

CLÁUDIO LUIZ DIAS LEAL

**APROVEITAMENTO DO BAGAÇO DE CANA DE AÇÚCAR EM MISTURAS  
ASFÁLTICAS**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, como requisito parcial para obtenção do Grau de Doutor. Área de Concentração: Tecnologia da Construção.

Orientador: Prof Protasio Ferreira e Castro, Ph.D.

NITERÓI  
2013

Ficha Catalográfica elaborada pela Biblioteca da Escola de Engenharia e Instituto de Computação da UFF

L435 Leal, Claudio Luiz Dias.

Aproveitamento do bagaço de cana de açúcar em misturas  
asfálticas / Claudio Luiz Dias Leal. – Niterói, RJ : [s.n.], 2013.

219 f.

Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal  
Fluminense, 2013.

Orientador: Protasio Ferreira e Castro.

1. Tecnologia da Construção. 2. Pavimentação asfáltica. 3. Bagaço  
de Cana de Açúcar. I. Título.

CDD 690

CLÁUDIO LUIZ DIAS LEAL

**APROVEITAMENTO DO BAGAÇO DE CANA DE AÇÚCAR EM MISTURAS  
ASFÁLTICAS**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, como requisito parcial para obtenção do Grau de Doutor. Área de Concentração: Tecnologia da Construção.

Aprovada em julho de 2013

**BANCA EXAMINADORA**

---

Prof Protasio Ferreira e Castro, Ph.D. – Orientador  
Universidade Federal Fluminense – UFF

---

Prof Carlos Alberto Pereira Soares, D.Sc.  
Universidade Federal Fluminense – UFF

---

Prof<sup>a</sup> Prepredigna Delmiro Elga Almeida da Silva, D.Sc.  
Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR – DNIT

---

Prof<sup>a</sup> Regina Coeli Martins Paes Aquino, D.Sc.  
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia Fluminense – IFF

---

Prof<sup>a</sup> Rosana Aparecida Ravaglia Soares, D.Sc.  
Centro Universitário de Volta Redonda

**NITERÓI**

**2013**

Dedico esse trabalho aos meus filhos Vinícius, Vagner e Caio.

## **AGRADECIMENTOS**

À Deus, que me deu saúde e força para conclusão desse trabalho.

Ao Prof. Protasio Ferreira e Castro, pelo apoio e orientação durante a realização desse trabalho.

À Prof<sup>a</sup> Regina Coeli Martins Paes Aquino, pelo apoio e colaboração ao longo desse trabalho.

Aos bolsistas de iniciação científica Rodrigo, Cecília, Monique e Camila pela colaboração durante a realização dos ensaios.

Ao técnico em radiologia Leonardo Drumond pela aquisição das imagens de tomografia e ajuda na análise dos resultados.

À Prof<sup>a</sup> Luciana Lezira pela execução e auxílio na interpretação dos resultados dos ensaios de microscopia eletrônica de varredura e EDS.

Aos engenheiros do DNIT Guilherme Fraga e Ronaldo Mansur pela colaboração na construção do trecho experimental.

Ao engenheiro Antônio Augusto da Camter Construções e Empreendimentos pelo apoio durante a construção do trecho experimental.

À equipe da empresa Labtec pela contribuição durante os ensaios realizados no trecho experimental.

À FAPERJ pelo apoio financeiro para aquisição de equipamentos.

Aos professores do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, cujos ensinamentos possibilitaram a conclusão desse trabalho.

Aos professores do IFF Cláudia Barroso e Marcelo França, pelo apoio, momentos de descontração e por acreditarem em mim.

A todos aqueles que contribuíram, direta ou indiretamente, para a conclusão desse trabalho.

À minha esposa e filhos, pela compreensão.

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>20</b>
1.1 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA .....	20
1.2 OBJETIVOS .....	22
<b>1.2.1 Objetivo Geral</b> .....	<b>22</b>
<b>1.2.2 Objetivos Específicos</b> .....	<b>22</b>
1.3 RELEVÂNCIA.....	23
1.4 ESTRUTURA DA PESQUISA .....	23
<b>2 METODOLOGIA</b> .....	<b>25</b>
<b>3 STONE MATRIX ASPHALT</b> .....	<b>29</b>
3.1 MISTURA SMA .....	29
3.2 MATERIAIS PARA MISTURAS DO TIPO SMA .....	32
<b>3.2.1 Agregados</b> .....	<b>32</b>
3.2.1.1 Granulometria.....	35
3.2.1.2 Massa Específica .....	38
3.2.1.3 Absorção .....	41
3.2.1.4 Adesividade.....	42
3.2.1.5 Resistência a Abrasão.....	44
3.2.1.6 Índice de degradação após compactação Marshall .....	45
3.2.1.7 Sanidade .....	46
3.2.1.8 Forma da Partícula .....	46
3.2.1.9 Angularidade .....	48
<b>3.2.2 Fíler</b> .....	<b>50</b>
3.2.2.1 Cal Hidratada .....	52
<b>3.2.3 Fibras</b> .....	<b>54</b>
3.2.3.1 Fibras de Aço .....	56
3.2.3.2 Fibras Poliméricas .....	56
3.2.3.3 Fibras de Vidro .....	56
3.2.3.4 Fibra de Carbono .....	57
3.2.3.5 Fibras Naturais .....	57
<b>3.2.3.5.1 Fibra de Celulose</b> .....	<b>58</b>
<b>3.2.3.5.2 Bagaço de Cana de Açúcar</b> .....	<b>59</b>
<b>3.2.4 Ligante Asfáltico</b> .....	<b>60</b>
3.2.4.1 Constituição, Estrutura e Durabilidade .....	61
3.2.4.2 Produção .....	65
3.2.4.3 Classificação .....	65
3.2.4.4 Asfaltos Modificados.....	66
<b>3.2.4.4.1 Asfaltos Modificados por Polímero</b> .....	<b>67</b>
<b>3.2.4.4.2 Asfaltos Modificados por Borracha Moída de Pneus</b> .....	<b>68</b>

3.3 DOSAGEM DA MISTURA SMA .....	71
<b>3.3.1 Determinação da Graduação Ótima.....</b>	<b>73</b>
PENEIRA.....	75
<b>3.3.2 Determinação do Teor Ótimo de Ligante Asfáltico .....</b>	<b>77</b>
3.4 PROPRIEDADES DAS MISTURAS SMA .....	78
<b>3.4.1 Sensibilidade ao Escorrimento .....</b>	<b>78</b>
<b>3.4.2 Estabilidade Marshall.....</b>	<b>80</b>
<b>3.4.3 Resistência à Tração.....</b>	<b>80</b>
<b>3.4.4 Razão de Resistência à Tração .....</b>	<b>81</b>
<b>3.4.5 Desgaste Cantabro.....</b>	<b>82</b>
<b>3.4.6 Velocidade do Pulso Ultra-sônico .....</b>	<b>82</b>
<b>3.4.7 Módulo de Resiliência.....</b>	<b>83</b>
<b>3.4.8 Tomografia Computadorizada.....</b>	<b>85</b>
3.5 CONSTRUÇÃO DO REVESTIMENTO SMA.....	88
<b>3.5.1 Materiais para Mistura em Usina.....</b>	<b>88</b>
<b>3.5.2 Mistura em Usina.....</b>	<b>90</b>
<b>3.5.3 Transporte e Espalhamento .....</b>	<b>92</b>
<b>3.5.4 Compactação.....</b>	<b>93</b>
<b>3.5.5 Avaliação da Condição do Pavimento.....</b>	<b>97</b>
3.5.5.1 Avaliação Funcional do Pavimento .....	99
<b><i>3.5.5.1.1 Avaliação Funcional Subjetiva.....</i></b>	<b><i>99</i></b>
3.5.5.1.1.1 Avaliação Subjetiva da Serventia .....	100
CONCEITO .....	101
<b><i>3.5.5.1.2 Avaliação Funcional Objetiva.....</i></b>	<b><i>101</i></b>
3.5.5.1.2.1 Índice de Gravidade Global.....	105
3.5.5.1.2.2 Levantamento das Irregularidades .....	106
3.5.5.1.2.3 Avaliação da Aderência.....	107
<b>3.5.5.1.2.3.1 Mancha de Areia .....</b>	<b>108</b>
<b>3.5.5.1.2.3.2 Drenabilidade.....</b>	<b>110</b>
<b>3.5.5.1.2.3.3 Pêndulo Britânico.....</b>	<b>111</b>
3.5.5.2 Avaliação Estrutural do Pavimento.....	113
<b><i>3.5.5.2.1 Ensaios Destrutivos.....</i></b>	<b><i>114</i></b>
<b><i>3.5.5.2.2 Ensaios Não Destrutivos .....</i></b>	<b><i>114</i></b>
3.5.5.2.2.1 Viga Benkelmam.....	116
3.5.5.2.2.2 Viga Benkelman Automatizada.....	120
3.5.5.2.2.3 Falling Weight Deflectometer.....	121
3.5.5.2.2.4 Afundamento na Trilha de Roda.....	122
<b>4 MATERIAIS E DOSAGEM DO STONE MATRIX ASPHALT.....</b>	<b>124</b>
4.1 COLETA E PROPRIEDADES DOS MATERIAIS USADOS NA PRODUÇÃO DO SMA .....	124
<b>4.1.1 Agregados.....</b>	<b>124</b>
4.1.1.1 Granulometria.....	124
4.1.1.2 Desgaste por abrasão Los Angeles .....	125
4.1.1.3 Forma das partículas.....	125
4.1.1.4 Angularidade .....	125
4.1.1.5 Densidade e absorção.....	125
4.1.1.6 Índice de Degradação Após Compactação Marshall.....	125
4.1.1.7 Massa Unitária no Estado Compactado e Seco .....	126
<b>4.1.2 Asfalto Modificado por Borracha Moída de Pneus.....</b>	<b>127</b>
<b>4.1.3 Fibras.....</b>	<b>128</b>



4.1.3.1 Microscopia Eletrônica de Varredura.....	130
4.2 EXPERIÊNCIA PILOTO .....	132
4.3 DOSAGEM DO SMA .....	135
<b>4.3.1 Mistura dos Agregados.....</b>	<b>135</b>
<b>4.3.2 Teor ótimo de ligante asfáltico.....</b>	<b>139</b>
<b>4.3.3 Resumo do projeto de SMA.....</b>	<b>143</b>
<b>5 DESEMPENHO DO SMA EM LABORATÓRIO, RESULTADOS E ANÁLISES.</b>	<b>146</b>
5.1 ENSAIO DE SENSIBILIDADE AO ESCORRIMENTO .....	146
5.2 ESTABILIDADE MARSHALL .....	154
5.3 RESISTÊNCIA A TRAÇÃO .....	157
5.4 RAZÃO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (LOTTMAN MODIFICADO).....	158
5.5 DESGASTE CANTABRO .....	161
5.6 VELOCIDADE DO PULSO ULTRA-SÔNICO.....	164
5.7 MÓDULO DE RESILIÊNCIA .....	167
5.8 TOMOGRAFIA COMPUTADORIZADA.....	169
<b>6 CONSTRUÇÃO DO TRECHO EXPERIMENTAL .....</b>	<b>176</b>
6.1 CARACTERÍSTICAS DA BR 356/RJ.....	176
6.2 INVENTÁRIO DA BR 356 TRECHO CAMPOS DOS GOYTACAZES – SÃO JOÃO DA BARRA / RJ.....	177
<b>6.2.1 Estrutura do Pavimento .....</b>	<b>178</b>
<b>6.2.2 Características do Tráfego .....</b>	<b>178</b>
<b>6.2.3 Avaliação Funcional da BR 356 .....</b>	<b>180</b>
<b>6.2.4 Avaliação Estrutural da BR 356 .....</b>	<b>181</b>
6.3 PROJETO DE RESTAURAÇÃO DA BR 356 .....	184
6.4 CONSTRUÇÃO DO TRECHO EXPERIMENTAL.....	187
<b>6.4.1 Usinagem .....</b>	<b>188</b>
<b>6.4.2 Transporte e Aplicação.....</b>	<b>190</b>
<b>6.4.3 Compactação.....</b>	<b>191</b>
<b>7 DESEMPENHO DO SMA NO CAMPO, RESULTADOS E ANÁLISES.....</b>	<b>192</b>
7.1 MANCHA DE AREIA .....	192
7.2 DRENABILIDADE .....	194
7.3 PÊNDULO BRITÂNICO.....	196
7.4 AFUNDAMENTO NA TRILHA DE RODA.....	197
7.5 MEDIDA DE DEFLEXÕES COM VIGA BENKELMAN .....	198
<b>8 CONCLUSÕES.....</b>	<b>201</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>204</b>

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

- AAM – Angularidade do agregado miúdo (%);
- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials;
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas;
- ANIP – Associação Nacional da Indústria de Pneumáticos;
- ANOVA – Análise de variância;
- ASTM – American Society for Testing and Materials;
- $A_t$  – Área total da fatia;
- $A_v$  – Área de vazios;
- BPN – British Number Pendulum;
- CALTRANS – California Department of Transportation;
- CAP – Cimento Asfáltico de Petróleo;
- CNT – Confederação Nacional do Transporte;
- CPA – camada porosa de atrito;
- $d$  – Abertura da peneira em questão, em mm;
- $D$  – Diâmetro do corpo de prova;
- $D$  – Diâmetro médio da mancha de areia;
- $D_0$  – Deflexão máxima ( $\text{mm}^{-0,01}$ );
- $D_0$  – Deflexão real ou verdadeira, em centésimos de milímetro;
- $D_{25}$  – Deflexão a 25 cm do ponto de prova ( $\text{mm}^{-0,01}$ );
- $D_{ap}$  – Massa específica aparente do agregado miúdo;
- $D_c$  – Deflexão característica;
- $D_c$  – Deflexão de projeto;
- $D_{ef}$  – Massa específica efetiva;
- DICOM – Digital Imaging and Communications in Medicine;
- $D_{max}$  – Diâmetro máximo, em mm;
- $D_{mm}$  – Densidade máxima teórica medida;

$D_{\text{real}}$  – Massa específica real;

EPDM – Etileno-propileno;

EVA – Etil-vinil-acetato;

F – Carga de ruptura;

$f_a$  – Freqüência absoluta do defeito;

FC-1 – Trincas com abertura superior à das fissuras e menores que 1,0 mm;

FC-2 – Trincas com abertura superior a 1,0 mm e sem erosão nas bordas;

FC-3 – Trincas com abertura superior a 1,0 mm e com erosão nas bordas;

FHWA – Federal Highway Administration;

$f_r$  – Freqüência relativa do defeito;

FWD – Folling Weight Deflectometer;

GRC – Glass Reinforced Cement;

H – altura do corpo de prova;

$H_0$  – Hipótese nula;

$H_1$  – Hipótese alternativa;

$h_c$  – Espessura de corte (cm);

$h_e$  – Espessura da camada betuminosa existente (cm);

$H_{\text{ef}}$  – Espessura efetiva do revestimento;

$H_R$  – Espessura da camada de reforço;

$H_S$  – Altura média da mancha de areia (mm);

$I_1$  e  $I_2$  – Constantes relacionadas às características resilientes da camada de solo;

IBP – Instituto Brasileiro de Petróleo, Gás e Biocombustíveis;

IGG – Índice de Gravidade Global;

IGI – Índice de Gravidade Individual de cada tipo de defeito;

IRI – International Roughness Index;

ISO – International Organization for Standardization;

JPG – Joint Photographic Experts Group;

L – Distância entre os dois pontos de acoplamento (mm);

LAMAV – Laboratório de Materiais Avançados;

$L_0$  – Leitura inicial;

$L_f$  – Leitura final;

M – Massa do agregado;

$m_{\text{ag}}$  – Massa do agregado;

MR – Módulo de resiliência;

$MUC_g$  – Massa unitária do agregado graúdo no estado compactado seco;

n – Coeficiente que determina o tipo de graduação da curva granulométrica;

n – Número de estações inventariadas;

n – Número de membros do grupo de avaliadores;

NAPA – National Asphalt Pavement Association;

NBR – Norma Brasileira;

NCAT – National Center for Asphalt Technology;

NCHRP – National Cooperative Highway Research Program;

NLT – Normas del Laboratorio del Transporte;

P – Porcentagem passando;

$P_a$  – Porcentagem de agregado na mistura;

PAN – Poliacrilonitrila;

$P_g$  – Porcentagem de agregado graúdo na mistura;

Pro-Álcool – Programa Nacional do Álcool;

PVC – Cloreto de polivinila;

QI – Quociente de Irregularidade;

RBV – Relação betume-vazios;

$R_c$  – Raio de curvatura (m);

RET – Terpolímero elastomérico reativo;

RGB – Red, Green, and Blue;

$RR_T$  – Razão de resistência à tração por umidade induzida;

$R_t$  – Resistência à tração do conjunto de corpos de prova não submetidos ao condicionamento;

$R'_t$  – Resistência à tração do conjunto de corpos de prova submetidos ao condicionamento;

SBR – Estireno-butadieno;

SBS – Estireno-butadieno-estireno;

SIS – Estireno-isopreno-estireno;

SMA – Stone Matrix Asphalt;

SQ – Soma de quadrados;

t – Tempo de propagação do pulso ( $\mu$ s).

TRE – Trilha de roda externa;

TRI – Trilha de roda interna;

UENF – Universidade Estadual do Norte Fluminense;

UFF – Universidade Federal Fluminense;

V – Velocidade do pulso ultra-sônico (km/s);

$V$  – Volume do cilindro;

$V$  – Volume de areia ( $\text{mm}^3$ );

$VAG_{MUC}$  – Vazios do agregado graúdo no estado compactado seco;

$VAG_{Mt}$  – Vazios do agregado graúdo da mistura SMA;

$VAM$  – Vazios do agregado mineral;

$V_s + V_{pi}$  – Volume real (Volume dos sólidos e volume dos poros impermeáveis);

$V_s + V_{pp} - V_{ppa}$  – Volume efetivo (Volume dos sólidos, volume dos poros permeáveis, excluído o volume dos poros permeáveis preenchidos com asfalto);

$VSA$  – Valor da Serventia Atual;

$X$  – Valor da serventia atual individual, atribuído por cada membro do grupo de avaliadores;

$\frac{a}{b}$  – Constante da viga (Relação entre os braços a e b);

$\mu$  – Relação modular;

$\alpha$  – Nível de significância;

$\varepsilon_t$  – Deformação específica recuperável;

$\gamma_a$  – Massa específica da água;

$\gamma_c$  – Massa específica combinada do agregado;

$\gamma_g$  – Massa específica do agregado graúdo;

$\gamma_{Mt}$  – Massa específica da mistura;

$\sigma_r$  – Resistência à tração;

$\sigma_t$  – Tensão de tração;

$\%v$  – Porcentagem de vazios na mistura.

## LISTA DE FIGURAS

<b>FIGURA 2.1:</b> Fluxograma do planejamento do experimento. ....	28
<b>FIGURA 3.1:</b> SMA e concreto asfáltico convencional. ....	30
<b>FIGURA 3.2:</b> Classes de graduação. ....	37
<b>FIGURA 3.3:</b> Partícula do agregado seca e saturada com superfície seca. ....	40
<b>FIGURA 3.4:</b> Partícula do agregado seca e úmida. ....	42
<b>FIGURA 3.5:</b> Condicionamento dos corpos de prova. ....	44
<b>FIGURA 3.6:</b> Equipamento Los Angeles. ....	45
<b>FIGURA 3.7:</b> Dimensões da partícula do agregado. ....	46
<b>FIGURA 3.8:</b> Comprimento e espessura do grão de agregado. ....	47
<b>FIGURA 3.9:</b> Ensaio de partículas chatas e alongadas. ....	48
<b>FIGURA 3.10:</b> Partículas de agregado sem faces fraturadas (a), uma face fraturada (b), duas ou mais faces fraturadas (c). ....	49
<b>FIGURA 3.11:</b> Ensaio de angularidade do agregado miúdo. ....	50
<b>FIGURA 2.12:</b> Bagaço de cana de açúcar. ....	60
<b>FIGURA 3.13:</b> Esquema da análise química do asfalto empregando-se o método da cromatografia. ....	62
<b>FIGURA 3.14:</b> Esquema das moléculas do asfalto. ....	63
<b>FIGURA 3.15:</b> Esquema do envelhecimento do asfalto. ....	65
<b>FIGURA 3.16:</b> Esquema da estrutura do SMA. ....	71
<b>FIGURA 3.17:</b> Escolha da granulometria ótima. ....	74
<b>FIGURA 3.18:</b> Esquema das diferenças entre $VAG_{MUC}$ , $VAG_{Mt}$ e $VAM$ . ....	76
<b>FIGURA 3.19:</b> Ensaio de sensibilidade ao escorrimento. ....	79
<b>FIGURA 3.20:</b> Ensaio de tração por compressão diametral. ....	81
<b>FIGURA 3.21:</b> Ensaio de velocidade do pulso ultra-sônico. ....	83
<b>FIGURA 3.22:</b> Ensaio de módulo de resiliência. ....	85
<b>FIGURA 2.23:</b> Representação binária e matricial de uma imagem digitalizada. ....	86
<b>FIGURA 3.24:</b> Tomografia computadorizada em corpo de prova de concreto asfáltico. ....	87
<b>FIGURA 3.25:</b> Conceito de vizinhança. 4 – vizinhança (a), vizinhança diagonal (b), 8 – vizinhança (c). ....	88
<b>FIGURA 3.26:</b> Processamento de imagem. Imagem original (a), imagem com aumento de contraste (b), imagem com remoção de ruído (c). ....	88
<b>FIGURA 3.27:</b> Construção das juntas. ....	94
<b>FIGURA 3.28:</b> Alternativa para compactação das juntas. ....	95
<b>FIGURA 3.29:</b> Macro e microtextura. ....	108
<b>FIGURA 3.30:</b> Ensaio de mancha de areia. ....	109
<b>FIGURA 3.31:</b> Esquema do drenômetro. ....	111
<b>FIGURA 3.32:</b> Esquema do Pêndulo Britânico. ....	112

<b>FIGURA 3.33:</b> Esquema da viga Benkelman.....	117
<b>FIGURA 3.34:</b> Posicionamento da viga Benkelman.....	117
<b>FIGURA 3.35:</b> Bacia de deflexão.....	119
<b>FIGURA 3.36:</b> Medida de deflexão com a Viga Benkelman. ....	120
<b>FIGURA 3.37:</b> Viga Benkelman automatizada.....	121
<b>FIGURA 3.38:</b> Esquema do FWD.....	121
<b>FIGURA 3.39:</b> Falling Weight Deflectometer.....	122
<b>FIGURA 3.40:</b> Treliza para medida do afundamento na trilha de roda. ....	123
<b>FIGURA 4.1:</b> Granulometria dos agregados.....	127
<b>FIGURA 4.2:</b> Caracterização do ligante asfáltico.....	127
<b>FIGURA 4.3:</b> Produção do bagaço de cana, fibra de celulose em “pellets” e bagaço peneirado. ....	129
<b>FIGURA 4.4:</b> Micrografia fibra de celulose em “pellets”.....	130
<b>FIGURA 4.5:</b> Micrografia fibra do bagaço de cana de açúcar impregnada com CAP30/45.....	131
<b>FIGURA 4.6:</b> Micrografia fibra do bagaço de cana de açúcar.....	131
<b>FIGURA 4.7:</b> Análise EDS da fibra do bagaço de cana de açúcar impregnada com asfalto.....	132
<b>FIGURA 4.8:</b> Granulometria usada na experiência piloto. ....	132
<b>FIGURA 4.9:</b> Ensaio de sensibilidade ao escorrimento.....	133
<b>FIGURA 4.10:</b> Resultados do ensaio de escorrimento para fibra de celulose e bagaço de cana de açúcar.....	134
<b>FIGURA 4.11:</b> Graduações testadas.....	136
<b>FIGURA 4.12:</b> Procedimentos para escolha da graduação ótima.....	138
<b>FIGURA 4.13:</b> Graduação ótima.....	139
<b>FIGURA 4.14:</b> Teor de ligante X porcentagem de vazios.....	141
<b>FIGURA 4.15:</b> Teor de ligante X porcentagem de vazios do agregado mineral.....	142
<b>FIGURA 4.16 :</b> Teor de ligante X porcentagem de vazios do agregado graúdo na mistura.....	143
<b>FIGURA 5.1:</b> Correlação entre o escorrimento e o tamanho da fibra para AMB e CAP30/45.....	151
<b>FIGURA 5.2:</b> Fibra do bagaço de cana de açúcar menor que 1,2 mm.....	151
<b>FIGURA 5.3:</b> Resultado do ensaio de sensibilidade ao escorrimento.....	153
<b>FIGURA 5.4:</b> Ensaio de estabilidade Marshall.....	154
<b>FIGURA 5.5:</b> Gráfico do ensaio de estabilidade Marshall.....	156
<b>FIGURA 5.6:</b> Razão de resistência à tração.....	159
<b>FIGURA 5.7:</b> Gráfico razão de resistência à tração X tipo de aditivo.....	160
<b>FIGURA 5.8:</b> Corpos de prova antes e depois do ensaio desgaste Cantabro.....	161
<b>FIGURA 5.9:</b> Desgaste Cantabro X Tipo de aditivo.....	163
<b>FIGURA 5.10:</b> Ensaio de velocidade do pulso ultra- sônico.....	164
<b>FIGURA 5.11:</b> Velocidade do pulso ultra-sônico X Tipo de aditivo.....	166
<b>FIGURA 5.12:</b> Ensaio de módulo de resiliência.....	167
<b>FIGURA 5.13:</b> Módulo de resiliência X Tipo de aditivo.....	169
<b>FIGURA 5.14:</b> Detalhes dos programas Onis 2.2 Free Edition e Uthscsa Image Tool.....	170
<b>FIGURA 5.15:</b> Aplicação do filtro médio 3X3 para remoção de ruídos (a), ajuste do contraste para realce dos vazios (b), detecção de bordas e determinação da área de vazios (c), imagem do corpo de prova em 3D (d).....	171
<b>FIGURA 5.16:</b> Tomografia: Teor de vazios e posição da fatia.....	174

<b>FIGURA 5.17:</b> Percentual de vazios: método convencional e tomografia computadorizada.....	174
<b>FIGURA 6.1:</b> BR 356 trecho Campos – Atafona.....	177
<b>FIGURA 6.2:</b> Estrutura típica da BR 356 trecho Campos – Atafona.....	178
<b>FIGURA 6.3:</b> Abertura de poços de sondagem.....	182
<b>FIGURA 6.4:</b> Localização do trecho experimental.....	187
<b>FIGURA 6.5:</b> Aspectos da usina de asfalto em funcionamento.....	188
<b>FIGURA 6.6:</b> Painel de controle da usina de asfalto.....	189
<b>FIGURA 6.7:</b> Adição manual do bagaço de cana ao silo de fíler.....	189
<b>FIGURA 6.8:</b> Aparência da mistura SMA em usina.....	190
<b>FIGURA 6.9:</b> Aplicação da mistura SMA na BR 356.....	190
<b>FIGURA 6.10:</b> Compactação do SMA.....	191
<b>FIGURA 7.1:</b> Ensaio de mancha de areia.....	193
<b>FIGURA 7.2:</b> Ensaio de drenabilidade.....	194
<b>FIGURA 7.3:</b> Ensaio de pêndulo britânico.....	196
<b>FIGURA 7.4:</b> Ensaio de afundamento na trilha de roda.....	197
<b>FIGURA 7.5:</b> Medida de deflexões.....	198
<b>FIGURA 7.6:</b> Bacias de deflexões antes e depois da construção do trecho experimental.....	200
<b>FIGURA 7.7:</b> Bacias de deflexões antes e depois da construção do trecho experimental.....	200



## LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1: Especificação para agregado graúdo. ....	34
TABELA 3.2: Especificação para agregado miúdo.....	34
TABELA 3.3: Terminologia dos agregados segundo a ABNT. ....	38
TABELA 3.4: Especificação do DNIT para o fíler. ....	53
TABELA 3.5: Propriedades das fibras.....	55
TABELA 3.6: Composição química de algumas fibras naturais (%). ....	58
TABELA 3.7: Composição química da cana madura. ....	59
TABELA 3.8: Classificação do cimento asfáltico. ....	66
TABELA 3.9: Especificações para misturas SMA. ....	72
TABELA 3.10: Definição da fração graúda do agregado.....	73
TABELA 3.11: Faixas granulométricas especificadas por dimensão máxima e percentual passando em volume.....	75
TABELA 3.12: Especificações para projeto de mistura SMA. ....	78
TABELA 3.13 :Apresentação dos problemas, causas e soluções.....	96
TABELA 3.14: Conceitos de VSA.....	101
TABELA 3.15: Resumo dos defeitos – Codificação e Classificação. ....	103
TABELA 3.16: Valor do Fator de Ponderação.....	105
TABELA 3.17: Conceitos de IGG. ....	106
TABELA 3.18: Conceitos IRI e QI. ....	106
TABELA 3.19: Classificação quanto à textura dos revestimentos.....	107
TABELA 3.20: Classificação da macrotextura em função de HS. ....	109
TABELA 3.21: Restrições de textura superficial para aplicação em revestimentos.....	109
TABELA 3.22: Valor limite de resistência à derrapagem – VRD. ....	113
TABELA 4.1: Características dos agregados. ....	126
TABELA 4.2: Características do CAPFLEX B. ....	128
TABELA 4.3: Características da fibra VIATOP 66.....	128
TABELA 4.4: Composição química do bagaço de cana de açúcar. ....	129
TABELA 4.5: Ensaio de sensibilidade ao escorrimento. ....	133
TABELA 4.6: Anova sensibilidade ao escorrimento. ....	134
TABELA 4.7: Granulometria projetada. ....	136
TABELA 4.8: Resultados para escolha da graduação ótima.....	138
TABELA 4.9: Composição da mistura para moldagem (g).....	140
TABELA 4.10: Características volumétricas dos cinco teores de ligante. ....	141
TABELA 4.11: Composição final do traço de SMA.....	144
TABELA 4.12: Granulometria final do SMA.....	144
TABELA 4.13: Características da mistura SMA projetada. ....	145
TABELA 5.1: Resultados do ensaio de sensibilidade ao escorrimento.....	147
TABELA 5.2: ANOVA sensibilidade ao escorrimento.....	148

TABELA 5.3: Análise de regressão – AMB .....	149
TABELA 5.4: Análise de regressão – CAP 30/45.....	150
TABELA 5.5: Resultados do ensaio de sensibilidade ao escoamento.....	152
TABELA 5.6: Análise de variância para sensibilidade ao escoamento.....	153
TABELA 5.7: Resultados do ensaio de estabilidade Marshall.....	155
TABELA 5.8: Análise de variância para estabilidade Marshall.....	156
TABELA 5.9: Resultados do ensaio de resistência à tração.....	157
TABELA 5.10: Análise de variância para resistência à tração.....	158
TABELA 5.11: Resultados do ensaio de razão de resistência à tração.....	160
TABELA 5.12: Resultados do ensaio de desgaste Cantabro.....	162
TABELA 5.13: Análise de variância para desgaste Cantabro.....	163
TABELA 5.14: Resultados do ensaio de velocidade do pulso ultra-sônico.....	165
TABELA 5.15: Análise de variância para velocidade do pulso ultra-sônico.....	166
TABELA 5.16: Resultados do ensaio de módulo de resiliência.....	168
TABELA 5.17; Análise de variância para o módulo de resiliência.....	169
TABELA 5.18: Resultados dos percentuais de vazios encontrados.....	172
TABELA 5.19: Análise de variância para o percentual de vazios.....	173
TABELA 6.1: Cálculo do volume médio diário.....	179
TABELA 6.2: Cálculo do número “N” para um período de 10 anos.....	180
TABELA 6.3: Valor médio do IGG.....	180
TABELA 6.4: Espessura, caracterização e ISC das camadas granulares.....	183
TABELA 6.5: Deflexão característica .....	184
TABELA 6.6: Grupo do solo quanto ao ISC e percentagem de silte.....	185
TABELA 6.7: Solução para reforço do pavimento da BR 356 pelo Método DNER PRO 269/94.....	186
TABELA 7.1: Resultados do ensaio de mancha de areia.....	193
TABELA 7.2: Resultados do ensaio de drenabilidade.....	194
TABELA 7.3: Análise da regressão Drenabilidade X Mancha de Areia.....	195
TABELA 7.4: Resultados do ensaio de pêndulo britânico.....	196
TABELA 7.5: Afundamento na trilha de roda.....	198
TABELA 7.6: Medidas das bacias de deflexões.....	199

## RESUMO

Stone Matrix Asphalt (SMA) é uma alternativa para a melhoria do desempenho dos pavimentos brasileiros. Esta massa asfáltica otimiza o contato grão a grão, o que aumenta consideravelmente o desempenho estrutural da camada de rolamento. Granulometria descontínua e quase 70% de agregado graúdo são características da SMA. Fibras minerais, de vidro ou de celulose também são adicionadas ao ligante em misturas de asfalto de SMA para que a exsudação ou a segregação possam ser evitadas. Cerca de 270 kg de bagaço por tonelada de cana moída são gerados através da produção de açúcar e etanol. A maior parte desse bagaço é queimado em caldeiras de usinas para a produção de energia térmica ou elétrica. A pesquisa, aqui apresentada, analisa o uso do bagaço de cana como aditivo estabilizante nas misturas SMA. Ensaio laboratoriais mostraram a viabilidade da substituição da fibra de celulose pelo bagaço de cana como aditivo estabilizante nas misturas asfálticas SMA. Na BR 356, uma seção da estrada foi construída para avaliar o desempenho do bagaço de cana-de-açúcar como parte de um programa experimental de campo. Os resultados mostraram que o desempenho da SMA com bagaço é similar aquela com fibras de celulose.

Palavras Chave: SMA; Fibra de celulose; Bagaço de cana de açúcar; Asfalto modificado por borracha moída de pneus; Fíler.

## **ABSTRACT**

Stone Matrix Asphalt (SMA) is an alternative for raising performance of Brazilian pavements. This asphalt mix optimizes contact grain by grain, which greatly increases structural performance of the bearing layer. Discontinuous grading and almost 70% of coarse aggregate are characteristics of SMA. Minerals, cellulose or glass fibers are also added to asphalt binder in SMA mixtures so that bleeding or segregation can be avoided. About 270 kg of bagasse per ton of sugarcane crushed are generated by producing of sugar and ethanol. Most of that bagasse is burned in boilers of power plants for producing thermal or electric energy. The research, here presented, analyzes the use of sugarcane bagasse as a stabilizing additive in SMA mixtures. Laboratory tests have shown the feasibility of replacing cellulose fiber by sugar cane bagasse as a stabilizing additive in SMA mixes. In BR 356, a highway section was built for assessing sugar cane bagasse performance as part of a field experimental program. Results show that the performance of SMA bagasse is similar to that of cellulose fibers.

Keywords: SMA, Cellulose fiber, Sugar cane bagasse, Asphalt modified by ground tire rubber, Fillers.

## **1 INTRODUÇÃO**

### **1.1 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMAERRO! INDICADOR NÃO DEFINIDO.**

O crescimento da quantidade de veículos, aumento do peso e do número de eixos dos veículos comerciais, tem levado a diminuição da vida útil dos projetos de engenharia rodoviária. Projetos que tinham 20 anos de vida útil reduziram-se a 5 ou 10 anos. A busca por alternativas que melhorem o desempenho dos pavimentos tornou-se o principal objetivo de muitos pesquisadores dessa área nos últimos anos.

A camada de rolamento como parte integrante do pavimento responsável pelo contato direto com as cargas oriundas do tráfego, deve ser bem projetada, construída e mantida, com técnica adequada para que tenha um bom desempenho estrutural e funcional ao longo da vida útil do projeto.

As rodovias brasileiras encontram-se em elevado estado de degradação como demonstra a pesquisa da Confederação Nacional do Transporte (CNT). Segundo a pesquisa, dos 95.707 Km de rodovias avaliadas, 62,7% possuem algum tipo de deficiência (CNT, 2012).

Este cenário demonstra que é fundamental para melhoria da eficiência dos nossos pavimentos, o emprego de novas tecnologias ou técnicas já consagradas em outros países, que possam contribuir para a melhoria das condições gerais dos pavimentos brasileiros.

Portanto, o grande desafio para os pesquisadores da área de pavimentação é encontrar soluções apropriadas para melhoria do desempenho de nossos pavimentos frente às modificações dos veículos comerciais.

