa: avaliar o efeito da variação do percentual de agregado, passante na referida peneira, no comportamento mecânico do SMA tradicional (TMN de 12,5mm) (Figura 4.2). Adotou-se as terminologias 12,5 (I), 12,5 (II) e 12,5 (III), respectivamente, para as granulometrias 1, 2 e 3 dos SMAs com TMN de 12,5mm.

**Figura 4.2:** Variação nas curvas granulométricas dos SMAs com TMN de 12,5mm

As granulometrias selecionadas enquadram-se nas faixas especificadas pela norma AASHTO MP8-05 (12,5mm (I), 12,5mm (II), 12,5mm (III) e 9,5mm) ou na faixa

recomendada pelo *NCAT* (4,75mm) (Tabela 4.2). A norma da *AASHTO* não apresenta limites de faixa para granulometrias com TMN de 4,75mm. Entretanto, após estudo do *NCAT*, desenvolveu-se uma faixa granulométrica para esses *SMA*s.

Tabela 4.2: Especificações para granulometrias de misturas *SMA*

Abertura (mm)	TMN = 12,5mm ^a		TMN = 9,5mm ^a		TMN = 4,75mm ^b	
	L. Superior	L. Inferior	L. Superior	L. Inferior	L. Superior	L. Inferior
25,0	-	-	-	-	-	-
19,0	100	100	-	-	-	-
12,5	100	90	100	100	-	-
9,5	80	50	95	70	100	100
4,75	35	20	50	30	100	90
2,36	24	16	30	20	65	28
1,18	-	-	21	-	36	22
0,60	-	-	18	-	28	18
0,30	-	-	15	-	22	15
0,075	11	8	12	8	15	12

^a *AASHTO* (MP8-05)

^b *NCAT* (XIE *et al.*, 2003)

4.2. PROCEDIMENTO DE DOSAGEM

4.2.1. Temperaturas de Mistura e Compactação do Ligante

As temperaturas de mistura e compactação do CAP 50/70 foram determinadas a partir do gráfico de viscosidade × temperatura (Figura 4.3) do CAP utilizado, conforme determina a norma *ASTM D 4402*. Ficaram definidos os intervalos entre 157,0 e 163,0°C para a temperatura de mistura e entre 145,5 e 150,0°C para a temperatura de compactação.

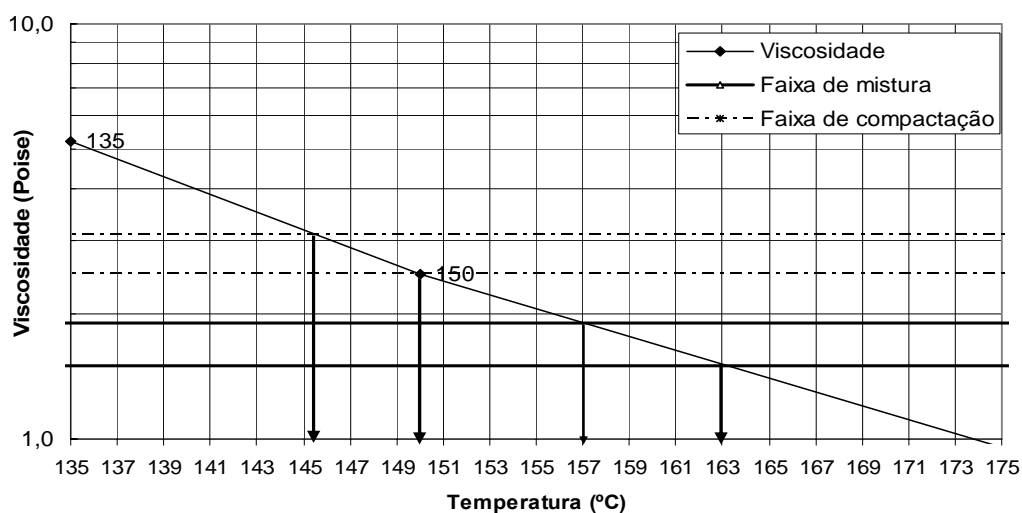


Figura 4.3: Gráfico de viscosidade × temperatura para o CAP 50/70 Fazenda Alegre

4.2.2. Teor de Projeto

Para esta pesquisa, seguiu-se a especificação da *AASHTO* para volume de vazios em misturas *SMA*, que estabelece 4,0% de V_v (Equação 4.1) para a determinação do teor ótimo da mistura (Tabela 2.2). Este procedimento foi adotado para todas as misturas deste estudo, independentemente do tipo de compactação empregado. Nesta dissertação, portanto, as terminologias *Misturas Superpave* ou *Misturas Marshall* servem apenas para distinguir a compactação utilizada, sem significar que este segundo tipo de mistura tenha sido dosado levando-se em conta outros parâmetros volumétricos, como o RBV (item 2.2.1.1). A Tabela 4.3 mostra os valores dos parâmetros volumétricos obtidos para as misturas estudadas. Os valores da relação betume-vazios (RBV), apesar de não serem levados em conta na dosagem *SMA*, são mostrados a título de curiosidade, bem como para permitir comparação com outras pesquisas. Também são mostrados os valores de vazios com betume (VCB). Os parâmetros são determinados conforme as Equações 4.2 e 4.3.

$$V_v = \frac{DMM \times D_a}{DMM} \quad (4.1)$$

$$RBV = \frac{VCB}{VAM} \quad (4.2)$$

$$VCB = \frac{D_a \times \%_{CAP}}{D_{CAP}} \quad (4.3)$$

onde, DMM – densidade máxima medida (Equação 4.6)

D_a – densidade aparente da mistura compactada (Equação 4.5)

VAM – vazios no agregado mineral (Equação 4.4)

$\%_{CAP}$ – porcentagem de ligante na mistura

D_{CAP} – densidade do ligante, igual a 1,027

Tabela 4.3: Parâmetros volumétricos das misturas estudadas obtidos no teor de projeto

Parâmetro	Misturas SMA									
	12,5mm (I)		12,5mm (II)		12,5mm (III)		9,5mm		4,75mm	
	S	M	S	M	S	M	S	M	S	M
Da	2,294	–	2,313	2,309	2,323	–	2,326	–	2,289	2,299
Vv (%)	4,0	–	3,9	4,0	3,2	–	3,5	–	3,9	3,5
VCB (%)	17,2	–	15,3	15,3	16,3	–	15,4	–	16,9	17,0
VAM (%)	21,2	–	19,2	19,3	19,5	–	18,9	–	20,8	20,5
RBV (%)	81,1	–	79,7	79,3	83,6	–	81,5	–	81,3	82,9
TP (%)	7,7	–	6,8	6,8	7,2	–	6,8	–	7,6	7,6

Pelos resultados da Tabela 4.3, observa-se que todas as misturas estudadas apresentaram valores de vazios no agregado mineral (VAM) acima do requisito mínimo de 17,0% (Tabela 2.2).

$$VAM = Vv + VCB \quad (4.4)$$

4.2.3. Densidade Aparente das Misturas

A densidade aparente (D_a) dos CPs compactados foi determinada segundo a especificação americana (ASTM D 2726), conforme ilustrado na Equação 4.5. Essa especificação considera o peso do CP em condição saturada, porém, com a superfície seca (P_{sss}), conceito este não considerado no procedimento brasileiro.

$$D_a = \frac{P_{ar}}{P_{sss} - P_{imerso}} \quad (4.5)$$

4.2.4. Densidade Máxima Medida (DMM) das Misturas

No presente estudo, adotou-se o método *ASTM D 2041* para a determinação da densidade máxima medida (DMM) das misturas estudadas. Para a realização do ensaio, pesam-se 1500g de mistura em um recipiente metálico de peso conhecido. Em seguida, este é preenchido com água, a 25°C, até que toda a mistura fique coberta. Utiliza-se, então, uma bomba de vácuo (Figura 4.4) para a aplicação de uma pressão residual de 30mmHg (diferença entre 760 e 730mmHg) durante 15 minutos, com o objetivo de expulsar os vazios existentes entre os filmes de ligante. Após o período de aplicação do vácuo, a pressão ambiente é gradualmente restabelecida no recipiente. Finalmente, o recipiente, juntamente com a mistura e a água, é pesado imerso. A DMM é determinada conforme a Equação 4.6.

$$DMM = \frac{A}{A - (B - C)} \quad (4.6)$$

Onde, A – massa da amostra seca no ar, g

B – massa do recipiente imerso em água, g

C – massa do conjunto (recipiente + amostra) imerso em água, g

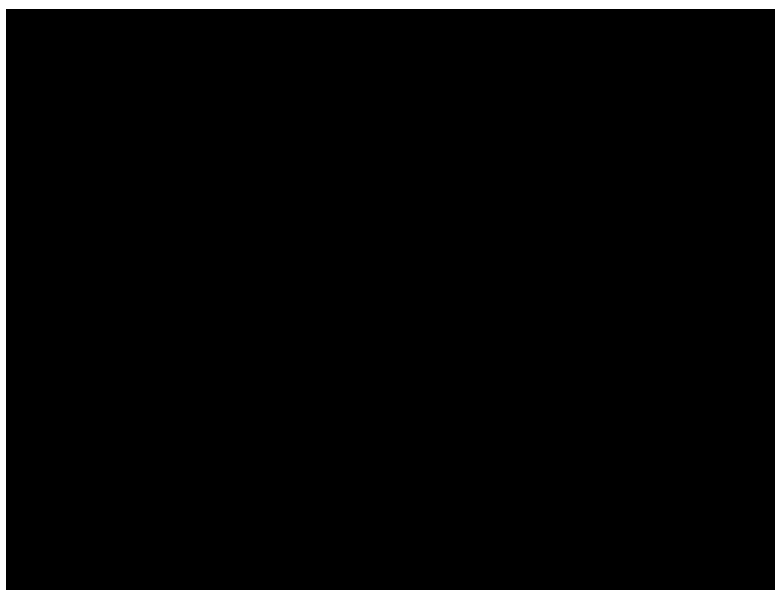


Figura 4.4: Aparato utilizado para o ensaio de DMM nas misturas estudadas – LMP/DET/UFC

4.2.5. Envelhecimento de Curto Prazo das Misturas

O envelhecimento de curto prazo de misturas asfálticas é um procedimento adotado pela metodologia *Superpave*. Consiste em se colocar a massa de mistura em estufa, por 2 a 4 horas, à temperatura de compactação da mesma, com o objetivo de simular o envelhecimento da massa asfáltica durante os períodos de usinagem, transporte e compactação em campo (MOTTA *et al.*, 1996).

Como comentado anteriormente, decidiu-se empregar os procedimentos de dosagem igualmente para todas as misturas, independentemente do tipo de compactação. Assim sendo – e levando-se em conta o considerável consumo de tempo que o envelhecimento de curto prazo acarretaria durante a etapa de dosagem – optou-se inicialmente por não adotá-lo. Entretanto, durante a referida etapa, experimentou-se uma dificuldade muito grande em se atingir volumes de vazios (Vv) em torno de 4,0%. Os CPs moldados, tanto no *SGC* (100 giros) quanto no compactador *Marshall* (50 golpes por face), apresentaram Vv variando de 8,0 a 10,0%.

Na tentativa de se identificar o problema, novos CPs foram moldados no compactador *Marshall*, desta vez com 75 golpes por face. Mas o problema persistiu, com o Vv ainda situando-se naquele intervalo. Reduziu-se, então, a massa dos CPs (de 1200 para 1100g) para uma nova rodada de compactação com 75 golpes, mas ainda assim o Vv permaneceu com os mesmos valores (entre 8,0 e 10,0%). Vendo-se que o problema não estava relacionado com a energia de compactação e nem com a massa das amostras, passou-se a suspeitar da temperatura das misturas quando prestes a serem compactadas. Verificou-se a calibração das estufas utilizadas, as quais se mostraram em ordem. Desta forma, restou apenas repetir o ensaio de viscosidade do CAP 50/70 (*ASTM D 4402*) para verificar se as temperaturas de mistura e de compactação estavam corretas. Repetiu-se o ensaio, constatando-se que os intervalos de temperatura estavam corretos, iguais aos do primeiro ensaio.

A princípio, não parecia lógico que o envelhecimento de curto prazo em estufa contribuísse para uma redução de Vv, pois este procedimento permite que os agregados da mistura absorvam uma parcela de ligante, o qual, sem o envelhecimento,

permaneceria entre os vazios dos agregados e diminuiria o V_v da mistura. Porém, como todas as possibilidades tinham sido investigadas e o problema não havia sido encontrado, decidiu-se recomeçar as dosagens – desta vez pela compactação *Superpave* (100 giros) – adotando-se o tempo de 2 horas em estufa como envelhecimento de curto prazo. A partir daí, os CPs moldados passaram a apresentar V_v com valores desejáveis, próximos de 4,0%. Acredita-se que a não adoção do envelhecimento prévio em estufa acarretava em um filme de ligante distribuído de forma heterogênea por entre os agregados. Assim, enquanto o ligante estaria concentrado em alguns pontos dos CPs, em outros pontos faltava ligante; de forma que, durante a etapa de cálculo dos parâmetros volumétricos, os CPs apresentavam V_v maiores do que teriam – e de fato tiveram – após um tempo de envelhecimento suficiente para um recobrimento homogêneo do filme de ligante antes que a mistura fosse compactada. O fato ocorrido, portanto, contribui para a noção que se deve adotar o envelhecimento em estufa para misturas produzidas em laboratório, dando tempo para que as mesmas sejam compactadas com a massa asfáltica suficientemente homogeneizada. Quanto às misturas *Marshall*, o mesmo tempo de envelhecimento foi adotado, ficando os valores de volume de vazios também em torno de 4,0%, como esperado.