O Stone Matrix Asphalt (SMA) pode ser uma alternativa para elevar o desempenho dos pavimentos brasileiros. Essa mistura asfáltica, com granulometria

descontínua e cerca de 70 % de agregado graúdo, otimiza o contato grão a grão, aumentando consideravelmente o desempenho estrutural da camada de rolamento. O elevado teor de cimento asfáltico usado nas misturas do tipo SMA (6 a 8%), reduz o envelhecimento do revestimento.

O SMA é uma mistura asfáltica de alto desempenho que pode ser aplicada em rodovias de grande volume de tráfego, corredores de ônibus, cruzamentos, aeroportos e estacionamentos. Não existem restrições quanto ao tipo de ligante asfáltico usado em misturas SMA, mas, por se tratar de uma mistura de alto desempenho, os asfaltos modificados são, preferencialmente, usados.

Dentre os modificadores de cimento asfáltico, a borracha moída de pneus inservíveis merece um especial destaque. A incorporação da borracha moída de pneus ao cimento asfáltico apresenta algumas vantagens em relação aos polímeros. O custo do asfalto modificado por borracha moída de pneus é maior que o cimento asfáltico convencional, entretanto a espessura do revestimento pode ser reduzida e sua vida útil é prolongada, melhorando a relação custo/benefício (GRECO, 2004). Além disso, o ganho ambiental com o reaproveitamento de um resíduo de difícil deposição é bastante expressivo. Através desse reaproveitamento, cada quilômetro de rodovia pode absorver cerca de 3000 pneus inservíveis, que poderiam estar armazenados indevidamente ou descartados em rios e lagoas, causando sérios problemas de criação de vetores ou de agressão ao meio ambiente. Após a aprovação da resolução do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) nº 258/99, os fabricantes e importadores de pneus novos são os responsáveis pela coleta e destinação dos pneus inservíveis.

A modificação do meio ambiente, através da atividade humana, causa impactos nem sempre previsíveis. O homem, como integrante do ecossistema, tem a qualidade de vida afetada pela sua própria ação. Portanto, uma política de desenvolvimento sustentável se faz necessária, não só para melhoria da qualidade de vida como também para a própria sobrevivência da raça humana (VASCONCELLOS ET AL., 2004).

Nos últimos anos, o conceito de desenvolvimento sustentável tem sido cada vez mais aplicado pelos setores produtivos. A consciência de que o gerenciamento dos resíduos é uma questão estratégica para as empresas, tem levado muitos

pesquisadores a buscar alternativas para o aproveitamento dos resíduos industriais (LEAL E CASTRO, 2005). A tendência é que o reaproveitamento de resíduos seja cada vez mais intensificado e incentivado por mecanismos como o da “*International Organization for Standardization*” (ISO) em sua Norma ISO 14001 (NBR ISO 14001, 2004), atualmente diferencial competitivo entre as empresas.

O Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal Fluminense (UFF) vem desenvolvendo várias pesquisas sobre a utilização de materiais alternativos na construção civil.

O alto teor de cimento asfáltico usado em misturas SMA pode causar exsudação ou escorrimento do ligante durante o processo de mistura ou aplicação. Para controlar a exsudação ou escorrimento do ligante nas misturas SMA são usadas fibras curtas, que podem ser minerais, de celulose ou de vidro.

A produção de açúcar e álcool gera cerca de 270 quilogramas de bagaço por tonelada de cana de açúcar moída. A maior parte do bagaço é queimado nas caldeiras das usinas para produção de energia térmica ou elétrica. Estima-se que aproximadamente 20 % do bagaço não é queimado.

Esta pesquisa testou a hipótese do aproveitamento do bagaço de cana de açúcar, como aditivo estabilizante, nas misturas asfálticas do tipo SMA em substituição à fibra de celulose.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo principal deste trabalho foi estudar o aproveitamento do bagaço de cana de açúcar como aditivo estabilizante nas misturas asfálticas do tipo SMA, produzida com asfalto modificado por borracha moída de pneus, em substituição à fibra de celulose.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

Além do objetivo principal, outros objetivos secundários foram alcançados:

- Estudar os materiais usados na produção do SMA: agregados, fíler, ligante asfáltico e aditivos;

- Avaliar o desempenho de misturas SMA produzidas com fibra de celulose e com bagaço de cana de açúcar;
- Construir um trecho experimental e verificar o desempenho da mistura SMA produzida com bagaço de cana no campo.

### 1.3 RELEVÂNCIA

Este trabalho propõe o uso do bagaço de cana de açúcar como aditivo em Stone Matrix Asphalt (SMA) em substituição à fibra de celulose, atualmente importada. A aplicação dessa mistura, de alto desempenho, pode aumentar a vida útil dos pavimentos brasileiros frente ao aumento do peso e número de veículos.

Do ponto de vista ambiental, a pesquisa contribui através do aproveitamento de dois resíduos industriais. O bagaço de cana foi usado como aditivo estabilizante e o pneu inservível usado para obtenção do asfalto borracha, ligante usado nessa pesquisa. Os pneus, quando descartados inadequadamente, podem causar sérios problemas ambientais e de saúde pública.

Dentre os benefícios esperados por esta pesquisa pode-se destacar:

- Destinação adequada a dois rejeitos industriais;
- Economia com a supressão da importação do aditivo estabilizante e possibilidade de obtenção de créditos de carbono.

Espera-se que o texto apresentado possa servir como base para aplicação da tecnologia SMA e outras técnicas como uso da tomografia computadorizada na observação das características das misturas asfálticas.

### 1.4 ESTRUTURA DA PESQUISA

A pesquisa foi organizada em 8 capítulos para alcançar os objetivos estabelecidos:

O tema da pesquisa, objetivos e organização do trabalho são apresentados no capítulo 1.

No capítulo 2 é mostrada a metodologia usada para pesquisa da substituição dos “pellets” de celulose por bagaço de cana de açúcar no Matrix Asphalt (SMA).



Uma revisão bibliográfica é feita no capítulo 3 abordando o SMA, características dos materiais, dosagem, produção em usina e aplicação no campo.

O capítulo 4 apresenta o planejamento da pesquisa, métodos usados para caracterização dos materiais e a dosagem do SMA.

No capítulo 5, o desempenho da mistura SMA usando fibra de celulose e bagaço de cana de açúcar é verificado por meio de ensaios laboratoriais.

A construção do trecho experimental é descrita no capítulo 6.

O capítulo 7 apresenta os ensaios usados para avaliar o desempenho no campo do SMA com bagaço de cana de açúcar como aditivo estabilizante.

No capítulo 8 são apresentadas considerações finais, conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

## **2 METODOLOGIA**

A partir da hipótese testada nessa pesquisa: aproveitamento do bagaço de cana de açúcar, como aditivo estabilizante, nas misturas asfálticas do tipo SMA em substituição à fibra de celulose, foi feito um estudo bibliográfico para levantamento do estado da arte da tecnologia SMA. Foram estudadas pesquisas sobre SMA na Europa, onde a técnica é usada desde 1968. Levantou-se, ainda, um extenso trabalho feito pelos Estados Unidos, na década de 1990, para compreensão da tecnologia SMA. Este estudo envolveu a visita de um grupo formado por empresários, órgãos rodoviários e universidades aos diversos países europeus que já utilizavam a tecnologia SMA. O estudo bibliográfico prosseguiu com a pesquisa de trabalhos sobre aplicação da tecnologia SMA feitos na Argentina e no Brasil.

Após a verificação da potencialidade do uso do bagaço de cana de açúcar como aditivo em mistura SMA, foi feita a coleta dos materiais que compõem a mistura. Os agregados e os “pellets” de celulose foram coletados em empresas de pavimentação da região de Campos dos Goytacazes, enquanto os ligantes asfálticos CAP 30/45 e CAPFLEX B foram fornecidos pela Petrobras Distribuidora.

As propriedades dos materiais coletados foram verificadas através de ensaios executados no Laboratório de Betumes e Ligantes do Instituto Federal Fluminense – Campus Centro. Em seguida foi feita uma experiência piloto, para verificação da viabilidade da substituição dos “pellets” de celulose por bagaço de cana, com granulometria e teor de ligante fixados.

A experiência piloto permitiu a comprovação da viabilidade da substituição dos “pellets” de celulose por bagaço de cana. Assim, foi feito a seguir o planejamento do da pesquisa. Métodos estatísticos são empregados a fim de nos

ajudar a entender as causas da variabilidade, ou seja, observações de um sistema que não produzem o mesmo resultado (MONTGOMERY E RUNGER, 2003).

Os métodos estatísticos permitem chegar-se mais objetivamente aos resultados, economizando tempo e dinheiro. Entretanto, os métodos estatísticos não substituem a experiência, a criatividade e o bom senso do pesquisador.

Para SILVA (2001), na pesquisa experimental o investigador controla as variáveis independentes para observar o seu efeito nas variáveis dependentes.

Segundo MONTGOMERY E RUNGER (2003), o experimento estatisticamente planejado permite economia e eficiência no processo experimental. Portanto, o uso de métodos estatísticos na avaliação de resultados leva à objetividade científica quando da retirada de conclusões.

O planejamento experimental representa um conjunto de ensaios estabelecidos com critérios científicos e estatísticos, com o objetivo de determinar a influência de diversas variáveis nos resultados de um determinado sistema (BUTTON, 2005).

Para MONTGOMERY E RUNGER (2003), as técnicas de planejamento de experimentos são muito úteis no mundo da engenharia tanto para melhorar o desempenho de um processo de fabricação como para desenvolvimento de novos processos.

Usando-se planejamento de experimentos pode-se determinar quais são as variáveis que têm maior influência no processo experimental (MONTGOMERY E RUNGER, 2003). Assim, os resultados devem proporcionar:

- Melhor rendimento do processo;
- Redução na variabilidade do processo;
- Redução nos tempos de projeto e desenvolvimento;
- Redução nos custos de operação.

De acordo com MONTGOMERY E RUNGER (2003), o planejamento experimental aplica-se à: avaliação e comparação de configurações de projeto; avaliação de materiais diferentes; determinação dos parâmetros chave de projeto que causem impacto no desempenho dos produtos.

Se, em um experimento, existe o interesse em vários fatores, um planejamento fatorial de experimentos deve ser empregado (MONTGOMERY E RUNGER, 2003).

O planejamento fatorial tem como objetivo elaborar uma programação de experimentos, onde são estabelecidos quais e de que maneira são arranjadas as variáveis de entrada no sistema, de forma a permitir a observação e a identificação das causas de alteração nas variáveis de saída ou respostas do sistema (YSHIBA E FERNANDES JR., 2003).

Com base na soma de quadrados (SQ) de cada fator ou interação, pode-se quantificar a contribuição de cada termo e também obter seus efeitos de ordem  $n-1$ , onde  $n$  é o número de níveis do fator considerado (YSHIBA E FERNANDES JR., 2003).

A pesquisa foi planejada a partir da hipótese de substituição da fibra de celulose em misturas asfálticas do tipo SMA por bagaço de cana de açúcar. Como as fibras são usadas nas misturas asfálticas do tipo SMA para controlar o escorrimento do ligante, o teste de hipóteses foi aplicado ao ensaio de escorrimento.

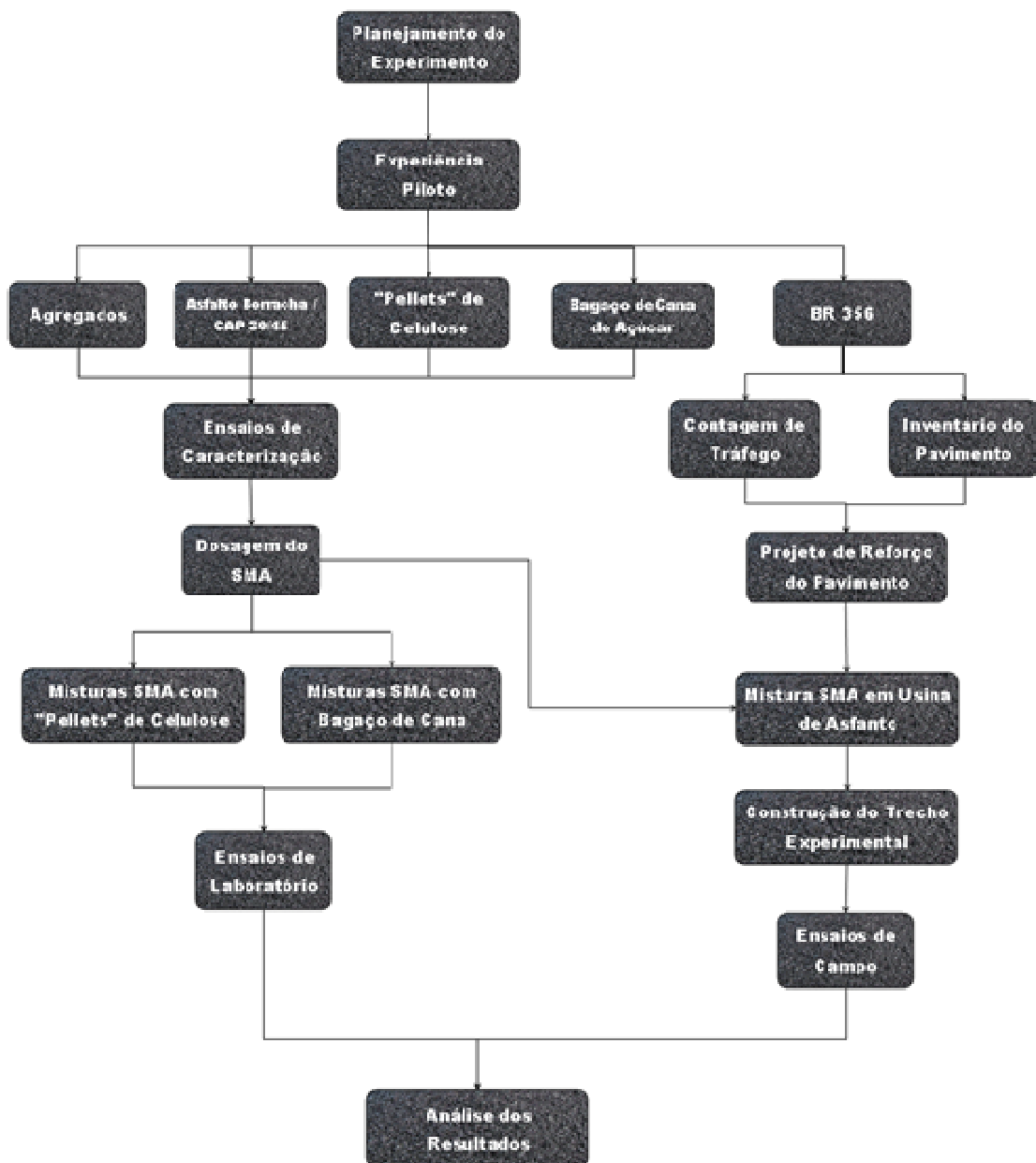
Para verificação da influência do bagaço de cana de açúcar, do tipo de cimento asfáltico e da combinação desses dois fatores nas características da mistura SMA um experimento fatorial foi planejado com a seguinte configuração:

- Fator tamanho da fibra, variando em três níveis (Dimensão menor que 1,2 mm, dimensão menor que 0,6 mm, dimensão menor que 0,3 mm);
- Fator tipo de ligante asfáltico, variando em dois níveis (CAP 30/40 e Asfalto modificado por borracha moída de pneus).

A análise dos resultados foi feita usando-se a ferramenta estatística análise de variância (ANOVA), que permite a comparação de médias de amostras diferentes. Dessa forma, verifica-se se o tratamento é ou não significativo segundo o teste estatístico F. Se  $F_{\text{calculado}}$  é menor do que  $F_{\text{crítico}}$ , a hipótese nula deve ser aceita. De outra forma, se  $F_{\text{calculado}}$  é maior do que  $F_{\text{crítico}}$ , a hipótese nula deve ser rejeitada. Como variáveis de resposta o experimento de laboratório foram usadas, além do ensaio de escorrimento a estabilidade Marshall, a resistência à tração, a

velocidade do pulso ultra-sônico, desgaste Cantabro, razão de resistência à tração, tomografia computadorizada e o módulo de resiliência.

Foi planejada, ainda, a construção de um trecho experimental para avaliação do SMA em campo. Os ensaios realizados no campo foram: mancha de areia, drenabilidade, pêndulo Britânico, afundamento na trilha de roda e deflexões com viga Benkelman. A figura 2.1 mostra um fluxograma do planejamento do experimento.



**FIGURA 2.1:** Fluxograma do planejamento do experimento.

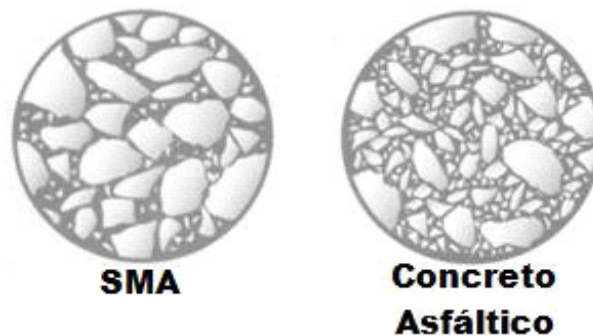
### **3 STONE MATRIX ASPHALT**

Neste capítulo é feita uma revisão bibliográfica iniciada com o conceito da mistura asfáltica SMA. O capítulo prossegue com um breve histórico do SMA. A seguir são apresentados os materiais usados na mistura e procedimentos de caracterização desses materiais, discutido o método utilizado para a dosagem da mistura e são revisados os ensaios usados para determinação das propriedades do SMA. Na sequência, faz-se uma revisão dos procedimentos para produção do SMA em usinas de asfalto, cuidados com o transporte, espalhamento, construção das juntas, compactação, além dos ensaios usados para verificar o desempenho da mistura no campo. Finalmente são revisadas algumas técnicas de planejamento experimental.

#### **3.1 MISTURA SMA**

O Stone Matrix Asphalt é uma mistura asfáltica, com granulometria descontínua e cerca de 70 % de agregado graúdo, que otimiza o contato grão a grão, aumentando consideravelmente o desempenho estrutural da camada de rolamento, principalmente quanto às deformações permanentes. O elevado teor de cimento asfáltico usado nas misturas do tipo SMA (6 a 8%) reduz sensivelmente o envelhecimento do pavimento. A macrotextura do SMA garante melhoria funcional da capa: maior resistência ao desgaste, melhor drenagem superficial, diminuição do borramento de água (spray), diminuição do efeito aquaplanagem, aumento da aderência do pneu à superfície do pavimento, redução do ruído. Por apresentar elevado desempenho, o SMA pode ser empregado em rodovias com alto volume de tráfego, aeroportos, áreas de carga e descarga, parada de ônibus, pátio de estacionamento e mais recentemente usado na Europa, em pavimentos perpétuos, como camada de

ligação. Misturas do tipo SMA, em função do alto teor de ligante asfáltico, necessitam de fibras como aditivo estabilizante para que não haja segregação ou exsudação durante o processo de mistura e espalhamento. As fibras usadas não produzem nenhuma alteração química no cimento asfáltico, mas as propriedades físicas são alteradas, permitindo o aumento do teor de asfalto empregado na produção da mistura. A figura 3.1 mostra uma representação gráfica das diferenças entre o SMA e o concreto asfáltico convencional.



**FIGURA 3.1:** SMA e concreto asfáltico convencional.

Fonte: NAPA, 2002.

O SMA surgiu na Alemanha na década de 60, sob a denominação Splittmastixasphalten, com objetivo de diminuir o desgaste causado pelos pneus aos revestimentos asfálticos, durante o inverno. A proibição do uso dos pinos em pneus na Alemanha, associado ao maior custo comparado às misturas tradicionais, levou ao decréscimo do uso das misturas SMA. Entretanto, a técnica conquistou outros países do continente europeu, onde recebeu as denominações Stone Mastic Asphalt e Stone Matrix Asphalt. Dentre as características do SMA destaca-se o elevado teor de agregado graúdo, proporcionando o contato grão a grão que confere à mistura elevada resistência às deformações permanentes. A maior espessura do filme de cimento asfáltico que recobre o agregado garante mais resistência à oxidação e, conseqüentemente, maior durabilidade ao revestimento.

De acordo com BROWN ET AL. (1997), as misturas SMA têm sido usadas nos Estados Unidos desde 1991. Em 1994, o “Federal Highway Administration” (FHWA) criou o “National Center for Asphalt Technology” (NCAT) para avaliar o desempenho dos pavimentos SMA. Foram avaliados, até 1997, mais de 140 pavimentos construídos com a tecnologia SMA nos seguintes estados: Alaska,

Arkansas, Califórnia, Colorado, Geórgia, Illinois, Indiana, Kansas, Maryland, Michigan, Missouri, Nebraska, New Jersey, North Carolina, Ohio, Texas, Virginia, Wisconsin e Wyoming. O estudo concluiu que existem indicações de um bom desempenho dos pavimentos do tipo SMA, principalmente em áreas de elevado volume de tráfego, apesar dos projetos terem cinco anos ou menos. A expectativa é que as misturas tenham desempenho semelhante à dos países europeus, onde esse tipo de mistura já é consagrado. Hoje a produção de SMA, em toneladas por ano, dos Estados Unidos supera a de vários países da Europa.

Por volta do ano 2000, o SMA chegou à América do Sul com utilizações na Argentina, Chile e Brasil. O emprego de misturas asfálticas do tipo SMA é uma prática relativamente nova no Brasil. A primeira aplicação aconteceu, por exigência da Federação Internacional de Automobilismo, no Autódromo José Carlos Pace (Interlagos) em 2000, para melhorar a aderência e reduzir o “spray” nos dias de chuva.

Rodovias mais conservadas melhoram o conforto e a segurança dos usuários, além de economia com menor consumo de combustíveis e manutenção dos veículos. Assim o SMA, através de seu alto desempenho, pode ser uma alternativa aos pavimentos tradicionais, como já demonstrado no Brasil e em outros países, proporcionando um pavimento mais durável com menor número de intervenções para manutenção ao longo de sua vida útil (SILVA ET AL., 2006).

Para REIS ET AL. (2002), o alto teor de agregado graúdo e a graduação descontínua garantem uma macrotextura superficial rugosa, formando pequenos “canais” responsáveis por uma eficiente drenabilidade superficial.

O SMA com menor tamanho máximo (9,5 e 4,8 mm) apresenta alguns benefícios em relação aos de tamanho máximo maior, como maior trabalhabilidade e menor permeabilidade. O SMA de menor dimensão máxima é uma opção viável para camada fina de recapeamento (COOLEY E BROWN, 2001).



## 3.2 MATERIAIS PARA MISTURAS DO TIPO SMA

### 3.2.1 Agregados

Em qualquer mistura asfáltica é inquestionável a grande importância do agregado na qualidade final da mistura. Portanto, agregados usados em misturas asfálticas do tipo SMA, devido ao contato grão a grão, devem apresentar qualidade superior aos agregados usados em misturas asfálticas convencionais. As características físicas dos agregados como resistência à degradação, forma, textura e angulosidade têm relação com a capacidade do pavimento resistir aos esforços mecânicos originados pelo tráfego. O esqueleto pétreo desempenha um importante papel na resistência à deformação permanente que o SMA apresenta (GATCHALIAN, 2005).

Agregado é o material natural, de propriedades adequadas, ou obtido por fragmentação artificial de pedra, de dimensão nominal máxima inferior a 75 mm e de dimensão nominal mínima igual ou superior a 0,075 mm, conforme definição da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) em sua NBR 7225 / 1993.

Segundo FRAZÃO (2007), agregados são materiais inertes, de forma variada, granulares e com propriedades adequadas para aplicação em diversos ramos da engenharia como: concretos, argamassas, pavimentação, lastro de ferrovias, enrocamentos, etc.

Agregado é a mistura de pedregulhos, areias, pedras britadas, escórias ou outros materiais minerais, usada em combinação com um ligante para formar um concreto, uma argamassa, etc (SOUZA, 1981).

Os agregados são materiais de construção mais utilizados em todo o mundo. Em 16 países europeus é registrado o consumo médio de 6 a 10 t/habitante/ano. Nos Estados Unidos a taxa é de 8 t/habitante/ano, enquanto no Brasil o consumo é de 2,1 t/habitante/ano (FRAZÃO, 2007).

A determinação das características dos agregados deve ser encarada como um dos principais pontos do estudo dos concretos; cerca de 70% do concreto de cimento portland e 95% do concreto asfáltico, em massa, são constituídos de agregados. Algumas propriedades das misturas asfálticas são diretamente influenciadas pelas características dos agregados.

De acordo com o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (1996), uma maneira fácil de distinguir os materiais pétreos é através da determinação das características tecnológicas dos agregados. Além disso, pode-se comprovar a sua uniformidade, bem como escolher um material que resista de maneira adequada às cargas que o pavimento irá suportar.

Agregados empregados na construção civil são, quase totalmente, originados da britagem de rochas (SENÇO, 1997). Assim, a qualidade do agregado está intimamente ligada às propriedades da rocha de origem.

Em função da origem os agregados podem ser naturais ou artificiais. São denominados agregados naturais a areia de rio ou de mina, o cascalho e o seixo rolado. Os agregados artificiais têm uma grande variedade e o principal grupo é formado pelas britas e areias, provenientes da britagem de rochas. Outros exemplos de agregados artificiais usados na construção civil são: a escória de alto forno, a argila expandida e a cinza volante. Atualmente, alguns resíduos industriais como pneus inservíveis, material da fresagem de revestimento asfáltico e o resíduo de construção e demolição têm sido empregados como agregados em obras civis.

As propriedades dos agregados como forma e dureza do grão em misturas SMA, devido ao contato grão a grão, são mais importantes do que nas misturas asfálticas convencionais. De acordo com o National Asphalt Pavement Association – NAPA (2002), mais de 90 % dos projetos avaliados pelo NCAT apresentaram desgaste por abrasão Los Angeles abaixo de 30%. Além disso, a maioria dos projetos de misturas SMA usou agregados 100 % britados.

As tabelas 3.1 e 3.2 apresentam especificações dos Estados Unidos para agregados graúdos e miúdos.

TABELA 3.1: Especificação para agregado graúdo.

Ensaio	Método	Especificação
Desgaste por abrasão Los Angeles, %	AASHTO T96	30 max
Partículas chatas e alongadas, %	ASTM D 4791	
3 / 1		20 max
5 / 1		5 max
Absorção, %	AASHTO T 85	2 max
Sanidade (5 ciclos), %	AASHTO T 104	
Sulfato de sódio		15 max
Sulfato de magnésio		20 max
Partículas britadas, %	ASTM D 5821	
Uma face		100 min
Duas faces		90 min

Fonte: NAPA (2002).

TABELA 3.2: Especificação para agregado miúdo.

Ensaio	Método	Especificação
Sanidade, %	AASHTO T 104	
Sulfato de sódio		15 max
Sulfato de magnésio		20 max
Angularidade, %	AASHTO TP 33 - A	45 min
Limite de liquidez, %	AASHTO T 89	25 max
Índice de plasticidade	AASHTO T 90	Não plástico

Fonte: NAPA (2002).

A qualidade dos agregados pode ser avaliada através de índices físicos e químicos. A correta utilização das rochas e demais materiais pétreos na construção civil requer o conhecimento prévio de suas propriedades e qualificar um material

rochoso é qualificar suas propriedades. Os agregados apresentam grande diversidade de propriedades (FRAZÃO, 2007).

Segundo CAMPOS (2007), a caracterização tecnológica dos agregados é feita por técnicas adequadas que possibilitem conhecer as propriedades das rochas isoladamente ou em conjunto, de forma direta ou indireta.

Para BERNUCCI ET AL. (2006), as seguintes propriedades físicas e mecânicas dos agregados determinam a adequação para uso em misturas asfálticas: resistência, porosidade e densidade.

### 3.2.1.1 Granulometria

A distribuição granulométrica do agregado é uma das mais importantes propriedades a serem estudadas para previsão do bom desempenho de um pavimento. No concreto asfáltico, a graduação do agregado influencia quase todas as propriedades, incluindo: estabilidade, durabilidade, trabalhabilidade, permeabilidade, resistência à fadiga, resistência à derrapagem e resistência ao dano por umidade (ROBERTS ET AL., 1996). Por isso, a graduação é a primeira preocupação no projeto de um concreto asfáltico e a maioria dos órgãos especifica tolerâncias para a graduação.

Muitas pesquisas foram realizadas para encontrar uma maneira de determinar a granulometria ideal. Uma das mais conhecidas é a da curva de Fuller que propôs a obtenção da curva de densidade máxima da mistura, através da equação apresentada a seguir (GOUVEIA, 2006):

$$P = 100X\left(\frac{d}{D_{\max}}\right)^n, \text{ onde:} \quad [3.1]$$

P – Porcentagem passando;

d – Abertura da peneira em questão, em mm;

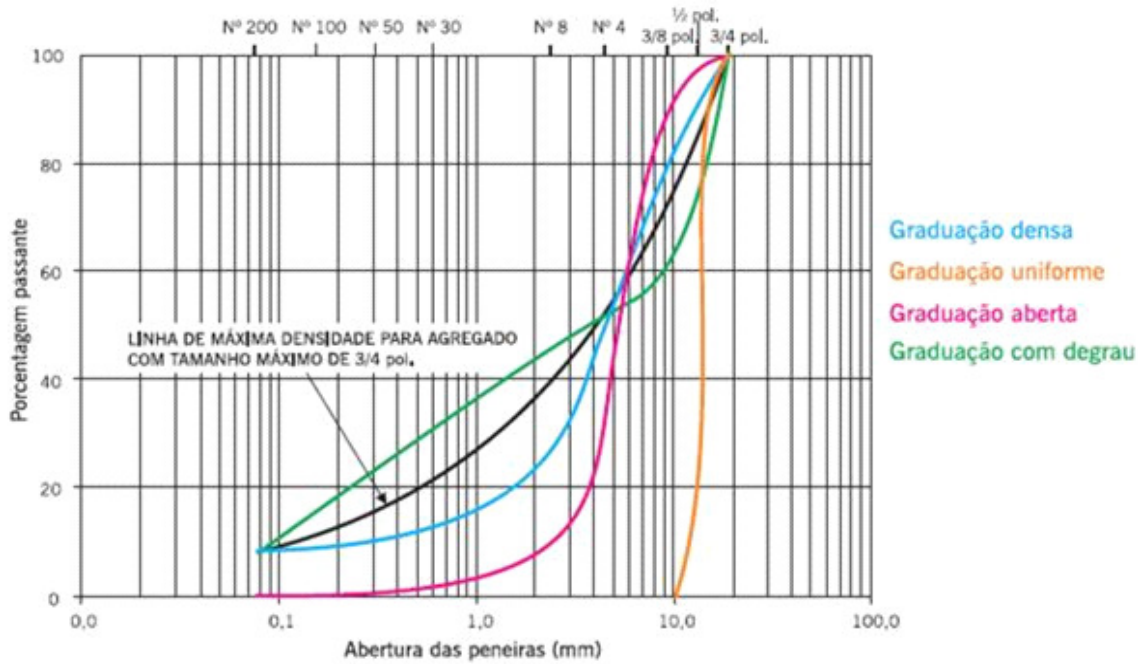
$D_{\max}$  – Diâmetro máximo, em mm;

n – Coeficiente que determina o tipo de graduação da curva granulométrica, geralmente  $\cong 0,5$  para graduação densa.

Segundo BERNUCCI ET AL. (2006), a subdivisão das curvas granulométricas em determinadas classes de graduação facilita a diferenciação dos diversos tipos de misturas asfálticas. As mais importantes classes de graduação dos agregados são as seguintes:

- Agregado de graduação *densa*: agregado com curva granulométrica contínua, que favorece o entrosamento entre os grãos, com os grãos menores preenchendo os vazios dos maiores, produzindo densidade próxima à máxima.
- Agregado de graduação *aberta*: agregado com curva granulométrica que apresenta certa continuidade, mas existe falta de finos para preencher os vazios dos grãos maiores.
- Agregado de graduação *descontínua*: agregado com curva granulométrica com um degrau, caracterizando a falta de grãos intermediários. São agregados que, quando usados em misturas asfálticas, devem ser adequadamente trabalhados, pois são muito sensíveis à degradação (BERNUCCI ET AL., 2006).
- Agregado com graduação *uniforme*: agregado com curva granulométrica quase a 90° devido à pequena variação no tamanho dos grãos.

A figura 3.2 ilustra as principais classes de graduação dos agregados.



**FIGURA 3.2:** Classes de graduação.

Fonte: BERNUCCI ET AL (2006).

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) estabelece uma terminologia para os agregados, em função do tamanho das partículas, como é apresentado na tabela 3.3.

TABELA 3.3: Terminologia dos agregados segundo a ABNT.

Nomenclatura	Definição
Agregado graúdo	Pedra britada, brita ou pedregulho muito grosso, grosso e médio, de dimensões nominais compreendidas entre 75 e 4,8 mm.
Agregado miúdo	Pedregulho fino, pedrisco grosso, médio e fino, areia grossa, média e fina, de dimensões nominais compreendidas entre 4,8 e 0,075 mm.
Pedra britada	Material proveniente de britagem de pedra, de dimensão nominal máxima inferior a 100 mm e de dimensão nominal mínima igual ou superior a 4,8 mm.
Pedrisco	Material proveniente de britagem de pedra, de dimensão nominal máxima inferior a 4,8 mm e de dimensão nominal mínima igual ou superior a 0,075 mm.
Areia	Material natural, de propriedades adequadas, de dimensão nominal máxima inferior a 2,0 mm e de dimensão nominal mínima igual ou superior a 0,075 mm.
Pó de Pedra	Material proveniente de britagem de pedra, de dimensão nominal máxima inferior a 0,075 mm.

Fonte: NBR 7225 (ABNT, 1993)

### 3.2.1.2 Massa Específica

A massa específica dos agregados é usualmente empregada para conversão de massa para volume ou vice-versa, além de ser um importante parâmetro para o cálculo da densidade máxima teórica e determinação das características volumétricas das misturas asfálticas.

O termo “densidade”, comumente usado em engenharia, diz respeito à massa específica e “densidade relativa” à relação entre a densidade do material e a densidade da água a 4°C. Como esta é igual a 1 kg/dm<sup>3</sup>, resulta que a densidade relativa tem o mesmo valor que a massa específica, mas é adimensional (MARQUES, 2004).

A rocha em estado natural é composta por minerais diversos, interligados e ocupando um determinado volume constituído dos minerais e vazios entre eles (CAMPOS, 2007). A variação da massa específica do agregado reflete o constituinte mineral, assim como a maior ou menor compactação da rocha de origem.

PETRUCCI (1987) apresentou os seguintes conceitos para massa específica:

- Massa específica *real*: é a massa de uma determinada unidade de volume, excluindo deste os poros permeáveis.
- Massa específica *aparente*: é massa de uma determinada unidade de volume, incluindo neste os vazios permeáveis ou impermeáveis.

A massa específica real considera só o volume da partícula do agregado, não incluindo o volume dos poros ou capilares preenchidos por água após 24 horas de imersão (MARQUES, 2004). A massa específica real é determinada através da seguinte equação:

$$D_{\text{real}} = \frac{M}{V_s + V_{\text{pi}}}, \text{ onde:} \quad [3.2]$$

$D_{\text{real}}$  – Massa específica real;

$M$  – Massa do agregado;

$V_s + V_{\text{pi}}$  – Volume real (Volume dos sólidos e volume dos poros impermeáveis).

Para a massa específica aparente considera-se todo o volume do grão, incluindo o volume da parte sólida, volume dos poros permeáveis e o volume dos poros impermeáveis. Portanto, a massa específica aparente é determinada pela expressão:

$$D_{\text{ap}} = \frac{M}{V_s + V_{\text{pp}} + V_{\text{pi}}}, \text{ onde:} \quad [3.3]$$

$D_{\text{ap}}$  – Massa específica aparente;

$M$  – Massa do agregado;

$V_s + V_{\text{pp}} + V_{\text{pi}}$  – Volume aparente (Volume dos sólidos, volume dos poros permeáveis e volume dos poros impermeáveis).

A massa específica efetiva é comumente usada nos trabalhos com misturas asfálticas. O volume considerado para o cálculo da massa específica, nesse caso, é o volume efetivo constituído pelo volume da parte sólida e o volume dos poros permeáveis não preenchidos pelo asfalto. A expressão seguinte define o conceito de massa específica efetiva.



$$D_{ef} = \frac{M}{V_s + V_{pp} - V_{ppa}}, \text{ onde:} \quad [3.4]$$

$D_{ef}$  – Massa específica efetiva;

$M$  – Massa do agregado;

$V_s + V_{pp} - V_{ppa}$  – Volume efetivo (Volume dos sólidos, volume dos poros permeáveis excluído o volume dos poros permeáveis preenchidos com asfalto).

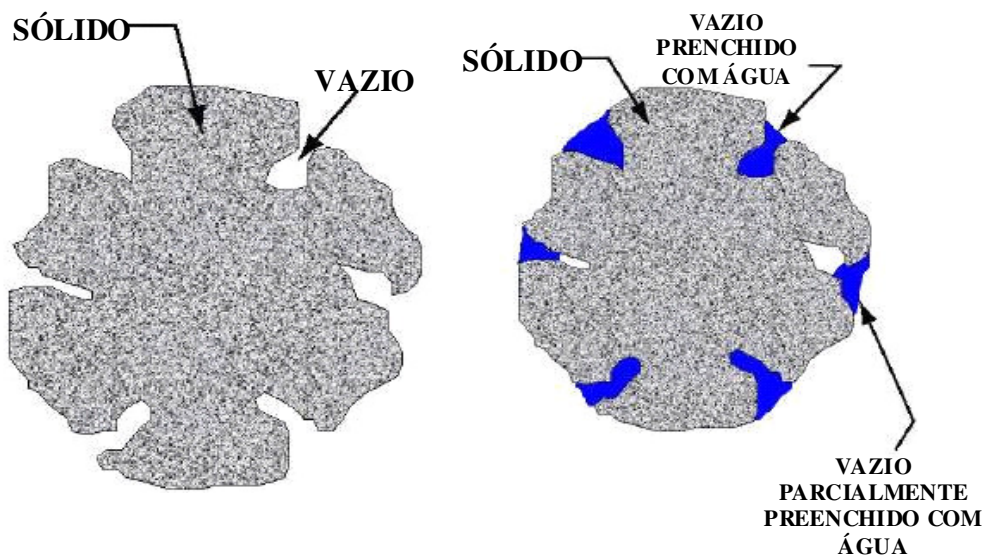
De acordo com PINTO (2000), o valor da massa específica real é maior que o da massa específica aparente e como estudos a respeito não fornecem dados concretos para definição do parâmetro efetivo, admite-se o critério prático da média entre a massa específica real e massa específica aparente, conforme a expressão seguinte.

$$D_{ef} = \frac{D_{real} + D_{ap}}{2}, \text{ onde:} \quad [3.5]$$

$D_{real}$  – Massa específica real;

$D_{ef}$  – Massa específica efetiva.

A figura 3.3 mostra o esquema das partículas seca do agregado e saturada com superfície seca.



**FIGURA 3.3:** Partícula do agregado seca e saturada com superfície seca.

Fonte: WSDOT (2007)

A determinação prática das massas específicas, real e aparente do agregado é feita através da balança hidrostática, conforme o método DNIT ME 081/98. Nesse ensaio a condição do grão saturado com a superfície seca é determinada após 24 horas de imersão, secando-se o agregado superficialmente com uma toalha levemente umedecida. A condição do grão saturado com a superfície seca é observada quando a superfície do grão não apresenta brilho, causado pelo excesso de água.

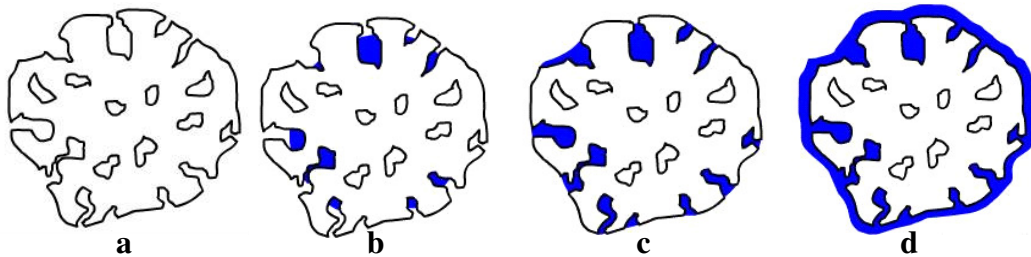
Diferentemente do agregado graúdo, a determinação da condição do grão saturado com a superfície seca do agregado miúdo é feita de forma indireta, de acordo com o método *American Society for Testing Materials* (ASTM) C 128/88. Após 24 horas de imersão o agregado miúdo é espalhado em uma bandeja e inicia-se o processo de secagem com a ajuda de um ventilador, revirando-se o agregado periodicamente para secagem uniforme. Um corpo de prova é moldado com o agregado, aplicando-se 25 golpes de um soquete padrão. O molde é retirado e se o tronco de cone não desmorona, a amostra volta ao processo de secagem. São feitas várias repetições, quando o tronco de cone desmoronar parcialmente a condição do grão saturado com a superfície seca foi alcançada. Nesse momento é determinada a massa específica aparente do grão de agregado miúdo.

### 3.2.1.3 Absorção

Absorção pode ser definida como a fixação de uma substância, líquida ou gasosa, no interior da massa de outra substância, geralmente sólida, e resultante de um conjunto complexo de fenômenos de capilaridade, atrações eletrostáticas, reações químicas etc. (GOUVEIA, 2006).

No projeto das misturas asfálticas, a absorção do agregado deve ser cuidadosamente estudada, pois a falta desse estudo pode levar a misturas com teor de asfalto efetivo diferente do teor projetado. A desconsideração do fenômeno de absorção tem como consequência um filme menor de asfalto envolvendo o agregado e portanto características volumétricas diferentes das projetadas. Além disso, a resistência mecânica é comprometida e o envelhecimento prematuro da mistura pode acontecer.

A absorção do agregado graúdo é determinada durante o ensaio de massa específica (DNIT, 1998), como relação entre a massa de água absorvida após 24 horas de imersão e a massa do agregado seco em estufa. A absorção do agregado miúdo é feita conforme o método ASTM C 128/88. A figura 3.4 mostra um esquema do agregado seco em estufa (a), seco ao ar (b), saturado com superfície seca (c) e úmido (d).



**FIGURA 3.4:** Partícula do agregado seca e úmida

Fonte: WSDOT (2007)

#### 3.2.1.4 Adesividade

A adesividade é entendida como a maior ou menor capacidade do agregado manter a película de material asfáltico que o envolve (BAPTISTA, 1980).

De acordo com BAPTISTA (1980), se a adesividade mantém-se na presença da água o agregado é chamado de hidrofóbico e quando a adesividade é perdida na presença da água o agregado é chamado hidrofílico.

Em misturas asfálticas, a perda de adesão entre agregado e ligante está comumente relacionada a três fatores: a incompatibilidade entre a constituição mineralógica do agregado e a constituição físico-química do material betuminoso, a ocorrência de umidade e 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 (OLIVEIRA E SOARES, 2006).

Para BERNUCCI ET AL. (2006), são dois grupos de ensaio que avaliam a adesividade dos agregados: os que consideram o comportamento dos grãos de agregados recobertos com ligante asfáltico e os que verificam o desempenho de algumas propriedades mecânicas das misturas asfálticas sob a ação da água.

A adesividade do agregado graúdo é determinada de acordo com o método de ensaio DNIT ME 078/94. O agregado graúdo é misturado ao ligante asfáltico em proporção pré-estabelecida, após o resfriamento ou cura da mistura, em função do tipo de ligante, é colocado em um bécher e transferido para estufa a 40° por 72 horas. O resultado é dado como satisfatório, se não houver deslocamento da película de ligante ou não satisfatório, se houver deslocamento da película de ligante.

De outra maneira, a adesividade do agregado miúdo é determinada conforme o método de ensaio DNIT ME 079/94. Uma mistura de agregado graúdo é feita, como descrito no método de ensaio e resfriada ou curada. A mistura é fervida em um bécher por um minuto, se houver deslocamento do ligante o material terá adesividade não satisfatória. Se não houver deslocamento do ligante, o ensaio é repetido trocando-se a água por solução de carbonato de sódio nas concentrações estabelecidas pelo método de ensaio, até que haja deslocamento do ligante. De acordo com a molaridade da solução que desloca a película de ligante, o resultado é adesividade má, satisfatória, boa ou ótima.

O dano causado por umidade às misturas asfálticas é determinado com o método American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) T 283. São moldados dois conjuntos de corpos de prova de 1200 g, com 6 a 8% de vazios. O primeiro conjunto é submetido ao ensaio de resistência à tração. O segundo conjunto é saturado, com aplicação de vácuo. A seguir o segundo conjunto é congelado (-18 °C) por pelo menos 16 horas (Figura 3.5). Depois o segundo conjunto é colocado em banho-maria a 60 °C por 24 horas. Por fim, realiza-se o ensaio de resistência à tração com o segundo conjunto. A razão de resistência à tração por umidade induzida é determinada com a expressão:

$$RR_T = \frac{R'_t}{R_t}, \text{ onde:} \quad [3.6]$$

$RR_T$  – Razão de resistência à tração por umidade induzida;

$R'_t$  – Resistência à tração do conjunto de corpos de prova submetidos ao condicionamento.

$R_t$  – Resistência à tração do conjunto de corpos de prova não submetidos ao condicionamento.

De forma geral são aceitáveis valores de índice de resistência à tração por umidade induzida acima de 0,7.



**FIGURA 3.5:** Condicionamento dos corpos de prova.

Fonte: BERNUCCI ET AL (2006).

#### 3.2.1.5 Resistência a Abrasão

A durabilidade dos agregados compreende geralmente duas categorias de ensaios, aqueles que avaliam a resistência a abrasão e quebras do agregado durante a sua manipulação, mistura, espalhamento, compactação e tráfego, e aqueles que avaliam a sanidade do material em função de sua durabilidade quando exposto a ciclos de molhagem e secagem. Esses ensaios devem ser utilizados conjuntamente para verificar se os agregados destinados à pavimentação serão resistentes e duráveis (GOUVEIA, 2006). As propriedades de dureza e resistência a abrasão são especialmente críticas para as misturas de graduação aberta, onde os agregados grossos estão sujeitos ao contato grão a grão, sofrendo assim uma intensa pressão de contato.

Segundo CAMPOS (2007), a forma mais comum de se determinar a dureza do agregado é por via indireta, simulando-se as solicitações de desgaste que ele estará sujeito. O ensaio de abrasão Los Angeles expõe o agregado ao atrito e impacto entre os fragmentos dos agregados, esferas de aço e a parede do tambor simultaneamente (Figura 3.6).



**FIGURA 3.6:** Equipamento Los Angeles.

Agregados que apresentam bom desempenho quanto ao desgaste por abrasão não sofrem quebras significativas quando aplicados em serviços de pavimentação. A degradação da granulometria é um fator que pode comprometer o bom desempenho do pavimento.

### 3.2.1.6 Índice de degradação após compactação Marshall

O Índice de Degradação após Compactação Marshall é usado para avaliar a durabilidade e resistência dos agregados usados em pavimentação, especialmente os que possuem maior percentual de desgaste por abrasão. O procedimento de ensaio é fixado pelo método DNIT ME 401/99. Corpos de prova de 1200 g com uma granulometria padrão são moldados, aplicando-se 50 golpes em cada face. Após a compactação a granulometria é verificada, calculando-se para cada peneira a diferença entre o percentual passante original e o percentual passante após a compactação. O ensaio é realizado com ou sem ligante asfáltico e o índice de degradação é dado pela seguinte expressão:

$$ID_M = \frac{\sum D}{6}, \text{ onde:}$$

$ID_M$  – Índice de degradação após compactação Marshall sem ligante;

$\sum D$  – Somatório da diferença entre o percentual passante original e o percentual passante após a compactação Marshall.

### 3.2.1.7 Sanidade

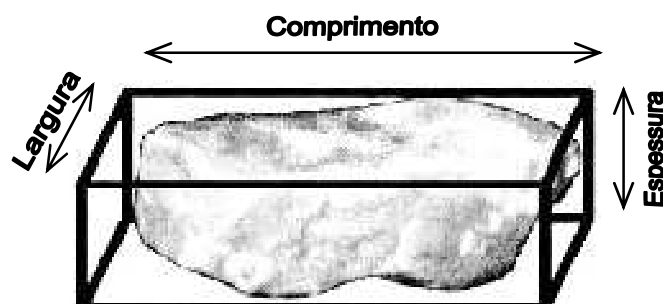
Além da resistência à degradação por abrasão e impacto, o agregado deve resistir à ação das intempéries, referentes a ciclos de molhagem e secagem e, no caso de regiões com invernos rigorosos, a ciclos de congelamento e descongelamento, sem sofrer quebras ou degradação (GOUVEIA, 2006). Determinados agregados, que primeiramente apresentam boas características de resistência, podem sofrer desintegração química quando submetidos às condições ambientais do pavimento (BERNUCCI ET AL., 2006).

### 3.2.1.8 Forma da Partícula

A forma do grão do agregado é uma das características que mais influenciam o desempenho das misturas asfálticas, preferencialmente a forma do grão deve ser cúbica. Grãos alongados tendem a dificultar a compactação da mistura e a quebrar-se, alterando a granulometria inicial, comprometendo o comportamento da mistura asfáltica.

Agregados com forma cúbica produzem misturas mais resistentes, mais trabalháveis e menor índice de vazios (CAMPOS, 2007).

Vários métodos são usados para determinação da forma do agregado, medindo-se diretamente as dimensões dos grãos o indiretamente através de dispositivos diversos capazes de estabelecer relação entre as dimensões dos grãos dos agregados (Figura 3.7).



**FIGURA 3.7:** Dimensões da partícula do agregado.

Fonte: GOUVEIA (2006).

No método DNER ME 086/94, o agregado é passado por uma série de crivos redutores e o índice de forma (f) é calculado, variando de 0 a 1,0. O agregado tem ótima cubicidade quando  $f = 1$ ; se  $f = 0$  o agregado é alongado ou lamelar. As especificações estabelecem um  $f \geq 0,50$  para aceitação do agregado (PINTO, 2000).

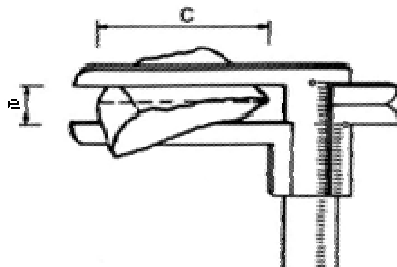
O método ABNT 7809/98 consiste em medir, com um paquímetro, a maior dimensão do grão (comprimento) e a menor distância possível entre dois planos paralelos à direção do comprimento do grão (espessura). Para cada ensaio são medidos o comprimento e a espessura de 200 grãos (Figura 3.8), com o índice de forma determinado através da razão entre o comprimento e a espessura do grão:

$$f = \frac{C}{e}, \text{ onde:} \quad [3.8]$$

F – Índice de forma;

C – Comprimento do grão, maior dimensão possível de ser medida, define a direção do comprimento;

e – Espessura do grão, menor distância possível entre dois planos paralelos a direção do comprimento do grão.



**FIGURA 3.8:** Comprimento e espessura do grão de agregado.

O grão do agregado de forma cúbica tem o índice de forma próximo de 1, enquanto os grãos lamelares possuem índices maiores, sendo considerados aceitáveis o limite de 3.

O método do American Society for Testing and Materials (ASTM) D 4791 para determinação da relação entre as partículas alongadas e achatadas, consiste em passar os grãos dos agregados através de um paquímetro dimensional, que possui as razões 2 : 1, 3 : 1 e 5 : 1. Com o pivô do paquímetro fixado em uma dessas razões o grão é posicionado na maior abertura, depois tenta-se passar o grão na



menor abertura do paquímetro (Figura 3.9). O resultado é expresso em porcentagem.



**FIGURA 3.9:** Ensaio de partículas chatas e alongadas.

Fonte: WSDOT (2007).

#### 3.2.1.9 Angularidade

Segundo GOUVEIA (2006), a angularidade do agregado é responsável pelo maior intertravamento e atrito interno entre as partículas, formando uma estrutura granular mais rígida e proporcionando maior estabilidade às misturas asfálticas. As partículas de agregados com cantos arredondados, ao invés de intertravarem-se tendem a deslizar umas sobre as outras, resultando misturas menos estáveis. Nas misturas asfálticas densas, a angularidade do agregado miúdo influencia na resistência à deformação permanente.

A angularidade do agregado graúdo é expressa em percentual de partículas com uma ou mais faces fraturadas. O agregado é espalhado em uma superfície (Figura 3.10), e através de avaliação visual são quantificadas as partículas que apresentam uma ou mais faces fraturadas (ASTM D 5821).



**FIGURA 3.10:** Partículas de agregado sem faces fraturadas (a), uma face fraturada (b), duas ou mais faces fraturadas (c).

Fonte: GOUVEIA (2006).

A angularidade do agregado miúdo é definida como porcentagem de vazios no estado solto, determinado conforme a norma ASTM C 1252. A amostra de agregado é lançada de uma certa altura em um cilindro de volume conhecido, determinando-se assim a massa específica solta (Figura 3.11). O percentual de vazios (angularidade do agregado miúdo) é calculado pela expressão:

$$AAM = \frac{V - \frac{m_{ag}}{D_R}}{V} \times 100, \text{ onde:} \quad [3.9]$$

AAM – Angularidade do agregado miúdo (%);

V – Volume do cilindro;

$m_{ag}$  – Massa do agregado;

$D_R$  – Massa específica real do agregado miúdo.



**FIGURA 3.11:** Ensaio de angularidade do agregado miúdo.

### 3.2.2 Fíler

O fíler é um material de enchimento, com características granulométricas próprias, empregado em misturas asfálticas para preencher os vazios dos agregados. De fato, as partículas menores do fíler ficam em suspensão no cimento asfáltico, formando um mastique, aumentando a viscosidade, o ponto de amolecimento e diminuindo a suscetibilidade térmica (SANTANA, 1995).

Um dos componentes que possui papel importante no comportamento da mistura asfáltica é o fíler. De acordo com HAGOS (2008), o fíler influencia o desempenho do pavimento asfáltico de diversas maneiras: dependendo do tamanho da partícula, o fino pode atuar como um fíler ou modificador do ligante asfáltico; o fíler tem considerável efeito no endurecimento do ligante asfáltico, influenciando o desempenho do pavimento quanto à resistência as deformações permanentes.

Na definição dos vazios de um concreto asfáltico, o fíler tem importância fundamental. Além disso, é significativo o equilíbrio que o sistema fíler/betume proporciona a mistura asfáltica no comportamento tensão deformação, quando submetida aos esforços do tráfego e variações de temperatura, sem perder o arranjo interno conseguido com a compactação (RIBEIRO ET AL., 2001).

O aumento da quantidade de fíler, dentro de certos limites, aumenta a rigidez do cimento asfáltico e traz benefícios em termos de deformação permanente (WESSELING, 2003).

Algumas pesquisas do sistema fíler/betume indicam que tipos diferentes de fíler misturados com diferentes tipos de ligantes formam masticque de comportamento diferente (HAGOS, 2008). A modificação do ligante asfáltico pelo fíler depende de alguns fatores como tipo de fíler, se ele é de origem granítica ou calcária, natureza do fíler, se ele é ácido ou básico, e da concentração do fíler na mistura asfáltica.

Estudos indicam que a natureza do fíler, isto é o caráter ácido ou básico, podem influenciar a resistência ao envelhecimento da mistura asfáltica. Os finos variam na graduação, forma da partícula, superfície específica, vazios, mineralogia e propriedade físico-mecânica, que influenciam de diferentes maneiras as propriedades da mistura asfáltica e a resistência ao envelhecimento (HAGOS, 2008).

A interação fíler/betume produz alteração nas propriedades mecânicas da mistura asfáltica, influenciando a trabalhabilidade, compactação, vazios da mistura, dureza e resistência (HAGOS, 2008).

HAGOS (2008) mostra que o efeito de endurecimento do ligante asfáltico pelo fíler aumenta com aumento da quantidade de partículas menores que 10  $\mu\text{m}$ . Em outras palavras, fíler mais fino tem maior potencial de absorção do ligante asfáltico e conseqüentemente produz aumento de viscosidade numa determinada temperatura.

SANTANA (1995) propôs a denominação fíler agregado para o que preenche os vazios dos agregados e fíler ativo para o que fica em suspensão no cimento asfáltico.

O aumento da concentração volumétrica do fíler no concreto asfáltico, aumenta a estabilidade, o módulo de rigidez e a resistência à tração na flexão. Porém, acima de determinados limites, o masticque torna-se muito rígido e quebradiço, comprometendo a vida de fadiga do concreto asfáltico (SANTANA, 1995).

O SMA é uma mistura asfáltica caracterizada pelo alto teor de agregado graúdo, baixo teor de agregado médio e maior teor de fíler do que as misturas asfálticas densas. Por causa dessa maior concentração, o tipo e quantidade de fíler exercem grande influência nas propriedades das misturas SMA e no masticque (MOGAWER E STUART, 1996).

Dentre os materiais usados como fíler pode-se destacar o calcário moído, resíduo do corte de mármore e granitos, cimento, cinza volante e a cal.

### 3.2.2.1 Cal Hidratada

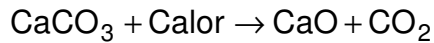
A cal é um dos mais antigos produtos manufaturados, com aplicações diversas como medicina, odontologia, fabricação de aço, tratamento de água, limpeza de gases da queima de combustíveis com enxofre, argamassa e misturas asfálticas (GUIMARÃES, 2002).

Os revestimentos asfálticos têm uma substancial melhoria de desempenho quando emprega-se a cal hidratada como fíler. Dentre os benefícios da adição de cal às misturas asfálticas, LITTLE E EPPS (2001) relataram que a cal atua especificamente como um fíler ativo, anti-oxidante e como um aditivo reagindo com os finos das misturas asfálticas, criando benefícios como:

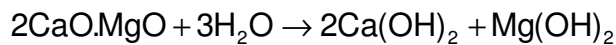
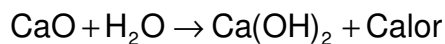
- ✓ Aumento da rigidez do ligante asfáltico;
- ✓ Maior resistência ao trincamento a baixas temperaturas;
- ✓ Redução dos efeitos deletérios da oxidação, através de reações entre o hidróxido de cálcio com as moléculas do ligante, inibindo as reações dessas moléculas com o meio ambiente;
- ✓ Melhoria da adesividade ligante-agregado, reforçando a resistência das ligações, principalmente em presença de ambientes quentes e úmidos.

Portanto, a cal hidratada é um aditivo que melhora o desempenho e aumenta a vida útil dos revestimentos através de múltiplos mecanismos (LITTLE E EPPS, 2001). Estudos recentes demonstram que a cal hidratada contribui para a melhoria do desempenho dos revestimentos, tanto quando usada sozinha quanto junto com asfaltos modificados (BOCK ET AL., 2009). Análise do custo do ciclo de vida do revestimento mostra que a cal é também economicamente vantajosa (BOCK ET AL., 2009).

A cal é o produto resultante da calcinação de rochas calcárias ( $\text{CaCO}_3$ ), dolomitas ( $\text{CaCO}_3 \cdot \text{MgCO}_3$ ) ou conchas calcárias, cujas representações das reações químicas são as seguintes:



A cal hidratada é um pó seco obtido através da hidratação da cal virgem com quantidade suficiente de água, convertendo-se em óxidos e hidróxidos (NLA, 2008). De acordo com a quantidade de água empregada, o produto final da reação pode ser um pó seco, pasta ou solução saturada. Assim, a cal hidratada é resultante das seguintes reações químicas:



O que diferencia uma cal CHI para a CH III é a quantidade de dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ). A cal CH III pode conter até 13% de  $\text{CO}_2$ , enquanto a CH I tem como limite 5%.

O DNIT (1997) define o fíler como qualquer material de enchimento que passa mais de 65 % na peneira n° 200 (0,075 mm), constituído pelas partículas minerais dos agregados graúdos ou miúdos ou provenientes de outras fontes.

A tabela 3.4 apresenta a granulometria que o fíler deve atender, segundo o DNIT (1997).

TABELA 3.4: Especificação do DNIT para o fíler.

PENEIRA (MM)	Especificação (% Passando)
0,42	100
0,18	95-100
0,075	65-100

Fonte: DNIT, 1997.

### 3.2.3 Fibras

Relatos do uso de fibras em materiais de construção demonstram que essa técnica já era empregada por volta do ano 3500 A.C., com a fabricação de tijolos com adição de palhas e cozidos ao sol.

Fibras já são usadas para reforçar misturas asfálticas há algum tempo. A capacidade das fibras em melhorar o desempenho das misturas asfálticas já foi objetivo de diversas pesquisas. Duas das razões do uso de fibras nas misturas asfálticas são a promoção da maior resistência ao envelhecimento, através de um maior filme de ligante, e a prevenção do escorrimento do mastique aumentando, conseqüentemente, a resistência à exsudação (HAGOS, 2008). Uma outra vantagem do uso das fibras nas misturas asfálticas é a prevenção do aparecimento de trincas no mastique, como consequência da ação do tráfego, principalmente a baixas temperaturas. A rede de fibras promove a distribuição dos esforços e também mais entrelaçamento dos grãos da mistura (HAGOS, 2008).

Misturas do tipo SMA, em função do alto teor de ligante asfáltico, necessitam de fibras como aditivo estabilizante para que não haja segregação ou exsudação durante o processo de mistura e espalhamento. As fibras usadas não produzem nenhuma alteração química no cimento asfáltico, mas as propriedades físicas são alteradas, permitindo o aumento do teor de asfalto empregado na produção da mistura.

HAGOS (2008), sumariza as características que as fibras devem apresentar para aplicação em misturas asfálticas:

- ✓ As fibras devem ser fortes e de tamanho adequado para formar uma rede no interior da mistura asfáltica. Se a fibra for muito curta, pode funcionar como um fíler, não desempenhando a função de controlar o aparecimento de trincas. Por outro lado, se a fibra for muito longa pode causar problemas de mistura;
- ✓ Fibras devem ser dúcteis e suficientemente duras para resistir aos esforços cíclicos do tráfego;

A indústria do concreto de cimento Portland desenvolveu diversos estudos com aplicações de fibras. Para CARVALHO (1998), as fibras usadas em concreto de

cimento Portland podem ser naturais ou artificiais. As fibras artificiais podem ser produzidas com os seguintes materiais: aço, nylon, polipropileno, poliéster, carbono. Já as fibras naturais podem ser vegetais (coco, sisal, juta, bagaço de cana de açúcar), animais (crina de cavalo) ou minerais (asbestos).

A tabela 3.5 apresenta algumas características físicas e mecânicas de materiais empregados como fibra em concreto de cimento Portland.

TABELA 3.5: Propriedades das fibras.

Tipo de Fibra	Diâmetro ( $\mu\text{m}$ )	Massa Específica ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	Resistência à Tração (MPa)
Aço	0 a 500	7840	1000 a 3000
Vidro	9 a 15	2550	2100 a 3500
Polipropileno	4 a 30	910	300 a 400
Carbono	8	1900	2450 a 3150
Celulose	-	1600	700
Coco	100 a 400	—	120 a 200
Sisal	7 a 47	—	280 a 568
Juta	20 a 100	—	250 a 350

As fibras variam muito de forma e de acordo com o material de que é composta. Fibras metálicas possuem grande variedade de formas, por causa da fácil conformação do material e, em geral, possuem reentrâncias para aumentar a aderência com a matriz cimentícia. Recentemente, tem-se desenvolvido esforços para determinar formas de fibras que apresentem melhor resultados para as mais diferentes solicitações dos concretos reforçados com fibras metálicas. Esses esforços têm sido desenvolvidos para aumentar a aderência das fibras ao concreto, propriedade fundamental dos compósitos.

Os primeiros fibrocimentos utilizavam-se, principalmente, de fibras de silicatos cristalinos (amianto) e eram produzidos através do processo Hatschek, desenvolvido na Áustria. Posteriormente, surgiram as fibras de vidro para a produção de compostos chamados GRC (*Glass Reinforced Cement*).



Nas últimas décadas, vários estudos orientaram-se para o desenvolvimento de fibras duráveis em meio alcalino e de geometrias especiais para melhor compatibilidade e aplicação em compostos à base de cimento.

De acordo com TANESI E FIGUEIREDO (1999), as fibras sintéticas apresentam um vasto campo de utilização na construção civil em variada gama de aplicações específicas. Ultimamente o interesse pela aplicação de fibras de baixo módulo de elasticidade tem aumentado, além disso, a indústria desenvolveu macrofibras sintéticas com aplicações antes restritas às fibras de aço.

As fibras naturais são utilizadas na sua forma original. AKIL (1992), empregou fibras vegetais na confecção de elementos pré-moldados como painéis e chapas. Verificou que esses compósitos poderiam ser usados como materiais alternativos para minimizar os custos de moradias para a população de baixa renda, realizou ampla pesquisa bibliográfica e caracterizou diversos tipos de fibra vegetais.

#### 3.2.3.1 Fibras de Aço

Segundo BASTOS (1999), as fibras de aço melhoram acentuadamente muitas propriedades das argamassas e concretos, principalmente a resistência ao impacto e tenacidade. Em aplicações estruturais, as fibras de aço podem ser utilizadas para substituir a armadura secundária e complementar a armadura principal.

#### 3.2.3.2 Fibras Poliméricas

Os polímeros são constituídos por extensas cadeias de unidades estruturais repetidas, chamadas monômeros. Essas cadeias podem deslizar umas sobre as outras, o que pode explicar a grande flexibilidade e tenacidade de algumas fibras poliméricas (SPECHT, 2000). São exemplos de fibras poliméricas as fibras de polipropileno, fibras de poliéster, fibras de polietileno e as fibras de poliamida (kavlar).

#### 3.2.3.3 Fibras de Vidro

As fibras de vidro são produzidas a partir da sílica ( $\text{SiO}_2$ ), através da adição de cálcio, boro, sódio e alumínio. São materiais amorfos e sua cristalização ocorre após prolongado tratamento com altas temperaturas (FIORELLI, 2002).

As fibras de vidro têm como atrativo o baixo custo. Dentre as fibras de vidro existentes, as preferidas são as resistentes a álcalis, que resistem melhor ao meio alcalino do concreto (CARRAZEDO, 2005).

#### 3.2.3.4 Fibra de Carbono

Segundo FIORELLI (2002), as fibras de carbono vêm sendo utilizadas pela indústria aeroespacial, automotiva e esportiva nos últimos cinquenta anos, principalmente por apresentarem alta resistência mecânica, rigidez, baixa densidade e facilidade de associar-se a outros materiais.

As fibras de carbono são produzidas a partir de um componente básico, o Poliacrilonitrila (PAN). De acordo com o tratamento recebido pelo componente básico, que inclui carbonização, oxidação e grafitação, é possível fabricar fibras de carbono com diversas configurações de resistência e de módulo de elasticidade (fibras tipo I e tipo II). Alguns tipos de fibra de carbono são mais resistentes que o aço. As fibras de carbono são mais empregadas no reforço de estruturas, apresentando como vantagens o baixo peso próprio, imunidade à corrosão, facilidade de aplicação em locais de difícil acesso, grande disponibilidade de tamanhos e geometria, além da alta resistência à tração.

#### 3.2.3.5 Fibras Naturais

O uso de fibras naturais, como material de reforço, pelo homem, data das mais remotas civilizações. O capim, palha de arroz ou crina de cavalo, eram utilizados na fabricação de tijolos ou no reforço de paredes (STAEL, 1997). As fibras naturais são subdivididas de acordo com a sua origem, podendo ser de origem vegetal, animal ou mineral. As fibras de origem mineral vêm sendo usadas há bastante tempo, principalmente as fibras de amianto. As fibras de origem vegetal são uma matéria prima renovável e possuem baixo custo.

Os resíduos de fibras vegetais, resultantes de processos agro-industriais vêm indicando uma grande potencialidade para fabricação de compósitos (AQUINO, 2003). Os resíduos gerados pela agroindústria da fibra vegetal podem constituir em importante fonte de matéria prima para produção de novos materiais, dependendo das quantidades disponíveis e dispersão geográfica (AQUINO, 2003).

A composição química de várias fibras vegetais resultantes de processos agroindustriais é apresentada na tabela 3.6, demonstrando que algumas apresentam maior potencial para produção de materiais compósitos (AQUINO, 2003).

TABELA 3.6: Composição química de algumas fibras naturais (%).

<b>FIBRA</b>	<b>CELULOSE</b>	<b>HEMICELULOSE</b>	<b>LIGNINA</b>
Palha de trigo	52	27	17
Bagaço	48	22	20
Bambu	35	15	27
Cana	45	20	23
Linho	60	16	4
Juta	60	15	16
Canhamo	67	16	8
Rami	69	13	1
Canhamo de manilha	63	20	6
Sisal	60	12	10
Madeira	45	22	25

Fonte: AQUINO (2003).

### **3.2.3.5.1 Fibra de Celulose**

A fibra de celulose é constituída por filamentos individuais unidos por lignina e hemicelulose. A forma mais comum de obtenção da fibra de celulose é através da polpação da madeira. A polpação tem como objetivo quebrar ligações éter, de modo a se obter fragmentos menores, que são mais facilmente dissolvidos no processo químico. A pasta de celulose, assim obtida, é geralmente usada na fabricação de diversos tipos de papel.

De acordo com STAEL (1997), as características estruturais da celulose e sua forma fibrosa, dão a esse material, requisitos para aplicação em diversas áreas da engenharia.

Em misturas asfálticas como SMA e camada porosa de atrito (CPA), a fibra de celulose desempenha o importante papel de controlar as características de escoamento dessas misturas.

### **3.2.3.5.2 Bagaço de Cana de Açúcar**

A cana de açúcar é uma gramínea originária da Ásia, cultivada em países tropicais e subtropicais, usada para produção de açúcar e álcool. Trazida para o Brasil pelos portugueses, a cana de açúcar passou a ter significativa importância para o país. Inicialmente, seu principal pólo de produção era a Zona da Mata nordestina, expandido-se depois para região Sudeste, especialmente no estado de São Paulo (KAWABATA, 2008).

Vários fatores podem influenciar a composição química da cana de açúcar, destacando-se: clima, região de cultivo, solo, variedade da cana, adubação etc (BORLINI, 2006). A tabela 3.7 apresenta a composição química de uma cana madura.

TABELA 3.7: Composição química da cana madura.

<b>ELEMENTO</b>	<b>PORCENTAGEM (%)</b>
Água	74,5
Açúcares	14,0
Fibras	10,0
Cinzas	0,50
Matérias nitrogenadas	0,40
Gorduras e ceras	0,20
Substâncias pépticas, gomas e mucilagem	0,20
Ácidos combinados	0,12
Ácidos livres	0,80
Matérias corantes	Não dosadas

Fonte: CAMARGO, 1990; BORLINI, 2006.

A produção de açúcar e álcool gera cerca de 270 quilogramas de bagaço por tonelada de cana de açúcar moída. O bagaço de cana de açúcar (Figura 3.12) é um material lignocelulósico e sua estrutura é formada pelas fibras, pelas medulas ou células armazenadoras e pelas células epidérmicas (AFONSO ET AL., 1990; CARASCHI, 1997; STAEL, 1997). A safra brasileira 2012/2013 totalizou a quantidade de 532,758 milhões de toneladas de cana de açúcar (UNICA, 2013).



**FIGURA 2.12:** Bagaço de cana de açúcar.

Fonte: KAWABATA, 2008.

A revitalização do Programa Nacional do Álcool (Pro-Álcool), impulsionado pela fabricação dos carros bicombustíveis, aumentou consideravelmente a geração de resíduos pela indústria sucroalcooleira, especialmente o bagaço de cana de açúcar. Essa grande quantidade de bagaço é objeto de várias pesquisas para o aproveitamento desse resíduo pelos diversos setores industriais. Apesar da maior parte do bagaço de cana ser queimada na produção de açúcar e álcool, ainda existe um excedente sem uma destinação certa. O bagaço excedente gera problemas ambientais e de estocagem (CANILHA ET AL., 2007).