4.2.6. Verificação do Escorrimento nas Misturas Não Compactadas

A verificação do escorrimento nas misturas foi realizada segundo o método *T-305/97* da *AASHTO*, que serve para estabelecer a quantidade de material escorrido de uma amostra de mistura asfáltica a quente não compactada quando a mesma é mantida a temperaturas em torno das utilizadas durante a produção, o transporte e a aplicação da mistura.

O ensaio se resume em colocar certa quantidade de amostra de mistura asfáltica ($1200\text{g} \pm 200\text{g}$) em uma cesta de arame (Figura 4.5) posicionada sobre uma superfície com papel filtro. Amostra, cesta e papel são colocados conjuntamente em estufa por 60 ± 5 minutos. Ao fim deste tempo, a cesta contendo a amostra com o papel é removida da estufa, sendo determinada a massa retida no papel filtro. Para cada mistura testada, as características de escorrimento devem ser determinadas em duas temperaturas: uma na temperatura de mistura do ligante e outra na temperatura de mistura do ligante mais

15°C. Desta forma é possível analisar o comportamento de misturas asfálticas *SMA* quando confeccionadas em usinas com variação de temperatura.

Segundo a norma *AASHTO T-305/97*, o escorrimento da mistura refere-se à porção de material que se separa da amostra e é depositada fora da cesta de arame durante o ensaio, podendo o material drenado constituir-se apenas de *CAP* ou de uma combinação entre *CAP*, aditivos e/ou agregado miúdo. O ensaio serve, portanto, para verificar se a quantidade de material escorrido para uma dada mistura asfáltica está dentro de limites aceitáveis, que são, segundo a norma *AASHTO MP8-05*, 0,3% da massa de mistura ensaiada.



Figura 4.5: Aparato utilizado para o ensaio de escorrimento

Para as misturas ensaiadas no presente estudo, adotou-se 0,3% fibras para os *SMA*s com TMN de 12,5mm. De acordo com recomendações de PANK (1995), deve-se adotar entre 0,3 e 0,5% de fibras. Para os *SMA*s finos (9,5 e 4,75mm), não foram utilizadas fibras, no intuito de se verificar o comportamento destes quanto ao escorrimento, uma vez que estes contam com baixa (TMN de 9,5mm) ou nenhuma porcentagem (TMN de 4,75mm) de agregados graúdos em suas granulometrias. A Tabela 4.4 apresenta os resultados de escorrimento obtidos para as misturas estudadas.

Tabela 4.4: Resultados dos ensaios de escorrimento para as misturas estudadas

Temperatura de ensaio	SMA 12,5 (I) 0,3% fibra	SMA 12,5 (II) 0,3% fibra	SMA 12,5 (III) 0,3% fibra	SMA 9,5 0,0% fibra	SMA 4,75 0,0% fibra
160°C	0,64	0,29	0,13	0,00	0,00
175°C	0,43	0,36	0,11	0,16	0,00

Pelos resultados, observa-se que, dentre os *SMA*s com TMN de 12,5mm, o melhor desempenho foi obtido pelo *SMA* III, enquanto o *SMA* I obteve o pior comportamento, tendo este escorrido além do limite exigido (0,3%) para as duas temperaturas consideradas. Quanto aos *SMA*s finos, o *SMA* 9,5mm escorreu apenas para a maior temperatura, enquanto o *SMA* 4,75mm não escorreu em nenhuma das temperaturas testadas. A Figura 4.6 ilustra as amostras escorridas para cada uma das misturas e temperaturas testadas. Para as amostras de *SMA* 9,5mm (160°C) e *SMA* 4,75mm (160 e 175°C) – respectivamente, (g), (i) e (j) – as manchas observadas não são consequência de escorrimento; aparecem apenas devido a alguns farelos de mástique que, por serem menores que a malha da cesta (5,5mm de abertura), atravessavam o fundo da mesma e caíam sobre o papel no momento em que as misturas eram colocadas na cesta.



(a) SMA 12,5mm (I) - 160°C



(b) SMA 12,5mm (I) - 175°C





(c) SMA 12,5mm (II) - 160°C



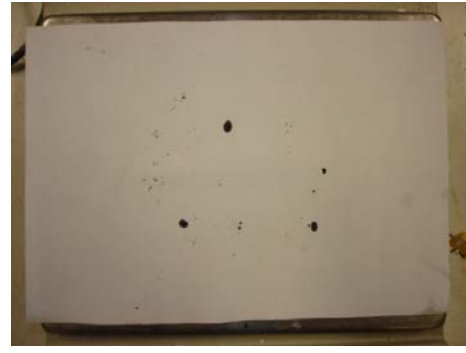
(d) SMA 12,5mm (II) - 175°C



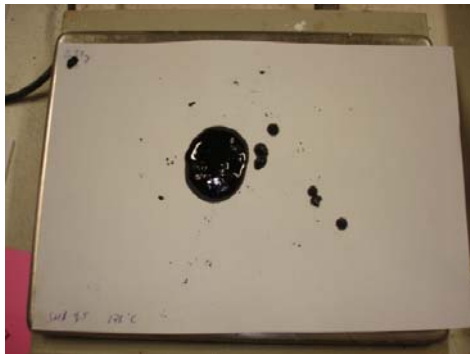
(e) SMA 12,5mm (III) - 160°C



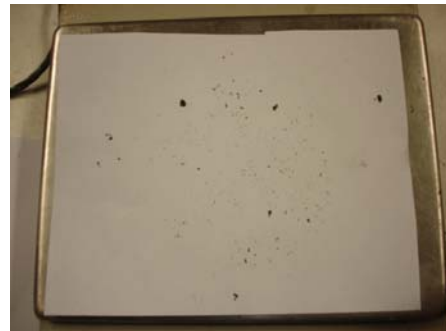
(f) SMA 12,5mm (III) - 175°C



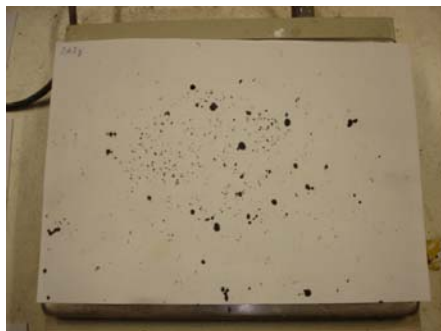
(g) SMA 9,5mm - 160°C



(h) SMA 9,5mm - 175°C



(i) SMA 4,75mm - 160°C



(j) SMA 4,75mm - 175°C

Figura 4.6: Aspecto das amostras escorridas após o ensaio de escorrimto

4.3. COMPACTAÇÃO DAS MISTURAS

Conforme mostrado no Capítulo 1, um dos objetivos desta pesquisa foi a verificação da influência do tipo de compactação no comportamento mecânico de misturas SMA. Seria desejável que todas as misturas produzidas pela compactação *Superpave* (compactador giratório) também fossem moldadas pelo compactador *Marshall*, ilustrados na Figura 4.7. Entretanto, decidiu-se reproduzir apenas duas misturas *Superpave* na compactação *Marshall*. Assim sendo, optou-se por uma mistura com TMN de 12,5mm (SMA II) e outra com pequeno TMN (SMA 4,75mm).

Para misturas *Superpave*, a norma AASHTO PP41-01 estabelece que a compactação deva ser realizada, para $N_{projeto}$, com 100 giros quando a abrasão dos agregados for inferior a 30,0%. Para agregados com abrasão maior que esse valor, adota-se 75 giros como $N_{projeto}$. Contudo, como já foi comentado no Capítulo 3, apesar de os agregados utilizados apresentarem abrasão acima de 30,0%, os mesmos já apresentaram desempenho satisfatório tanto em pesquisas do LMP quanto em obras no estado do Ceará. Optou-se, portanto, por 100 giros como $N_{projeto}$.

Quanto às misturas *Marshall*, o número de golpes foi selecionado por tentativa, de forma que a energia de compactação escolhida produzisse CPs com Vv em torno dos 4,0% desejados. Como comenta VASCONCELOS (2004), misturas SMA requerem cuidados especiais durante a compactação *Marshall*, pois, por apresentarem granulometria descontínua com elevado percentual de agregado graúdo, estão sujeitas à degradação (quebra dos agregados) durante a compactação. Segundo a autora, para misturas SMA adota-se normalmente 50 golpes por face de corpo de prova. Desta forma, iniciou-se as tentativas com 50 golpes, verificando-se que essa energia não era suficiente para produzir CPs com os valores de Vv desejados. Passou-se para 75 golpes, verificando-se que essa nova energia também era insuficiente. Decidiu-se, então, passar para 110 golpes por face, verificando-se que essa energia correspondia ao requisito volumétrico desejado, tanto para o SMA 12,5mm quanto para o SMA 4,75mm.

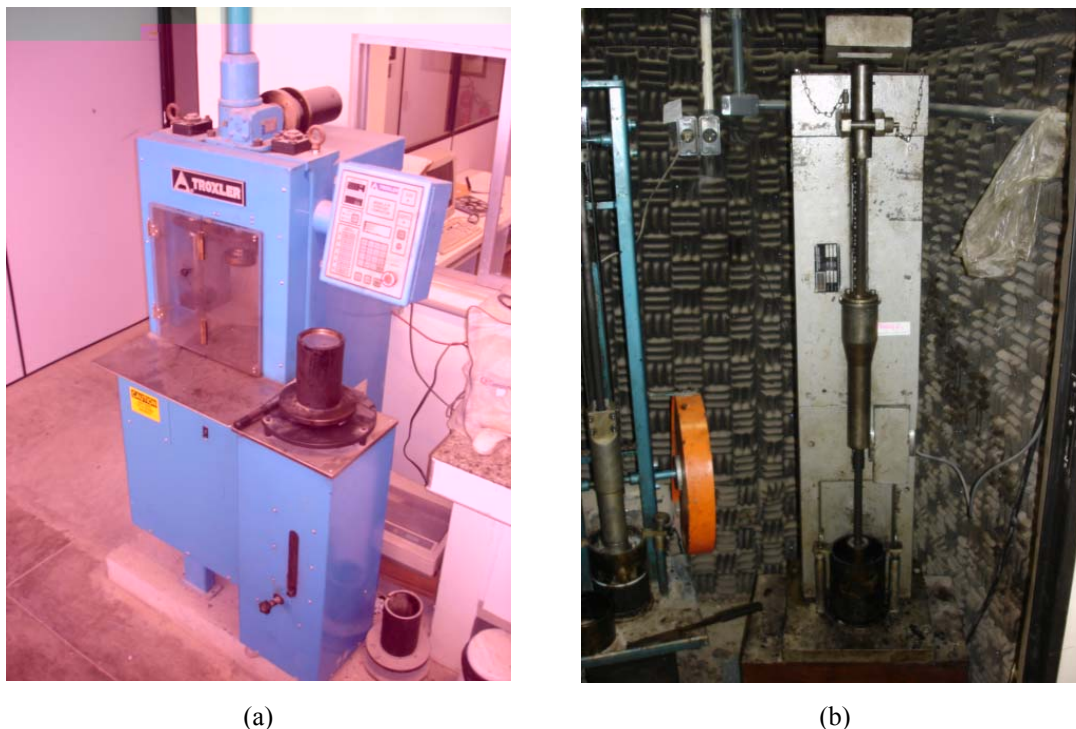


Figura 4.7: Compactadores usados para a confecção das misturas neste estudo:
 (a) Compactador giratório Superpave e (b) compactador Marshall – LMP/DET/UFC

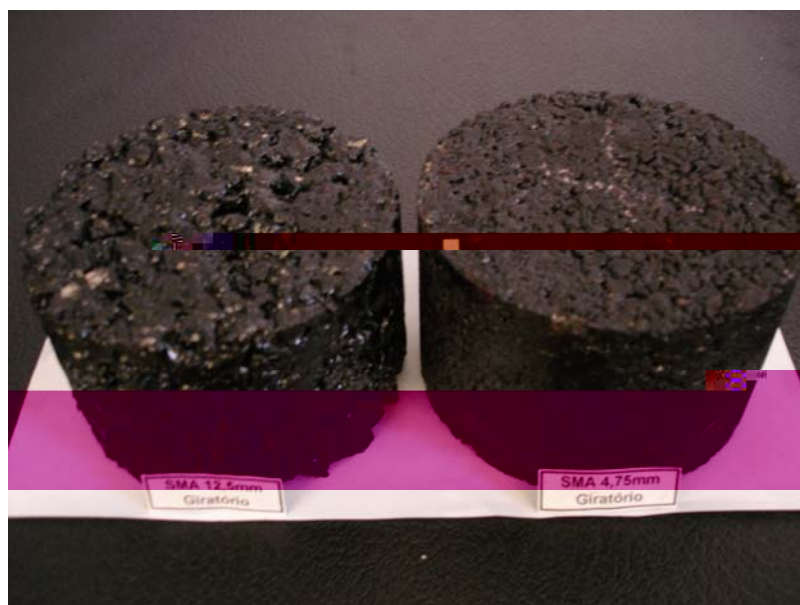
Em estudo realizado por GOUVEIA *et al.* (2007), os autores investigaram a influência da energia de compactação no comportamento volumétrico e mecânico de concretos asfálticos. Segundo os autores, agregados angulares e rugosos apresentam maior resistência à compactação em comparação a agregados com textura lisa e de baixa angularidade; e afirmam que uma maneira apropriada de vencer essa resistência é aumentando a energia de compactação aplicada. As misturas analisadas empregaram agregados do tipo gabro e basalto, com valores de abrasão de 18,3 e 16,2%, respectivamente. Foram investigadas as energias de compactação de 75, 110 e 155 golpes, aplicadas com o soquete *Marshall*. Os resultados mostram que o aumento da energia de compactação promove arranjos melhores entre partículas, ocorrendo diminuição do VAM e elevação da estabilidade e rigidez das misturas, sem prejuízos à vida de fadiga. Constataram-se baixas porcentagens de quebra de partículas quando da análise das granulometrias após a compactação.