### **3.2.4 Ligante Asfáltico**

O asfalto é um dos mais antigos materiais de construção usados pelo homem. Escavações mostram o seu emprego em épocas anteriores a nossa era, com aplicações em serviços de alvenaria, impermeabilização de reservatórios de água e banheiros. Para o Instituto Brasileiro de Petróleo, Gás e Biocombustíveis (IBP, 1986), citações bíblicas fazem referência ao uso do asfalto na impermeabilização da arca de Noé.

De acordo com PREGO (2001), os povos às margens do rio Eufrates a cerca de 3800 a.C. e no Egito desde o ano 2500 a.C. conheciam bem o asfalto, utilizando-o como argamassa de pedreiro na ligação de pedras.

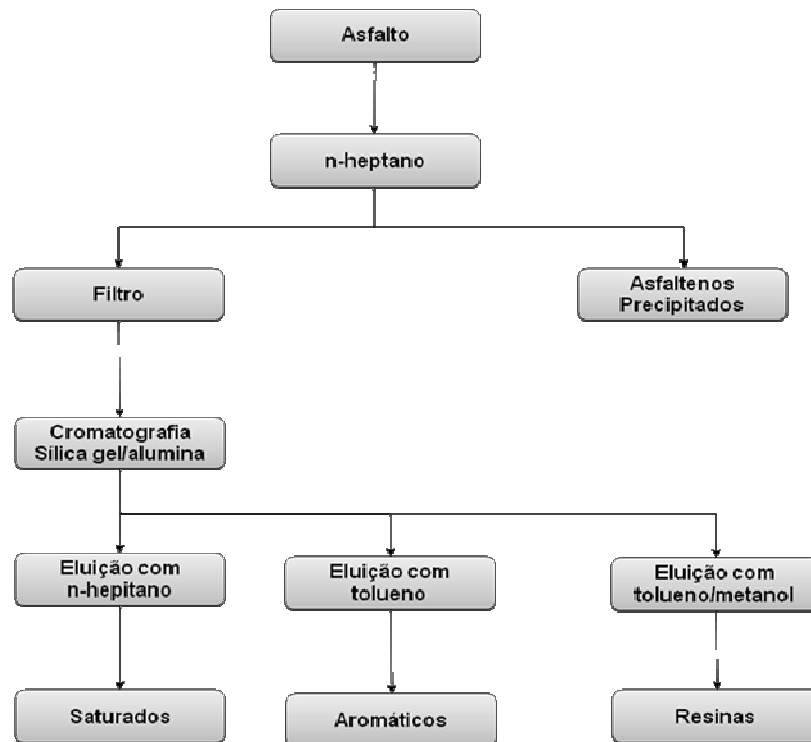
Os asfaltos podem ser naturais, encontrados em jazidas naturais ou provenientes da destilação do petróleo. Com o desenvolvimento da indústria automobilística e com o aumento da produção de óleo durante a I Grande Guerra, grandes quantidades de petróleo de base asfáltica foram processadas. Assim, o asfalto da destilação do petróleo ganhou qualidade e passou a ser mais usado do que os asfaltos naturais (PREGO, 2001).

Asfalto é um material aglutinante de cor escura, cujo elemento predominante é o betume (99,5%). O betume é uma substância aglutinante escura composta principalmente por hidrocarbonetos de alto peso molecular, totalmente solúvel em bissulfeto de carbono. Os asfaltos têm diversas aplicações na construção civil, como por exemplo, em impermeabilizações e, principalmente, em obras de pavimentação (ODA, 2000).

#### 3.2.4.1 Constituição, Estrutura e Durabilidade

O asfalto é uma complexa mistura de moléculas predominantemente hidrocarbonetos e outros elementos como enxofre, nitrogênio, oxigênio e alguns metais (READ E WHITEOAK, 2003).

O uso da técnica de cromatografia permite separar o asfalto em quatro grupos: asfaltenos, resinas, aromáticos e saturados (READ E WHITEOAK, 2003). A figura 3.13 mostra um esquema da análise química do asfalto empregando-se o método da cromatografia.



**FIGURA 3.13:** Esquema da análise química do asfalto empregando-se o método da cromatografia.

Fonte: READ E WHITEOAK, 2003.

Os asfaltenos são sólidos amorfos marrons ou pretos, constituído de carbono e hidrogênio, além de algum nitrogênio, enxofre e oxigênio. O teor de asfaltenos tem grande influência nas características reológicas do cimento asfáltico. O aumento do teor de asfaltenos produz um cimento asfáltico mais duro, mais viscoso, com baixa penetração e alto ponto de amolecimento. Os asfaltenos constituem cerca de 5 a 25 % do cimento asfáltico (READ E WHITEOAK, 2003).

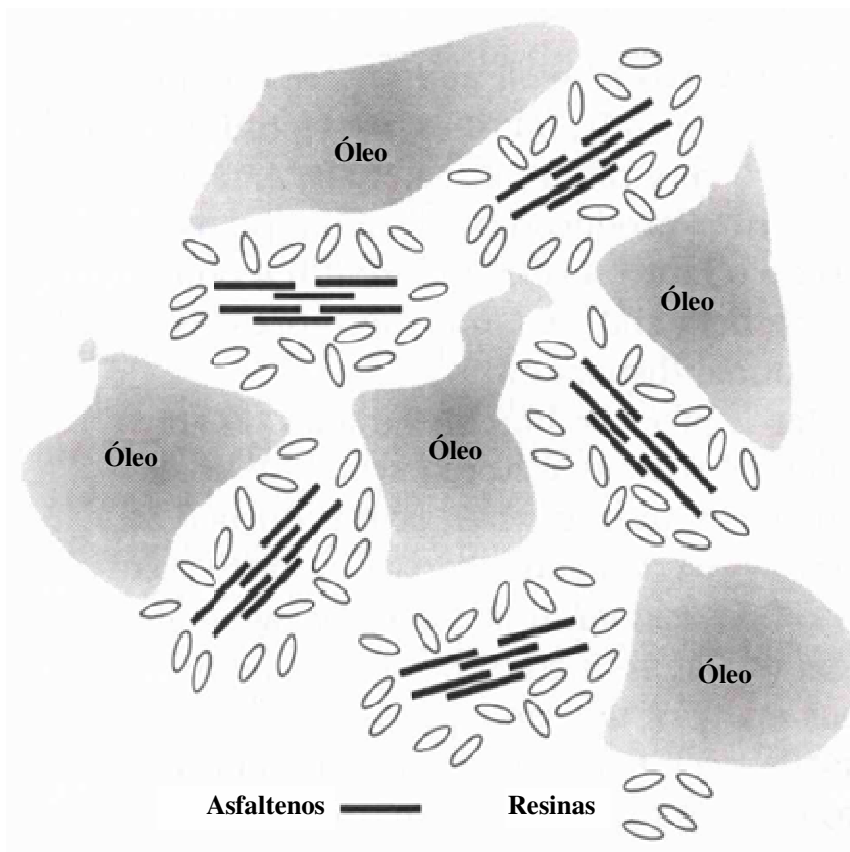
As resinas são solúveis em n-heptano. São compostos de hidrogênio e carbono, com pequena proporção de oxigênio, enxofre e nitrogênio. São sólidos ou semi-sólidos marrom-escuros, sendo de natureza polar e fortemente adesiva. As proporções de resinas e asfaltenos governam o comportamento como solução (Sol) ou como gelatina (Gel) do cimento asfáltico (READ E WHITEOAK, 2003).

Os componentes aromáticos são de baixo peso molecular e em maior proporção no asfalto, sendo o meio de dispersão e peptização dos asfaltenos. Os aromáticos constituem 40 a 60% do cimento asfáltico e são um líquido de cor marrom escura.

Os saturados são cadeias retas e ramificadas de hidrocarbonetos, sendo óleos viscosos não-polares transparentes ou brancos. Esta fração compõe 5 a 20% dos asfaltos (READ E WHITEOAK, 2003).

O cimento asfáltico é tradicionalmente considerado como um sistema coloidal constituído de micelas de asfaltenos dispersas ou dissolvidas em óleo de baixo peso molecular (maltenos) (READ E WHITEOAK, 2003).

Pesquisadores envolvidos no desenvolvimento de ligantes asfálticos geralmente dividem as moléculas do cimento asfáltico em três ou quatro diferentes tipos. A figura 3.14 apresenta um esquema presumindo os asfaltenos dispersos em óleos e resinas (ASPHALT INSTITUTE, 2008).



**FIGURA 3.14:** Esquema das moléculas do asfalto.

Fonte: ASPHALT INSTITUTE, 2008.

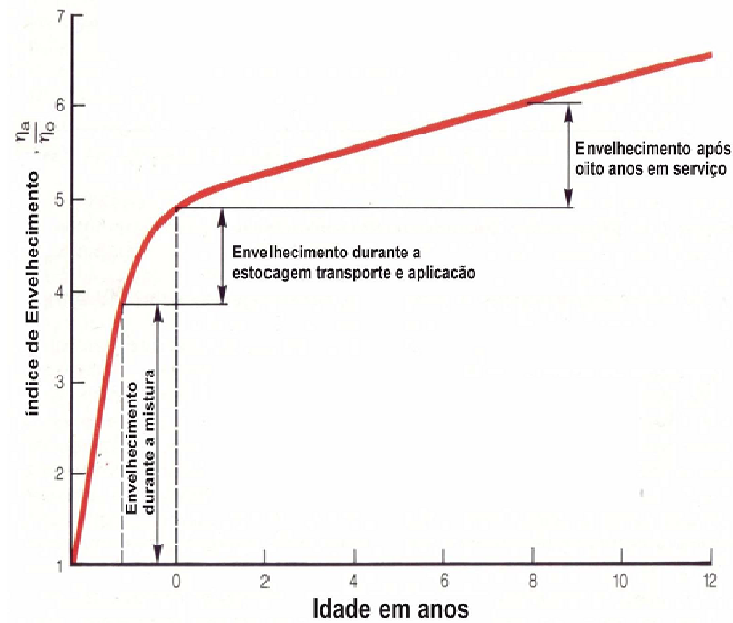


Na presença de quantidade adequada de resinas e aromáticos, os asfaltenos são totalmente peptizados resultando em micelas de boa mobilidade. De acordo com READ E WHITEOAK (2003), estes são asfaltos do tipo sol.

Se a fração resinas / aromáticos não está presente em quantidade suficiente para peptizar micelas ou se tiverem baixo poder de dispersão, os asfaltenos podem associar-se cada vez mais. Isto pode originar uma estrutura irregular do tipo blocos de micelas vazados, com os vazios preenchidos pelo meio dispersor. Estes cimentos asfálticos são conhecidos como do tipo gel (READ E WHITEOAK, 2003). Na prática, a maioria dos cimentos asfálticos apresenta características intermediárias entre sol e gel.

READ E WHITEOAK (2003) relataram a influência da proporção dos constituintes do cimento asfáltico em suas propriedades reológicas. O maior teor de aromáticos tem pequena influência nas propriedades reológicas do asfalto, enquanto o aumento do teor de resinas provoca o endurecimento do asfalto, aumento da adesividade e viscosidade, além de reduzir a penetração. Os asfaltenos são responsáveis pela dureza do cimento asfáltico. A forma como os asfaltenos estão associados também influencia as propriedades reológicas do asfalto, há aumento significativo da viscosidade se os asfaltenos são associados na forma esférica.

Após aplicação na obra, a proporção dos quatro componentes do cimento asfáltico varia ao longo do tempo, devido ao envelhecimento. Geralmente o teor de asfaltenos aumenta, o de aromáticos diminui e o conteúdo de resinas e saturados mantém-se (BERNUCCI ET AL., 2006). Esse fenômeno começa, de maneira mais expressiva, durante o processo de mistura do cimento asfáltico ao agregado, estocagem, transporte e aplicação, continuando de forma menos acentuada ao longo da vida útil da mistura (Figura 3.15).



**FIGURA 3.15:** Esquema do envelhecimento do asfalto.

Fonte: READ E WHITEOAK, 2003.

#### 3.2.4.2 Produção

Praticamente toda produção de asfalto se dá por destilação do petróleo. Existem vários tipos de petróleo no mercado com grande variação do teor de asfalto residual. Em geral os asfaltos são produzidos com misturas de alguns tipos de petróleo. A destilação do petróleo para produção de asfalto é feita por diferentes processos. Se o petróleo é de base asfáltica, a destilação é feita em um estágio de destilação a vácuo. No caso de petróleos leves o processo de destilação se dá em dois estágios: destilação à pressão atmosférica e a vácuo.

#### 3.2.4.3 Classificação

Os cimentos asfálticos obtidos através do refino do petróleo apresentam consistências variadas, medidas pelo ensaio de penetração ou viscosidade. A classificação dos asfaltos, no Brasil, foi feita pela viscosidade absoluta de 1992 até 2005, depois a classificação passou a ser feita através da penetração. A tabela 3.8 mostra os dois sistemas de classificação.

TABELA 3.8: Classificação do cimento asfáltico.

<b>Viscosidade (1992 a 2005)</b>	<b>Penetração ( A partir de 2005)</b>
CAP 40	CAP 30 – 45
CAP 20	CAP 50 – 70
CAP 7	CAP 85 – 100
	CAP 150 – 200

#### 3.2.4.4 Asfaltos Modificados

A modificação do cimento asfáltico é necessária para melhoria do desempenho dos revestimentos sob ação do tráfego crescente e grandes variações de temperatura. Os agentes modificadores alteram o comportamento reológico do cimento asfáltico, principalmente as relacionadas com a temperatura. Outras importantes modificações são a elasticidade e durabilidade conferidas ao asfalto pelo modificador. As propriedades modificadas reduzem a formação de trilhas de roda, a desintegração (ravelling) e a desagregação pela umidade (stripping) além de aumentar a resistência à fadiga dos pavimentos (ASSOITE ET AL., 2003). Como modificadores de asfalto são usados asfaltos naturais, asfaltita, polímeros e borracha reciclada de pneus.

Os asfaltos modificados são uma opção para a fabricação de asfaltos de mais alto desempenho. A modificação do ligante asfáltico por polímeros ou borracha moída de pneu tem sido uma solução para suprir algumas deficiências do ligante e melhorar propriedades como a susceptibilidade térmica, resistência à deformação permanente e a trincas térmicas (BRINGEL ET AL., 2006).

Para MORILHA (2004), a incorporação de modificadores aos ligantes asfálticos produz melhorias físicas, químicas e reológicas, aumentando a sua durabilidade, através do aumento da recuperação elástica, resistência à deformação permanente e mitigação do envelhecimento.

Os asfaltos modificados por polímeros ou asfalto borracha podem ser alternativas para melhoria do desempenho dos revestimentos asfálticos. As adições

tornam o asfalto mais resistente às deformações permanentes, principalmente quando submetido a temperaturas elevadas. A borracha ou polímero, incorporado ao cimento asfáltico, funciona como uma espécie de amortecedor, limitando o comportamento viscoelástico.

#### **3.2.4.4.1 Asfaltos Modificados por Polímero**

Polímero pode ser definido como qualquer molécula gigante (macromolécula), que nem sempre pode ser usado como modificador de cimento asfáltico para fins de pavimentação. Determinados polímeros apresentam propriedades adequadas, como modificadores de asfalto, à baixa e alta temperatura, enquanto outros só têm bom desempenho à baixa ou à alta temperatura (REIS, 2002).

Para ASSOITE ET AL. (2003), Usualmente os polímeros dividem-se em duas categorias genéricas: elastômeros e plastômeros. Os elastômeros resistem à deformação por alongamento e recuperam sua forma original rapidamente quando a solicitação é removida. Tais polímeros adicionam pouca resistência ao asfalto até que este seja esticado, mas a sua capacidade de recuperação elástica aumenta com o alongamento. Os principais elastômeros utilizados na modificação do cimento asfáltico são o estireno-butadieno-estireno (SBS), o estireno-isopreno-estireno (SIS), o látex de borracha natural e a borracha de estireno-butadieno (SBR). Os plastômeros formam uma rede tridimensional rígida, que resiste fortemente à deformação. Estes polímeros exibem uma rápida resistência ao carregamento, mas fraturam com as deformações. Os principais plastômeros utilizados na modificação dos asfaltos são o copolímero de etilvinil-acetato (EVA), o polietileno/polipropileno, o etileno-propileno (EPDM) e o cloreto de polivinila (PVC).

Com a correta seleção do polímero, do asfalto, dos aditivos e dos métodos de produção, um ligante específico para a propriedade desejada da mistura pode ser desenvolvido. Os elastômeros conferem mais resiliência e flexibilidade aos pavimentos enquanto os plastômeros tornam as misturas mais rígidas. Os resultados obtidos dependem fortemente da concentração, do peso molecular, da composição química, da orientação molecular das partículas do polímero assim como dependem do tipo do óleo cru utilizado na produção do asfalto, do processo de refino e das características físicas do ligante. O método de produção do asfalto modificado também afeta as propriedades finais do ligante.

Os polímeros mais usados como modificadores são os copolímeros em bloco de estireno-butadieno, tanto lineares quanto radiais. Estes polímeros são denominados polímeros termoplásticos, por exibirem características elásticas e termoplásticas, possuem morfologia de duas fases, uma vítrea, formada por blocos terminais de poliestireno e outra borrachosa, formada por um bloco central olefínico de polibutadieno (FERNANDES E LOURENÇO, 2006).

Para BRINGEL ET AL. (2006), o SBS tem como característica principal sua alta resposta elástica. Deste modo, resiste à deformação permanente por alongamento. Além disso, possui características de elastômeros termoplásticos, que escoam quando aquecido. Também demonstra boa resistência mecânica e de resiliência.

Em 1989 foi desenvolvido um polímero exclusivamente para modificação de asfaltos. O terpolímero elastomérico reativo (RET) possui características que facilitam a sua incorporação ao ligante asfáltico, resultando um ligante modificado com as mesmas propriedades viscoelásticas de asfaltos modificados por outros polímeros (NEGRÃO ET AL., 2005).

#### ***3.2.4.4.2 Asfaltos Modificados por Borracha Moída de Pneus***

A utilização dos ligantes asfálticos modificados com borracha reciclada de pneus na produção de misturas asfálticas a quente, iniciou-se na década de 40. A incorporação da borracha reciclada e granulada aos ligantes asfálticos teve como objetivo, melhorar o comportamento mecânico das misturas e diminuir o nível de poluição ambiental (DANTAS ET AL., 2003).

Nos anos 60 e 70 o engenheiro americano Charles McDonald da cidade de Phoenix no Arizona, trabalhou extensivamente com a incorporação de borracha granulada de pneus aos ligantes asfálticos convencionais, desenvolvendo um método de produção do asfalto-borracha. O método de fabricação do asfalto-borracha ficou então, conhecido como o processo de McDonald ou processo úmido (CALTRANS, 2003).

O mercado brasileiro produziu 62,7 milhões de pneus em 2012 (ANIP, 2013). Da produção anual, estima-se que pelo menos 50% dos pneus são descartados em locais inadequados, gerando um passivo ambiental de cerca de 100 milhões de pneus (CORDEIRO ET AL., 2005).

Para recuperação e regeneração de pneus é necessário promover a separação da borracha vulcanizada de outros componentes como os metais e tecidos. A obtenção desta borracha se dá com o uso de alguns métodos como o processo físico - mecânico (trituração à temperatura ambiente, ou por criogênese), o processo químico (ação de produtos degradantes ou peptizantes) e processo físico-

químicos (ação de catalisadores). Os métodos mais eficientes para a reciclagem da borracha envolvem a quebra das cadeias macromoleculares da borracha vulcanizada (CORDEIRO ET AL., 2005).

DANTAS ET AL. (2003) verificaram que não existe padronização para os métodos de fabricação dos ligantes modificados com borracha. Não existe um critério para a escolha do teor de borracha, tempo e temperatura de digestão. Estes parâmetros são, muitas vezes, fixados em função da capacidade de produção dos equipamentos disponíveis nos diferentes países.

A borracha reciclada de pneu é usada em pavimentação de duas formas. A adição de grânulos de borracha de pneu como agregado ao concreto asfáltico é o chamado processo via seca. No processo via úmida a borracha moída de pneus é adicionada ao cimento asfáltico, modificando as propriedades do ligante após algumas reações químicas, dando origem ao ligante conhecido no mercado como asfalto borracha.

Dois são os processos para moer a borracha: trituração à temperatura ambiente (processo mecânico) e a temperaturas muito baixas (processo criogênico).

No processo mecânico, a trituração à temperatura ambiente consiste em uma série de trituradores, peneiras, correias transportadoras e tambores magnéticos para remoção do aço, se necessário, e é dividida em três tipos: crackermill, granulator, micro-mill. A diferença entre os métodos que utilizam o processo mecânico está no tamanho das partículas: crackermill produz partículas que variam de 4,8 até 0,42 mm (formado por partículas irregulares com maior área superficial); granulator produz partículas que variam de 2,0 até 9,5 mm (constituído de partículas de forma cúbica, uniformes e com pequena área superficial, denominado de borracha granulada); micro-mill produz partículas finas que variam de 0,42 a 0,075 mm. O processo criogênico consiste na submersão da borracha de pneus em nitrogênio líquido a temperaturas que variam de -90°C a -200°C, pois abaixo de -60°C a borracha é muito frágil e pode ser facilmente triturada em um moinho de impacto (MORAES ET AL., 2008).

Conforme ODA ET AL. (2006), o ligante asfalto borracha é obtido com a adição da borracha moída de pneu ao cimento asfáltico em um tanque de reação, com temperatura de 175 a 200 °C. Depois da reação o produto é armazenado em um tanque dotado de um sistema mecânico de agitação para manter a mistura estável, evitando-se que as partículas de borracha que não reagiram se depositem no fundo do tanque.

Quando a borracha é adicionada ao CAP consome parte dos óleos aromáticos, elevando consideravelmente a viscosidade do produto. Alguns agentes como óleos extensores, diluentes e dispersantes devem ser adicionados ao asfalto modificado por borracha moída de pneus (BALBO, 2007).

A produção do asfalto modificado por borracha moída de pneus usa o processo “contínuos blending” ou o processo “terminal blending”.

A produção do asfalto modificado por borracha moída de pneus pelo processo “contínuos blending” pode ser executada na própria usina de asfalto, através do emprego de equipamentos adicionais ou em caminhões adaptados para fazer a mistura (FONTES ET AL., 2007).

O processo via úmida para produção de asfalto borracha tem sido usado, no Brasil, através da tecnologia “terminal blending”, na qual a mistura é feita em uma central e transportada até o local de aplicação (CORDEIRO ET AL., 2005).

Asfalto borracha com teor de até 15 % de borracha moída de pneus é usado com mais frequência na produção de misturas asfálticas densas. Por outro lado, asfalto borracha com teor de 18 a 25 % de borracha moída de pneus são, geralmente, aplicados na confecção de misturas asfálticas descontínuas ou abertas (BALBO, 2007).

Para MORAES ET AL. (2008), o asfalto modificado por borracha moída de pneus na construção de pavimentos produz melhoria em algumas características como:

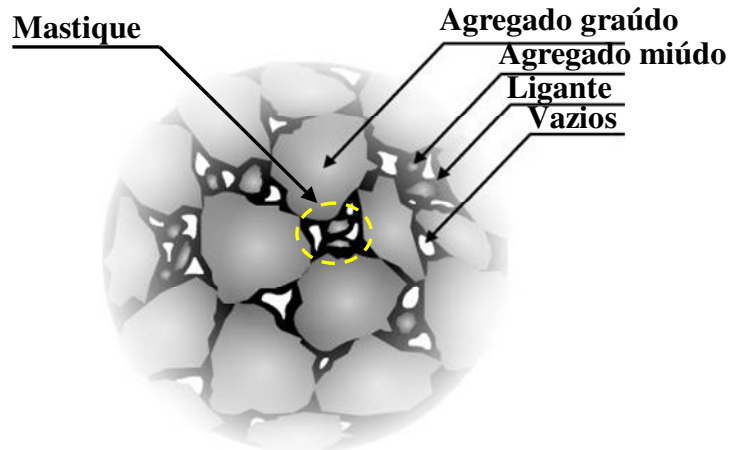
- Diminuição da susceptibilidade térmica;
- Maior flexibilidade, em função da maior concentração de elastômeros na borracha de pneus;
- Melhor adesividade aos agregados;
- Aumento do ponto de amolecimento;
- Maior resistência ao envelhecimento através da presença de anti-oxidantes e carbono na borracha dos pneus;
- Maior resistência a propagação de trincas e a formação de trilhas de roda;

- Redução da espessura do revestimento;
- Maior aderência pneu-pavimento;
- Redução do ruído provocado pelo tráfego;
- Aumento da vida útil do pavimento.

Asfaltos modificados devem ser preferencialmente usados em misturas SMA, pois apresentam a vantagem de contribuir para redução do teor de aditivo estabilizante além de produzirem o aumento da resistência mecânica do SMA, geralmente submetido a elevado volume de tráfego (NAPA, 2002).

### 3.3 DOSAGEM DA MISTURA SMA

O projeto racional de mistura de um SMA consiste no desenvolvimento de um esqueleto pétreo que beneficie o contato grão a grão do agregado graúdo e um mastique rico constituído de cimento asfáltico, agregado miúdo, fíler e fibras (Figura 3.16).



**FIGURA 3.16:** Esquema da estrutura do SMA.

Fonte: WSDOT (2007).

Segundo REIS (2002), o esqueleto pétreo garante a resistência da estrutura às solicitações do tráfego, enquanto a argamassa garante a durabilidade da mistura favorecendo a coesão e impermeabilidade.

De acordo com BROWN E COOLEY (1999), o SMA é uma idéia muito simples, que consiste em encontrar um agregado graúdo de alta qualidade, com



dureza adequada, forma cúbica e tamanho conveniente à camada a que se destina. Depois, é só unir os grãos com uma argamassa resistente em quantidade que favoreça o contato grão a grão do agregado graúdo.

A tabela 3.9 mostra as especificações para misturas SMA, para projetos com moldagem de corpos de prova Marshall.

TABELA 3.9: Especificações para misturas SMA.

CARACTERÍSTICA	Especificação
Teor de asfalto (%)	6,0 mínimo
Porcentagem de vazios (%)	4
Vazios do agregado mineral (%)	17 mínimo
Vazios do agregado graúdo da mistura – $VAG_{Mt}$ (%)	$< VAG_{MUC}$ (%)
Estabilidade (N)	6200
Razão de resistência à tração por umidade induzida RRT (%)	70 mínimo
Escorrimento na temperatura de produção (%)	0,3 máximo

Fonte: NAPA (2002).

Segundo o NAPA (2002), as misturas SMA são muito sensíveis às variações na fração fina do agregado, entendida como a fração de agregado que passa na peneira de “quebra”. O excesso de material passando na peneira de “quebra” causa a perda do contato grão a grão do agregado graúdo. Dessa maneira, este é um ponto importante para o controle das misturas SMA. A tabela 3.10 mostra a definição da fração graúda do agregado, por dimensão máxima<sup>1</sup>, e a respectiva peneira de “quebra”.

<sup>1</sup> Dimensão da peneira acima da primeira que retém mais que 10%.

TABELA 3.10: Definição da fração graúda do agregado.

Dimensão Máxima do Agregado		Fração do Agregado Retida na Peneira de “Quebra”	
mm	Pol.	mm	Pol.
25	1	4,8	N° 4
19	¾	4,8	N° 4
12,5	½	4,8	N° 4
9,5	3/8	2,4	N° 8
4,8	N° 4	1,2	N°16

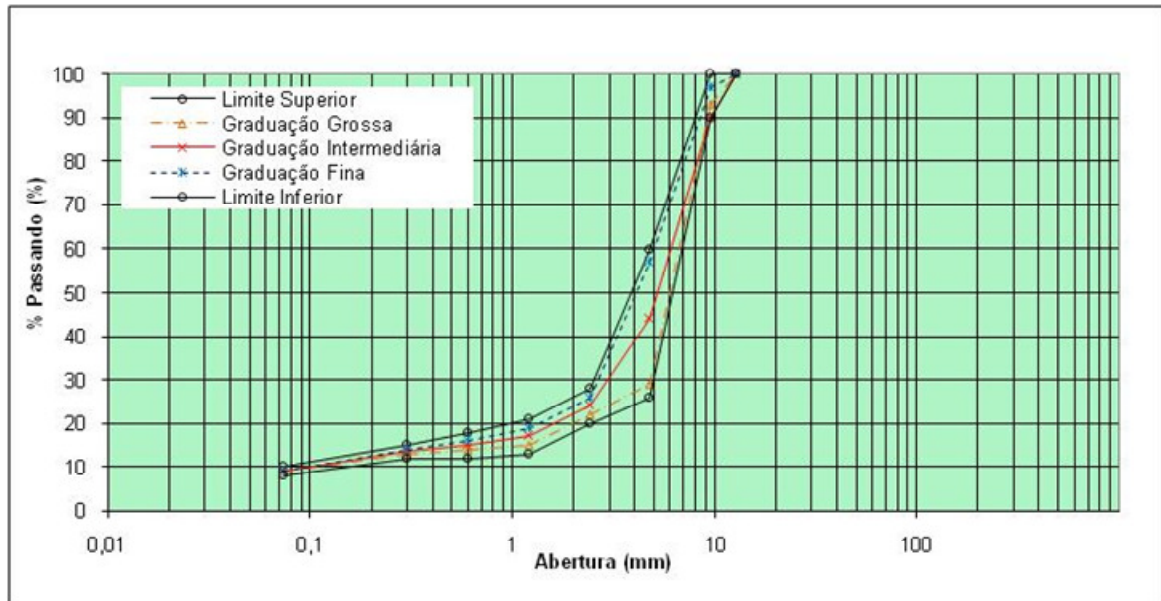
Fonte: NAPA (2002).

O projeto de mistura do SMA pode ser dividido em cinco etapas, descritas a seguir (NAPA, 2002):

- Seleção dos materiais com propriedades adequadas à mistura SMA;
- Escolha de uma graduação de agregado que satisfaça ou exceda o valor mínimo de vazios do agregado mineral especificado;
- Determinação da graduação de agregados que proporcione o contato grão a grão do agregado graúdo;
- Determinação do teor de ligante que apresente percentual de vazios adequado;
- Avaliação da sensibilidade da mistura ao escorrimento.

### 3.3.1 Determinação da Graduação Ótima

O projeto de mistura de agregados proposto pelo NAPA (2002) para misturas SMA começa com a determinação de uma granulometria ótima. Após a escolha da faixa granulométrica, são testadas inicialmente três diferentes granulometrias, obtidas com a variação do percentual de agregado graúdo: uma próxima ao limite grosso da faixa granulométrica, outra próxima ao limite fino da faixa e a terceira próxima ao meio da faixa (Figura 3.17).



**FIGURA 3.17:** Escolha da granulometria ótima.

Especificações de faixas granulométricas para misturas SMA são apresentadas por diversos órgãos europeus e norte-americanos. A tabela 3.11 apresenta cinco graduações do NAPA (2002), para agregados com dimensão máxima variando de 25,4 a 4,8 mm, que foram testadas intensivamente de forma a assegurar o contato grão a grão do agregado graúdo. É importante que a mistura de agregados enquadre-se em uma dessas faixas, pois assim tem-se uma primeira aproximação para que a mistura de agregados apresente um esqueleto pétreo resistente através do contato grão a grão, além de atender ao mínimo de vazios do agregado mineral especificado.

TABELA 3.11: Faixas granulométricas especificadas por dimensão máxima e percentual passando em volume.

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

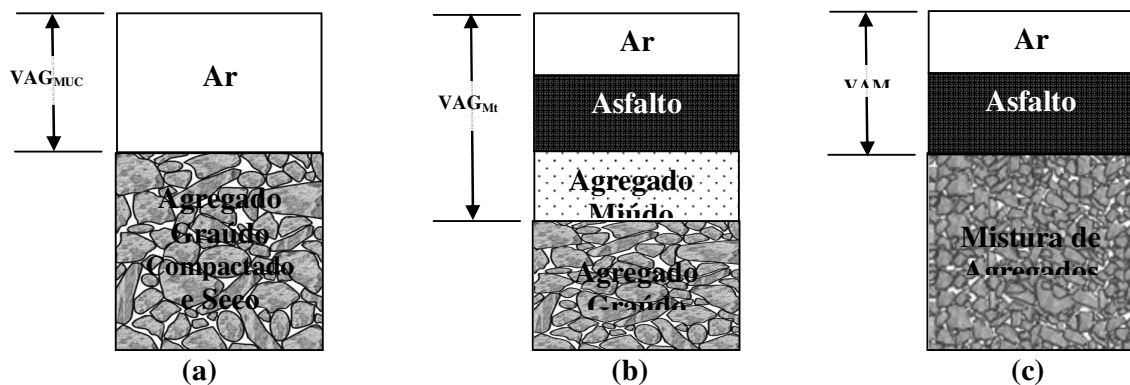
Fonte: NAPA (2002).

Para COOLEY E BROWN (2001), as misturas SMA de menor dimensão máxima (9,5 e 4,8 mm) apresentam menor permeabilidade, para um mesmo percentual de vazios, que as misturas SMA de maior dimensão máxima (12,7 a 25 mm) e por isso são mais duráveis.

Os métodos de dosagem AASHTO (2008) e NAPA (2002), recomendam a adoção da granulometria por volume, no caso das massas específicas dos agregados apresentarem variações maiores que 0,2. Para escolha da granulometria ótima as frações graúdas das três granulometrias, obtidas como descrito acima, são submetidas ao ensaio de massa unitária no estado compactado seco. Corpos de prova são moldados com teor de asfalto entre 6,0 e 6,5 %, para cálculo das relações volumétricas. Se a massa específica combinada dos agregados for menor que 2750 kg/m<sup>3</sup> o teor de asfalto deve ser aumentado em 0,1 % para cada incremento de 50 kg/m<sup>3</sup> para baixo, se a massa específica combinada dos agregados for maior que

2750 kg/m<sup>3</sup> o teor de asfalto deve ser diminuído em 0,1 % para cada incremento de 50 kg/m<sup>3</sup> para cima. A graduação ótima é a que apresentar o mínimo de vazios do agregado mineral especificado, além do contato grão a grão do agregado graúdo.

Segundo BROWN E MALLICK (1995), o contato grão a grão é conseguido quando o percentual de vazios do agregado graúdo da mistura SMA ( $VAG_{Mt}$ ) é igual ou menor que o percentual de vazios da fração grossa do agregado, determinado pelo ensaio de massa unitária no estado compactado seco ( $VAG_{MUC}$ ). A figura 3.18 apresenta um esquema mostrando as diferenças entre vazios do agregado graúdo na condição compactado e seco (a), vazios do agregado graúdo da mistura SMA (b) e vazios do agregado mineral (c).



**FIGURA 3.18:** Esquema das diferenças entre  $VAG_{MUC}$ ,  $VAG_{Mt}$  e  $VAM$ .

Fonte: NAPA 2002).

O percentual de vazios da fração graúda do agregado é determinado através da seguinte expressão:

$$VAG_{MUC} = \left( \frac{\gamma_g \gamma_a - MUC_g}{\gamma_g \gamma_a} \right) \times 100, \text{ onde:} \quad [3.10]$$

$VAG_{MUC}$  – Vazios do agregado graúdo no estado compactado seco;

$MUC_g$  – Massa unitária do agregado graúdo no estado compactado seco;

$\gamma_a$  – Massa específica da água;

$\gamma_g$  – Massa específica do agregado graúdo.

Doze amostras são preparadas inicialmente, quatro para cada graduação testada. Três amostras de cada graduação são compactadas, com teor de asfalto

como descrito. A amostra que restou é usada para determinação da densidade máxima teórica medida (NAPA, 2002).

Os corpos de prova submetidos aos ensaios de laboratório para determinação do VAM,  $VAG_{Mt}$  e porcentagem de vazios, calculados com as seguintes expressões:

$$\%v = \left( 1 - \frac{\gamma_{Mt}}{D_{mm}} \right) \times 100 \quad [3.11]$$

$$VAG_{Mt} = 100 - \left( \frac{\gamma_{Mt}}{\gamma_g} P_g \right) \quad [3.12]$$

$$VAM = 100 - \left( \frac{\gamma_{Mt}}{\gamma_c} P_a \right), \text{ onde:} \quad [3.13]$$

$\%v$  – Porcentagem de vazios na mistura;

VAM – Vazios do agregado mineral;

$P_a$  – Porcentagem de agregado na mistura;

$P_g$  – Porcentagem de agregado graúdo na mistura;

$\gamma_{Mt}$  – Massa específica da mistura;

$D_{mm}$  – Densidade máxima teórica medida;

$\gamma_c$  – Massa específica combinada do agregado;

$\gamma_g$  – Massa específica do agregado graúdo.

Finalmente é escolhida, entre as três graduações testadas, a que apresentar o menor teor de agregado graúdo, com VAM igual ou maior que o mínimo especificado e que tiver o  $VAG_{Mt}$  igual ou menor que o  $VAG_{MUC}$ .

### 3.3.2 Determinação do Teor Ótimo de Ligante Asfáltico

Uma vez escolhida a graduação, procede-se a determinação do teor ótimo de ligante asfáltico. São preparadas doze amostras com teores de asfalto acima e abaixo do teor determinado pelo critério da densidade combinada dos agregados. Para cada teor são moldados três corpos de prova para avaliação das propriedades

mecânicas e volumétricas. Uma amostra de cada teor de ligante asfáltico é usada para a obtenção da densidade máxima teórica medida.

Após a determinação das propriedades das misturas, com os diversos teores de ligante asfáltico, escolhe-se o teor de ligante que proporciona volume de vazios igual a quatro por cento. Se o teor de vazios especificado não for encontrado para as misturas testadas, deve-se modificar a graduação da mistura de agregados até encontrar o teor de vazios especificado (AASHTO, 2008).

A tabela 3.12 apresenta especificações para projeto de mistura SMA usando corpos de prova moldados pelo método Marshall.

TABELA 3.12: Especificações para projeto de mistura SMA.

ENSAIO	Especificação
Teor de asfalto mínimo (%)	6
Porcentagem de vazios (%)	4
VAM mínimo (%)	17
VAG <sub>Mt</sub> (%)	Menor que VAG <sub>MUC</sub>
Estabilidade mínima (N)	6200
RRT mínima (%)	70
Sensibilidade ao escorrimento máximo (%)	0,3

Fonte: NAPA (2002).

### 3.4 PROPRIEDADES DAS MISTURAS SMA

São apresentadas, a seguir, propriedades das misturas SMA usadas para dosagem e avaliação do desempenho dessas misturas asfálticas.

#### 3.4.1 Sensibilidade ao Escorrimento

Segundo o NAPA (2002), a determinação da sensibilidade ao escorrimento é mais importante para misturas SMA do que para as misturas de graduação densa. O ensaio foi proposto para simular as condições de produção, armazenagem, transporte e aplicação da mistura.

As fibras colocadas nas misturas permitem que elas possam ser submetidas às variações de temperatura sem serem degradadas. A elevada flexibilidade impede o ressecamento e fissuração, que são comuns nas misturas asfálticas convencionais expostas às intempéries (MOURÃO 2003).

Geralmente o teor de fibra polimérica é maior do que o de fibra de celulose. As fibras de celulose têm melhor desempenho no controle das características de escorrimento das misturas SMA (BROWN E COOLEY, 1999).

Os possíveis problemas de escorrimento nas misturas do tipo SMA podem ser resolvidos com o aumento do teor de fibras ou com a modificação do tipo de fibra usada (NAPA, 2002).

O NAPA (2002) descreve o método de ensaio: “A amostra é colocada em um cesto de arame que é posicionado em um prato previamente tarado. A amostra, o cesto e o prato são colocados em uma estufa com circulação de ar forçada por uma hora, na temperatura de mistura. Ao fim de uma hora o conjunto é retirado da estufa e o prato é pesado para determinar o escorrimento ocorrido”. A expressão seguinte é usada para o cálculo da sensibilidade ao escorrimento.

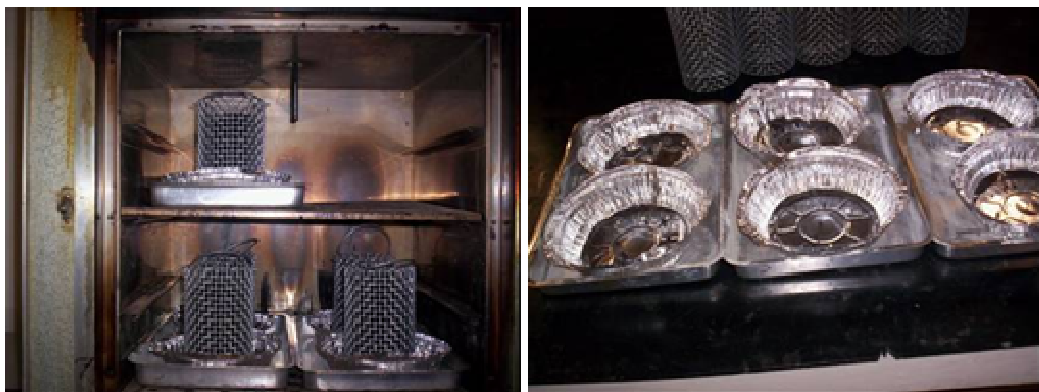
$$\text{Escorrimento}(\%) = \frac{A - B}{C} \times 100, \text{ onde:} \quad [3.14]$$

A – Peso final do prato;

B – Peso inicial do prato;

C – Peso total da amostra.

A figura 3.19 mostra detalhes do procedimento de ensaio.



**FIGURA 3.19:** Ensaio de sensibilidade ao escorrimento



### **3.4.2 Estabilidade Marshall**

A estabilidade Marshall, apesar de contestada por alguns autores pela dispersão dos seus resultados, ainda é um dos parâmetros mais usados, no Brasil, para dosagem e controle de qualidade de misturas asfálticas. O equipamento para realização do ensaio é relativamente simples e barato, permitindo sua instalação em qualquer laboratório de campo.

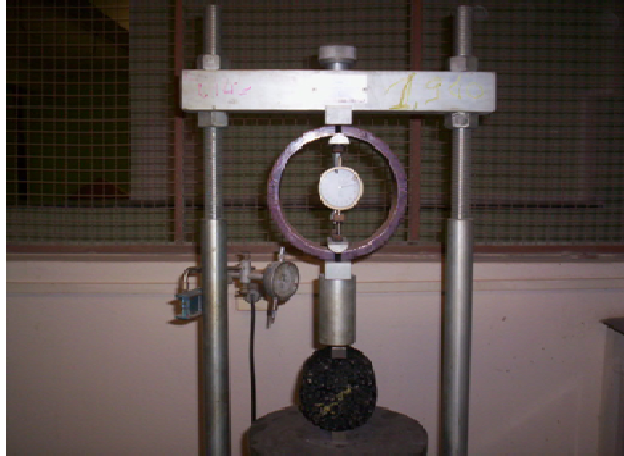
Para o ensaio, os corpos de prova são colocados em um banho-maria a 60 °C por 30 minutos. Após esse período, eles são transferidos para o molde de ruptura, já aquecido, e levados à prensa Marshall, onde são submetidos a um carregamento com velocidade de 5 cm por minuto, até o rompimento. O valor da leitura, no instante do rompimento, é anotado para o cálculo da estabilidade. O resultado final é a média de pelo menos 3 resultados, expresso em N ou kgf. A descrição detalhada do método de ensaio encontra-se no método DNIT ME 043/95.

### **3.4.3 Resistência à Tração**

A resistência à tração do concreto pode ser determinada pelo denominado método brasileiro proposto por Lobo Carneiro e adotado por várias instituições internacionais (SOBRAL, 1984; LEAL, 2004). Nesse método, a carga vertical é aplicada ao longo da geratriz do cilindro, fazendo com que ele fique sujeito a uma tensão de tração horizontal.

Para o ensaio com misturas asfálticas, é usada a prensa Marshall. Os corpos de prova devem ser mantidos em estufa na temperatura adotada para o ensaio: 25, 30, 45 ou 60 °C.

São necessários dois frisos metálicos curvos, interpostos entre o corpo de prova e os pratos da prensa, com objetivo de garantir a distribuição do carregamento ao longo das duas geratrizes opostas do corpo de prova (Figura 3.20)



**FIGURA 3.20:** Ensaio de tração por compressão diametral.

O corpo de prova é submetido a um carregamento com velocidade de  $0,8 \pm 0,1$  mm/s, até sua ruptura.

A resistência à tração é determinada pela expressão:

$$\sigma_t = \frac{2F}{\pi DH}, \text{ onde:} \quad [3.15]$$

$\sigma_r$  - resistência à tração;

F – carga de ruptura;

D – diâmetro do corpo de prova;

H – altura do corpo de prova.

O método de ensaio usado para determinação da resistência à tração do concreto asfáltico foi o normalizado pelo DNIT ME 136/10.

#### **3.4.4 Razão de Resistência à Tração**

Alguns fatores podem influenciar a susceptibilidade de misturas asfálticas à umidade, destacando-se fatores ambientais, práticas construtivas, tráfego e características das misturas asfálticas. Em geral os danos são provocados por condições climáticas extremas, principalmente na presença de congelamento combinado com alto volume de tráfego. Métodos construtivos que influenciam a sensibilidade da mistura à umidade incluem a qualidade da compactação e as condições do tempo durante o processo de construção do pavimento (BUDNY ET AL., 2010).

### 3.4.5 Desgaste Cantabro

O ensaio de desgaste Cantabro é usado para determinar a perda por abrasão de misturas asfálticas com asfalto modificado por polímero. Para HIRSH ET AL. (2007), o Centro de Estudos de Carreiras na Espanha, desenvolveu este ensaio para avaliação de misturas asfálticas abertas, norma NLT 325/86. No Brasil o DNIT, através da norma ME – 383/99, apresenta o procedimento de ensaio. Corpos de prova tipo Marshall são moldados e pesados (P). Depois os corpos de prova são introduzidos máquina de abrasão Los Angeles, sem nenhuma carga abrasiva e submetidos a 300 rotações, com 30 a 33 rotações por minuto. Após as 300 rotações os corpos de prova são retirados do tambor e pesados (P'). O percentual de desgaste da mistura betuminosa (A) é calculado com a seguinte expressão:

$$A = \frac{P - P'}{P} \times 100$$

Segundo NETO E FABRI (2004), através do ensaio de desgaste Cantabro, pode-se avaliar indiretamente a coesão, a resistência à desagregação da mistura perante os efeitos abrasivos e de sucção originados pelo tráfego.

### 3.4.6 Velocidade do Pulso Ultra-sônico

O ensaio de velocidade do pulso ultra-sônico baseia-se na variação da velocidade de propagação da onda sonora através de um meio sólido. Trata-se de um ensaio não destrutivo, que determina homogeneidade, vazios, fissuras, o módulo de elasticidade dinâmico e coeficiente de Poisson.

O aparelho é constituído por um gerador e um receptor de pulso, dois transdutores (transmissor e receptor), um circuito medidor de tempo e um mostrador para leitura do tempo de propagação da onda (Figura 3.21).



**FIGURA 3.21:** Ensaio de velocidade do pulso ultra-sônico.

A primeira fase do ensaio é a calibração do aparelho com uma barra metálica, já aferida. A superfície do corpo de prova deve ser plana e isenta de poeira, uma camada de vaselina ou graxa deve ser aplicada aos transdutores, para funcionar como acoplante. Depois os transdutores são arranjados numa das três formas: transmissão direta, transmissão indireta ou transmissão semi-direta. Na pesquisa o tipo de arranjo usado foi o de transmissão direta. Para cada corpo de prova foram feitas duas leituras, sendo a velocidade final a média das duas determinações.

Para o cálculo da velocidade do pulso ultra-sônico, utiliza-se a expressão:

$$V = \frac{L}{t}, \text{ onde:} \quad [3.16]$$

V – Velocidade do pulso ultra-sônico (km/s);

L – Distância entre os dois pontos de acoplamento (mm);

t – Tempo de propagação do pulso ( $\mu\text{s}$ ).

A norma ABNT – NBR 8802/94 estabelece o procedimento para determinação da velocidade de propagação do pulso ultra-sônico.

### 3.4.7 Módulo de Resiliência

A maioria dos materiais empregados em pavimentação não são materiais puramente elásticos, exibem um comportamento elasto-plástico. A parcela elástica da deformação é recuperada após a retirada da carga, enquanto a parcela plástica

não é recuperada quando retira-se a carga, dando origem às deformações permanentes (LEAL E CASTRO, 2004).

O termo módulo resiliente foi empregado por HVEEM para diferenciar o módulo de elasticidade dos materiais usados em pavimentação, do módulo de elasticidade dos sólidos elásticos ou módulo de Young. O módulo de elasticidade daqueles materiais, quando não tratados quimicamente, são muito inferiores ao dos outros materiais empregados em engenharia civil, como concreto de cimento Portland e aços (LEAL E CASTRO, 2004).

Outra grande diferença no comportamento tensão-deformação entre os sólidos elásticos e os materiais de pavimentação não tratados quimicamente, é que nos sólidos elásticos a relação tensão-deformação é praticamente linear enquanto nos materiais granulares empregados em pavimentação essa relação é não linear (LEAL, 2004).

De acordo com o DNIT ME 135/10, o módulo de resiliência (MR) de misturas betuminosas é a relação entre a tensão de tração ( $\sigma_t$ ), aplicada repetidamente no plano diametral vertical de uma amostra cilíndrica de mistura betuminosa e a deformação específica recuperável ( $\varepsilon_t$ ) correspondente a tensão aplicada, numa determinada temperatura (T).

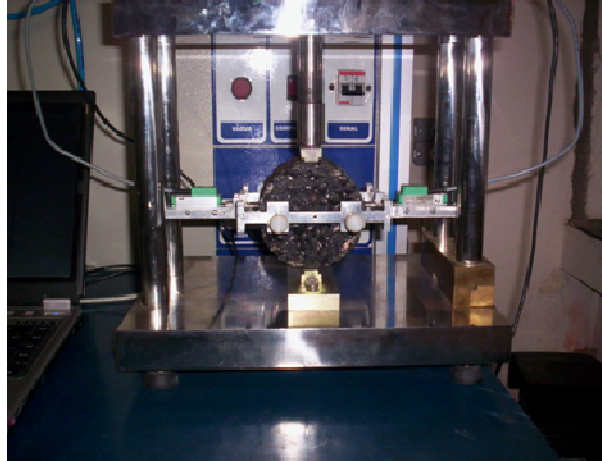
$$MR = \frac{\sigma_t}{\varepsilon_t} \quad [3.17]$$

Na década de 50, HVEEM criou um equipamento chamado “resiliômetro” para medir deformações verticais através de sensores mecano-eletromagnéticos colocados nos pavimentos (LEAL E CASTRO, 2004).

LEAL E CASTRO (2004) relatam que nos anos 50 SEED ET AL., seguindo os conceitos estabelecidos por HVEEM, desenvolveram o ensaio de cargas repetidas, para determinação do módulo de resiliência em laboratório.

No ensaio (Figura 3.22) a força é aplicada no sentido de compressão, de zero até um valor máximo, voltando a anular-se ou atingir um valor mínimo definido, para voltar a atuar após pequeno intervalo de repouso, fração de segundo, de maneira a reproduzir as condições de campo (LEAL E CASTRO, 2004).

O tempo de aplicação de cargas está relacionado à velocidade de translação dos eixos dos veículos e a frequência de carregamento ao volume de tráfego (LEAL E CASTRO, 2004).



**FIGURA 3.22:** Ensaio de módulo de resiliência.

### 3.4.8 Tomografia Computadorizada

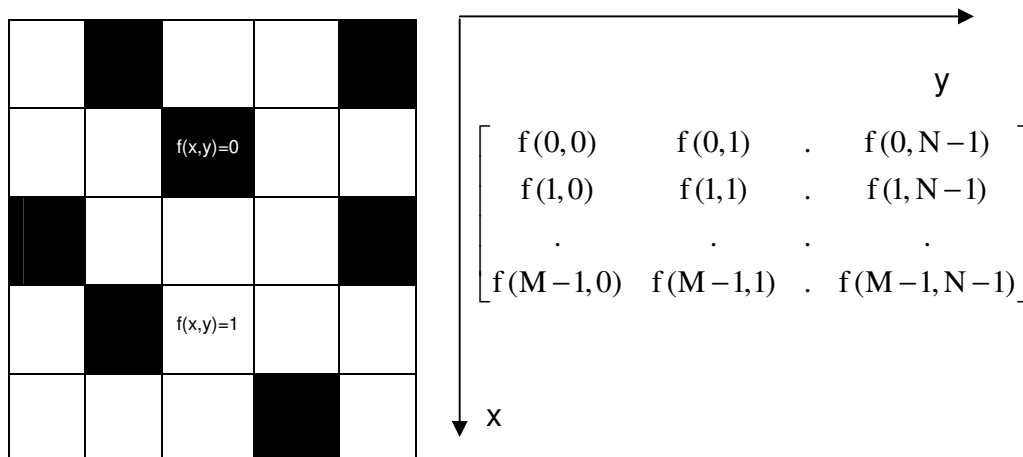
Alguns ramos da engenharia têm explorado a tecnologia de imagens para investigação das características dos materiais. Para ZELELEW ET AL.(2008), misturas asfálticas são essencialmente constituídas por materiais heterogêneos como agregados e mastiques, além de vazios com ar. Mastique é uma mistura de asfalto e finos, considerados como partículas passando na peneira 0,075 mm. A proporção, distribuição e interação dessas três fases definem o comportamento micro-mecânico do pavimento asfáltico. Portanto, uma representação realística da microestrutura das misturas asfálticas é necessária afim de caracterizar diferentes propriedades dessas misturas.

O desenvolvimento da tomografia computadorizada de alta resolução mostra-se promissora para caracterização da microestrutura das misturas asfálticas. Alguns estudos demonstram a potencialidade de aplicação da tomografia para identificar diferentes propriedades das misturas asfálticas. Atualmente a tomografia é usada para determinar a distribuição dos vazios, orientação dos agregados, segregação e textura superficial (ZELELEW ET AL., 2008). A tomografia computadorizada é uma importante ferramenta para análise da estrutura interna das misturas asfálticas. Com as imagens da tomografia pode-se analisar a distribuição dos vazios, identificar o contato grão a grão e determinar a forma dos agregados (MASAD, 2004).

As imagens de tomografia computadorizada são obtidas através da varredura do corpo de prova de concreto asfáltico por um mecanismo rotacional, gerando imagens a cada 0,5 mm da altura do corpo de prova. Essas imagens são capturadas em diversos níveis de cinza, cuja intensidade corresponde às diferentes densidades dos materiais que compõem o concreto asfáltico (OMARI, 2004). Além disso, uma imagem em 3D pode ser obtida.

A estrutura tridimensional interna do concreto asfáltico tem sido analisada com o emprego da tomografia computadorizada. A técnica vem sendo aperfeiçoada com uso de imagens de alta resolução, sistema de aquisição de dados para facilitar a compreensão e análise da estrutura interna do concreto asfáltico.

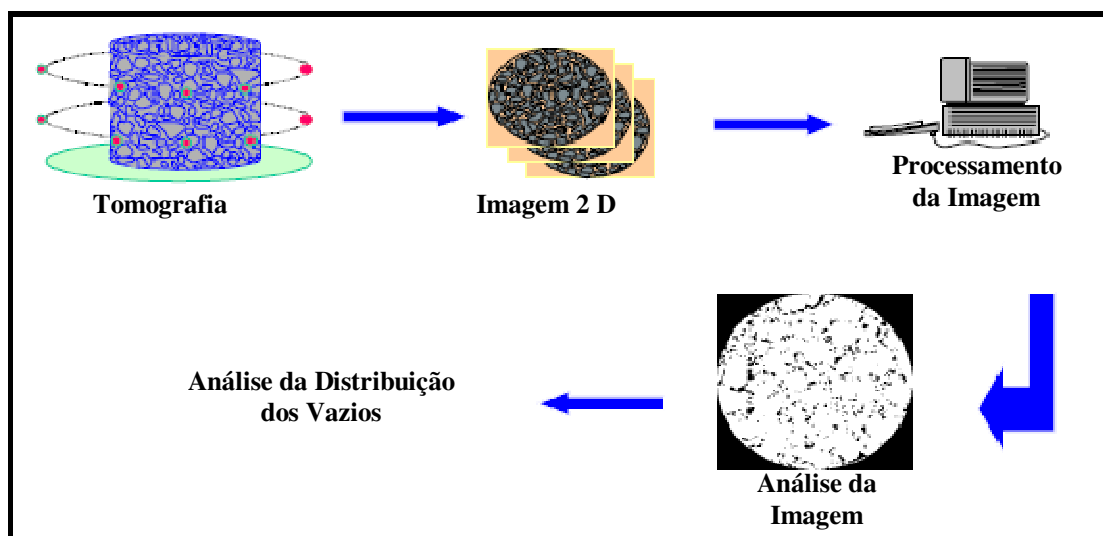
CASTELLANO ET AL. (2010) mostraram que as imagens de tomografia computadorizada possuem muito mais informação do que as que o olho humano é capaz de perceber. A imagem digital pode ser definida como uma função de duas variáveis,  $f(x,y)$ , com  $x$  e  $y$  coordenadas planas do “pixel” e  $f(x,y)$  o nível de cinza. Uma imagem digital é uma matriz bidimensional de “pixels”, de tamanho  $M \times N$ , sendo  $M$  o número de linhas e  $N$  o número de colunas (Figura 3.23). Uma imagem digitalizada tem uma escala de 256 níveis de cinza, variando de 0 (preto) a 255 (branco), enquanto a imagem binária possui apenas dois níveis 0 (preto) e 1 (branco). Os agregados, de maior densidade, têm cor mais clara do que o ligante asfáltico, enquanto os vazios na imagem são identificados pela cor preta, “pixel” de intensidade 0 (OMARI, 2004).



**FIGURA 2.23:** Representação binária e matricial de uma imagem digitalizada

A magnitude dos raios X aplicados ao corpo de prova deve ser cuidadosamente selecionada durante a tomografia. Se a intensidade dos raios aplicados a um material de baixa densidade for alta, a imagem obtida poderá ser de baixo contraste, sem identificar as diferentes regiões do corpo de prova. Portanto, antes da tomografia do corpo de prova, deve-se escolher a magnitude adequada dos raios X para obtenção de um melhor contraste (OMARI, 2004).

Na figura 3.24 pode ser visto um esquema de uma tomografia computadorizada em corpo de prova de concreto asfáltico.



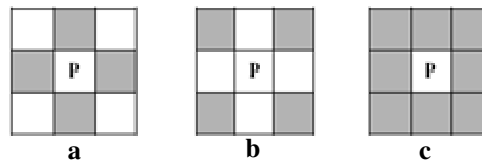
**FIGURA 3.24:** Tomografia computadorizada em corpo de prova de concreto asfáltico.

Fonte: OMARI, 2004.

Realce do contraste e remoção de ruído são duas formas típicas de processamento de imagens (ZELELEW ET AL., 2008). Para isso, um programa de computador como “Uthscsa Image Tool” pode ser usado. Esse pré-processamento da imagem digital tem como função de melhorar a imagem para garantir o sucesso das etapas seguintes.

De acordo com ZELELEW ET AL. (2008), geralmente usam-se métodos como equalização de histograma ou limiarização para melhorar a qualidade da imagem original. Isso consiste em ajustar os níveis de cinza dos “pixels” para produzir mais equilíbrio na sua distribuição na imagem. Filtros médios são os mais usados para remoção de ruídos das imagens. Na filtragem média, o nível de cinza de cada “pixel” é substituído pelo nível médio de cinza da vizinhança (Figura 3.25).

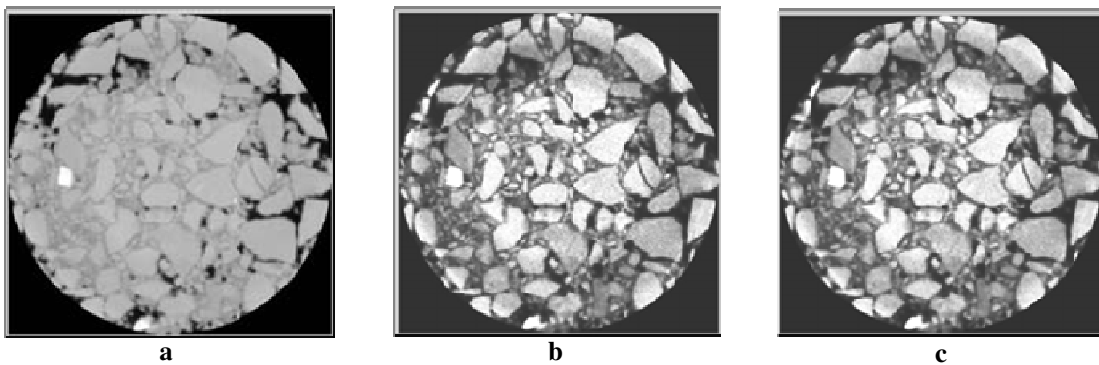




**FIGURA 3.25:** Conceito de vizinhança. 4 – vizinhança (a), vizinhança diagonal (b), 8 – vizinhança (c).

Uma comparação foi feita com tamanhos de pontos semente variando de 3X3 a 9X9, para filtragem média, mostrou que melhores resultados são obtidos com os pontos semente de tamanho 3X3 (ZELELEW ET AL., 2008).

A figura 3.26 mostra a filtragem média para remoção de ruído e melhoria de contraste usando pontos semente de tamanho 3X3.



**FIGURA 3.26:** Processamento de imagem. Imagem original (a), imagem com aumento de contraste (b), imagem com remoção de ruído (c).

Fonte: ZELELEW ET AL., 2008.

Após o pré-processamento da imagem segue a segmentação da imagem.

### 3.5 CONSTRUÇÃO DO REVESTIMENTO SMA

O SMA é uma mistura asfáltica relativamente nova no Brasil, portanto o treinamento do pessoal encarregado de produzir e aplicar essa mistura pode ser necessário.

#### 3.5.1 Materiais para Mistura em Usina

O agregado graúdo tem grande influência na produção da mistura SMA. Em geral a proporção de agregado graúdo varia de 70 a 80 % da mistura. É necessário que o agregado seja corretamente estocado, manuseado e misturado, para garantir

um efetivo contato grão a grão. Por isso, deve-se tomar o cuidado de não deixar os silos serem contaminados por materiais estranhos.

O controle de qualidade deve ser feito com realização de ensaios de granulometria, com especial atenção ao material que passa na peneiras 4,8 e 0,075 mm (NAPA, 2002).

Devido ao elevado percentual passando na peneira n° 200 das misturas SMA (cerca de 10 %), a quantidade de fíler a ser adicionada à mistura é de pelo menos 5%. Nesse caso é conveniente a aquisição do fíler a granel, armazenado no canteiro de obras em um silo apropriado, o que pode reduzir consideravelmente o custo. Além disso, como este silo é um sistema fechado evita a contaminação do material, uma vez que as misturas SMA são muito sensíveis a variações do percentual passando na peneira n° 200 (BROWN E COOLEY, 1999).

O manuseio do cimento asfáltico para SMA é semelhante ao usado para misturas asfálticas convencionais. Quando é empregado asfalto modificado, nessa pesquisa asfalto modificado por borracha moída de pneus, são necessários alguns cuidados adicionais para o manuseio, temperatura e estocagem. O armazenamento do asfalto modificado por borracha moída de pneus deve ser em tanques dotados de misturador, que evitam a segregação das partículas de borracha. Tanques com misturador reduzem o custo com combustíveis para manutenção da temperatura do asfalto.

As fibras são entregues de duas formas: soltas ou em forma de “pellets” e podem ser usadas dessas duas formas em usinas volumétricas (“drum mix”) ou gravimétricas (NAPA, 2002).

Nas usinas gravimétricas as fibras soltas podem ser adicionadas, por trabalhadores, diretamente no misturador em sacos pré-pesados. Os sacos são produzidos com materiais que são facilmente dissolvidos durante o processo de mistura. Outra forma de se introduzir as fibras nas usinas gravimétricas é através de dispositivos especialmente projetados para este abastecimento. Estes dispositivos podem determinar o peso de fibra para dosagem por peso ou a medida exata nas dosagens por volume, portanto estes dispositivos podem ser usados em usinas “drum mix”. Neste caso, é importante que o dispositivo aplique a fibra antes da

adição do cimento asfáltico, mas próximo o suficiente para evitar a exposição aos gases, o que levaria as fibras para o sistema de recuperação de finos (NAPA, 2002).

As fibras em forma de “pellets” também podem ser aplicadas nas usinas gravimétricas ou “drum mix”. De acordo com MOURÃO (2003), as fibras peletizadas oferecem algumas vantagens em relação às fibras soltas:

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

### **3.5.2 Mistura em Usina**

O procedimento para mistura de SMA é semelhante ao de uma mistura convencional, entretanto em algumas etapas é preciso que cuidados especiais sejam tomados.

A calibração de todo o sistema de silos é extremamente importante, podendo fazer grande diferença, mesmo em usinas gravimétricas. Assim, é necessário muito cuidado com a calibração dos silos frios. O sistema de alimentação de aditivo estabilizante deve ser calibrado e monitorado durante a produção. A variação na quantidade de aditivo pode ser muito prejudicial ao desempenho do revestimento (BROWN E COOLEY, 1999).

A alimentação de fíler e o sistema de recuperação de finos também são importantes na produção do SMA. Estes dois sistemas devem funcionar adequadamente de forma a garantir a qualidade da mistura SMA. Se o fíler for adicionado de forma ou em quantidade inadequada, pode ser absorvido pelo sistema de recuperação de finos. O bom funcionamento da alimentação de finos influencia a capacidade de produção da usina (BROWN E COOLEY, 1999). As misturas SMA são muito sensíveis à variação no teor de fíler. Portanto, um sistema adequado e calibrado de adição de fíler é fundamental para produção de uma mistura apropriada.

A temperatura de produção do SMA varia de acordo com o teor de umidade dos agregados, tipo de cimento asfáltico, tipo de aditivo estabilizante e com as condições do tempo. Quando são usados asfaltos modificados, é necessário temperatura mais alta para execução da mistura. Nesse caso, deve-se ter cuidado com a oxidação, que pode começar a ocorrer com a elevada temperatura. Além disso, o aumento de temperatura pode potencializar a ocorrência de exsudação. A temperatura deve ser suficiente para produzir uma mistura uniforme e manter-se pelo tempo necessário para o transporte, espalhamento e compactação do SMA (NAPA, 2002). As misturas SMA não devem ser aquecidas acima de 177 °C, pois além de quebrar as estruturas do cimento asfáltico, aumenta-se as emissões para atmosfera (BROWN E COOLEY, 1999). Quando é usado o asfalto modificado por borracha moída de pneus a temperatura ideal de mistura, recomendada pelos fabricantes é de 175 °C.

Quanto ao tempo de mistura, como são adicionadas ao SMA maior quantidade de filler além da adição de fibras, o tempo é aumentado em relação às misturas asfálticas convencionais. O tempo adicional deve ser suficiente para que toda a fibra seja distribuída na mistura. Para usinas gravimétricas este acréscimo de tempo é, em geral, de 5 a 15 segundos. Nas usinas “drum mix” a linha de injeção de asfalto deve ser reposicionada de forma que as fibras sejam adicionadas à mistura antes da injeção do asfalto. Em ambos os casos, o tempo adequado de mistura pode ser avaliado por uma inspeção visual. Se forem observados grumos de fibras ou se o agregado estiver insuficientemente recoberto, o tempo de mistura pode ser aumentado ou outras modificações devem ser feitas (NAPA, 2002). Nas usinas “drum mix” para aumentar o tempo de mistura é necessário reduzir a produção, velocidade da correia transportadora, velocidade de rotação do tambor, etc. Dessa forma, a produção da usina será reduzida.

O NAPA( 2002) resume algumas recomendações para usinagem do SMA:

- Manter a temperatura de aproximadamente 170 °C quando forem usados asfaltos modificados, tomar cuidado para não superaquecer o asfalto;
- Estabelecer e manter a temperatura de operação da usina de asfalto;
- Pré-aquecer a usina, principalmente as partes que entram em contato com os agregados quentes antes de acrescentar o asfalto modificado;

- Manter o estoque de agregado de modo a evitar contaminação e monitorar a granulometria dos agregados;
- Calibrar o sistema de alimentação do fíler e fibras, assim como o sistema de recuperação de finos e manter os sistemas calibrados durante a operação da usina;
- Determinar o tempo de mistura da massa, normalmente cerca de 5 a 15 segundos a mais do que para as misturas convencionais, em função da maior quantidade de fíler e da adição de fibras.

### **3.5.3 Transporte e Espalhamento**

Para BROWN E COOLEY (1999), o espalhamento e compactação do SMA não devem ser feitos em dias chuvosos ou muito frios. A temperatura ambiental mínima para aplicação da camada de SMA é 10 °C.

Devido ao alto teor de ligante, o SMA pode aderir à caçamba do caminhão durante o transporte, principalmente quando é usado ligante modificado. Nesse caso, um antiaderente deve ser aplicado à caçamba do caminhão antes de ser carregado. Para isso, podem-se usar alguns tipos de sabões diluídos em água. Todo o excesso de antiaderente deve ser retirado antes do carregamento do caminhão. Óleo combustível de forma nenhuma deve ser usado como antiaderente.

O tempo de transporte da mistura SMA deve ser o menor possível. A temperatura da mistura SMA não deve ser aumentada para se ganhar mais tempo para o transporte, pois isso, juntamente com a vibração durante o transporte, pode causar a separação do mástico do agregado graúdo.

O processo espalhamento da mistura SMA na pista é semelhante ao usado para as misturas convencionais. Vibro-acabadoras são empregadas para isso, observando-se que para as misturas SMA deve haver especial atenção com a velocidade do sistema transportador de massa, pois o acúmulo de massa asfáltica no distribuidor helicoidal pode causar exsudação.

A camada é espalhada em espessura suficiente para obtenção de, no máximo, 4 cm após a compactação. Sempre que for possível, a camada de SMA deve ser espalhada ao longo de toda plataforma do pavimento, evitando-se assim a construção de juntas longitudinais.

Como o SMA é uma mistura com alta concentração de agregado graúdo, que torna difícil o manuseio da massa asfáltica, trabalhos manuais na superfície pavimentada devem ser evitados. Se houver eventualmente necessidade do trabalho manual, em geral para conformação das juntas, todo cuidado deve ser tomado durante a execução do trabalho.

#### **3.5.4 Compactação**

Compactação de misturas asfálticas é um processo que visa reduzir o volume de vazios, aumentando a massa específica da mistura e o intertravamento das partículas. O desempenho da mistura asfáltica é significativamente influenciado pelo grau de compactação. Uma compactação insuficiente provoca a perda das características projetadas da mistura e baixo desempenho do revestimento, com aparecimento prematuro de deformação permanente e trincas (MASAD ET AL., 2009).

Existem diversos fatores que podem influenciar o processo de compactação no campo. Dentre esses fatores pode-se destacar as propriedades dos materiais que compõem a mistura, temperatura, condições ambientais, condição do local de espalhamento e o método de compactação (MASAD ET AL., 2009).

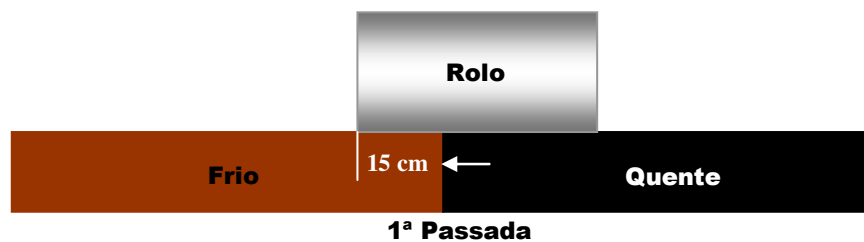
De acordo com BROWN E COOLEY (1999), o objetivo da compactação do SMA é alcançar 95 % da densidade teórica. O grau de compactação mínimo é de 94 % da densidade teórica. Para isso, a compactação da mistura deve começar logo após o espalhamento na pista. Portanto, os rolos compactadores devem se posicionar imediatamente atrás da vibro-acabadora. A compactação do SMA deve ser completada antes da mistura atingir temperaturas menores que 127 °C. Se for usado ligante modificado, o intervalo de temperatura para compactação é ainda menor, geralmente acima de 138 °C.

O rolo usado para compactação das misturas SMA deve ser o rolo estático de roda de aço, pesando 10 toneladas. Podem ser necessários dois ou três rolos para realizar a compactação adequada. Durante a compactação, um anti-aderente deve ser aspergido nas rodas do rolo para evitar a desagregação do material da superfície do revestimento. Seis a oito passadas são suficientes para atingir o grau de compactação mínimo (NAPA, 2002).