Comparando-se visualmente as misturas moldadas pelos dois tipos de compactação em questão, foi possível observar que, diferentemente dos CPs *Superpave*, a compactação *Marshall* produziu CPs com a massa asfáltica distribuída de forma

heterogênea, como pode ser observado na Figura 4.8. Também foi possível observar que os CPs *Marshall* apresentavam irregularidades em suas geometrias, como por exemplo, diferenças de mais de 2,0mm de um lado para outro no mesmo CP, fato não observado nos CPs *Superpave*.



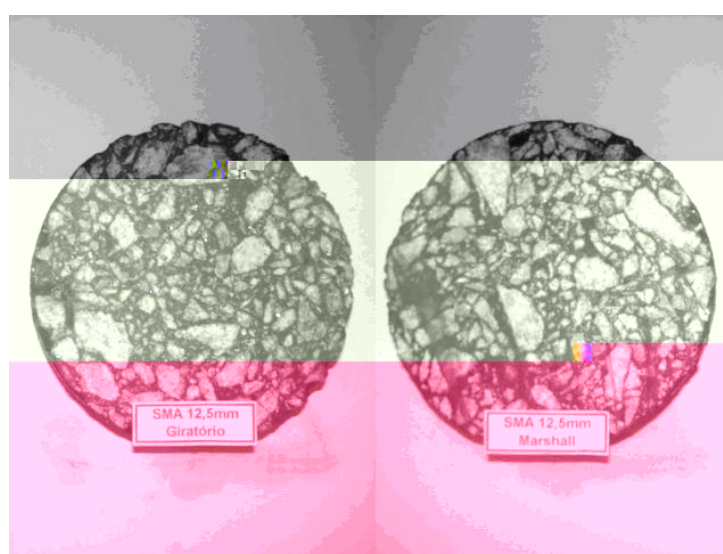
(a)



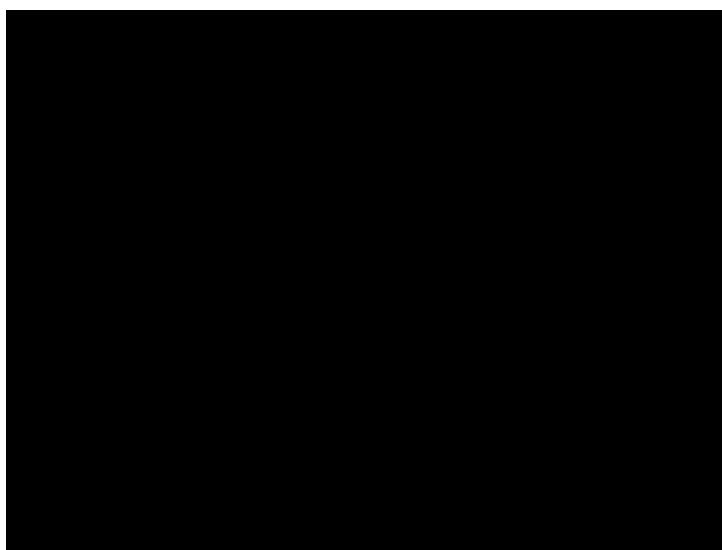
(b)

Figura 4.8: Aspecto dos CPs moldados (a) pelo compactador *Marshall* e (b) pelo compactador *Superpave*

A Figura 4.9 mostra corpos de prova serrados diametralmente, revelando a estrutura interna das misturas. É possível observar que as misturas produzidas pelo compactador giratório apresentam uma estrutura interna mais homogênea comparadas às misturas *Marshall*. Convém ressaltar que o critério empregado para se identificar uma maior ou menor homogeneidade no arranjo das partículas foi meramente visual, tornando claro o caráter subjetivo da análise. Para uma melhor compreensão de critérios quantitativos de análise, sugere-se o trabalho de VASCONCELOS *et al.* (2005), onde os autores empregam métodos que quantificam esta característica nas misturas.



(a)



(b)

Figura 4.9: Ilustração comparativa entre o aspecto da estrutura interna de (a) SMAs 12,5mm e (b) SMAs 4,75mm moldados pelas compactações *Superpave* e *Marshall*

CAPÍTULO 5

CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DAS MISTURAS ESTUDADAS

Este capítulo apresenta os ensaios mecânicos empregados nesta pesquisa e os respectivos resultados obtidos para as misturas estudadas. São eles: (i) Ensaio de Módulo de Resiliência, (ii) Ensaio de Resistência à Tração Indireta por Compressão Diametral, (iii) Ensaio de Vida de Fadiga, (iv) Ensaio de Dano por Umidade Induzida e (v) Ensaio de Desgaste Cântabro.

5.1. MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MR)

No estudo de materiais pela mecânica clássica, define-se módulo de elasticidade – ou módulo de *Young* – como a relação entre as tensões e deformações de materiais sob regime elástico-linear. O módulo de resiliência (MR) é análogo ao módulo de *Young*, entretanto, este é determinado sob carregamento monotônico (estático) e pequenos deslocamentos, enquanto o MR é determinado sob cargas cíclicas, procurando simular o tipo de sollicitação a que os pavimentos são submetidos durante a passagem de um veículo (BRITO, 2006).

Conforme relatam BERNUCCI *et al.* (2007), os estudos pioneiros acerca do comportamento resiliente em materiais para pavimentação são de *Francis Hveem*, na década de 1930. Foi ele quem primeiro relacionou as deformações recuperáveis (ou resilientes) às fissuras surgidas em revestimentos asfálticos. O termo *módulo de resiliência* foi adotado por *Hveem* para que não se confundisse com o módulo de *Young* (HVEEM, 1955 *apud* BERNUCCI *et al.*, 2007) e, segundo MEDINA e MOTTA (2005), sob o argumento de que as deformações nos pavimentos asfálticos são muito maiores do que nos sólidos elásticos com que os engenheiros comumente lidam.

Em misturas asfálticas, o MR é definido como a relação entre a tensão de tração (σ_t), aplicada repetidamente no plano diametral vertical de uma amostra cilíndrica de mistura betuminosa e a deformação específica recuperável (ϵ_t) correspondente à tensão

aplicada, numa dada temperatura (Equação 5.1). É usado como parâmetro de entrada de dados para o cálculo de tensões e deformações em qualquer ponto de um pavimento. Ressalta-se, contudo, que os ligantes asfálticos usados em pavimentação são materiais viscoelásticos, cujas rigidezes variam em função da temperatura (SOUZA, 2005; MEDEIROS JR, 2006). O uso da teoria da elasticidade é, portanto, uma aproximação.

$$MR = \frac{\sigma_r}{\varepsilon} \quad (5.1)$$

Como explica BRITO (2006), nos últimos anos tem-se evoluído de metodologias puramente empíricas para processos empírico-mecanísticos de dimensionamento de pavimentos rodoviários, os quais, além de mais racionais, são significativamente mais complexos e conduzem a melhores resultados. O autor, entretanto, chama atenção para várias particularidades do atual procedimento de realização desse ensaio como, por exemplo, algumas simplificações matemáticas impostas ao ensaio, o número de ciclos de condicionamento aplicado, a temperatura do ensaio, a forma e o período do pulso de carga, o equipamento utilizado (sensores de deslocamento, sistema de carregamento, largura dos frisos de transmissão de carga), dentre outros. Segundo o autor, a variação desses fatores é a principal responsável pela elevada variabilidade dos valores de MR em misturas asfálticas.

O ensaio para determinação do módulo de resiliência tem sido realizado comumente no Brasil em



Figura 5.1: Equipamento para ensaios de carga repetida – LMP/DET/UFC

De acordo com MEDINA e MOTTA (2005), a teoria da elasticidade aplicada à solução da distribuição de tensões e deformações em cilindros carregados diametralmente permite exprimir o módulo de elasticidade em função da força vertical aplicada F , e do deslocamento horizontal produzido e mensurável, bastando que se conheça o coeficiente de *Poisson* do material (assume-se, geralmente, 0,3 para misturas asfálticas) e as dimensões do corpo de prova, conforme mostra a Equação 5.2:

$$MR = \frac{F}{100 \times \delta_r \times h} (0,9976\mu + 0,2692) \quad (5.2)$$

onde, F – carga vertical cíclica, aplicada diametralmente no CP, N

δ_r – deslocamento resiliente para N aplicações de carga, cm

h – altura do CP, cm

μ – coeficiente de *Poisson*

O procedimento de ensaio para a determinação do módulo de resiliência, segundo a norma ME 133/94 do DNER, é o seguinte:

- Prender o quadro suporte por meio de garras nas faces externas do corpo de prova cilíndrico que se encontra apoiado horizontalmente segundo uma diretriz;

- Posicionar o corpo de prova na base da prensa, apoiando o mesmo no friso inferior;
- Assentar o pistão de carga com o friso superior em contato com o corpo de prova diametralmente oposto ao friso inferior;
- Fixar, ajustar e calibrar dois medidores eletromecânicos tipo *LVDT (Linear Variable Differential Transducer)* para que sejam obtidos os registros dos deslocamentos horizontais durante a aplicação da carga F;
- Condicionar o CP, aplicando 200 vezes uma carga vertical F que produza uma tensão de tração (σ_t) na ordem de 15,0 a 20,0% (30,0%, no máximo) da resistência à tração estática da mistura, com uma frequência de aplicação de 1Hz (60 ciclos por minuto) e com tempo de carregamento de 0,1 segundo e 0,9 segundo de descarregamento;
- Calcular o MR (Equação 5.3) sendo o valor final igual à média dos valores determinados com 300, 400 e 500 ciclos de aplicação de carga.

Os resultados obtidos para as misturas analisadas estão resumidos na Tabela 5.1 e ilustrados na Figura 5.2, onde os valores são uma média do ensaio de três corpos-de-prova para cada mistura. Na Figura 5.2, os valores indicados acima das barras representam os teores de ligante das respectivas misturas.

Tabela 5.1: Resultados das médias dos ensaios de módulo de resiliência (MPa, 25°C)

Tipo de Compactação	Misturas SMA				
	12,5mm (I)	12,5mm (II)	12,5mm (III)	9,5mm	4,75mm
<i>Superpave</i>	4821	3745	3790	3351	3339
<i>Marshall</i>	–	3607	–	–	3338

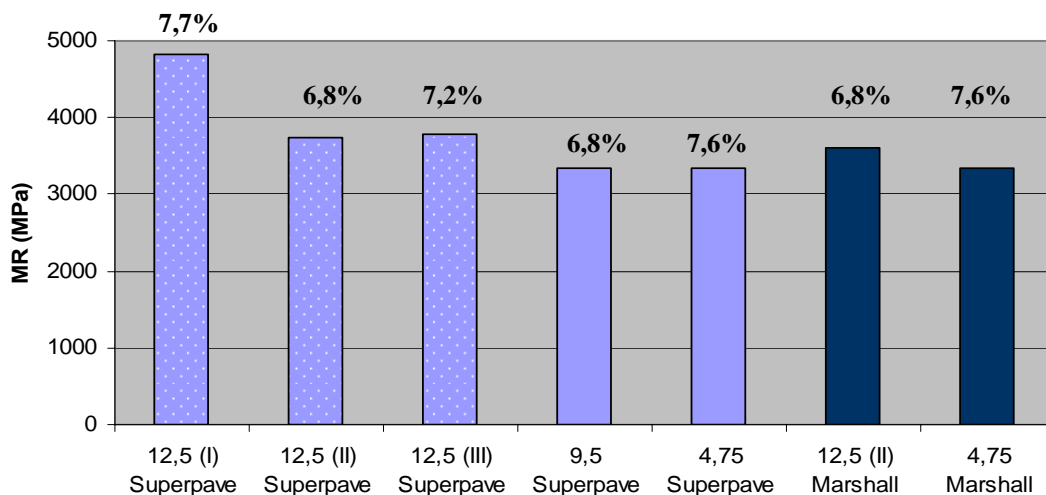


Figura 5.2: Gráfico ilustrando os resultados dos ensaios de módulo de resiliência

Embora não se faça aqui um estudo estatístico, em função do número limitado de CPs, os resultados obtidos mostram que o MR das misturas com TMN de 12,5mm foi sensível para o primeiro percentual de agregado passante na peneira N° 4 (4,75mm) em relação ao segundo e terceiro percentuais (Tabela 4.1), mas não foi sensível entre estes dois últimos percentuais. Isto indica que o SMA 12,5 (I), com curva granulométrica passando pelo limite inferior da faixa (Figura 4.2), apresenta um esqueleto pétreo capaz de oferecer um intertravamento maior em relação aos outros dois SMAs. Já as curvas passantes pelo meio ou pelo limite superior da faixa, além de oferecerem menor rigidez – sugerindo menor intertravamento – não indicam influência de suas granulometrias entre si no parâmetro em questão.

Normalmente – e a literatura tem ratificado essa tendência –, misturas com elevado teor de ligante tendem a ter MR baixo, uma vez que o ligante funciona como uma espécie de lubrificante, diminuindo o intertravamento entre os agregados. Entretanto, é curioso observar entre os SMAs de 12,5mm que, apesar de o SMA 12,5 (I) ter tido o maior teor de ligante entre os três, essa mistura obteve o maior valor de módulo. Isso indica que, apesar de um teor aparentemente alto, o teor de 7,7% não ofereceu nenhum excesso de lubrificação para os agregados, uma vez que a acentuada descontinuidade do SMA 12,5 (I) – a maior entre os três com TMN de 12,5mm (Figura 4.2) – acarretou no maior VAM (21,2%) entre esses três SMAs (Tabela 4.3). Com isso, reforça-se o argumento de que a descontinuidade – e o conseqüente intertravamento

provocado por ela – da granulometria do SMA 12,5 (I) foi a grande responsável pela elevada rigidez dessa mistura. Os SMAs II e III, apesar de terem menores teores de ligante, obtiveram MR menores, evidenciando a influência de suas granulometrias no parâmetro em questão.