Geralmente não são usados rolos vibratórios em mistura SMA, mas se estes forem necessários, devem ser usados no modo de alta frequência e baixa amplitude. Dessa forma, evita-se a quebra dos agregados graúdos ou o afloramento do masticado à superfície do revestimento. Os rolos de pneus não devem ser usados na compactação das misturas SMA, pois os pneus podem causar a desagregação do masticado, tornando a superfície do revestimento irregular (NAPA, 2002).

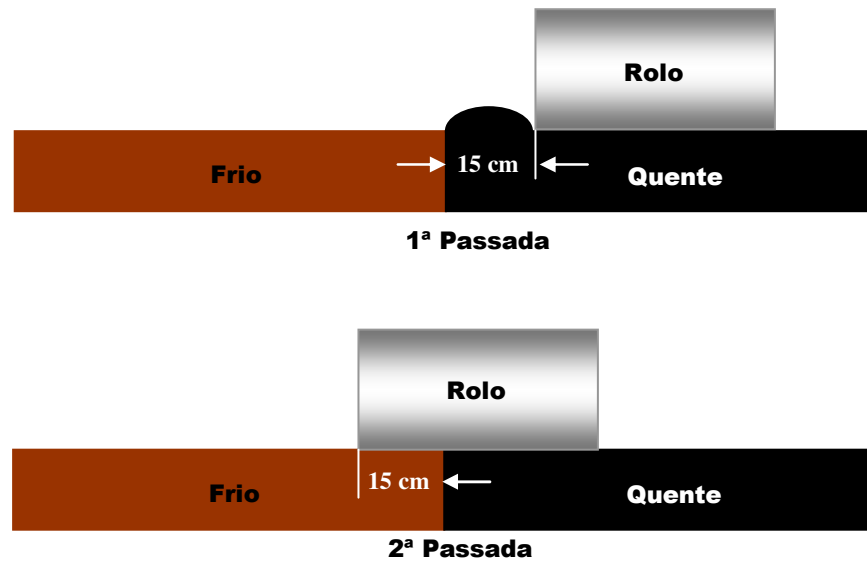
Em função da natureza da mistura SMA, as juntas longitudinais e transversais devem ser construídas e compactadas com técnica adequada, de modo que evite o trabalho manual.

Uma maneira de construir as juntas é executar a primeira passada do rolo, com a roda sobre a superfície quente transpassando cerca de 15 cm a camada fria (Figura 3.27). Assim, a maior parte do esforço de compactação será destinada à camada quente. Experiências anteriores demonstram que compactar a junta com a maior parte da roda do rolo sobre a superfície fria é um procedimento ineficiente (NAPA, 2005).



**FIGURA 3.27:** Construção das juntas.

A compactação das juntas, de forma alternativa, pode ser executada com a primeira passada do rolo totalmente sobre a superfície quente, distante aproximadamente 15 cm da junta, confinando o material quente ao material frio. A segunda passada do rolo é sobre a área que ficou confinada. O material quente confinado ao lado frio apresenta maior potencial de produzir uma boa junta (NAPA, 2005). A figura 3.28 apresenta uma alternativa para compactação das juntas. As duas formas de compactação podem contribuir para menor necessidade de trabalhos manuais.



**FIGURA 3.28:** Alternativa para compactação das juntas.

O NAPA (2002) apresenta algumas recomendações para o espalhamento e compactação das misturas SMA:

- Executar o serviço de campo apenas quando a temperatura do ar for superior a 10 °C;
- Manter a caçamba do caminhão de transporte sempre limpa;
- Usar só antiaderente aprovado como sabão líquido diluído em água;
- Remover o excesso de antiaderente da caçamba;
- Usar lona na caçamba do caminhão durante o transporte, garantindo a segurança do transporte e prevenindo a queda da temperatura da mistura;
- Garantir quantidade adequada de caminhões de forma que a vibro-acabadora fique sempre em movimento;
- Manter os rolos compactadores sempre próximos à vibro-acabadora;
- Completar a compactação do SMA, antes que a temperatura no campo seja menor que 127 °C para ligante convencional ou menor que 138 °C para ligantes modificados;
- Não parar o rolo sobre o material espalhado;
- Rolos pneumáticos não devem ser usados;



- Praticar a operação da vibro-acabadora de forma a harmonizar a velocidade de espalhamento, das paletas alimentadoras e do parafuso sem-fim, evitando que mistura fria se acumule nos cantos da caçamba da acabadora.
- Desenvolver uma boa técnica de espalhamento e compactação de modo que minimize a perda de temperatura da mistura;
- Rolo vibratório pode ser usado, mas com todo cuidado;
- Três ou quatro rolos são suficientes para atingir o grau de compactação mínimo de 94 % da densidade máxima teórica;
- Minimizar os trabalhos manuais;
- Cuidado especial com a construção das juntas para garantir um bom alinhamento e compactação.

BROWN E COOLEY (1999), apresentaram uma série de problemas que podem ocorrer durante o projeto de mistura e a construção do SMA. Os problemas encontrados, prováveis causas e a ação corretiva são apresentados na tabela 3.13.

TABELA 3.13 :Apresentação dos problemas, causas e soluções.

Problema encontrado	Causa provável	Ação Corretiva
VAM baixo	% passando na # 4,8 mm muito alto % passando na # 0,075 mm muito alto Quebra excessiva dos agregados Massa específica dos agregados errada	1 Verificar a precisão dos ensaios 2 Reduzir o percentual passando na # 4,8 ou na # 0,075 mm
VAM alto	% passando na # 4,8 mm muito baixo % passando na # 0,075 mm muito baixo Massa específica dos agregados errada	1 Verificar a precisão dos ensaios 2 Aumentar o percentual passando na # 4,8 ou na # 0,075 mm
% vazios baixo	VAM baixo Alto teor de ligante	1 Verificar a precisão dos ensaios 2 Diminuir o teor de ligante ou aumentar o VAM
% vazios alto	VAM alto Baixo teor de ligante	1 Verificar a precisão dos ensaios 2 Aumentar o teor de ligante ou diminuir o VAM
Aumento da rigidez do	Aumento da dureza do ligante Aumento do teor de fíler	1 Verificar a precisão dos ensaios 2 Diminuir o teor de fíler

ligante asfáltico	Aumento a finura do fíler	3 Usar um fíler mais grosso
Decréscimo da rigidez do ligante asfáltico	Ligante mole	1 Verificar a precisão dos ensaios
	Diminuição do teor de fíler	2 Aumentar o teor de fíler
Alto % de escorrimento	Fíler muito grosso	3 Usar um fíler mais fino
	Aumento da temperatura	1 Verificar a precisão dos ensaios
	Diminuição do teor de fíler	2 Aumentar o teor de estabilizante
	Teor de estabilizante baixo	3 Trocar o tipo de estabilizante
	Aumento do % agregado graúdo	4 Reduzir o teor de umidade da mistura
	Umidade na mistura	5 Modificar a graduação
Exsudação		6 Diminuir a temperatura
	Alto % de escorrimento	1 Seguir os procedimentos para redução do % de escorrimento
	Distância de transporte longa	2 Diminuir o tempo de estocagem da mistura
	Muito tempo de estocagem	3 Adequar o procedimento de pavimentação
	Procedimento de pavimentação inadequado	4 Ajustar o tempo de transporte da mistura e a velocidade da vibro-acabadora para manter os parafusos sem-fim movimentando cerca de 85 a 95 % do tempo.
Grau de compactação baixo		Dois rolos são suficientes para finalizar a pavimentação
	Número de rolos insuficiente	A espessura da camada deve ser pelo menos 3 vezes o diâmetro máximo do agregado
	Operação inadequada do rolo	Operar o rolo corretamente
	Temperatura baixa e/ou ventos fortes	Aumentar o tamanho do rolo ou o número de rolos
	Espessura da camada insuficiente	

---

Fonte: BROWN E COOLEY (1999).

### 3.5.5 Avaliação da Condição do Pavimento

Projetos de novos pavimentos consideram a inevitável necessidade de manutenção, em função da deterioração causada pelo tráfego, intempéries e outros. No início da vida de serviço o pavimento apresenta uma condição ótima até chegar, ao final da vida de serviço, a uma condição ruim. A compreensão dos mecanismos que provocam a deterioração do pavimento é de fundamental importância para programação da técnica de reabilitação mais adequada (DNIT, 1998).

Durante a vida útil do pavimento a ação combinada das cargas provenientes do tráfego com a intempérie causa a gradual degradação do pavimento. Portanto, um bom plano de manutenção é necessário para manter a boa condição de tráfego, de operação, de segurança e de conforto do pavimento. Um pavimento bem mantido pode significar satisfação do usuário, menor impacto ambiental, além de economia de tempo e de dinheiro.

Como é de conhecimento dos técnicos, a degradação de uma rodovia traz consequência direta na vida dos usuários em termos de conforto e, principalmente, de segurança, além de onerar os custos de manutenção dos veículos e de transporte. De acordo com os órgãos oficiais, como por exemplo, o DNIT - Departamento Nacional de Infra-Estrutura e Transporte, quando a evolução funcional de pavimento muda de um conceito “bom” para “ruim”, devido à manutenção deficiente tem-se como consequências: aumento de até 58% do consumo de combustível; aumento de cerca de 38% no custo de manutenção de veículos; aumento de até 100% no tempo de percurso e, principalmente, aumento em 50% no índice de acidentes (VILLIBOR ET AL., 2008).

A avaliação dos pavimentos abrange aspectos funcionais e estruturais. De acordo com o DNIT (1998), o desempenho funcional consiste em o pavimento apresentar uma superfície com serventia adequada quanto à qualidade de rolamento. O desempenho estrutural é entendido como a capacidade do pavimento manter a integridade estrutural em relação aos principais tipos de defeitos: trincamento, deformações e desagregações.

Levantamento periódico da condição da via pode contribuir para a identificação dos trechos críticos e servir para a avaliação da severidade dos defeitos, além de fornecer informações de quando, como e onde poderão surgir os defeitos e, principalmente, quais os procedimentos para corrigi-los (MORAES ET AL., 2006).

Uma das principais componentes de um Sistema de Gerência de Pavimentos é avaliação de pavimentos, através dela que é possível verificar se o pavimento necessita manutenção, reconstrução, ou se foi bem construído e está atendendo as condições para as quais foi projetado (SANTOS, 2003).

Os procedimentos para avaliação objetiva e subjetiva dos pavimentos foram estabelecidos pelo DNIT através das normas DNIT 006/2003 – Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Procedimento e DNIT 009/2003 – Avaliação subjetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Procedimento. Alguns métodos normalizados pelo DNIT foram usados nessa pesquisa para verificação do desempenho do revestimento em SMA.

A avaliação estrutural dos pavimentos envolve um conjunto de procedimentos que visam descrever o comportamento da estrutura em serviço. Os dados obtidos nessas avaliações permitem a verificação da capacidade estrutural do pavimento, fornecem subsídios para o projeto de reabilitação e gerenciamento do pavimento.

#### 3.5.5.1 Avaliação Funcional do Pavimento

O conforto ao rolamento, expresso pela satisfação do usuário, é um dos melhores parâmetros para medir a funcionalidade de um pavimento. Avaliação funcional é a determinação da capacidade de desempenho funcional momentânea que o pavimento proporciona ao usuário ou o conforto em termos de qualidade de rolamento. Essa avaliação compreende o levantamento dos aspectos que afetam mais diretamente ao usuário da rodovia, na forma de conforto ao rolamento, tempo de viagem e segurança (CAVALCANTE ET AL., 2007).

##### **3.5.5.1.1 Avaliação Funcional Subjetiva**

A avaliação subjetiva proposta em 1960 por CAREY E IRICK, identifica o grau de deterioração de um pavimento tendo como base o índice de serventia (CAVALCANTE, 2005).

O DNIT (1998) apresentam cinco hipóteses fundamentais relacionadas com o conceito de serventia e desempenho dos pavimentos, resumidas da seguinte maneira:

- ✓ O propósito principal de um pavimento é servir ao público que trafega sobre o mesmo com conforto e segurança;
- ✓ Em geral, as opiniões dos usuários sobre o modo de como estão sendo servidos pelas rodovias é subjetiva;

- ✓ No entanto, existem características das rodovias que podem ser medidas objetivamente, e quando ponderadas e combinadas adequadamente podem ser relacionadas com o entendimento do usuário sobre a capacidade da rodovia servi-lo bem;
- ✓ A serventia de uma seção de rodovia pode ser expressa através da avaliação média de todos os usuários;
- ✓ Admite-se que o desempenho é uma avaliação global da história da serventia de um pavimento ao longo do tempo. Assim, se for observada a serventia ao longo da vida do pavimento, pode-se conhecer o desempenho desse pavimento.

#### 3.5.5.1.1.1 Avaliação Subjetiva da Serventia

Essa avaliação determina o Valor da Serventia Atual (VSA), medida subjetiva da capacidade do pavimento atender a expectativa do usuário quanto ao conforto ao rolamento. Um grupo de avaliadores percorre o trecho avaliado atribuindo uma nota que varia de 0 a 5, indicando respectivamente, pavimentos de condição péssima a ótima (DNIT, 2003).

Cada trecho homogêneo escolhido, com cerca de dois quilômetros, tem o VSA determinado com a expressão:

$$VSA = \frac{\sum X}{n}, \text{ onde:} \quad [3.18]$$

VSA – Valor da Serventia Atual;

X – Valor da serventia atual individual, atribuído por cada membro do grupo de avaliadores;

n – Número de membros do grupo de avaliadores.

O DNIT (2003) estabelece os conceitos de VSA apresentados na tabela 3.14:

TABELA 3.14: Conceitos de VSA.

CONCEITO	VSA
Péssimo	0 a 1
Ruim	1 a 2
Regular	2 a 3
Bom	3 a 4
Ótimo	4 a 5

### **3.5.5.1.2 Avaliação Funcional Objetiva**

Avaliação funcional objetiva tem por finalidade identificar e quantificar os defeitos de superfície do revestimento. Essa avaliação é baseada em critérios estabelecidos na norma DNIT PRO 006/2003 para severidade das ocorrências de defeitos. Avaliar a superfície do pavimento consiste em identificar a ocorrência ou não de determinados defeitos. Com esse propósito, é feita uma inspeção visual e são identificados defeitos como fissuras e trincas, buracos, desgaste, exsudações, além da inspeção visual. Mede-se ainda o afundamento de trilha de roda interno e externo com emprego de uma treliça.

O objetivo do levantamento de defeitos é a identificação, a delimitação da área afetada e determinação da severidade em cada tipo de defeito. Assim, permite-se que sejam avaliadas e monitoradas as condições do pavimento em função do tempo, caracterizando a condição do pavimento e estabelecendo as causas da deterioração (CUNHA ET AL., 2005).

A identificação do tipo de defeito, a severidade e intensidade contribuem para determinação mais precisa da condição atual do revestimento. Na norma DNIT 005/2003 – TER – Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Terminologia, encontram-se os termos técnicos empregados na identificação dos defeitos que ocorrem nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos, sumarizados a seguir:

- a) Fendas

- I) Fissura
- b) Trinca
  - I) Trinca isolada
    - ✓ Trinca transversal;
    - ✓ Trinca longitudinal;
    - ✓ Trinca de retração.
  - II) Trinca interligada
    - ✓ Trinca tipo “Couro de Jacaré”;
    - ✓ Trinca Tipo bloco.
- c) Afundamento
  - I) Afundamento plástico;
  - II) Afundamento por consolidação.
- d) Ondulação ou corrugação
- e) Escorregamento
- f) Exsudação
- g) Desgaste
- h) Panela ou buraco
- i) Remendo
  - I) Remendo profundo
  - II) Remendo superficial.

Na avaliação das características funcionais de um pavimento ou sua serventia, é necessário definir o tipo do defeito superficial representativo e promover o seu levantamento, que pode ser através das técnicas seguintes:

- ✓ Avaliações subjetivas, que permitem definir o estado de degradação do pavimento a partir de conceitos qualitativos;

- ✓ Avaliações objetivas, que possibilitam expressar a degradação do pavimento através de quantificação numérica e da distribuição de severidade das diversas manifestações de ruína (CAVALCANTE, 2005).

A norma DNIT 006/2003 estabelece a codificação e classificação dos defeitos superficiais dos pavimentos, conforme pode ser observado na tabela 3.15.

TABELA 3.15: Resumo dos defeitos – Codificação e Classificação.

FENDAS				CODIFICAÇÃO	CLASSE DAS FENDAS		
<b>Fissuras</b>				FI	-	-	-
Trincas no revestimento geradas por deformação permanente excessiva e/ou decorrentes do fenômeno de fadiga	Trincas Isoladas	Transversais	Curtas	TTC	FC-1	FC-2	FC-3
			Longas	TTL	FC-1	FC-2	FC-3
		Longitudinais	Curtas	TLC	FC-1	FC-2	FC-3
			Longas	TLL	FC-1	FC-2	FC-3
	Trincas Interligadas	"Jacaré"	Sem erosão acentuada nas bordas das trincas	J	-	FC-2	-
			Com erosão acentuada nas bordas das trincas	JE	-	-	FC-3
Trincas no revestimento não atribuídas ao fenômeno de fadiga	Trincas Isoladas	Devido à retração térmica ou dissecação da base (solo-cimento) ou do revestimento		TRR	FC-1	FC-2	FC-3
	Trincas Interligadas	"Bloco"	Sem erosão acentuada nas bordas das trincas	TB	-	FC-2	-
			Com erosão acentuada nas bordas das trincas	TBE	-	-	FC-3
<b>OUTROS DEFEITOS</b>					<b>CODIFICAÇÃO</b>		
Afundamento	Plástico	Local	Devido à fluência plástica de uma ou mais camadas do pavimento ou do subleito	ALP			
		Da Trilha	Devido à fluência plástica de uma ou mais camadas do pavimento ou do subleito	ATP			
	De Consolidação	Local	Devido à consolidação diferencial ocorrente em camadas do pavimento ou do subleito	ALC			
		Da Trilha	Devido à consolidação diferencial ocorrente em camadas do pavimento ou do subleito	ATC			
<b>Ondulação/Corrugação</b> - Ondulações transversais causadas por instabilidade da mistura betuminosa constituinte do revestimento ou da base					O		
<b>Escorregamento</b> (do revestimento betuminoso)					E		
<b>Exsudação</b> do ligante betuminoso no revestimento					EX		



<b>Desgaste</b> acentuado na superfície do revestimento		D
“ <b>Panelas</b> ” ou buracos decorrentes da desagregação do revestimento e às vezes de camadas inferiores		P
<b>Remendos</b>	<b>Remendo Superficial</b>	RS
	<b>Remendo Profundo</b>	RP

Fonte: DNIT 006/2003.

Essa mesma norma estabelece ainda que:

Classe das trincas isoladas:

- ✓ FC-1: são trincas com abertura superior à das fissuras e menores que 1,0 mm;
- ✓ FC-2: são trincas com abertura superior a 1,0 mm e sem erosão nas bordas;
- ✓ FC-3: são trincas com abertura superior a 1,0 mm e com erosão nas bordas.

As trincas interligadas são classificadas como FC-3 e FC-2, caso apresentem ou não erosão nas bordas.

Os defeitos inventariados são anotados em fichas apropriadas e contabilizados, pode-se então determinar a frequência de ocorrência desses defeitos.

$$f_r = \frac{f_a}{n} \times 100, \text{ onde:} \quad [3.19]$$

$f_r$  – Frequência relativa do defeito;

$f_a$  – Frequência absoluta do defeito;

$n$  – Número de estações inventariadas.

De acordo com o DNIT (2003), calcula-se o Índice de Gravidade Individual para cada um dos defeitos inventariados, por meio da expressão:

$$IGI = f_r \times f_p, \text{ onde:} \quad [3.20]$$

IGI – Índice de Gravidade Individual de cada tipo de defeito;

$f_r$  – Frequência relativa do defeito;

$f_p$  – Fator de ponderação para cada tipo de defeito.

Na tabela 3.16 encontra-se o fator de ponderação para determinação do IGG.

TABELA 3.16: Valor do Fator de Ponderação.

Ocorrência Tipo	Codificação de ocorrências de acordo com a Norma DNIT 005/2002-TER "Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Terminologia	Fator de Ponderação - $f_p$
1	Fissuras e Trincas Isoladas (FI, TTC, TTL, TLC, TLL e TRR)	0,2
2	FC-2 (J e TB)	0,5
3	FC-3 (JE e TBE) NOTA:Para efeito de ponderação quando em uma mesma estação forem constatadas ocorrências tipos 1, 2 e 3, só considerar as do tipo 3 para o cálculo da frequência relativa em percentagem ( $f_r$ ) e Índice de Gravidade Individual (IGI); do mesmo modo, quando forem verificadas ocorrências tipos 1 e 2 em uma mesma estação, só considerar as do tipo 2.	0,8
4	ALP, ATP e ALC, ATC	0,9
5	O, P, E	1,0
6	EX	0,5
7	D	0,3
8	R	0,6

#### 3.5.5.1.2.1 Índice de Gravidade Global

Considerando os dados inventariados, pode-se determinar o Índice de Gravidade Global (IGG), que expressa a serventia da superfície avaliada.

$$IGG = \sum IGI \quad [3.21]$$

A tabela 3.17 apresenta os conceitos de IGG da norma DNIT PRO 006/2003.

TABELA 3.17: Conceitos de IGG.

<b>Conceitos</b>	<b>Limites</b>
Ótimo	$0 < IGG \leq 20$
Bom	$20 < IGG \leq 40$
Regular	$40 < IGG \leq 80$
Ruim	$80 < IGG \leq 160$
Péssimo	$IGG > 160$

### 3.5.5.1.2.2 Levantamento das Irregularidades

A medida da irregularidade longitudinal é uma forma objetiva de determinação da serventia do pavimento. Para isso, um parâmetro internacionalmente usado é o “*International Roughness Index*” (IRI) ou Índice de irregularidade Internacional. Estas irregularidades são provenientes de problemas construtivos, de defeitos originados pela ação do tráfego, do clima e principalmente das deformações permanentes do pavimento e do subleito (BENEVIDES ET AL., 2008).

De acordo com BENEVIDES ET AL. (2008), o padrão de irregularidade empregado no Brasil é o Quociente de Irregularidade (QI), medido em contagens por quilômetro e obtido através de nivelamento topográfico das trilhas de roda.

Na tabela 3.18 são apresentados conceitos de Índice de Irregularidade Internacional e Quociente de Irregularidade, propostos pelo DNIT (1996).

TABELA 3.18: Conceitos IRI e QI.

<b>Conceitos</b>	<b>IRI (m/km)</b>	<b>QI (cont./km)</b>
Excelente	1,0 – 1,9	13 – 25
Bom	1,9 – 2,7	25 – 35
Regular	2,7 – 3,5	35 – 45
Ruim	3,5 – 4,6	45 – 60
Péssimo	> 4,6	> 60

### 3.5.5.1.2.3 Avaliação da Aderência

A superfície da camada de rolamento de um pavimento é importante para a segurança e o conforto dos usuários, por isso deve proporcionar macro e microtextura adequadas além de boa qualidade ao rolamento (APS E BERNUCCI, 2004). A textura do revestimento é dependente do comprimento da onda ou distância entre dois picos ou depressões na superfície (BERNUCCI ET AL., 2006).

A aderência pneu-pavimento é extremamente dependente do contato pneu-pavimento, sendo que a presença de água ou não é um fator importante a ser considerado. Assim, uma boa interação pneu-pavimento pode ser conseguida por meio de uma boa macrotextura e drenagem adequada (SILVA E FARIAS, 2007). A tabela 3.19 apresenta a classificação quanto à textura dos revestimentos de acordo com *World Road Association*.

TABELA 3.19: Classificação quanto à textura dos revestimentos.

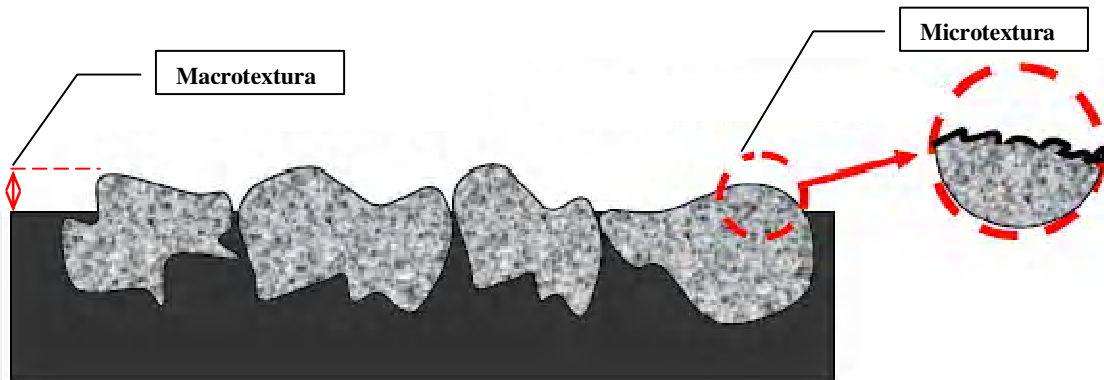
<b>CLASSIFICAÇÃO DA TEXTURA</b>	<b>Faixa de comprimento de onda (<math>\lambda</math>)</b>
Microtextura	$\lambda < 0,5 \text{ mm}$
Macrotextura	$0,5 \text{ mm} \leq \lambda < 50 \text{ mm}$
Megatextura	$50 \text{ mm} \leq \lambda < 500 \text{ mm}$
Irregularidade	$0,5 \text{ m} \leq \lambda < 50 \text{ m}$

Fonte: BERNUCCI ET AL., 2006.

A microtextura relaciona-se à aspereza da superfície dos agregados, que podem apresentar características do tipo áspera ou polida. Sendo a aspereza dependente da mineralogia do agregado (DUMKE, 2005). Ao longo da vida útil do revestimento a microtextura pode sofrer alterações, com o polimento dos agregados através da atuação de tráfego pesado.

A macrotextura refere-se à rugosidade superficial do revestimento, sendo originada pelos agregados que se destacam na superfície. A macrotextura é influenciada pelo tamanho, forma e distribuição dos agregados graúdos (DUMKE,

2005). A aquaplanagem pode ser evitada com uma macrotextura adequada. A figura 3.29 mostra um esquema da macro e micro-textura.



**FIGURA 3.29:** Macro e microtextura.

Fonte: MERIGHI ET AL. (2006); SILVA E FARIAS (2007).

Para REIS (2002), equipamentos portáteis como o pêndulo britânico e mancha de areia, para medida da macro e microtextura dos revestimentos, embora forneçam dados bastante pontuais, são usados devido à economia e facilidade de operação.

#### 3.5.5.1.2.3.1 Mancha de Areia

Para REIS (2002), o ensaio de mancha de areia é usado para avaliar a macrotextura dos revestimentos, demonstrando a aptidão da superfície drenar a água confinada entre o pneu e o revestimento para velocidades superiores a 60 km/h.

O ensaio é feito com areia de diâmetro compreendido entre 0,15 e 0,3 mm. Um volume conhecido de areia é espalhado na superfície do revestimento com um disco de madeira, em movimentos circulares. São feitas pelo menos três medidas de diâmetro da mancha e calculada a média. A altura da mancha de areia é determinada pela expressão:

$$H_S = \frac{4V}{\pi d^2}, \text{ onde:} \quad [3.22]$$

$H_S$  – Altura média da mancha de areia (mm);

$V$  – Volume de areia (mm<sup>3</sup>);

D – Diâmetro médio da mancha de areia.

O método ASTM E 965/96 é usado para execução desse ensaio (Figura 3.30).



**FIGURA 3.30:** Ensaio de mancha de areia.

De acordo com MARCON ET AL. (2003), a norma francesa RG-2/1971 classifica a macrotextura em cinco categorias, como pode ser visto na tabela 3.20.

TABELA 3.20: Classificação da macrotextura em função de HS.

ALTURA MÉDIA DE AREIA - HS (MM)	Textura Superficial
$HS \leq 0,20$	Muito lisa ou muito fechada
$0,20 < HS \leq 0,40$	Lisa ou fechada
$0,40 < HS \leq 0,80$	Média
$0,80 < HS \leq 1,20$	Rugosa ou aberta
$HS > 1,20$	Muito rugosa ou muito aberta

Fonte: MARCON ET AL. (2003).

Em função da macrotextura, são apresentadas na tabela 3.21, restrições quanto à aplicação em pavimentos.

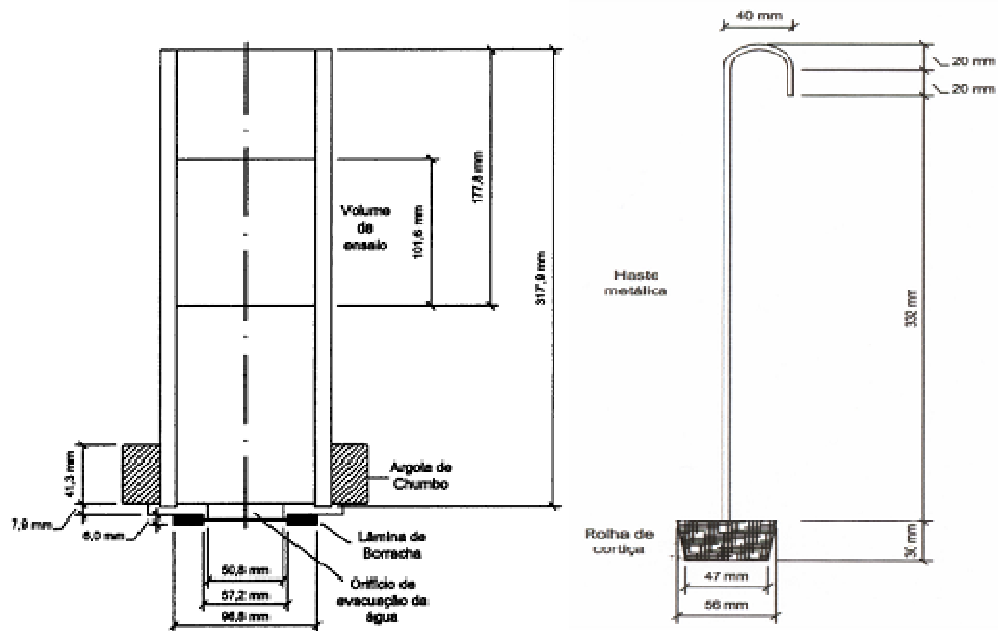
TABELA 3.21: Restrições de textura superficial para aplicação em revestimentos.

TEXTURA SUPERFICIAL	Aplicação do Revestimento
Muito lisa ou muito fechada	Não deve ser usada
Lisa ou fechada	Área urbana com $V < 80$ km/h
Média	Vias com $80 \text{ km/h} \leq V \leq 120 \text{ km/h}$
Rugosa ou aberta	Vias com $V > 120 \text{ km/h}$
Muito rugosa ou muito aberta	Indicada para casos especiais

Fonte: FALCÃO ET AL. (2006).

### 3.5.5.1.2.3.2 Drenabilidade

Drenabilidade é um ensaio que pode ser empregado para avaliação da macrotextura do revestimento. O tempo de escoamento da água é dependente da quantidade de canais presentes na superfície do revestimento. Assim, se a superfície é rugosa com grande quantidade de canais o tempo de escoamento da água é menor (LUGÃO, 2008). Esse método avalia a capacidade da macrotextura do revestimento de drenar água. É usado um cilindro de plástico transparente, com um orifício circular de 5 cm de diâmetro no fundo, em contato com a superfície do pavimento. O cilindro é preenchido com água e mede-se o tempo em segundos que a água escoar, passando por duas marcas existentes no tubo que apresenta um volume de  $0,73 \text{ dm}^3$ . O resultado desse ensaio é expresso em termos de tempo de escoamento ou de vazão de água escoada (APS, 2000). Um esquema do drenômetro é apresentado pela figura 3.31.



**FIGURA 3.31:** Esquema do drenômetro.

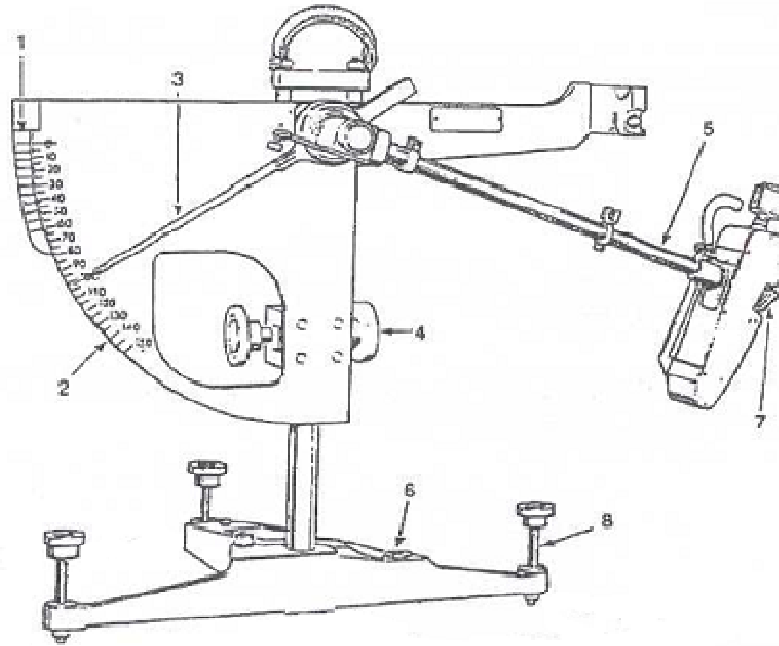
### 3.5.5.1.2.3.3 Pêndulo Britânico

O pêndulo britânico é o equipamento usado para determinação da aderência entre o pneu e a superfície do revestimento.

Segundo FALCÃO ET AL. (2006), o equipamento foi desenvolvido na década de 1950, constituído de um pêndulo com uma haste que possui na extremidade uma sapata de borracha. Quando o pêndulo é lançado em direção ao revestimento, uma escala mede a perda de energia por atrito entre a base da sapata e a superfície. O valor é expresso em “*British Number Pendulum*” (BPN). A figura 3.32 apresenta o esquema do equipamento usado para realização do ensaio.

O ensaio foi desenvolvido para que os valores obtidos representem o valor de resistência à derrapagem (VRD) de um pneumático padrão na velocidade de 48 km/h (REIS, 2002).





#### Legenda

- |                                   |                             |
|-----------------------------------|-----------------------------|
| 1 – Escala F (Atrito Acelerado)   | 5 – Braço do pêndulo        |
| 2 – Escala de medição do atrito   | 6 - Nível de bolha          |
| 3 – Ponteiro indicador da leitura | 7 – Sapata de borracha      |
| 4 – Parafuso de ajuste de altura  | 8 - Parafuso de nivelamento |

**FIGURA 3.32:** Esquema do Pêndulo Britânico.

Fonte: MENEZES, 2008.

O DNIT (1998) especifica valores de VRD, propostos pelo “*Marshall Committee*”, correlacionados aos tipos de segmentos que podem oferecer insegurança ao usuário. A tabela 3.22 mostra os valores limites de resistência à derrapagem.

TABELA 3.22: Valor limite de resistência à derrapagem – VRD.

CATEGORIA	Tipo de Segmento	VRD limite
A	Cruzamento em nível	58
	Curvas com raio < 150 m	
	Rampas > 5 % com extensão de 100 m	
B	Semáforos transversais urbanos	53
	Rodovias com velocidade diretriz > 80 km/h	
	Perímetro urbano com VDM <sup>2</sup> > 200	
C	Rodovias sem sinuosidade, planas, sem tráfego expressivo e sem interseções perigosas	42

Fonte: DNIT (1998).

### 3.5.5.2 Avaliação Estrutural do Pavimento

A avaliação estrutural do pavimento está ligada ao conceito de capacidade de carga, que pode ser diretamente associado ao dimensionamento (BERNUCCI ET AL., 2006). Envolve a determinação dos materiais constituintes da estrutura e suas espessuras, investigação das características desses materiais através de ensaios de campo e laboratório, além da verificação do desempenho do pavimento em relação ao tráfego por meio de medidas de deformações verticais denominadas deflexões. A avaliação estrutural do pavimento fornece dados importantes ao projetista quanto a sua adequação estrutural, o grau de deterioração e permite a seleção e dimensionamento da mais adequada alternativa de reabilitação (DNIT, 1998).