Com relação aos SMAs com TMN de 9,5mm e de 4,75mm, estes apresentaram MR inferiores aos SMAs de 12,5mm em função da ausência de agregados graúdos naqueles. Entre os SMAs finos (9,5 e 4,75mm), a diferença de TMN não acarretou em diferença de rigidez. É importante observar o elevado consumo de ligante (7,6%) na mistura de 4,75mm, atribuído à elevada superfície específica de sua granulometria. Seguindo o mesmo raciocínio formulado para o SMA 12,5 (I), esse elevado teor de ligante no SMA 4,75mm também não acarretou em excesso de lubrificação para seus agregados, apresentando MR semelhante ao SMA 9,5mm; esses dois, com MR comparáveis – apesar de um pouco menores – aos módulos dos SMAs 12,5 (II) e (III).

Em relação ao tipo de compactação, o SMA 12,5 (II) *Marshall* obteve rigidez inferior ao SMA 12,5 (II) *Superpave*. Isso provavelmente se deu devido à orientação dos agregados, diferentes para os dois tipos de compactação. Apesar de não terem sido produzidos SMAs 12,5 (I) e (III) pela compactação *Marshall*, oferecendo mais resultados comparativos, o comportamento do SMA 12,5 (II) indica que misturas produzidas pela compactação *Marshall* apresentam valores de MR inferiores aos que provavelmente irão apresentar em campo, já que a realidade deste é, em tese, melhor simulada pela compactação *Superpave*, como apontado por CONSUEGRA *et al.* (1989). Para o SMA de 4,75mm, esse efeito não foi observado no valor do MR entre os dois tipos de compactação. Isso provavelmente ocorreu devido à ausência de agregados graúdos no SMA de 4,75mm, sendo a diferença entre a orientação dos agregados, produzida por compactações distintas, insuficiente para gerar misturas com diferença de rigidez.

5.2. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO INDIRETA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (RT)

O ensaio de tração indireta por compressão diametral, também conhecido como “ensaio brasileiro”, foi desenvolvido por Lobo Carneiro (CARNEIRO, 1953) com a finalidade de determinar a resistência à tração de corpos-de-prova de concreto de cimento Portland por solicitações estáticas, tendo sido bastante usado no Brasil (FALCÃO e SOARES, 2002) para o dimensionamento mecânico de pavimentos. O ensaio considera a aplicação de uma carga concentrada ao longo do diâmetro de um corpo de prova cilíndrico, considerando a amostra como um material elástico.

Em misturas asfálticas, realiza-se o ensaio de acordo com a norma ME 138/94 do DNER. O ensaio consiste na aplicação de uma progressiva carga concentrada de compressão, a uma taxa de 0,8 a 1,0mm/s, no corpo de prova previamente condicionado por 2 horas à temperatura desejada (nesta pesquisa, 25°C) gerando, ao longo do diâmetro solicitado, tensões de tração perpendiculares a este diâmetro até se dar a ruptura da amostra ao longo do mesmo plano diametral. A carga máxima resultante no ensaio é então colocada na Equação 5.3 para que se calcule a resistência à tração da amostra ensaiada.

O Procedimento do ensaio resume-se como descrito a seguir:

- Medir a altura (h) do corpo de prova com um paquímetro em quatro posições diametralmente opostas, adotando como altura a média aritmética das quatro leituras;
- Medir o diâmetro (D) do corpo de prova com um paquímetro em três posições, adotando como diâmetro a média aritmética das três leituras;
- Colocar os CPs a serem ensaiados em estufa ou sistema de refrigeração, a depender da temperatura desejada, por um período de 2 horas de modo que as amostras atinjam a temperatura requerida para o ensaio (25, 30, 45 ou 60°C);
- Ajustar os pratos da prensa até que seja obtida uma leve compressão, suficiente para manter a amostra em posição de ensaio;

- Acionar o equipamento para a aplicação da carga no CP a ser ensaiado até que se dê a ruptura do mesmo;
- Anotar o valor da carga de ruptura (F), calculando-se a resistência à tração do corpo de prova segundo a Equação 5.3:

$$RT = \frac{2F}{100\pi DH} \quad (5.3)$$

onde, RT – resistência à tração, MPa

F – carga máxima de ruptura, N

D – diâmetro do corpo-de-prova, cm

H – altura do corpo-de-prova, cm

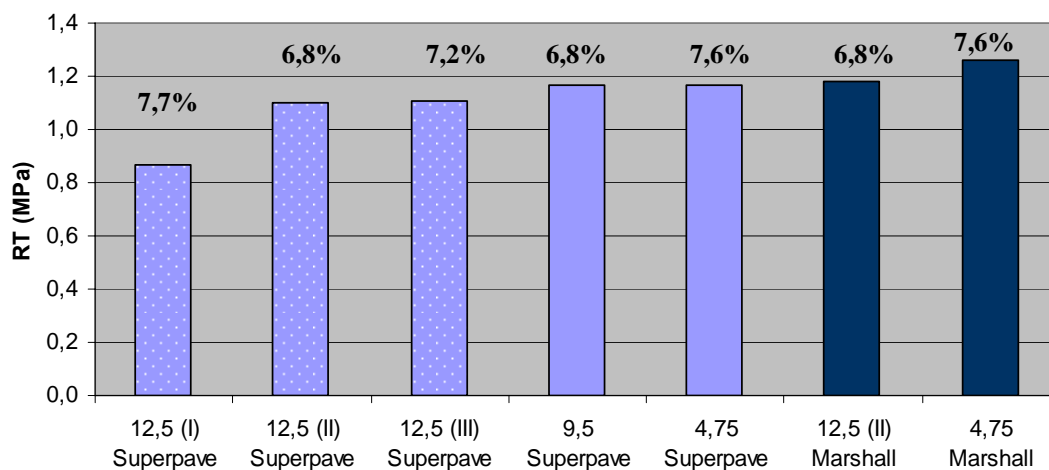


Figura 5.3: Prensa mecânica utilizada para os ensaios de resistência à tração – LMP/DET/UFC

Os resultados obtidos para as misturas analisadas estão resumidos na Tabela 5.2 e ilustrados na Figura 5.4, onde os valores são uma média do ensaio de três corpos-de-prova para cada mistura. Novamente, apresentam-se os teores de ligante acima das barras na Figura 5.4.

Tabela 5.2: Resultados das médias dos ensaios de resistência à tração indireta (MPa, 25°C)

Tipo de Compactação	Misturas SMA				
	12,5mm (I)	12,5mm (II)	12,5mm (III)	9,5mm	4,75mm
<i>Superpave</i>	0,87	1,10	1,11	1,17	1,17
<i>Marshall</i>	–	1,18	–	–	1,26

**Figura 5.4:** Gráfico ilustrando os resultados dos ensaios de resistência à tração

Pelos resultados obtidos é possível observar que os valores de RT são inversamente proporcionais aos valores de MR, para os três TMN considerados e para as três granulometrias com TMN de 12,5mm. Normalmente, a exemplo de VASCONCELOS (2004) e de PINHEIRO (2004), a literatura aponta para a tendência de uma relação *diretamente* proporcional entre MR e RT. Raciocinando-se sobre o comportamento de misturas asfálticas no que se refere à resistência à tração, à luz dos teores de ligante, acredita-se que haja um teor a partir do qual um acréscimo deste acarrete em perda de resistência, na medida em que, com o aumento do teor, a fratura da amostra ocorra predominantemente pelo rompimento do próprio filme de ligante (fratura coesiva) ao invés do rompimento do contato entre filme e agregado (fratura adesiva). Provavelmente, esse foi o caso do SMA I (7,7% de ligante), que obteve o menor RT entre os SMAs de 12,5mm. Quanto à variação do percentual de agregado passante na peneira N° 4 (4,75mm) não foi observada diferença, para os SMAs 12,5 (II) e 12,5 (III) – respectivamente, 27,0 e 35,0% (ver Tabela 4.1) – entre o efeito de suas granulometrias nos valores de resistência à tração.

Com relação aos *SMA*s com pequeno TMN (9,5 e 4,75mm), estes apresentaram valores de resistência à tração maiores que os *SMA*s com TMN de 12,5mm. Por possuírem granulometrias com superfície específica maiores que os *SMA*s de 12,5mm, os *SMA*s finos tendem a possuir filmes de ligante mais finos, aumentando suas resistências quando submetidos ao ensaio de RT.

No que se refere ao tipo de compactação empregado, é possível notar que as misturas compactadas pelo soquete *Marshall* apresentaram valores de RT superiores aos valores das mesmas misturas compactadas pelo equipamento *Superpave*. Para o *SMA* 12,5 (II), isso possivelmente se deu pela diferença de orientação dos agregados entre os dois tipos de compactação, o que também se refletiu na diferença de MR. Para o *SMA* 4,75mm, apesar de a compactação *Marshall* não provocar diferença no MR em relação à mistura *Superpave*, aquele tipo de compactação, assim como para o *SMA* 12,5 (II), também gerou um *SMA* 4,75 com RT superior.

5.3. VIDA DE FADIGA

Nos revestimentos asfálticos, o fenômeno de fadiga pode ser causado por três diferentes fatores: (i) devido à ação do tráfego, (ii) por reflexão de trincas originadas de camadas inferiores e (iii) pelo efeito de retração do ligante quando sujeito a bruscas quedas de temperatura (FREITAS, 2002). Em relação ao primeiro caso, a fadiga ocorre como consequência do efeito solicitante de inúmeros ciclos de carregamento oriundos da passagem de veículos no pavimento, acarretando em um estado de tensões e deformações capaz de desencadear o fissuramento da mistura asfáltica. O trincamento por fadiga é considerado um dos defeitos mais comuns em pavimentos asfálticos (MASAD *et al.*, 2006) e apontado como o principal defeito das rodovias brasileiras (MOTTA, 1991; FREITAS, 2002; LOUREIRO, 2003).

O ensaio para determinação de vida de fadiga pode ser realizado, entre outras formas, por compressão diametral em amostras cilíndricas ou por flexão em vigotas, sendo o primeiro método mais comum no Brasil e o segundo mais comum nos Estados Unidos. Com relação às formas de carregamento, o ensaio pode ser realizado: (i) sob tensão controlada, em que um carregamento pneumático ou hidráulico gera uma tensão

na amostra a ser ensaiada até que esta sofra ruptura; (ii) por deformação controlada, onde a tensão aplicada é constante, mantendo-se a mesma deformação na amostra até o fim do ensaio – que é definido tipicamente quando a rigidez cai a um valor percentual arbitrário da rigidez inicial (*e.g.*, 50,0%) (LOUREIRO, 2003). No Brasil, o ensaio é tradicionalmente realizado à tensão controlada, em corpos de prova cilíndricos, como o uso de equipamentos pneumáticos (CERATTI, 1991; PINTO, 1991; MEDINA e MOTTA, 2005). De acordo com HUANG (2003), os ensaios a tensão controlada são representativos para camadas mais espessas de pavimento, enquanto para camadas delgadas (até 5,0cm de espessura) os ensaios a deformação controlada são mais adequados.

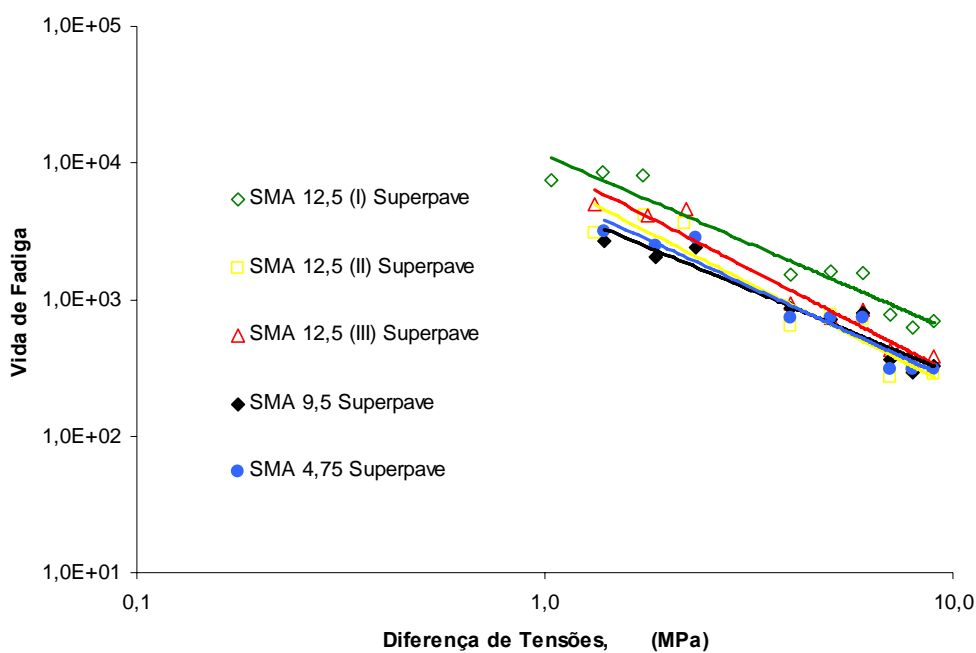
Alguns autores (KIM *et al.*, 1991, 1997; LITTLE *et al.*, 1999) chamam atenção para a dificuldade de se considerar determinados fatores típicos do campo nos ensaios com CPs em laboratório, como, por exemplo, o envelhecimento da mistura, as variações térmicas, a presença de cargas estocásticas, além do fenômeno de regeneração de trincas (*healing*). Além disso, ainda que no meio acadêmico o ensaio de fadiga seja predominantemente utilizado apenas para que se possa comparar o comportamento entre misturas, é preciso que não se tire conclusões equivocadas ao se observar as curvas de fadiga, pois, como lembram PINTO (1991) e MEDINA e MOTTA (2005), o estado de tensões gerado em cada situação depende da estrutura e do valor do MR de todas as camadas constituintes do pavimento.

A Tabela 5.3 apresenta os resultados de vida de fadiga das misturas estudadas (Nº de ciclos até a ruptura), para 30, 40 e 50% do valor de RT, sendo os valores a média de 3 a 5 CPs, dependendo da dispersão dos resultados.

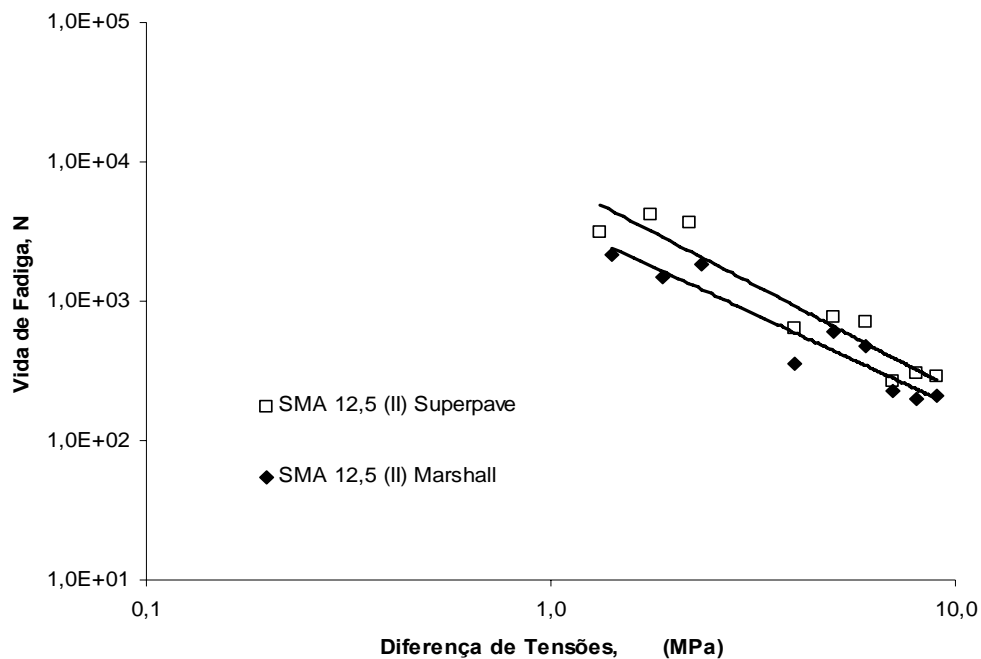
Tabela 5.3: Resultados dos ensaios de vida de fadiga, média de 3 a 5 CPs
(N, 25°C – 30, 40 e 50% de RT)

Tipo de Compactação	Misturas SMA				
	12,5mm (I)	12,5mm (II)	12,5mm (III)	9,5mm	4,75mm
	Fadiga 30% de RT				
<i>Superpave</i>	8012	3627	4549	2382	2793
<i>Marshall</i>	–	1818	–	–	2122
	Fadiga 40% de RT				
<i>Superpave</i>	1569	704	838	791	735
<i>Marshall</i>	–	481	–	–	621
	Fadiga 50% de RT				
<i>Superpave</i>	700	287	384	326	310
<i>Marshall</i>	–	212	–	–	273

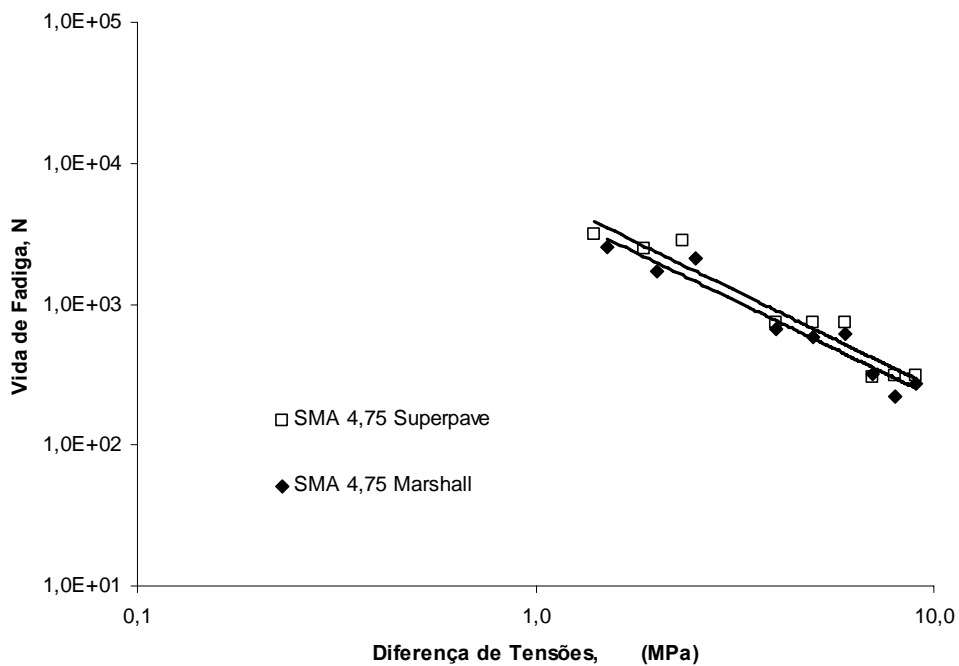
A Figura 5.5 mostra os gráficos de vida de fadiga (N) versus diferença de tensões ($\Delta\sigma$) para as misturas *Superpave* (a) e para as misturas *Marshall* comparadas às *Superpave* correspondentes (b) e (c). Os valores de $\Delta\sigma$ encontram-se na Tabela 5.4.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.5: Vida de fadiga versus diferença de tensões para as misturas estudadas: (a) Misturas *Superpave*; (b) e (c) Misturas *Marshall* comparadas às respectivas *Superpave*

Tabela 5.4: Diferença de tensões obtidas para as misturas estudadas para 30, 40 e 50% de RT ($\Delta\sigma$, MPa)

Mistura	$\Delta\sigma$		
	30%	40%	50%
12,5 (I) <i>Superpave</i>	1,04	1,39	1,74
12,5 (II) <i>Superpave</i>	1,32	1,76	2,20
12,5 (III) <i>Superpave</i>	1,33	1,78	2,22
9,5 <i>Superpave</i>	1,40	1,87	2,34
4,75 <i>Superpave</i>	1,40	1,87	2,34
12,5 (II) <i>Marshall</i>	1,42	1,89	2,36
4,75 <i>Marshall</i>	1,51	2,02	2,52

Com relação às misturas produzidas pela compactação *Superpave*, observa-se que: (i) para as misturas com TMN de 12,5mm, os *SMA*s II e III, além de apresentarem a mesma inclinação de reta, possuem $\Delta\sigma$ praticamente iguais – já que possuem a mesma resistência à tração (RT). Conclui-se que, dentre esses dois, o *SMA* III apresentou maior vida de fadiga. Para o *SMA* I, está evidente que esta mistura resistiu a um maior número de golpes (N) até que atingisse o colapso. Entretanto, não se pode afirmar que esta mistura tem uma maior vida de fadiga em relação às outras duas, pois o $\Delta\sigma$ desta é menor que o daquelas. Além disso, como observa CASTELO BRANCO (2004), o número de aplicações em campo é bem maior do que nos ensaios de laboratório, sendo mais importante a inclinação das retas do que o fato de uma estar acima da outra. Desta forma, analisando-se a inclinação das retas pela Figura 5.4(a), é possível prever que, em campo, para maiores números de aplicações (e menores níveis de tensão) o *SMA* I teria sua vida de fadiga superada pelo *SMA* III e, mais adiante (prossequindo-se com o número de aplicações), até pelo *SMA* II. Isso é um reflexo dos valores de módulo de resiliência das respectivas misturas e mostra que o comportamento das mesmas quanto à vida de fadiga estão coerentes com os resultados de módulo, pois quanto menor o MR da mistura mais tempo ela será capaz de absorver tensão. Em termos práticos, quanto menor for a rigidez da mistura, menos ela absorverá energia e, portanto, maior será sua capacidade de fletir sem sofrer dano. Os resultados indicam, portanto, que para a realidade do campo, o *SMA* III tenderia a apresentar a maior vida de fadiga entre os três com TMN de 12,5mm.

Continuando-se com a análise das misturas *Superpave*, observa-se que: (ii) é coerente uma comparação entre os *SMA*s de pequeno TMN (9,5 e 4,75mm) e os *SMA*s

II e III de 12,5mm, já que, apesar de uma certa diferença entre suas rigidezes, tal diferença ainda acarretou em $\Delta\sigma$ próximos. Analisando-se o mesmo gráfico (Figura 5.4(a)), percebe-se que, para pequenas aplicações de carga (com altos níveis de tensão), os *SMA*s finos oferecem vida de fadiga equivalente aos dois *SMA*s de 12,5mm em questão. Para maiores números de aplicações, entretanto, os *SMA*s de pequeno TMN são menos resistentes à fadiga em relação aos *SMA*s de 12,5mm. Apesar disso, comparando-se o *SMA* de 4,75mm com o *SMA* I de 12,5mm, é possível observar, pela inclinação das retas, que o *SMA* fino teria maior vida de fadiga para um grande número de aplicações. Comparando-se os *SMA*s de 9,5 e 4,75mm entre si, percebe-se que, para pequenas aplicações, o primeiro leva vantagem sobre o segundo. Porém, para um grande número de aplicações (realidade do campo), o *SMA* de 4,75mm teria maior vida de fadiga. Possivelmente, o teor de ligante do *SMA* 4,75mm (7,6%) influenciou para o seu melhor desempenho frente ao *SMA* 9,5mm (6,8%). Num quadro geral para as misturas *Superpave* estudadas, considerando um grande número de aplicações, o *SMA* de 4,75mm só teria seu desempenho superado pelos *SMA*s II e III de 12,5mm.

Com relação às misturas produzidas pela compactação *Marshall*, é possível observar, ao compará-las com as misturas *Superpave* correspondentes, que a compactação *Marshall* produziu misturas com $\Delta\sigma$ na ordem 7,0% maiores que as misturas confeccionadas pelo compactador *Superpave*, tanto para o *SMA* de 4,75mm quanto para o *SMA* II de 12,5mm. A princípio, isso é um reflexo dos RTs maiores (consequentemente, maiores $\Delta\sigma$) das misturas *Marshall* diante das misturas *Superpave*, mas também pode indicar que a compactação *Marshall* produz misturas cujo arranjo entre as partículas oferece menos resistência das misturas ao carregamento cíclico. Para o *SMA* de 4,75mm, essa diferença de resistência manteve-se constante para todos os níveis de tensão, como pode ser observado pela inclinação das retas. Para o *SMA* II 12,5mm, essa diferença existe, mas não é constante; a diferença aumenta na medida em que crescem o número de aplicações. Esse comportamento provavelmente se deu devido à quebra dos agregados graúdos na mistura após o grande número de ciclos de carregamento, reforçando a noção de que a compactação *Marshall* tende a produzir CPs com agregados graúdos quebradiços. Voltando ao *SMA* 4,75mm, este, por não possuir agregados graúdos, não apresentou diferença entre as inclinações das retas das misturas produzidas pelos dois tipos de compactação.

5.4. DANO POR UMIDADE INDUZIDA

Este é o ensaio adotado pela *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)* desde 1985, tendo ganhado aceitação pelas agências de transportes dos Estados Unidos. Ele combina as boas características de dois ensaios: *Lottman Test* e *Tunnicliff and Root Conditioning* (ROBERTS *et al.*, 1996), tendo sido denominado *Modified Lottman Test (AASHTO T-283)*.

Segundo *AASHTO T-283*, os CPs podem ser preparados seguindo os métodos *Marshall*, *Hveem* ou *Superpave*. O procedimento de ensaio resume-se conforme os passos descritos a seguir:

- Moldar 6 CPs para que atinjam volume de vazios entre 6 e 8% no teor de projeto de ligante;
- Dividir as amostras em dois grupos de 3 CPs, sendo um grupo o de controle e o outro submetido a saturação em água (55,0 a 80,0% de saturação) com a aplicação de uma pressão de vácuo de 254 a 660mmHg;
- Cobrir os CPs saturados com um filme plástico e colocá-los em um saco vedado com 10ml de água para, em seguida, encaminhá-los para congelamento (-18°C) por um período mínimo de 16 horas;
- Retirar os CPs do filme plástico e imergi-los em um banho de água a 60°C por um período de 24 ± 1 h;
- Retirar os CPs do banho e imergi-los em outro banho de água, desta vez a 25°C, por um período de 2 ± 1 h;
- Realizar o ensaio de resistência à tração nos CPs condicionados ($RT_{cond.}$). Os outros 3 CPs devem ser submetidos ao mesmo ensaio sem passarem pelo ciclo de condicionamento;
- Calcular a resistência à tração retida (RTR) por umidade induzida, que será a razão entre $RT_{cond.}$ e RT .

As Figuras 5.6(a) a 5.6(d) ilustram algumas das etapas do processo de condicionamento dos CPs.