Cargas provenientes da ação do tráfego, nos pavimentos flexíveis, resultam em deformações recuperáveis e permanentes. Deformações permanentes são as que continuam após a retirada da força que a provocou, como por exemplo o afundamento em trilhas de roda. Deformações recuperáveis são as que deixam de existir após a retirada da força, são essas deformações que caracterizam o pavimento flexível (RAMOS ET AL., 2006).

<sup>2</sup> Volume diário médio de veículos

Realiza-se a avaliação estrutural para se conhecer, sob a ação do tráfego, as características de resistência e deformabilidade das camadas que compõem o pavimento, que estão diretamente ligadas às propriedades dos materiais e espessuras das camadas (CAVALCANTE ETAL., 2007).

Para VILLELA E MARCON (2001), a avaliação estrutural dos pavimentos é constituída de ensaios destrutivos e não destrutivos.

#### **3.5.5.2.1 Ensaios Destrutivos**

Os ensaios destrutivos são assim denominados porque tornam a área de retirada de amostra inadequada para futuros ensaios. As amostras são retiradas através da abertura de trincheiras que permitem ainda determinar as espessuras das camadas, umidade dos materiais, densidade, tipo de materiais e eventuais deformações das camadas (VILLELA E MARCON, 2001).

#### **3.5.5.2.2 Ensaios Não Destrutivos**

O parâmetro mais usado para avaliação estrutural dos pavimentos é a deflexão. A deflexão é definida como a deformação vertical reversível que o pavimento sofre, após a aplicação de uma carga conhecida.

O conhecimento das deflexões dos pavimentos permite:

- Caracterização mecânica dos materiais in-situ;
- Definição da capacidade estrutural do pavimento;
- Previsão da vida do pavimento com emprego de modelos de fadiga;
- Alimentação de Sistemas de Gerência de Pavimentos;
- Controle tecnológico para liberação dos serviços de pavimentação;
- Divisão dos trechos em segmentos homogêneos;
- Detecção de vazios sob as placas de concreto em pavimentos rígidos;
- Determinação da eficiência de transferência de carga nas juntas de placas de concreto.

São identificadas, durante a vida útil de um pavimento, três fases distintas (DNIT, 1998):

- Fase de consolidação, onde as deflexões recuperáveis são relativamente altas, mas indicam apenas que a estrutura está se acomodando às cargas que passou a suportar;
- Fase elástica, onde as deflexões provocadas pelo tráfego são praticamente constantes e recuperáveis. Este é o período de vida útil do pavimento;
- Fase de fadiga, onde as deflexões não são mais recuperáveis e o pavimento inicia o rompimento por fadiga, as trincas e os afundamentos passam a ser constantes.

A partir de valores de deflexões, pode-se fazer uma avaliação analítica da estrutura do pavimento através da retroanálise. A retroanálise é uma técnica utilizada, com apoio de programas computacionais, para a obtenção dos módulos de resiliência do sistema pavimento-subleito, através das bacias de deflexão medidas no campo, espessura das camadas e os seus respectivos coeficientes de Poisson.

A retroanálise permite inferir, através da forma e da magnitude da bacia de deformação, a capacidade estrutural de cada camada do pavimento e do subleito (CAVALCANTE ET AL., 2007).

Para CAVALCANTE ET AL. (2007), existem diversos programas computacionais de retroanálise para pavimentos asfálticos e de concreto. Destacando-se, principalmente, o programa ELSYM5, além de outros programas como o RETROANA, o RETRAN5L, o REPAV2V, o BACKFAA e o EVERCALC5.

Os dados de entrada do processo de retroanálise são a configuração do carregamento, a bacia deflectométrica, seção-tipo do pavimento, coeficientes de Poisson e faixas de valores modulares estimados com base na provável variação dos módulos dos materiais das camadas que compõem o pavimento, para cada camada da estrutura (NÓBREGA E MOTTA, 2003).

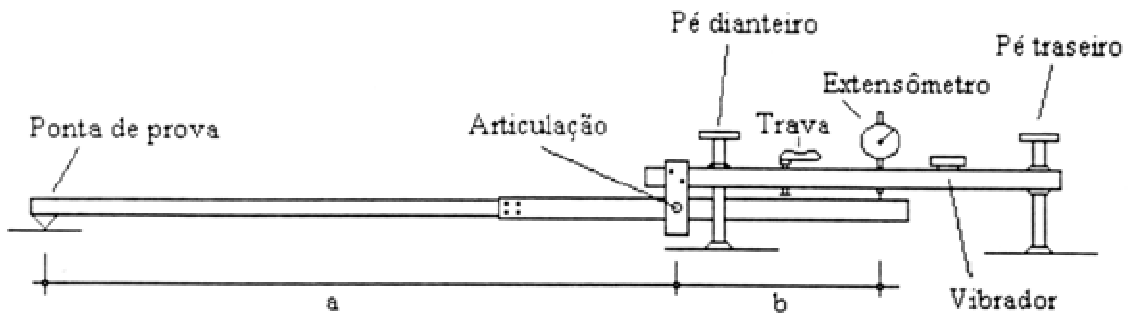
Diversos equipamentos são usados para medida das deflexões. MARTINHO ET AL. (2005) afirmam que existem três categorias de equipamentos deflectométricos:

- Equipamento quase estático – Viga Benkelman, Curviometro, Defletógrafo Lacroix e Califórnia Travelling Deflectometer;
- Equipamento dinâmico em regime permanente – Dynaflect, Road Ratler e Vibrador WES – 16 KP do Corpo de Engenheiros do Exército Americano;
- Equipamento de carregamento por impulso – FWD.

#### 3.5.5.2.2.1 Viga Benkelmam

A medida de deflexão reversível obtida através da viga Benkelmam é a ferramenta mais utilizada no meio rodoviário para avaliação da condição estrutural do pavimento, o controle de execução das camadas do pavimento e para cálculo da espessura de reforço do pavimento. No Brasil, as metodologias oficiais destinadas ao cálculo da espessura de reforço de pavimentos foram desenvolvidas para valores de deflexões medidas com a viga Benkelmam (BORGES E TRICHÊS, 2003). O equipamento foi criado pelo engenheiro americano A.C. Benkelman em 1950. No Brasil, a viga Benkelman foi introduzida em 1962 pelo engenheiro F. B. Lobo Carneiro.

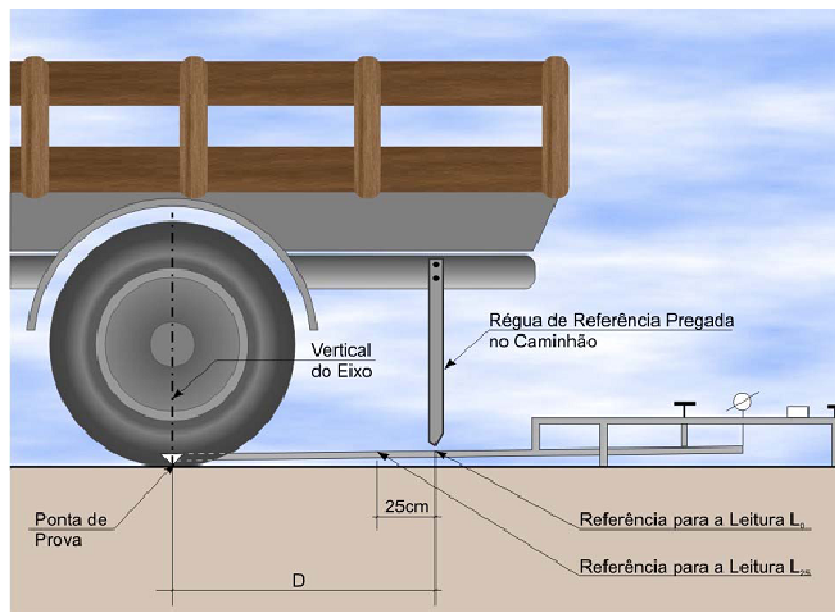
O funcionamento do equipamento é muito simples, baseando-se na relação conhecida de dois braços metálicos articulados. Uma ponta de prova é localizada na extremidade do braço maior (a) e na extremidade do braço menor (b), um extensômetro registra as deformações, como pode ser visto na figura 3.33. Para garantir a liberação da haste do extensômetro, um vibrador é colocado no braço de sustentação, próximo ao extensômetro. Um caminhão com 8,2 tf no eixo traseiro e pneus com calibração de 80 lb/pol<sup>2</sup> (5,6 kg/cm<sup>2</sup>) é posicionado na estação de prova e a viga é colocada entre os pneus do caminhão. A leitura inicial é feita e outras leituras são determinadas distanciando-se 25 cm entre si.



**FIGURA 3.33:** Esquema da viga Benkelman.

Fonte: DNIT (1994).

A figura 3.34 apresenta um esquema do posicionamento do caminhão na estação de prova.



**FIGURA 3.34:** Posicionamento da viga Benkelman.

Fonte: DNIT (1994); SUZUKI ET AL.(2008).

Um procedimento para obtenção das deflexões foi apresentado por SUZUKI ET AL.(2008):

- “Finalizado o posicionamento da viga Benkelman, liberar a trava de forma que o braço possa se articular livremente;
- Ajustar o pé traseiro da viga, até que o extensômetro fique aproximadamente, a meio curso;

- Colocar o vibrador em funcionamento e fazer a leitura inicial ( $L_0$ ) quando o extensômetro indicar movimento igual ou menor do que, 0,01 mm/min ou decorridos 3 minutos da ligação do vibrador;
- Deslocar o caminhão à frente, lentamente, por pelo menos 10 metros e, só então, proceder à leitura final ( $L_f$ ) quando o extensômetro indicar movimento igual ou menor que 0,01 mm/min, ou decorridos 3 minutos após o caminhão ter saído do ponto de ensaio;
- Desligar o vibrador, colocar a trava na parte móvel da viga e somente após estas operações transportar a mesma para a seguinte estação de ensaio;
- Além das leituras acima, são anotados os seguintes dados: posicionamento da estação, indicando a estaca (seção em corte, aterro ou seção mista), trilha de roda, se externa ou interna, temperatura e umidade da camada.”

As deflexões são calculadas com a seguinte expressão:

$$D_0 = (L_0 - L_f) \cdot \frac{a}{b}, \text{ onde:} \quad [3.23]$$

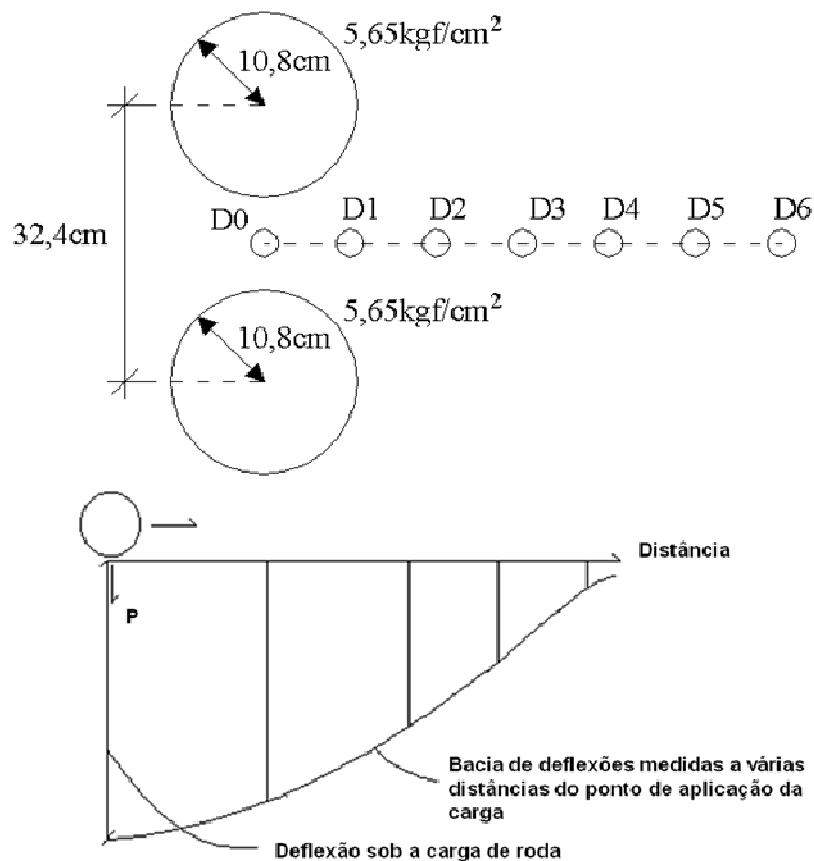
$D_0$  – Deflexão real ou verdadeira, em centésimos de milímetro;

$L_0$  – Leitura inicial;

$L_f$  – Leitura final;

$\frac{a}{b}$  – Constante da viga (Relação entre os braços a e b).

A determinação da bacia deflectométrica, permite melhor caracterização do comportamento elástico do pavimento. A bacia deflectométrica é uma série de medidas de deflexão obtidas desde o ponto de deflexão máxima até o ponto em que toda a carga, aplicada ao pavimento, é retirada. Assim é possível traçar um perfil com a linha de influência do carregamento. A figura 3.35 mostra um perfil de uma bacia de deflexão.



**FIGURA 3.35:** Bacia de deflexão.

Fonte: BERNUCCI ET AL (2006).

Outro parâmetro que pode fornecer mais informações sobre o comportamento estrutural do pavimento é o raio de curvatura. O raio de curvatura corresponde a uma circunferência inscrita nos pontos de medida de deflexão, geralmente distantes 25 cm.

Para TAFFE E RODRIGUES (2003) a consideração do Raio de Curvatura ( $R_c$ ) da deformada de superfície como parâmetro para avaliar a condição provável da camada de base granular, indica a necessidade de reconstrução dessa camada sempre que  $R_c < 100$  m.

Valores de  $R_c > 100$  m indicam pouco efeito da placa do revestimento sobre as camadas granulares (TAFFE E RODRIGUES, 2003).

O DNIT (1994) apresenta a seguinte expressão para determinação do raio de curvatura:



$$R_c = \frac{6250}{2(D_0 - D_{25})}, \text{ onde:} \quad [3.24]$$

$R_c$  – Raio de curvatura (m);

$D_0$  – Deflexão máxima ( $\text{mm}^{-0,01}$ );

$D_{25}$  – Deflexão a 25 cm do ponto de prova ( $\text{mm}^{-0,01}$ ).

A figura 3.36 mostra a medida de deflexões com a Viga Benkelman.



**FIGURA 3.36:** Medida de deflexão com a Viga Benkelman.

#### 3.5.5.2.2 Viga Benkelman Automatizada

O processo de medida de deflexões pela Viga Benkelman convencional é considerado lento, e pode conter erros de leitura. A Viga Benkelman Automatizada é um equipamento semelhante ao convencional, porém com um sistema eletrônico de aquisição de dados, que dá mais velocidade e precisão às medições. A figura 3.37 apresenta a viga em operação e uma tela do programa de computador usado para aquisição dos dados e cálculos.



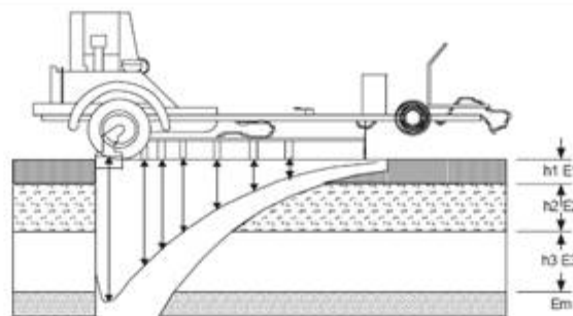
**FIGURA 3.37:** Viga Benkelman automatizada.

Fonte: VIGA AUTOMATIZADA (2009).

### 3.5.5.2.2.3 Falling Weight Deflectometer

O defletômetro de impacto "*Falling Weight Deflectometer*" (FWD) mede a deflexão causada pelo impacto de uma carga conhecida em uma placa circular assentada no pavimento. As ondas geradas pelo impacto são captadas por geofones e transmitidas ao sistema que efetua o cálculo das deflexões de maneira rápida e precisa.

O uso do equipamento é descrito na norma DNIT PRO 273/96. A figura 3.38 mostra um esquema do equipamento.



**FIGURA 3.38:** Esquema do FWD.

Fonte: DNIT, 2006

Para RAMOS ET AL. (2006), o FWD (Figura 3.39) consiste numa unidade montada sobre um reboque, com um conjunto modular de pesos de até 350 kg, capaz de produzir pulsos de carga variando de 700 a 12250 kgf, com duração de 25 a 30 mili-segundos, correspondente a um veículo desenvolvendo uma velocidade de

60 a 80 km/h. O equipamento é composto por célula de carga, instalada sobre a placa circular e carregamento (diâmetro de 30 cm), que mede a carga aplicada; sete deflectores sísmicos (geofones), montados alinhadamente sobre uma barra levadiça de 225 cm de comprimento, que medem a bacia de deformação.

O equipamento FWD difere da viga Benkelman principalmente pela forma de aplicação do carregamento. As suas principais vantagens são que as medidas são bastante rápidas e muito precisas (REZENDE, 2003; GONTIJO ET AL., 2007).



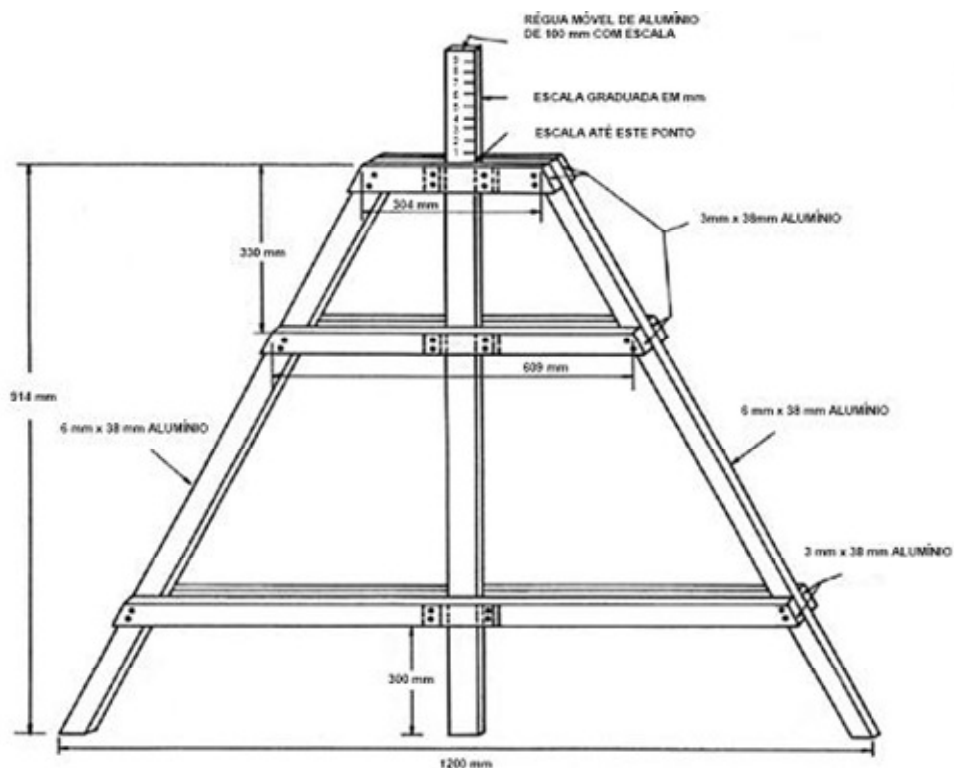
**FIGURA 3.39:** Falling Weight Deflectometer.

Fonte: WSDOT, 2007.

#### 3.5.5.2.2.4 Afundamento na Trilha de Roda

Afundamento na trilha de roda é um defeito que pode causar desconforto e insegurança ao usuário da rodovia, além de propiciar o acúmulo de água nos períodos chuvosos, o que pode ter como consequência a aquaplanagem. Para MENEZES (2008), o afundamento na trilha de roda pode ser um parâmetro de avaliação da qualidade estrutural do pavimento, através da profundidade da trilha de roda.

De acordo com a Norma DNIT 006/2003-PRO, as flechas devem ser medidas em milímetros, em cada estação demarcada, utilizando-se a treliça. As medidas são executadas nas trilhas de roda interna (TRI) e externa (TRE), anotando-se o maior valor medido em cada trilha. Caso a estação apresente remendo ou panela que inviabilize a medida da flecha, a treliça pode ser deslocada, com a condição de se obter uma flecha no interior da área previamente demarcada. Um esquema da treliça usada para a medida do afundamento na trilha de roda pode ser visto na figura 3.40.



**FIGURA 3.40:** Trelça para medida do afundamento na trilha de roda.

Fonte: DNIT 006/2003-PRO.

## **4 MATERIAIS E DOSAGEM DO STONE MATRIX ASPHALT**

Este capítulo apresenta os ensaios de caracterização dos materiais usados na pesquisa e a dosagem da mistura asfáltica SMA. Os ensaios foram executados no Laboratório de Betumes e Ligantes do IFF – Campus Centro.

### **4.1 COLETA E PROPRIEDADES DOS MATERIAIS USADOS NA PRODUÇÃO DO SMA**

#### **4.1.1 Agregados**

Em função do contato grão a grão das misturas SMA, algumas propriedades como a dureza e a forma dos grãos do agregado têm mais importância do que no concreto asfáltico convencional. Os agregados foram coletados na Pedreira Itereré, situada no município de Campos dos Goytacazes, o fíler usado foi a cal hidratada comercial. Todos os agregados foram submetidos aos ensaios de caracterização para verificação da qualidade estabelecida pelo NAPA (2002).

##### **4.1.1.1 Granulometria**

O método empregado para determinação das características granulométricas da brita 0 foi o método DNIT 083/98, enquanto o pó de pedra e fíler foram submetidos à granulometria por sedimentação de acordo com o método DNIT ME 051/94. A faixa escolhida para dosagem do SMA foi a 9,5 NMAS do NAPA (2002). Assim, foram usadas as seguintes peneiras: 12,7 – 9,5 – 4,8 – 2,4 – 1,2 – 0,6 – 0,3 e 0,075 mm.

#### 4.1.1.2 Desgaste por abrasão Los Angeles

O agregado usado nas misturas SMA deve apresentar desgaste inferior a 30 %. Em geral, o agregado da região norte do Rio de Janeiro tem desgaste por abrasão superior a 40 %. Entretanto o DNIT em sua especificação ES 031/06 afirma que agregado com desgaste por abrasão superior a 50 % pode ser usado em concreto asfáltico, desde que apresente  $ID_M \leq 5 \%$  ou  $ID_M \leq 8 \%$ . O ensaio de desgaste foi feito segundo o método do DNIT ME 035/98.

#### 4.1.1.3 Forma das partículas

A forma ideal dos agregados é a cúbica. Agregados cúbicos não possuem planos frágeis, produzem melhor intertravamento, maior resistência mecânica e possuem superfície específica menor, o que diminui o consumo de ligante asfáltico. O método usado para determinação da forma da partícula foi o método NBR 7809/83. Nas misturas SMA os valores máximos de partículas chatas e alongadas nas razões 3 : 1 e 5 : 1 são respectivamente 20 % e 5 %. O método ASTM D 4791 foi usado para determinação do percentual de partículas chatas e alongadas.

#### 4.1.1.4 Angularidade

A angularidade do agregado graúdo é verificada pelo número de faces fraturadas através do método ASTM D 5821. No caso de agregado miúdo, a angularidade é determinada através do percentual de vazios do agregado no estado solto, de acordo com o método AASHTO T 304.

#### 4.1.1.5 Densidade e absorção

A densidade e absorção do agregado graúdo foram determinadas segundo o método do DNIT ME 081/98. A densidade e absorção do agregado miúdo foram encontradas através do método ASTM C 128. Para a determinação da densidade do fíler foi usado o método do DNIT ME 085/94.

#### 4.1.1.6 Índice de Degradação Após Compactação Marshall

O índice de degradação após compactação Marshall pode ser determinado com ou sem ligante,  $ID_{ML}$  ou  $ID_M$ , de acordo com o método DNIT ME 401/99.

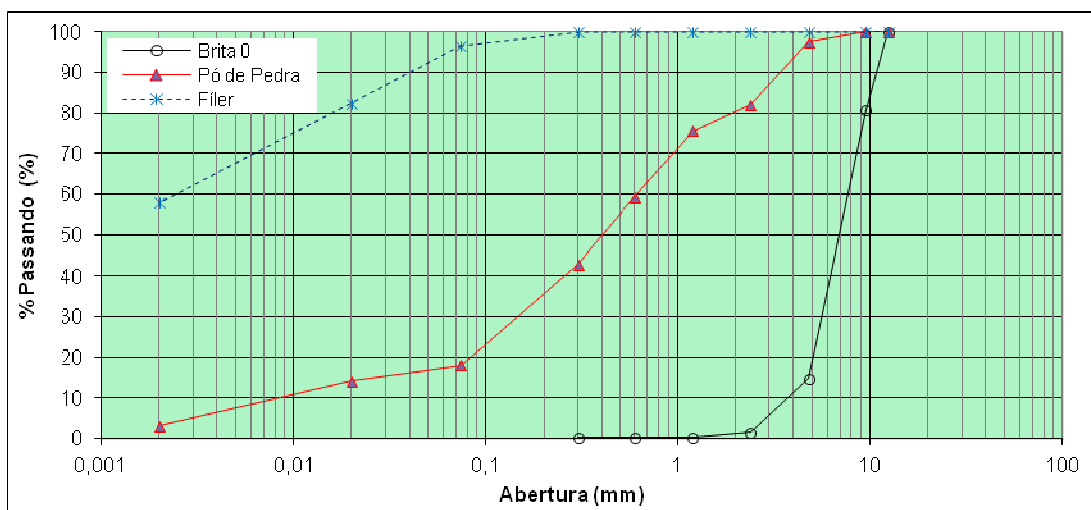
## 4.1.1.7 Massa Unitária no Estado Compactado e Seco

A massa unitária no estado compactado e seco é determinada, no projeto de mistura SMA, para avaliação do contato grão a grão do agregado graúdo. O método de ensaio usado foi o DNIT ME 153/97. A tabela 4.1 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização dos agregados.

TABELA 4.1: Características dos agregados.

<b>Granulometria</b>	<b>Brita 0</b>	<b>Pó de Pedra</b>	<b>Fíler</b>	<b>Método</b>
12,5	100,0	100,0	100,0	
9,5	80,9	100,0	100,0	
4,8	14,8	97,6	100,0	DNIT ME 083/98
2,4	1,5	82,1	100,0	e
1,2	0,2	75,6	100,0	DNIT ME 051/94
0,6	0,2	59,4	100,0	
0,3	0,2	42,9	99,9	
0,074	-	18,1	96,3	
< 0,02	-	14,2	82,3	
< 0,002	-	3,0	55,2	
Massa Específica (kg/m <sup>3</sup> )	2704	2687	2597	DNIT ME 195/97
Massa Unitária Compactada (kg/m <sup>3</sup> )	1563	-	-	DNIT ME 153/97
Índice de Forma	1,6	-	-	NBR 7809/83
Angularidade (Miúdo)	-	49,6	-	AASHTO T 304
Partículas Chatas e Alongadas (%)				
5 : 1	0			ASTM D 4791
3 : 1	3,9			
Abrasão “Los Angeles” (%)	44,6	-	-	DNIT ME 035/98
ID <sub>M</sub>	4,6	-	-	DNIT ME 401/99

A figura 4.1 mostra as curvas granulométricas dos agregados, em percentuais passando.



**FIGURA 4.1:** Granulometria dos agregados.

#### 4.1.2 Asfalto Modificado por Borracha Moída de Pneus

O retorno elástico dos asfaltos modificados por polímero ou borracha moída de pneus favorece a dissipação mais rápida da energia de deformação, armazenada durante o carregamento do revestimento (BERNUCCI ET AL., 2008). Por ser uma mistura asfáltica de alto desempenho, em geral submetida a elevado volume de tráfego, é fundamental o emprego de asfalto modificado. Assim, o ligante asfáltico usado nesse estudo foi o asfalto borracha CAPFLEX B da Petrobras Distribuidora.

A figura 4.2 apresenta alguns procedimentos usados para caracterização do ligante asfáltico.



**FIGURA 4.2:** Caracterização do ligante asfáltico.



Na tabela 4.2 podem ser vistos os resultados da caracterização do ligante asfáltico.

TABELA 4.2: Características do CAPFLEX B.

Ensaio	Resultado	Método
Penetração – 25 °C; 100 g; 5 s; (0,1 mm)	45	DNIT ME 003/99
Ponto de Amolecimento (°C)	59	NBR 6560/00
Viscosidade Brookfield (spindle 27; 6 rpm; 177 °C; cP)	2050	ASTM D 4402
Recuperação Elástica – Ductilômetro – 25 °C (%)	62	DNIT ME 382/99
Ponto de Fulgor (°C)	290	DNIT ME 148/94
Massa Específica (kg/m <sup>3</sup> )	1,03	DNIT ME 193/96

#### 4.1.3 Fibras

As fibras normalmente usadas no SMA são as fibras de celulose, mineral ou de vidro. A fibra de celulose é a mais empregada, sendo comercializada na forma de “pellets” impregnada com material asfáltico. A empresa alemã J. Rettenmaier & Söhne produz esses “pellets”, conhecido comercialmente como VIATOP 66.

De acordo com SOUZA (2007), a fibra de celulose em “pellets” é distribuída no Brasil pela representante J.Rettenmaier Latinoamericana Ltda, de São Paulo. Na tabela 4.3 podem ser vistas características da fibra VIATOP 66.

TABELA 4.3: Características da fibra VIATOP 66.

“Pellets”	
Quantidade de ARBOCEL ZZ 8 – 1	65 – 70 %
Comprimento médio do “pellet”	2 – 10 mm
Espessura média	5 ± 1 mm
Densidade aparente	480 – 530 kg/m <sup>3</sup>
Diâmetro < 3,55 mm	5 % máximo

Fonte: SOUZA, 2007.

O bagaço de cana de açúcar foi seco e peneirado na peneira de 1,2 mm para ser usado como aditivo estabilizante nessa pesquisa. A figura 4.3 mostra a produção o bagaço de cana, a fibra de celulose em forma de “pellets” e o bagaço de cana seco e peneirado.



**FIGURA 4.3:** Produção do bagaço de cana, fibra de celulose em “pellets” e bagaço peneirado. .

O bagaço de cana é constituído pelas frações: celulose, hemicelulose e lignina. Juntas, essas frações constituem mais de 90% da massa total do bagaço de cana (CANILHA ET AL., 2007). A composição química do bagaço de cana de açúcar pode ser vista na tabela 4.4.

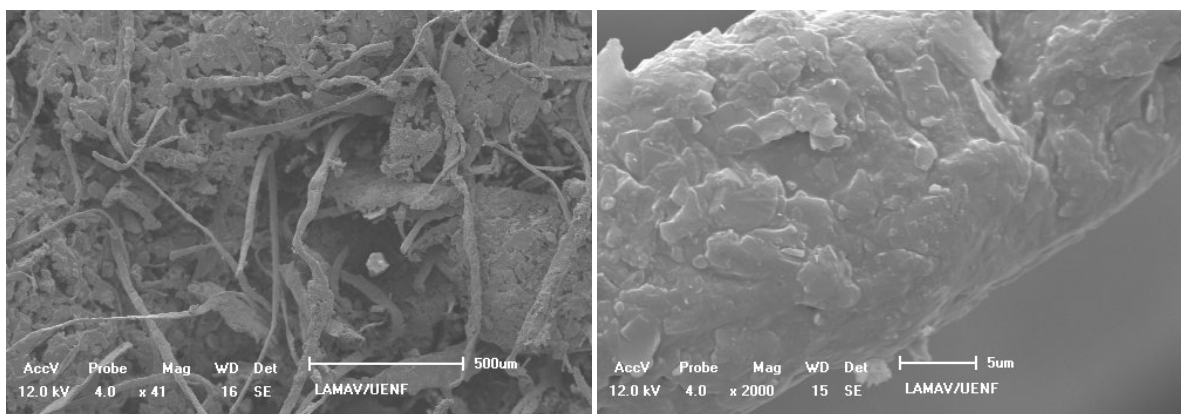
TABELA 4.4: Composição química do bagaço de cana de açúcar.

Componente	Resultado (%)
Celulose	46,9
Hemicelulose	27,5
Lignina	26,3
Cinzas	1,6
Extrativos	-

Fonte: CANILHA ET AL., 2007.

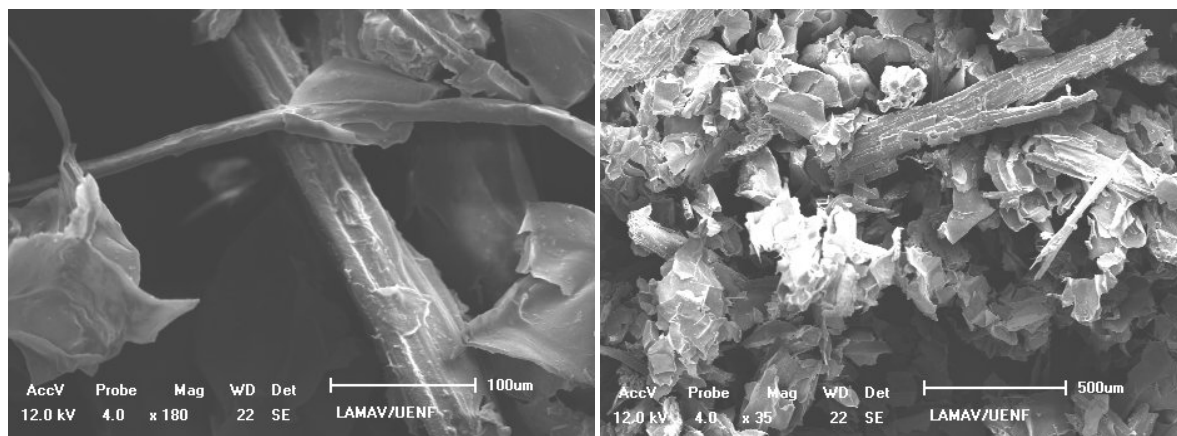
#### 4.1.3.1 Microscopia Eletrônica de Varredura

Para observação da interação da fibra do bagaço de cana de açúcar com o ligante asfáltico foram realizadas micrografias da superfície das fibras. O princípio de funcionamento do microscópio de varredura eletrônica (MEV) consiste no bombardeio da amostra por um feixe de elétrons, promovendo a emissão de raios X, fótons e elétrons secundários. Os elétrons são captados por um detector capaz de produzir imagens da microestrutura e mapear a composição química da amostra. As amostras foram metalizadas com um filme de ouro, através da pulverização catódica, para garantir a condutividade elétrica. Depois foram ensaiadas no equipamento Shimadzu modelo SSX-550, do Laboratório de Materiais Avançados (LAMAV) da Universidade Estadual do Norte Fluminense (UENF). As figuras 4.4 a 4.6 mostram as imagens da superfície das fibras de celulose e do bagaço de cana de açúcar.



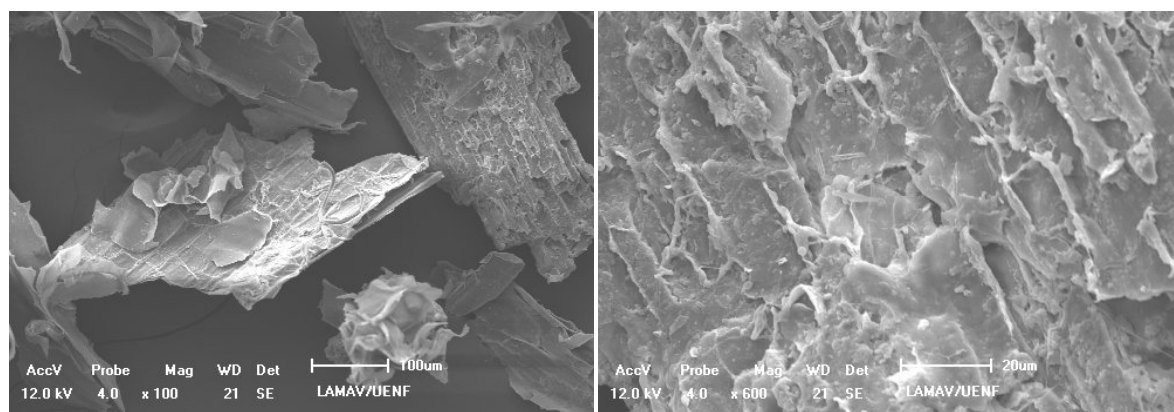
**FIGURA 4.4:** Micrografia fibra de celulose em “pellets”.