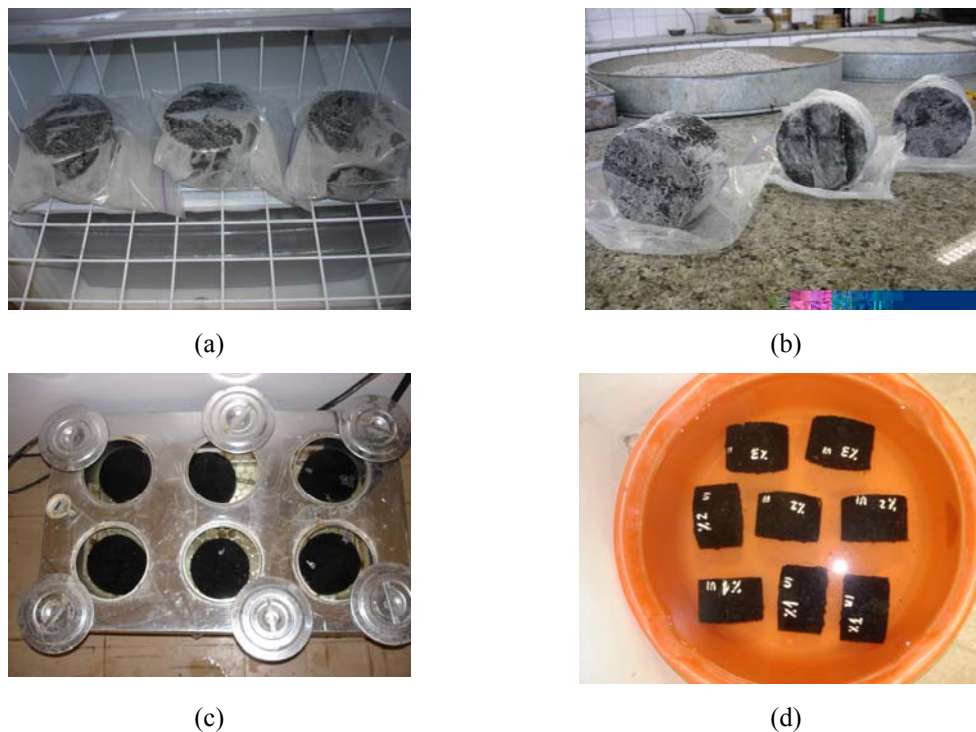


Figura 5.6: Algumas etapas do condicionamento dos CPs

A Tabela 5.5 mostra os valores de Vv das misturas produzidas para o ensaio de umidade induzida, juntamente com os respectivos números de giros/golpes para que se atingisse os Vv correspondentes.

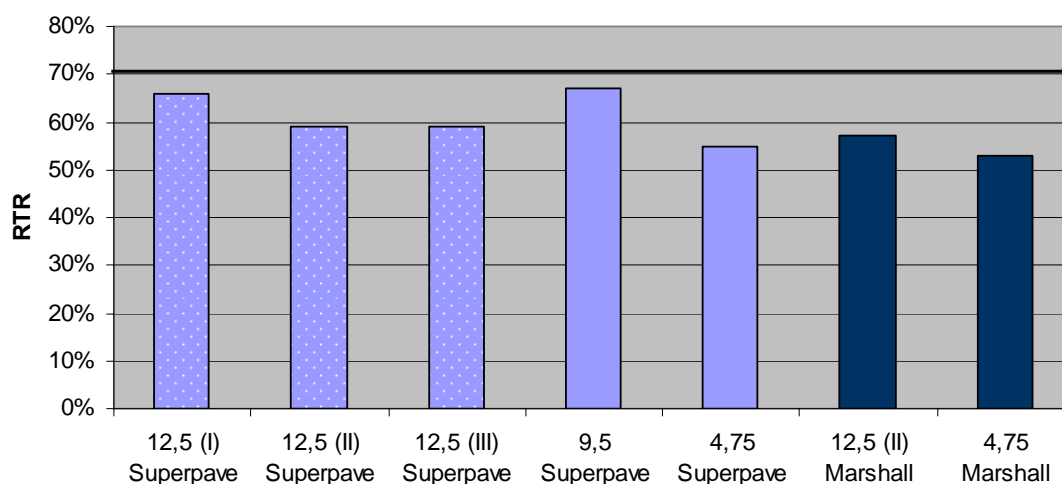
Tabela 5.5: Energias de compactação utilizadas para a obtenção dos vazios exigidos pela AASHTO T-283

SMA Superpave	Nº giros	Vv (%)	SMA Marshall	Nº golpes	Vv (%)
12,5mm (I)	40	6,6	—		
12,5mm (II)	43	6,5	12,5mm (II)	50	6,5
12,5mm (III)	30	6,6	—		
9,5mm	35	6,3	—		
4,75mm	32	7,1	4,75mm	35	7,0

A Tabela 5.6 apresenta os resultados de RTR obtidos para as misturas estudadas e a Figura 5.7 ilustra os respectivos valores.

Tabela 5.6: Resultados de RT, RT_{cond.} e RTR para as misturas analisadas (MPa)

Tipo de Compactação	Parâmetro	Misturas SMA				
		12,5mm (I)	12,5mm (II)	12,5mm (III)	9,5mm	4,75mm
<i>Superpave</i>	RT	0,69	0,80	0,76	0,93	0,96
	RT _{cond.}	0,45	0,47	0,45	0,62	0,53
	RTR	66%	59%	59%	67%	55%
<i>Marshall</i>	RT	–	0,96	–	–	1,01
	RT _{cond.}	–	0,55	–	–	0,53
	RTR	–	57%	–	–	53%

**Figura 5.7:** Gráfico ilustrando os resultados de RTR para as misturas estudadas

Pelos resultados apresentados, observa-se que nenhuma das misturas atingiu o requisito mínimo para a resistência à tração retida (RTR) por umidade induzida. Considerando que os resultados do ensaio de adesividade foram satisfatórios (apesar de ser um método subjetivo), suspeita-se que esse comportamento possa ter sido influenciado pelo fato de, na etapa de saturação em água com aplicação de vácuo, a pressão empregada pela bomba ter sido a máxima permitida (660mmHg). De início, optou-se por usar uma pressão cujo valor estivesse em torno da média do intervalo exigido (em torno de 450mmHg). Porém, verificando-se que esta pressão não era suficiente para provocar a formação de bolhas na superfície da água, decidiu-se aumentar a pressão para a máxima permitida, evidenciando-se, a partir de então, a saturação dos CPs pela saída de bolhas do interior das amostras em direção à superfície.

Com relação às misturas *Superpave*, observa-se que, entre as de TMN 12,5mm, os *SMA*s II e III apresentaram a mesma resistência. Entretanto, o *SMA* II possui um teor de ligante um pouco menor que o *SMA* III, assim como um volume de vazios maior do que o V_v deste (Tabela 4.4), oferecendo assim maiores condições à ação deletéria da água. Apesar disso, o *SMA* II demonstrou desempenho igual ao *SMA* III, levando a crer que, dentre os dois, a granulometria do primeiro oferece maior resistência ao dano por umidade induzida. Dentre as três misturas de 12,5mm, o *SMA* I obteve a maior resistência. Atribui-se esse desempenho a seu elevado teor de ligante (7,7%) em relação aos outros dois. Comparando-se as cinco misturas *Superpave*, observa-se que o *SMA* com TMN de 9,5mm apresentou o melhor desempenho. Os resultados indicam que sua granulometria teve grande contribuição para a resistência da mistura, pois seu teor de ligante foi o menor entre as misturas *Superpave*, juntamente com o teor do *SMA* II.

Com relação às misturas *Marshall*, a diferença entre os valores de $RT_{cond.}$, comparando-se às misturas *Superpave* equivalentes, foi proporcional à diferença entre os RT s sem condicionamento. Assim, os valores de RTR , tanto para o *SMA* II 12,5mm como para o *SMA* 4,75mm foram praticamente iguais, indicando que o tipo de compactação não exerce influência à resistência da mistura à ação deletéria da água.

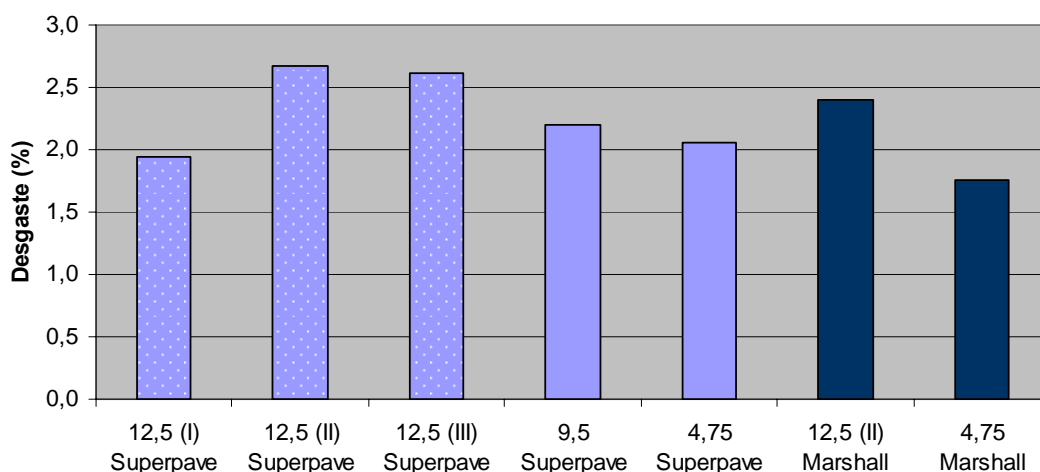
5.5. DESGASTE CÂNTABRO

O ensaio de desgaste Cântabro surgiu na Espanha, com o objetivo de avaliar o comportamento de misturas asfálticas quanto à perda de material, tendo servido, de acordo com PINHEIRO (2004), como parâmetro de avaliação da coesão de misturas betuminosas. Recomendado originalmente pelos espanhóis para misturas drenantes, este ensaio é adotado pelo Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes – DNIT para a determinação da resistência de misturas asfálticas à desagregação. Conforme ABNT NBR 15140 (2004), o ensaio pode ser estendido para outros tipos de misturas asfálticas. Conforme BERNUCCI *et al.* (2007) relatam, é possível encontrar estudos onde se empregou este ensaio em misturas de areia-asfalto e em concretos asfálticos.

O ensaio consiste em se pesar corpos-de-prova e colocá-los

Tabela 5.7: Resultados de desgaste Cântabro para as misturas estudadas

Tipo de Compactação	Misturas SMA				
	12,5mm (I)	12,5mm (II)	12,5mm (III)	9,5mm	4,75mm
<i>Superpave</i>	1,95	2,67	2,62	2,20	2,06
<i>Marshall</i>	–	2,40	–	–	1,76

**Figura 5.9:** Gráfico ilustrando os resultados de desgaste Cântabro para as misturas estudadas

Entre os *SMA*s *Superpave*, o que ofereceu maior resistência ao desgaste foi o *SMA* I de 12,5mm. Apesar dessa mistura possuir o maior teor de ligante, e isso possivelmente influenciou no resultado, a maior resistência dessa mistura ao desgaste pode ser um indicativo de que sua granulometria proporciona uma mistura mais coesa comparadas às demais granulometrias com mesmo TMN, reforçando a evidência de que essa mistura possui um esqueleto pétreo capaz de oferecer um intertravamento maior em relação aos outros dois *SMA*s. Por sua vez, os *SMA*s II e II de 12,5mm apresentaram os maiores desgastes. Já os *SMA*s finos (9,5 e 4,75mm) tiveram suas resistências superadas apenas pelo *SMA* I, tendo sido o *SMA* de 4,75mm o segundo mais resistente.

Observando-se os resultados relativos às misturas *Marshall*, percebe-se que este tipo de compactação proporcionou maior resistência às misturas, comparadas à compactação *Superpave*. Isso provavelmente aconteceu devido ao fato de a compactação *Marshall* distribuir a massa asfáltica de forma não homogênea (como comentado no item 4.3), acarretando em CPs com mais ligantes nas bordas em comparação aos CPs moldados pelo compactador giratório *Superpave* (Figura 5.10).

Sendo as bordas dos CPs justamente os pontos sujeitos ao desgaste durante o ensaio Cântabro, os CPs *Marshall*, com mais ligante nessas regiões, oferecerão mais resistência para que seus agregados sejam arrancados. Desta forma, estes resultados apontam para a não adequação da compactação *Marshall* para moldar CPs destinados ao ensaio de desgaste, por produzir misturas que, em laboratório, parecerão ser mais resistentes ao desgaste do que realmente o serão em campo.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES, CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Este capítulo apresenta (i) as conclusões desta pesquisa, (ii) as considerações finais, baseadas no contexto geral do tema e fundamentadas nos resultados obtidos e na literatura e (iii) algumas sugestões para pesquisas futuras.

6.1. CONCLUSÕES

Com base nos resultados deste estudo, as principais conclusões sobre o tema investigado são:

- (a) Com relação ao efeito de diferentes Tamanhos Máximos Nominais (TMNs) em misturas *SMA*:
 - *SMA*s com pequeno TMN (9,5 e 4,75mm) parecem ser capazes de oferecer menores rigidezes aos revestimentos em comparação a *SMA*s com TMN de 12,5mm. Entretanto, ao contrário do que normalmente é observado, todas as misturas, para os três TMN verificados, apresentaram valores de resistência à tração inversamente proporcionais ao MR;
 - *SMA*s com pequeno TMN (*SMA*s finos) desempenham vida de fadiga semelhante a *SMA*s de 12,5mm para pequeno número de aplicações de carga (N). Para maiores N, no entanto, *SMA*s finos são menos resistentes. Para elevado número N, contudo, *SMA*s 4,75mm parecem superar o desempenho de *SMA*s 12,5mm cujas granulometrias passam pelo limite inferior da faixa;
 - Quanto à ação deletéria da água, a redução do TMN dos *SMA*s não apresentou um comportamento com uma tendência clara, pois enquanto

o *SMA* de 9,5mm demonstrou desempenho superior a todos os *SMA*s de 12,5mm, o *SMA* de 4,75 teve desempenho inferior a todos eles;

- *SMA*s

curvas passantes pelo meio e pelo limite superior da faixa apresentam resistências semelhantes entre si e inferiores à curva no limite inferior. Provavelmente, o maior percentual de ligante para a mistura com curva passando pelo limite inferior contribuiu para um melhor comportamento diante das outras duas misturas;

- Os resultados de desgaste Cântabro apontam para uma elevada coesão da massa asfáltica nas misturas cujas curvas passam pelo limite inferior da faixa de TMN 12,5mm. As curvas passantes pelo limite superior ou pelo meio da faixa mostram-se menos capazes de oferecer coesão à massa asfáltica.

(c) Com relação ao efeito do tipo de compactação (*Marshall* × *Superpave*) em misturas SMA:

- Para granulometrias com TMN tradicional (12,5mm), a compactação *Marshall* parece produzir misturas com rigidez inferior a misturas produzidas pela compactação *Superpave*. Para granulometrias finas (4,75mm), parece não haver influência do tipo de compactação nas rigidezes das misturas. Com relação ao valor de RT, este se mostra sensível tanto para as misturas com TMN de 12,5mm quanto para as de 4,75mm, sendo esses valores maiores para a compactação *Marshall*;
- Quanto à vida de fadiga, para misturas com pequeno TMN, a compactação *Marshall* parece produzir misturas sujeitas a menor vida de fadiga, sendo esse comportamento um reflexo de maiores diferenças de tensões ($\Delta\sigma$) nos CPs *Marshall* – da ordem de 7,0% maiores que nos CPs *Superpave* – provocadas por maiores RTs destes em relação aos RTs das misturas *Superpave*. Para misturas com TMN de 12,5mm, além do efeito provocado pela diferença de tensões, a compactação *Marshall* pareceu contribuir para um aumento na diferença de comportamento – pior para as misturas *Marshall* – na medida em que crescem o número de

aplicações de carga, fato atribuído à quebra dos agregados graúdos durante a moldagem de CPs com esse tipo de compactação;

- Quanto à resistência à tração retida (RTR) por umidade induzida, o tipo de compactação parece não influenciar este parâmetro;
- Para as misturas estudadas, a compactação *Marshall* ofereceu maior resistência ao desgaste em comparação àquelas produzidas pela compactação *Superpave*. Esse fenômeno pode ser dado devido ao fato de a compactação *Marshall* produzir CPs com maiores concentrações de ligante nas bordas das amostras, comparando-se aos CPs *Superpave*.

6.2. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Baseando-se no histórico bibliográfico e nos resultados obtidos nesta pesquisa, comprova-se que misturas *SMA* podem ser uma excelente solução para os revestimentos asfálticos, considerando o sobrecarregado papel que a matriz rodoviária brasileira exerce perante as demais matrizes, e a alteração na configuração das solicitações atualmente observadas em nossa malha rodoviária.

Quanto aos *SMA*s com pequeno Tamanho Máximo Nominal (TMN), especialmente os de 4,75mm, fundamentando-se nos estudos relatados na revisão bibliográfica, essas misturas demonstram ser capazes de oferecer excelente trabalhabilidade, de proporcionar superfícies suaves de rolamento, de serem usadas como aplicações de camadas finas, podendo, justamente por isso, ser utilizadas como camada de regularização. Além disso, oferecem maior possibilidade de uso de agregados processados, proporcionam redução do tempo de construção, aumento da vida útil do pavimento, aumento das características de segurança, aumento da durabilidade, melhora na aparência física, redução da permeabilidade e diminuição do nível de ruídos.

No que se refere ao custo, tomando como exemplo um *SMA* 4,75mm com 7,5% de ligante e o comparando com um *SMA* 12,5mm com 7,0% de ligante, ainda que o

primeiro gaste 5,0kg a mais de ligante por tonelada de mistura, o SMA fino será mais econômico pela espessura do revestimento. Supondo uma camada de SMA 4,75mm com 2,0cm de espessura e uma de SMA 12,5mm com 5,0cm, a economia será de 60,0% em massa asfáltica. A depender do tipo de tráfego, para rodovias com baixo volume e predominância de veículos leves, como ainda é o caso da maioria das rodovias cearenses (dois terços, para o caso da malha estadual), SMAs de 4,75mm podem levar vantagem frente a SMAs de 12,5mm. Além disso, nos SMAs finos há uma economia com o uso de fibras – de 0,3 a 0,5% em massa nos SMAs 12,5mm, custando R\$ 5.000,00 a tonelada de fibra, segundo VALE (2007).

Esse tipo de mistura torna-se, portanto, um atrativo para o Ceará, considerando a configuração do tráfego no estado e de sua malha, cuja grande maioria carece de revestimento asfáltico. Neste sentido, espera-se que a 3ª UNIT/DNIT possa testar SMAs finos – tanto em restaurações quanto na aplicação de revestimentos novos – como prática na pavimentação rodoviária, a exemplo de muitas agências norte-americanas, que têm demonstrado interesse em utilizar SMAs com TMN de 4,75mm devido às qualidades acima mencionadas desse tipo específico de SMA.

Quanto ao tipo de compactação empregado – levando-se em conta que o órgão rodoviário do estado do Ceará, assim como os demais órgãos rodoviários brasileiros, utiliza a metodologia *Marshall* como método de dosagem e compactação de misturas asfálticas – os resultados dos ensaios mecânicos das misturas estudadas nesta pesquisa, além do histórico bibliográfico atestando melhor adequação da compactação *Superpave* a parâmetros de campo, servem de estímulo para que as agências rodoviárias se empenhem em adotar o método *Superpave* de dosagem. Evidentemente que se requer tempo e investimento financeiro para a capacitação de recursos humanos ao se vislumbrar a implementação de um novo método de dosagem e compactação de misturas nos referidos órgãos. Contudo, começando pela aquisição de compactadores giratórios *Superpave*, as misturas contínuas (*e.g.* Concretos Asfálticos) produzidas nas agências rodoviárias poderiam ser confrontadas com as de campo. Além disso, considerando uma mudança de cultura por parte das agências no sentido de adotar a utilização de misturas SMA em seus estados, o tempo de implementação de uma nova metodologia seria menor, haja vista a considerável simplificação do método de dosagem

de misturas *SMA* em relação a misturas tipo *CA*, principalmente no que se refere aos requisitos volumétricos das misturas.

6.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Investigar a influência de diferentes granulometrias em *SMA*s com pequeno TMN no comportamento mecânico dessas misturas;
- Investigar a influência de diferentes TMN (*SMA*s finos × *SMA*s tradicionais) na vida de fadiga para níveis muito pequenos de tensões e elevado número de solicitações (N);
- Investigar a influência de diferentes granulometrias (passantes pelos limites, superior, inferior e pelo meio das faixas), para diversos TMNs, no comportamento dos *SMA*s quanto à deformação permanente, por meio de simuladores de tráfego;
- Investigar o comportamento mecânico de *SMA*s, na linha das presentes sugestões, com o emprego de ligantes modificados e/ou fibras de naturais (*e.g.* coco, sisal) como alternativa às fibras de celulose.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials (1989) *T-283 – Resistance of Compacted Bituminous Mixture to Moisture Induced Damage*.
- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials (1997) *T-305 – Determination of Draindown Characteristics in Uncompacted Asphalt Mixtures*.
- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials (2001) *PP-41 – Standard Practice for Designing Stone Matrix Asphalt (SMA)*.
- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials (2005) *MP8 – Standard Specification for Designing Stone Matrix Asphalt (SMA)*.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1993) *NBR 12891 – Dosagem de Misturas Betuminosas pelo Método Marshall*.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (2004) *NBR 15140 – Misturas Asfálticas – Determinação do Desgaste por Abrasão Cântabro*.
- AL-ROUSAN, T. M. (2004) *Characterization of Aggregate Shape Properties Using a Computer Automated System*. Ph.D. Dissertation. Texas A&M University, College Station, Texas, USA.
- ANP (2005) Resolução ANP N° 19, de 11.7.2005 DOU 12.7.2005. Regulamento Técnico N° 3/2005. Agência Nacional do Petróleo.
- ARTESP – Agência de Transportes do Estado de São Paulo. Disponível em: <http://www.artesp.sp.gov.br>. Acessado em: 10/08/2007.
- ASTM – American Society for Testing and Materials (1988) *C 127 – Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate*.
- ASTM – American Society for Testing and Materials (1997) *C 128 – Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregates*.
- ASTM – American Society for Testing and Materials (1998) *C 1252 – Standard Test Method for Uncompacted Void Content of Fine Aggregate (as Influenced by Particle Shape, Surface Texture, and Grading)*.
- ASTM – American Society for Testing and Materials (1999) *D 4791 – Standard Test Method for Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate*.

- ASTM – American Society for Testing and Materials (2000) *D 2041 – Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures*.
- ASTM – American Society for Testing and Materials (2000) *D 2726 – Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Non-Absorptive Compacted Bituminous Mixtures*.
- ASTM – American Society for Testing and Materials (2006) *D 4402 – Standard Test Method for Viscosity Determination of Asphalt at Elevated Temperatures Using a Rotational Viscometer*.
- BELIGNI, M.; D. F. VILLIBOR e J. R. CINCERRE (2000) *Misturas asfálticas do tipo SMA (Stone Mastic Asphalt): Solução para Revestimentos de Pavimentos de Rodovias e Vias Urbanas de Tráfego Intenso*. In: Anais da Reunião Anual de Pavimentação – 32ºRAPv, Brasília, Distrito Federal, v. 01, p. 590–605.
- BERNUCCI, L. B.; L. M. G. MOTTA; J. A. P. CERATTI e J. B. SOARES (2007) *Pavimentação Asfáltica – Formação Básica para Engenheiros*. 1ªed., Rio de Janeiro, Edição PETROBRAS/ABEDA.
- BRITO, L. A. T. (2006) *Avaliação e Análise Paramétrica do Ensaio de Compressão Diametral sob Cargas Repetidas em Misturas Asfálticas*. Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre, RS.
- BROSSEUAD, Y. (2006) *Propriedades das Superfícies dos Pavimentos em Relação à Segurança e ao Conforto dos Usuários*. 18º Encontro de Asfalto. Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás - IBP. Rio de Janeiro, RJ.
- BROWN, E. R. (1992) *Experience with Stone Matrix Asphalt in United States*. National Center for Asphalt Technology – NCAT, Auburn, Alabama, USA.
- CARNEIRO, F. L. (1953) *Um Novo Método para a Determinação da Resistência à Tração dos Concretos*. Comunicação nº 05. Reunião da Associação Brasileira de Normas Técnicas. Instituto Nacional de Tecnologia, Rio de Janeiro, RJ (Publicado no boletim nº13, RILEM, série antiga. Paris, 1953, p. 103-107).
- CARPENTER, S. H.; K. A. GHUZLAN e S. SHEN (2003) *A Fatigue Endurance Limit for Highway and Airport Pavements*. Proceeding of Highway Research Board, Washington, DC.
- CASTELO BRANCO, V. T. F. (2004) *Caracterização de Misturas Asfálticas com o Uso de Escória de Aciaria como Agregado*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- CASTELO BRANCO, V. T. F.; E. MASAD; D. LITTLE; J. SOARES e L. M. G. MOTTA (2007) *Caracterização de Forma, Angularidade e Textura de Agregado de Brita Granítica e Escórias de Aciaria Usando o Aggregate*

Imaging System (AIMS). XXI Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, Rio de Janeiro, RJ.

- CERATTI, J. A. P (1991) *Estudo do Comportamento a Fadiga de Solos Estabilizados com Cimento para Utilização em Pavimentos*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- CHENG, D-X (2002) *Surface Free Energy of Asphalt-Aggregate System and Performance Analysis of Asphalt Concrete Base don Surface Free Energy*. Ph.D. Dissertation. Civil Engineering Department, Texas A&M University, College Station, Texas.
- CNT (2006) *Relatório Gerencial. Pesquisa Rodoviária 2006*. Confederação Nacional do Transporte. CNT, SEST, SENAT. 157p.
- CONSUEGRA, A.; D. N. LITTLE; H. VON QUINTOS e J. BURATI (1989) *Comparative Evaluation of Laboratory Compaction Devices Based on Their Ability to Produce Mixtures with Engineering Properties Similar to Those Produced in the Field*. Transportation Research Record 1228, TRB, National Research Council, Washington, DC, p. 80-87.
- COOLEY JR, L. A; R. S. JAMES e M. S. BUCHANAN (2002) *Development of Mix Design Criteria for 4.75mm Superpave Mixes*. National Center for Asphalt Technology – NCAT, Auburn, Alabama, USA.
- COOLEY JR, L. A. e E. R. BROWN (2003) *Potential of Using Stone Matrix Asphalt for Thin Overlays*. National Center for Asphalt Technology – NCAT, Auburn, Alabama, USA.
- COOLEY JR, L. A.; J. ZHANG; R. S. JAMES e H. XIE (2004) *Design of 4.75mm NMAS Mixes for Thin Maintenance Treatments*. Proceedings of The International Symposium on Long Lasting Asphalt Pavements – ISAP, Auburn, Alabama, USA.
- DEPT (2006) *Informativo Gerencial*. Departamento de Edificações, Rodovias e Transportes.
- DNER (1987) *Mistura Betuminosa – Determinação da Densidade Aparente*. DNER ME 117/87, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, RJ.
- DNER (1994) *Agregado Graúdo – Adesividade ao Ligante Betuminoso*. DNER ME 78/94, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, RJ.
- DNER (1994) *Misturas Betuminosas – Determinação do Módulo de Resiliência*. DNER ME 133/94, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, RJ.
- DNER (1994) *Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral*. DNER ME 138/94, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, RJ.

- DNER (1997) *Pavimentação – Concreto Betuminoso*. DNER ES 313/97, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, RJ.
- DNER (1998) *Agregados – Determinação da Abrasão “Los Angeles”*. DNER ME 035/98, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, RJ.
- DNER (1995) *Agregado Miúdo – Determinação da Densidade Real*. DNER ME 84/95, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, RJ.
- DNER (1998) *Agregados – Análise Granulométrica*. DNER ME 83/98, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, RJ.
- DNER (1998) *Agregados – Determinação da Massa Específica de Agregados Miúdos por Meio do Frasco Chapman*. DNER ME 194/98, Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes, Rio de Janeiro, RJ.
- ELPHINSTONE JR, G. M. (1997) *Adhesion and Cohesion in Asphalt-Aggregate System*. Ph.D. Dissertation. Texas A&M University, College Station, Texas, USA.
- EN (2003) *Europäische Norm (English Version). Bituminous Mixtures – Material Specifications. Part 2. Asphalt Concrete for Very Thin Layers*.
- FALCÃO, M. F. B. e J. B. SOARES (2002) *Considerações Sobre o Ensaio de Compressão Diametral no Estudo de Materiais de Pavimentação*. XVI Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, Natal, RN. V.1, p. 169-181.
- FIEC – Federação das Indústrias do Estado do Ceará. Disponível em: <http://www.fiec.org.br/cesar/transportes.htm>. Acessado em: 27/10/2007.
- FREITAS, F. A. C. (2002) *Modelagem da Formação e Propagação de Trincas em Misturas Betuminosas Através do Método dos Elementos Finitos*. Dissertação de Mestrado, PETRAN/UFC, Fortaleza, CE.
- GOOD, R. J. e C. J. VAN OSS (1992) *The Modern Theory of Contact Angles and the Hydrogen Bond Components of Surface Energies*. Chapter 1, *Modern Approach to Wettability: Theory and Applications*, M.E. Schrader and G. Loeb Editors, Plenum Press, New York, pp. 1-27.
- GOUVEIA, L. T. e J. L. FERNANDES JR (2002) *Limitações do Ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA) para Previsão do Comportamento de Misturas Asfálticas*. XVI Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, Natal, RN. v.1, p. 157-168.
- GOUVEIA, L. T. (2006) *Contribuições ao Estudo da Influência de Propriedades de Agregados no Comportamento de Misturas Asfálticas Densas*. Tese de Doutorado, EESC-USP, São Paulo, SP.

- GOUVEIA, L. T.; J. L. FERNANDES JR e J. B. SOARES (2007) *Influência da Energia de Compactação no Comportamento Volumétrico e Mecânico de Misturas Asfálticas*. Revista TRANSPORTES.
- HAND, A. J.; J. L. STIADY; T. D. WHITE; A. S. NOURELDIN e K. GALAL (2001) *Gradation Effects on HMA Performance*. Transportation Research Board – TRB, Washington DC.
- HERRIN, M. e W. H. GOETZ (1954) *Effect of Aggregate Shape on Stability of Bituminous Mixes*. Highway Research Board Proceedings, Washington DC, p. 293–308.
- HUANG, Y. H. (2003) *Pavement Analysis and Design*. 2^a ed. Englewood-Cliffs: Prentice Hall.
- HVEEM, F. N. (1955) *Pavement Deflection and Fatigue Failures*. Bulletin 114, p. 43-87.
- KANDHAL, P. S. e R. B. MALLICK (1998) *Open-Graded Friction Course: State of the Practice*. Transportation Research Circular Number E-C005, Transportation Research Board – TRB, Washington DC.
- KANDHAL, P. S. e R. B. MALLICK (2001) *Effect of Mix Gradation on Rutting Potential of Dense Graded Asphalt Mixtures*. Transportation Research Board – TRB, Washington DC.
- KANDHAL, P. S. e L. A. COOLEY JR (2001) *The Restricted Zone in the Superpave Aggregate Gradation Specification*. National Cooperative Highway Research Program.
- KIM Y-R; D. N. LITTLE e F. C. BRONSON (1991) *Chemical and Mechanical Evaluation on Healing Mechanism of Asphalt Concrete*. Association of Asphalt Pavement Technologists.
- KIM, Y-R.; N. KIM e N. P. KHOSLA (1992) *Effects of Aggregate Type and Gradation on Fatigue and Permanent Deformation of Asphalt Concrete*. In: Effects of Aggregates and Mineral Fillers on Asphalt Mixture Performance. American Society for Testing and Materials – ASTM.
- KIM Y-R; H. J. LEE e D. N. LITTLE (1997) *Fatigue Characterization of Asphalt Concrete Using Viscoelasticity and Continuum Damage Theory*. Association of Asphalt Pavement Technologists.
- KIM Y-R; F. ARAGÃO e J. LUTIF (2006) *Restricted-Zone Requirements for Superpave Mixes Made with Local Aggregate Sources*. Research Report Number 556, Lincoln, NE.
- LANCHAS, S. (1999) *Características del Stone Mastic Asphalt SMA*. Anais do 10^o Congresso Ibero-Latinoamericano – CILA, Sevilha, Espanha.

- LITTLE, D. N.; R. L. LYTTON; D. WILLIAMS e Y-R. KIM (1999) *An Analysis of the Mechanism of Microdamage Healing Based on the Application of Micromechanics First Principle of Fracture and Healing*. Association of Asphalt Pavement Technologists.
- LOUREIRO, T. G. L. (2003) *Estudo da Evolução do Dano por Fadiga em Misturas Asfálticas*. Dissertação de Mestrado, PETRAN/UFC, Fortaleza, CE.
- LYTTON, R. L., C. W. CHEN e D. N. LITTLE (1998) *A Micromechanics Fracture and Healing Model for Asphalt Concrete in Fundamental Properties of Asphalts and Modified Asphalts*. Task K: Microdamage and Healing in Asphalt and Asphalt Concrete. FHWA Final Report, vol 3.
- LYTTON, R. L. (2004) *Adhesive Fracture in Asphalt Concrete Mixtures*. Capítulo de Livro Editado por J. Youtcheff, Submetido para Publicação.
- MALLICK, R. B.; P. S. KANDHAL; L. A. COOLEY JR e D. E. WATSON (2000) *Design, Construction and Performance of New-generation Open-graded Friction Courses*. Research Report. Association of Asphalt Paving Technologists – AAPT, Reno, Nevada, USA.
- MASAD, E.; T. AL-ROUSAN; J. BUTTON; D. LITTLE e E. TUTUMLUER (2005) *Test Methods for Characterizing Aggregate Shape, Texture and Angularity*. NCHRP Final Report. Transportation Research Board, National Research Council.
- MASAD, E.; V. CASTELO BRANCO; D. N. LITTLE; e R. LYTTON (2006) *An Improved Method for The Dynamic Mechanical Analysis of Fatigue Failure of Sand Asphalt Mixtures*. FHWA Research Report Number 473630. Texas Transportation Institute, Texas A&M University, College Station, Texas.
- MAREK, C. R. e M. HERRIN (1968). *Tensile Behavior and Failure of Thin Films of Asphalt*. Association of Asphalt Paving Technologists, v. 37, 386-421.
- MEDEIROS JR, M. S. (2006) *Caracterização Mecânica de Misturas Asfálticas por Meio de Módulo Dinâmico*. Dissertação de Mestrado, PETRAN/UFC, Fortaleza, CE.
- MEDINA, J. e L. M. G. MOTTA (2005) *Mecânica dos Pavimentos*. 2.ed. Rio de Janeiro, RJ. Editora UFRJ, 2005. 574p.
- MORILHA JR, A. (2004) *Estudo sobre a Ação de Modificadores no Envelhecimento dos Ligantes Asfálticos e nas Propriedades Mecânicas e de Fadiga das Misturas Asfálticas*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil/UFSC, Florianópolis, SC.
- MOTTA, L. M. G. (1991) *Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis – Parâmetro de Confiabilidade e Ensaios de Cargas Repetidas*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

- MOTTA, L. M. G.; I. TONIAL; L. M. LEITE e R. S. CONSTANTINO (1996) *Princípios do Projeto e Análise Superpave de Misturas Asfálticas*. Tradução comentada, Rio de Janeiro, RJ.
- MOURÃO, F. A. L. (2003) *Misturas Asfálticas de Alto Desempenho Tipo SMA*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- NASCIMENTO, L.; L. M. LEITE; E. F. CAMPOS; G. MARQUES e L. M. G. MOTTA (2006) *Uso da Tomografia Computadorizada e de Imagens Digitais para o Estudo de Misturas Asfálticas*. 18º Encontro de Asfalto. Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás - IBP. Rio de Janeiro, RJ.
- PANK, H. (1995) *Finnish Asphalt Specifications*. Finnish Pavement Technology Advisory Council.
- PINHEIRO, J. H. M. (2004) *Incorporação de Borracha de Pneu em Misturas Asfálticas de Diferentes Granulometrias – Processos Úmido e Seco*. Dissertação de Mestrado, PETRAN/UFC, Fortaleza, CE.
- PINTO, S. (1991) *Estudo do Comportamento a Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- REIS, R. M. I. M (2002) *Revestimento Asfáltico Tipo SMA para Alto Desempenho em Vias de Tráfego Pesado*. Dissertação de Mestrado, EPUSP-USP, São Paulo, SP.
- ROBERTS, F. L.; P. S. KANDHAL; R. E. BROWN; D. LEE e T. W. KENNEDY (1996) *Hot Mix Asphalt Materials, Mix Design and Construction*. National Asphalt Pavements Association – NAPA, Maryland, USA.
- ROBERTS, F. L.; L. N. MOHAMMAD e L. B. WANG (2002) *History of Hot Mix Asphalt Mixture in the Unites States*. Journal of Materials in Civil Engineering, July/August, American Society of Civil Engineers, 150th Anniversary Paper.
- SCHAPERLY, R. A. (1984) *Correspondence Principles and a Generalized J-Integral for Large Deformation and Fracture Analysis of Viscoelastic Media*. International Journal of Fracture. vol 25, pp. 194-233.
- SCHAPERLY, R. A. (1988) *On the Mechanics of Crack Closing and Bonding in Linear Viscoelastic Media*. International Journal of Fracture. vol. 39, pp. 163-189.
- SENÇO, W. (1997) *Manual de Técnicas de Pavimentação*. 1ªed., São Paulo, Editora Pini.
- SILVA, P. B.; L. L. B. BERNUCCI; E. MOURA; L. F. M. LEITE e V. FARIA (2004) *Estudo de Revestimento Asfáltico SMA 0/8S Utilizado em Trecho Experimental*. In: Anais do Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes – XIX ANPET, Recife, PE, v. 02, p. 1505–1516.

- SOARES, J. B.; F. A. C. FREITAS; J. V. CASTELO BRANCO e L. M. G. MOTTA (2000) *Método de Previsão do Teor Ótimo de Ligante em Misturas Asfálticas tipo CBUQ*. 32ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Brasília.
- SOUZA, F. V. (2005) *Modelo Multi-Escala para Análise Estrutural de Compósitos Viscoelásticos Suscetíveis ao Dano*. Dissertação de Mestrado, PETRAN/UFC, Fortaleza, CE.
- SOLAIMANIAN, M.; J. HARVEY; M. TAHMORESSI e V. TANDON (2007) Test Methods to Predict Moisture Sensitivity of Hot-Mix Asphalt Pavements. Topic 3. http://trb.org/publications/conf/reports/moisture/03_TOP3.pdf, acessado em 18/11/2007.
- U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Disponível em: <http://www.tfhrc.gov/pubrds/04may/05.htm>, acessado em 17/10/2007.
- VALE, A. C. (2007) *Estudo Laboratorial da Viabilidade do Uso de Fibras de Coco em Misturas Asfálticas Tipo SMA*. Dissertação de Mestrado, PETRAN/UFC, Fortaleza, CE.
- VASCONCELOS, K. L. (2004) *Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas a Quente Dosadas pelas Metodologias Marshall e Superpave com Diferentes Granulometrias*. Dissertação de Mestrado, PETRAN/UFC, Fortaleza, CE.
- VASCONCELOS, K. L.; A. BHASIN; D. N. LITTLE e J. B. SOARES (2008) *Medidas de Adesão Entre Agregado e Ligante Asfáltico*. Artigo aceito para publicação na Revista Transportes 2008.
- VASCONCELOS, K. L.; F. EVANGELISTA JR e J. B. SOARES (2005) *Análise da Estrutura Interna de Misturas Asfálticas*. XIX Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, Recife, PE. v.2, p. 1294-1306.
- WATSON, D. E.; K. A. MOORE; K. WILLIAMS e L. A. COOLEY JR; (2003) *Refinement of New-generation Open-graded Friction Courses*. National Center for Asphalt Technology – NCAT, Auburn, Alabama, USA.
- WILLIAMS, S. G. (2006) *Development of 4.75mm NMAS Superpave Mixes*. National Center for Asphalt Technology – NCAT, Auburn, Alabama, USA.
- XIE, H.; L. A. COOLEY JR e M. H. HUNER (2003) *4.75mm NMAS Stone Matrix Asphalt (SMA) Mixtures*. National Center for Asphalt Technology – NCAT, Auburn, Alabama, USA.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)