Através da figura 4.4 pode-se observar a estrutura reticulada da fibra de celulose que pode favorecer a sustentação do ligante asfáltico.



**FIGURA 4.5:** Micrografia fibra do bagaço de cana de açúcar impregnada com CAP30/45.

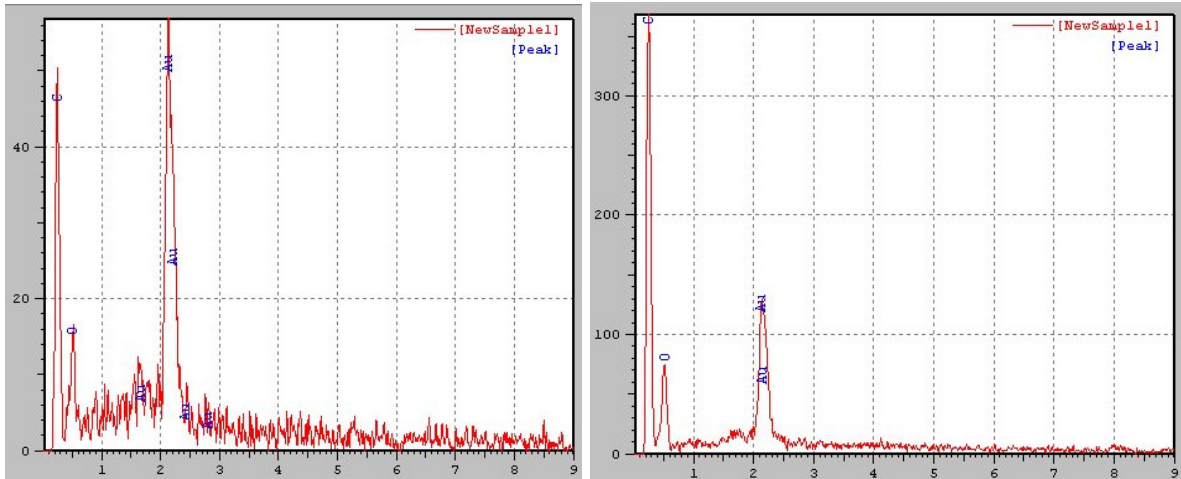
As formas com saliências e reentrâncias da fibra do bagaço de cana, apresentadas na figura 4.5, devem propiciar boa aderência ao ligante asfáltico.



**FIGURA 4.6:** Micrografia fibra do bagaço de cana de açúcar.

Na figura 4.6 observa-se que além das formas com saliências e reentrâncias, a fibra do bagaço de cana de açúcar apresenta também formas reticuladas, que podem beneficiar a aderência ao ligante asfáltico.

A análise química das amostras foi feita usando espectrometria de dispersão de energia (EDS). O uso em conjunto do EDS com o MEV é de grande importância na caracterização de materiais. Enquanto o MEV proporciona imagens nítidas, o EDS permite a imediata identificação. Além da identificação mineral, o equipamento ainda permite o mapeamento da distribuição de elementos químicos por minerais, gerando mapas composicionais de elementos desejados. A figura 4.7 mostra o gráfico representativo da análise EDS da fibra do bagaço de cana de açúcar impregnada com asfalto.

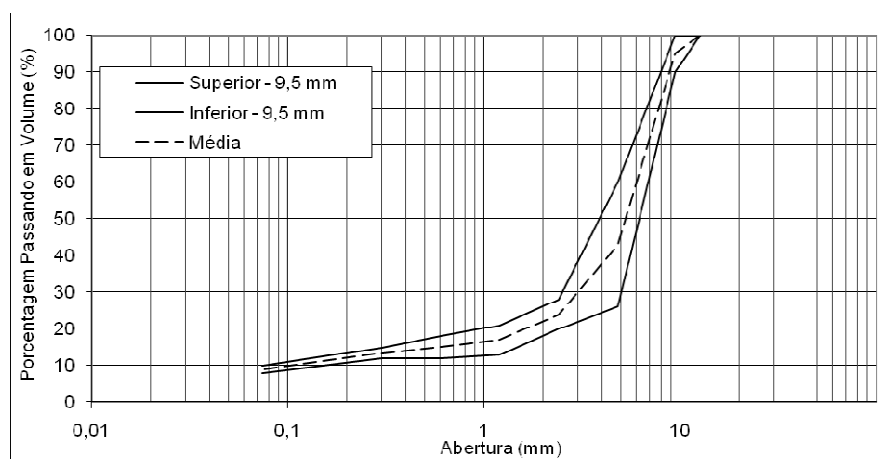


**FIGURA 4.7:** Análise EDS da fibra do bagaço de cana de açúcar impregnada com asfalto.

Os picos de carbono demonstram a interação do bagaço de cana de açúcar com o ligante asfáltico, enquanto os picos de ouro se devem a metalização das amostras durante a preparação para análise EDS.

#### 4.2 EXPERIÊNCIA PILOTO

Para verificar a possibilidade de substituição da fibra de celulose pelo bagaço de cana de açúcar, foi planejada uma experiência piloto tendo como base de avaliação do desempenho o ensaio de sensibilidade ao escorrimento. Usou-se a graduação média da faixa 9,5 mm do NAPA (2002), com teor de asfalto fixado em 6,5 %. A figura 4.8 mostra a granulometria usada na experiência piloto.



**FIGURA 4.8:** Granulometria usada na experiência piloto.

O teor de fibra de celulose e bagaço de cana empregado foi 0,3 %, conforme recomendado pelo NAPA (2002). Foram produzidas seis amostras de SMA para cada tipo de fibra, na temperatura de 175 °C. Após a mistura, as amostras foram transferidas para os cestos. Os cestos foram colocados sobre pratos de alumínio, previamente tarados e levados para estufa a 175 °C por uma hora. Após uma hora, retiraram-se os pratos da estufa para pesagem e determinação do escorrimento. A figura 4.9 mostra etapas do ensaio de sensibilidade ao escorrimento.



**FIGURA 4.9:** Ensaio de sensibilidade ao escorrimento.

Os resultados do ensaio de sensibilidade ao escorrimento são apresentados na tabela 4.5.

TABELA 4.5: Ensaio de sensibilidade ao escorrimento.

<b>Fibra de celulose (%)</b>	<b>Fibra do bagaço de cana (%)</b>
0,051	0,043
0,031	0,089
0,056	0,110
0,037	0,058
0,079	0,117
0,053	0,036

O teste de hipóteses realizado foi o seguinte:

$H_0$ : A adição de bagaço de cana não altera a sensibilidade ao escorrimento.

$H_1$ : A adição de bagaço de cana altera a sensibilidade ao escorrimento.

Foi usada a ANOVA fator único para realização do teste de hipóteses, com nível de significância  $\alpha = 0,05$ . A tabela 4.6 mostra o resultado obtido.

TABELA 4.6: Anova sensibilidade ao escorrimento.

RESUMO						
Grupo	Contagem	Soma	Média	Variância		
Fibra de celulose	6	0,28	0,046667	0,000227		
Bagaço de cana	6	0,46	0,076667	0,001227		
ANOVA						
Fonte da variação	SQ	Gl	MQ	F <sub>calculado</sub>	valor-P	F <sub>crítico</sub>
Entre grupos	0,0027	1	0,0027	3,715596	0,082764	4,964603
Dentro dos grupos	0,007267	10	0,000727			
Total	0,009967	11				

Analisando-se os resultados apresentados na tabela 4.6, observa-se que a hipótese nula deve ser aceita,  $F_{\text{calculado}} < F_{\text{crítico}}$ , assim a adição do bagaço não causa alteração significativa na sensibilidade ao escorrimento.

A figura 4.10 apresenta os resultados do ensaio de sensibilidade ao escorrimento.

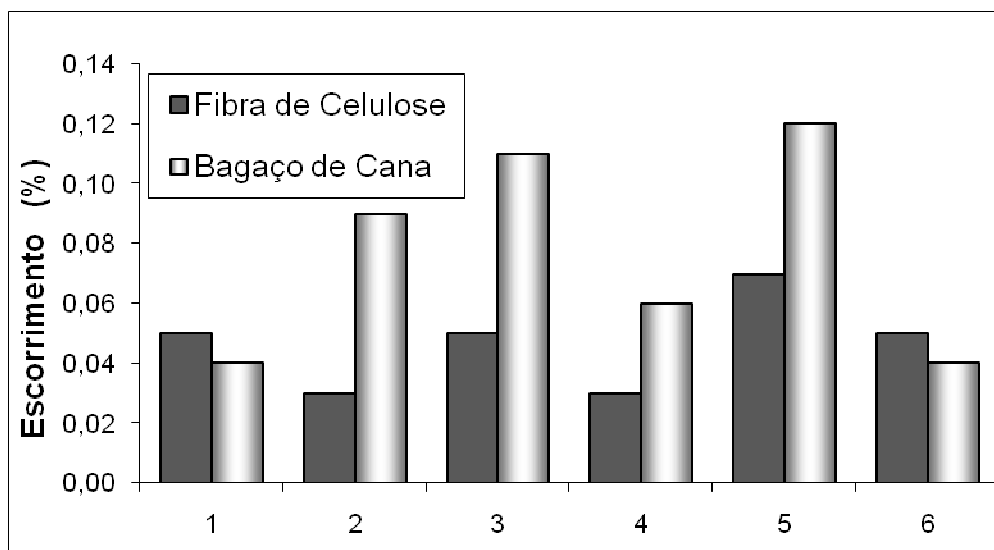


FIGURA 4.10: Resultados do ensaio de escorrimento para fibra de celulose e bagaço de cana de açúcar.

Os resultados mostrados na figura 4.10 demonstram que o SMA produzido com o bagaço de cana de açúcar como aditivo estabilizante apresenta percentual de escorrimento acima do SMA com a fibra de celulose, entretanto os valores encontram-se abaixo do máximo especificado para as misturas SMA (0,3%). A grande variação nos resultados no ensaio de sensibilidade ao escorrimento para a fibra do bagaço de cana pode ter sido causada pela exposição da fibra a temperatura de 190 °C, durante o aquecimento dos agregados para mistura com o ligante asfáltico. Assim, para as misturas seguintes, o bagaço de cana só foi adicionado no momento da mistura dos agregados com o ligante asfáltico.

### 4.3 DOSAGEM DO SMA

#### 4.3.1 Mistura dos Agregados

Foram projetadas inicialmente três graduações de agregados com objetivo de determinar a graduação ótima. Segundo BROWN E COOLEY (1999), para agregados com diferença de densidade maior que 20 kg/m<sup>3</sup>, a mistura dos agregados deve ser feita por percentuais em volume e depois convertida para massa no restante do processo do projeto de mistura.

Os percentuais de cada agregado na mistura foram determinados para obter a primeira graduação próxima ao limite superior da faixa granulométrica, a segunda próxima ao limite inferior da faixa e a terceira graduação próxima ao meio da faixa granulométrica 9,5 mm de dimensão máxima do NCAT. A tabela 4.7 apresenta os percentuais, em volume, de cada agregado na mistura, a respectiva granulometria projetada, a massa específica da mistura de agregados e a especificação adotada.



TABELA 4.7: Granulometria projetada.

Abertura (mm)	Porcentagem passando em volume (%)			
	Graduação Grossa	Graduação Média	Graduação Fina	Especificação
12,7	100,0	100,0	100,0	100
9,5	91,5	91,7	91,9	90 – 100
4,8	31,5	33,2	34,8	26 – 60
2,4	18,9	20,5	22,1	20 – 28
1,2	17,0	18,5	20,0	13 – 21
0,6	14,9	16,1	17,2	12 – 18
0,3	12,6	13,5	14,3	12 – 15
0,074	8,4	8,7	9,1	8 – 10
Massa Específica (kg/m <sup>3</sup> )	2,694	2,694	2,694	
Porcentagem de Brita 0 / Pó de Pedra / Fíler na mistura (%)	78 / 14,5 / 7,5	76 / 16,5 / 7,5	74 / 18,5 / 7,5	–

A figura 4.11 apresenta as graduações obtidas e os limites da faixa granulométrica de dimensão máxima 9,5 mm do NAPA (2002).

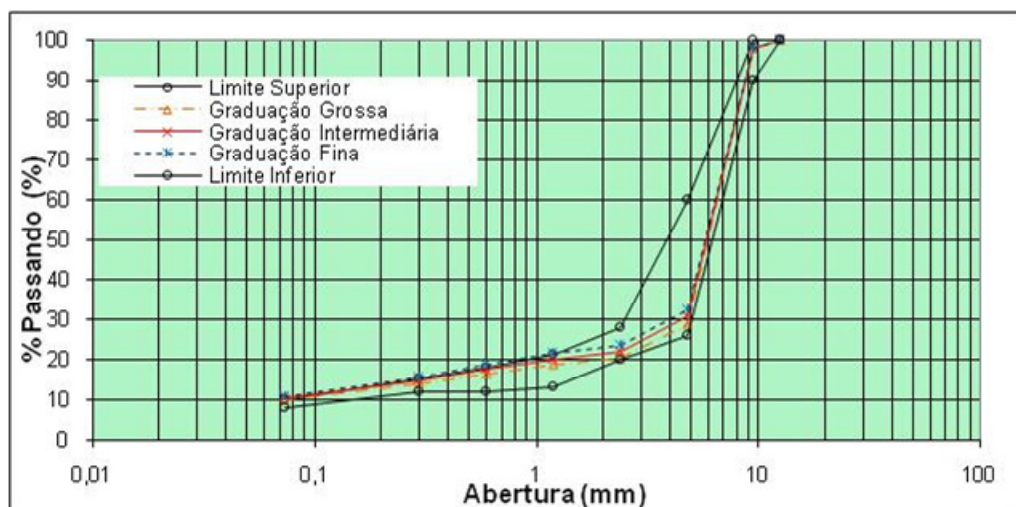


FIGURA 4.11: Graduações testadas.

Para garantir o contato grão a grão o NAPA (2002) afirma que a integridade do esqueleto pétreo é conseguida estabelecendo-se o percentual de vazios do agregado graúdo da mistura SMA ( $VAG_{MI}$ ) igual ou menor que o percentual de vazios da fração grossa do agregado, determinado pelo ensaio de massa unitária no estado compactado seco ( $VAG_{MUC}$ ). A fração grossa do agregado, na faixa 9,5 mm de dimensão máxima, é a retida na peneira 2,4 mm. A massa unitária compactada no estado seco foi determinada, de acordo com o método DNIT ME 153/97, para cada uma das três graduações testadas: grossa, média e fina. O percentual de vazios da fração grossa do agregado foi encontrado conforme mostrado na equação 3.10:

$$VAG_{MUC} = \left( \frac{2704 - 1567}{2704} \right) \times 100 = 42,1\% .$$

Foram moldados doze corpos de prova, com teor de asfalto mínimo de 6%. Neste caso, em função da massa específica dos agregados, o teor de ligante adotado foi 6,1 %. Na moldagem foi usado o soquete Marshall, aplicando-se 50 golpes em cada face do corpo de prova. Uma mistura não compactada foi usada para determinação da densidade máxima teórica. Os corpos de prova foram retirados dos moldes e tiveram suas características volumétricas determinadas. A graduação ótima foi a que apresentou vazios do agregado mineral maior que 17%.

A figura 4.12 mostra alguns procedimentos para escolha da graduação ótima.



**FIGURA 4.12:** Procedimentos para escolha da graduação ótima.

A porcentagem de vazios do agregado mineral é determinada de acordo com a equação 3.13:

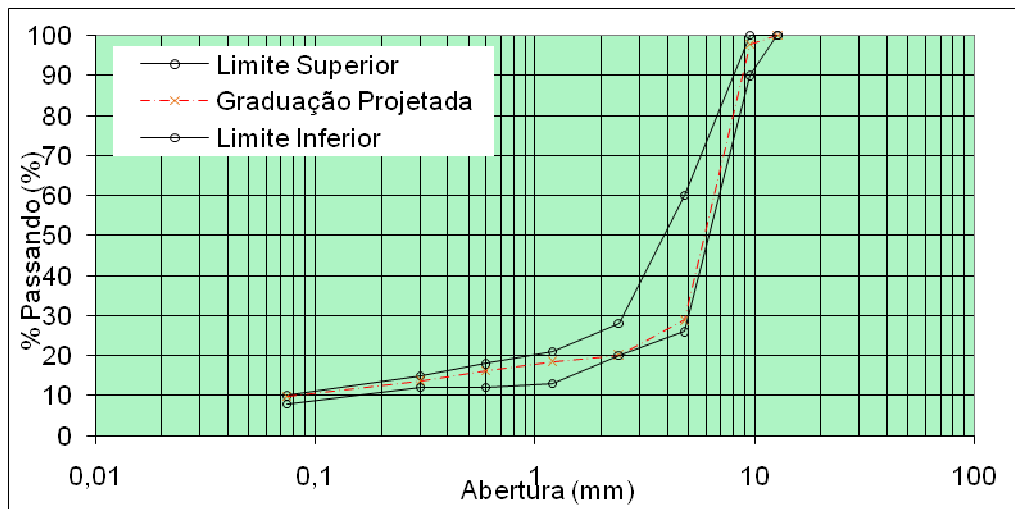
$$VAM = 100 - \left( \frac{2,351}{2,694} \times 93,9 \right) = 18,1\%$$

Na tabela 4.8 podem ser vistos os resultados obtidos para determinação da graduação ótima.

TABELA 4.8: Resultados para escolha da graduação ótima.

Característica	Graduação Grossa	Graduação Intermediária	Graduação Fina
$\gamma_{Mt}$ (kg/m <sup>3</sup> )	2351	2344	2326
$D_{mm}$ (kg/m <sup>3</sup> )	2430	2399	2348
%v (%)	3,3	2,2	5,0
VAM (%)	18,1	18,3	18,9
VAG <sub>MUC</sub> (%)	42,1	42,4	42,1
VAG <sub>Mt</sub> (%)	32,9	33,1	33,6

Como demonstra a tabela 4.8, as três graduações testadas atenderam ao critério  $VAM > 17\%$ . Observa-se também que o percentual de vazios do agregado graúdo da mistura SMA é igual ou menor que o percentual de vazios da fração graúda do agregado, determinada pelo ensaio de massa unitária no estado compactado seco ( $VAG_{Mt} \leq VAG_{MUC}$ ). Por apresentar VAM mais próximo de 18 % e percentual de vazios entre 3 e 4%, a graduação grossa (Figura 4.13) foi escolhida para de terminação do teor ótimo de ligante asfáltico.



**FIGURA 4.13:** Graduação ótima.

#### 4.3.2 Teor ótimo de ligante asfáltico

Depois de escolhida a graduação dos agregados, foi determinado o teor ótimo de ligante asfáltico, a fim de se obter um percentual de vazios adequado. Assim, foram necessários mais doze corpos de prova com a graduação selecionada e vários teores de ligante asfáltico. Os teores de asfalto testados inicialmente foram: 6,0; 6,5; 7,0; 7,5 e 8,0%. Para cada teor de ligante foram moldados 3 corpos de prova e uma mistura solta foi usada para determinação da densidade máxima medida. O fíler usado foi a cal hidratada e como aditivo estabilizante foi usado o “pellet” de fibra de celulose.

O traço em volume foi convertido para massa e as misturas foram feitas com os agregados separados nas frações: 12,5 – 9,5 mm; 9,5 – 4,8 mm; 4,8 – 2,4 mm; < 2,4 mm; fíler. A tabela 4.9 mostra a conversão do traço e as frações de agregados para cada mistura.

TABELA 4.9: Composição da mistura para moldagem (g).

Traço de agregados		Fração	6,0 %	6,5 %	7,0 %	7,5 %	8,0 %	
	Volume (%)	Massa(%)	Ligante	72,0	78,0	84,0	90,0	96,0
Brita 0	78,0	78,3	12,5 – 9,5 mm	24,3	24,2	24,1	23,9	23,8
			9,5 – 4,8 mm	778,5	774,4	770,2	766,1	761,9
Pó	14,5	14,5	4,8 – 2,4 mm	98,0	97,5	96,9	96,4	95,9
			< 2,4 mm	142,6	141,9	141,1	140,3	139,6
Fíler	7,5	7,2	Fíler	81,3	80,9	80,4	80,0	79,6
			Aditivo	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6

Os agregados assim compostos foram levados à estufa e aquecidos a temperatura de 190 °C para mistura com o ligante. A Petrobras Distribuidora recomenda a temperatura de 175 °C para usinagem de misturas asfálticas com CAPFLEX B, temperatura usada para mistura em laboratório. Após o aquecimento dos agregados adicionou-se o ligante e a mistura mecânica foi feita por 2 minutos. Terminada a mistura, os corpos foram moldados a 160 °C, com a aplicação de 50 golpes do soquete Marshall em cada face. Foram determinadas as características volumétricas dos corpos de prova de cada teor de ligante, apresentadas na tabela 4.10.

TABELA 4.10: Características volumétricas dos cinco teores de ligante.

Característica	6,0 %	6,5 %	7,0 %	7,5 %	8,0 %
Densidade Máxima Medida	2,435	2,433	2,429	2,404	2,394
Densidade Aparente	2,305	2,327	2,334	2,347	2,360
% Vazios (%)	5,4	4,3	3,9	2,4	1,4
VAM (%)	19,6	19,2	19,4	19,4	19,4
VAG <sub>Mt</sub> (%)	35,6	35,3	35,4	35,4	35,4
VAG <sub>MUC</sub> (%)	41,8	41,8	41,8	41,8	41,8

O NAPA (2002) diz que avaliações de desempenho de pavimentos com SMA pelo NCAT, sugerem que o encontro do teor de ligante asfáltico para produzir uma mistura com percentual de vazios próximo de 4 %, garante proteção contra exsudação e afundamento de trilha de roda, particularmente nos climas temperados. No caso de climas frios, deve-se usar teor de vazios em torno de 3,5 %. Desse modo, construiu-se um gráfico com os teores de vazios encontrados e determinou-se o teor de asfalto correspondente a 4 % de vazios. A figura 4.14 mostra o gráfico teor de ligante X porcentagem de vazios.

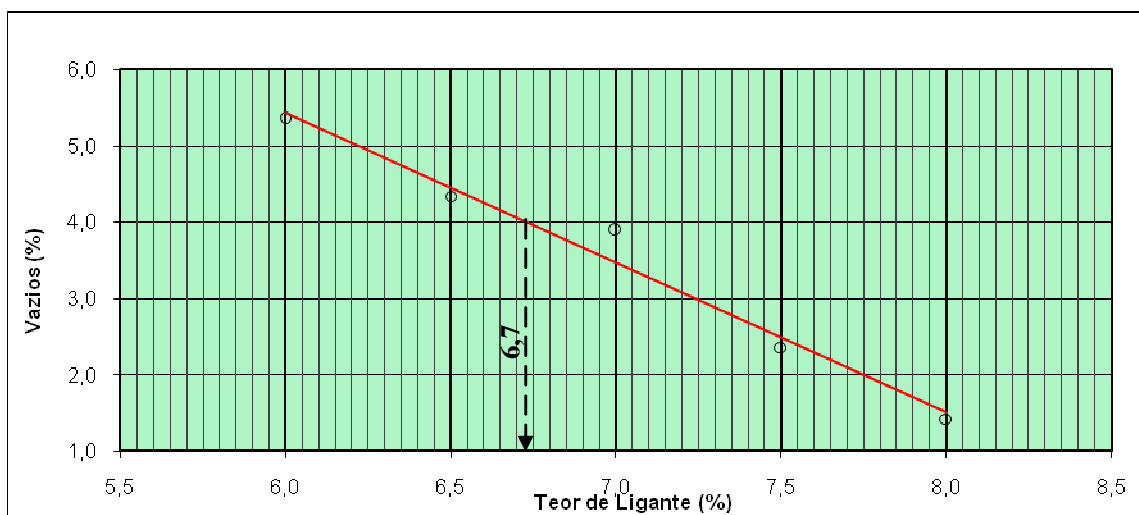
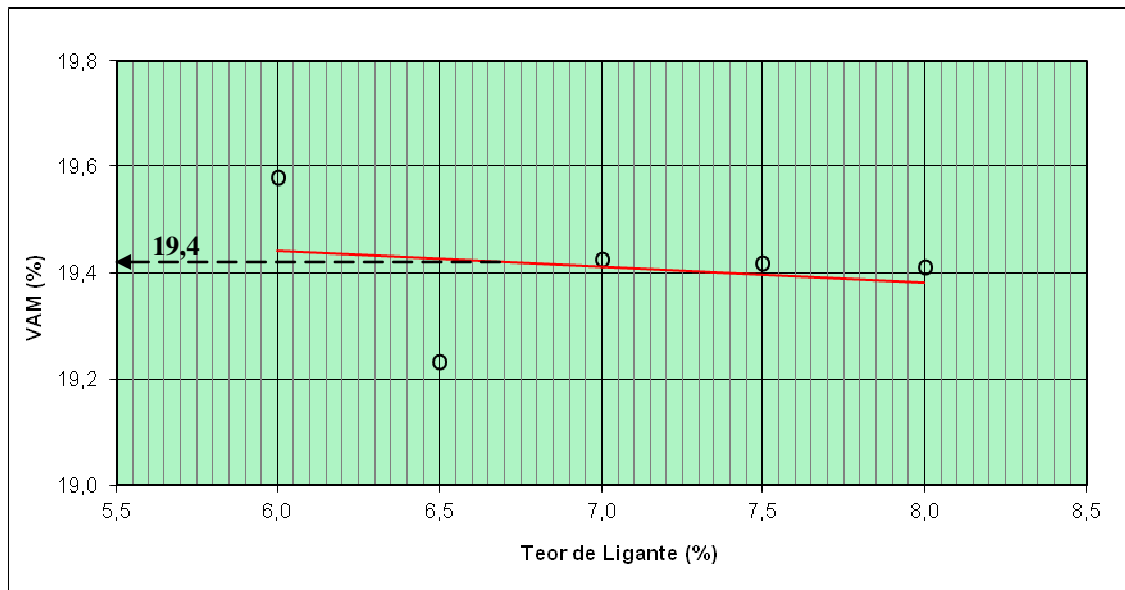


FIGURA 4.14: Teor de ligante X porcentagem de vazios.

Conforme mostrado na figura 4.14, o teor ótimo de ligante asfáltico foi 6,7%. Outras características da mistura como vazios do agregado mineral e vazios do agregado graúdo foram determinadas graficamente, em função do teor ótimo de asfalto.

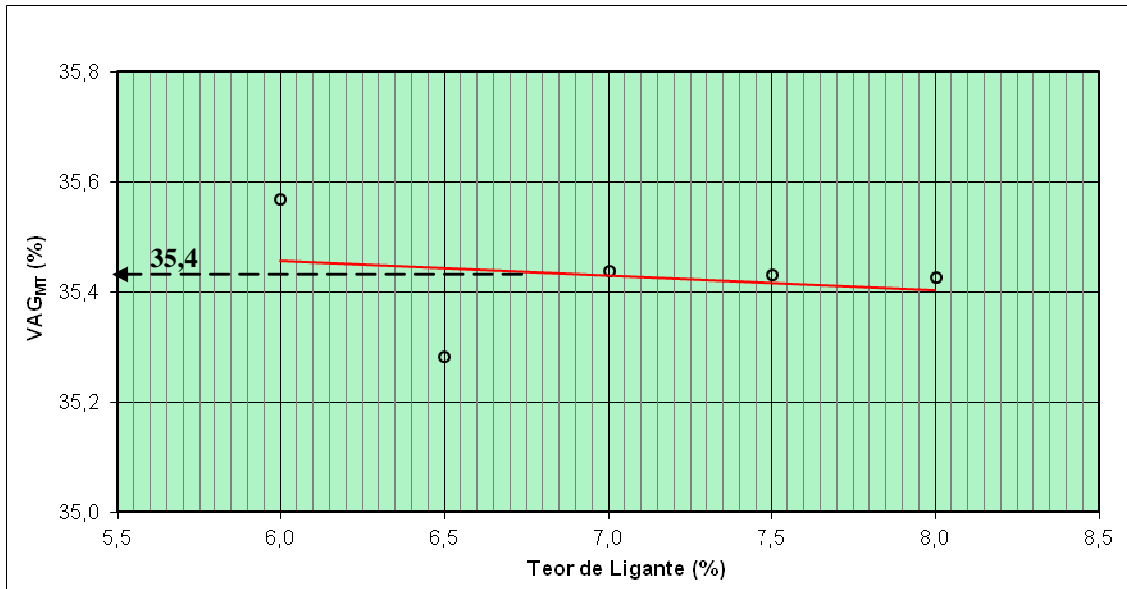
A figura 4.15 apresenta o teor de vazios do agregado mineral em função do percentual de ligante, encontrando-se 19,4%.



**FIGURA 4.15:** Teor de ligante X porcentagem de vazios do agregado mineral.

Observa-se, a partir da figura 4.15, que o VAM está um pouco acima do recomendado pelo NAPA 2002 (18 a 19% de VAM). Isso pode ser corrigido aumentando-se o percentual que passa na peneira 4,8 mm, através de mudança no processo de britagem do agregado ou mesmo mudando-se a fonte.

A figura 4.16 mostra a relação do teor de ligante com o percentual de vazios do agregado graúdo na mistura SMA.



**FIGURA 4.16** :Teor de ligante X porcentagem de vazios do agregado graúdo na mistura.

Observa-se, a partir da figura 4.16, que o percentual de vazios do agregado graúdo correspondente ao teor ótimo de ligante asfáltico é 35,4%.

#### 4.3.3 Resumo do projeto de SMA

O projeto de mistura SMA foi iniciado com o traço de agregados, seguindo-se procedimentos propostos pelo NAPA (2002) e BROWN E COOLEY (1999). Com o traço de agregados definido, foi determinado o teor ótimo de ligante asfáltico, usando-se o critério de 4 % de vazios, proposto pelas referências citadas acima. No Brasil, o método do DNIT ME 043/95 para dosagem do concreto asfáltico, propõe, além do teor de vazios, outras características volumétricas como relação betume-vazios (RBV) e VAM, e ainda as características mecânicas estabilidade Marshall e fluência. A tabela 4.11 apresenta o traço de agregados e o traço para 100% de mistura SMA.



TABELA 4.11: Composição final do traço de SMA.

<b>Material</b>	<b>Traço dos agregados em massa (%)</b>	<b>Traço do SMA em massa (%)</b>
Brita 0	78,3	72,8
Pó de pedra	14,5	13,5
Fíler	7,2	6,7
Fibra de celulose	-	0,3
CAPFLEX B	-	6,7

Na tabela 4.12 é mostrada a granulometria, em massa, da mistura SMA.

TABELA 4.12: Granulometria final do SMA.

<b>Abertura (mm)</b>	<b>Porcentagem passando em massa (%)</b>	<b>Faixa 9,5 mm NAPA</b>	<b>Tolerância (%)</b>
12,7	100,0	100	± 4,0
9,5	97,8	90 – 100	± 4,0
4,8	28,6	26 – 60	± 3,0
2,4	19,9	20 – 28	± 3,0
1,2	18,3	13 – 21	± 3,0
0,6	15,9	12 – 18	± 3,0
0,3	13,5	12 – 15	± 3,0
0,074	9,6	8 – 10	± 2,0

As principais características da mistura SMA projetada são mostradas na tabela 4.13.

TABELA 4.13: Características da mistura SMA projetada.

<b>Propriedade</b>	<b>Valor encontrado</b>	<b>Valor de referência*</b>
Massa Específica (kg/m <sup>3</sup> )	2327	-
Densidade Máxima Medida (kg/m <sup>3</sup> )	2425	-
Teor de asfalto (%)	6,7	6,0 – mínimo
Teor de fibra (%)	0,3	0,3
Teor de vazios (%)	4,0	4,0
VAM (%)	19,4	17,0 – mínimo
VAG <sub>mix</sub> (%)	35,4	41,8 – máximo
RRT (%)	97,0	70 – mínimo
Escorrimento (%), 175 °C	0,02	0,30 – máximo

\*NAPA 2002.

Os dados apresentados na tabela 4.13 demonstram que a mistura SMA projetada está de acordo com especificações estabelecidas pelo NAPA (2002).

## **5 DESEMPENHO DO SMA EM LABORATÓRIO, RESULTADOS E ANÁLISES**

Para verificação do desempenho do SMA em laboratório, foram preparadas misturas usando a fibra de celulose como aditivo estabilizante, considerada de referência, e outras misturas usando-se o bagaço de cana de açúcar como aditivo. Em primeiro lugar, as fibras do bagaço de cana de açúcar foram testadas com três tamanhos e com dois diferentes tipos de ligantes, empregando-se para isso o ensaio de sensibilidade ao escorrimento. Adotou-se para a pesquisa o tamanho que apresentou maior eficiência no controle do escorrimento da mistura SMA. Por fim, o desempenho do SMA com bagaço de cana de açúcar foi analisado através dos ensaios de sensibilidade ao escorrimento, estabilidade Marshall, resistência à tração, razão de resistência à tração, desgaste Cantabro, velocidade do pulso ultra-sônico, tomografia e módulo de resiliência.

### **5.1 ENSAIO DE SENSIBILIDADE AO ESCORRIMENTO**

O ensaio de sensibilidade ao escorrimento foi executado de acordo com o método de ensaio AASHTO T 305, cujo passo a passo pode ser assim resumido:

- Aquecer os agregados 10 a 15 °C acima da temperatura de mistura;
- Adicionar o cimento asfáltico aos agregados e promover a mistura;
- Determinar a massa da mistura e transferir para o cesto, colocado sobre um prato de alumínio previamente tarado;
- Levar o conjunto para estufa, na temperatura de mistura, por 1 hora  $\pm$  5 minutos;
- Após esse período, retirar o conjunto da estufa, remover o cesto e pesar o prato de alumínio.

As misturas foram feitas com a fibra de celulose e bagaço de cana de açúcar nos seguintes tamanhos: < 1,2 mm, < 0,6 mm e < 0,3 mm. Os ligantes afálticos usados foram o asfalto modificado por borracha moída de pneus e CAP 30/45. Dessa forma pode-se verificar a influência do tamanho da fibra e do tipo de ligante na sensibilidade ao escorrimento da mistura SMA. A tabela 5.1 mostra os resultados obtidos, média de três determinações.

TABELA 5.1: Resultados do ensaio de sensibilidade ao escorrimento.

Aditivo	Escorrimento (%)		Valor de referência
	AMB	CAP 30/45	
Fibra de Celulose	0,018	0,014	
Bagaço de Cana < 1,2 mm	0,029	0,018	0,30 % – máximo
Bagaço de Cana < 0,6 mm	0,033	0,021	
Bagaço de Cana < 0,3 mm	0,044	0,027	

Na análise dos resultados usou-se o teste de hipóteses para o tipo de fibra:

$H_0$ : A adição de bagaço de cana não altera a sensibilidade ao escorrimento.

$H_1$ : A adição de bagaço de cana altera a sensibilidade ao escorrimento.

Foi feito o seguinte teste de hipóteses para o tipo de ligante:

$H_0$ : O tipo de ligante não altera a característica de sensibilidade ao escorrimento.

$H_1$ : O tipo de ligante altera a característica de sensibilidade ao escorrimento.

A ferramenta estatística ANOVA fator duplo sem repetição foi empregada para realização do teste de hipóteses, com nível de significância  $\alpha = 0,05$ . O resultado pode ser visto na tabela 5.2.

TABELA 5.2: ANOVA sensibilidade ao escorrimento.

RESUMO	Contagem	Soma	Média	Variância
AMB	4	1,078	0,2695	0,032134333
CAP 30/45	4	0,08	0,02	0,00003
Fibra de Celulose	2	0,032	0,016	0,000008
Bagaço < 1,2 mm	2	0,308	0,154	0,036992
Bagaço < 0,6 mm	2	0,351	0,1755	0,0477405
Bagaço < 0,3 mm	2	0,467	0,2335	0,0852845

ANOVA						
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F <sub>calculado</sub>	valor-P	F <sub>crítico</sub>
Tipo de Fibra	0,1245005	1	0,1245005	8,204406419	0,064348	10,12796
Tipo de Ligante	0,0509685	3	0,0169895	1,11958396	0,464102	9,276628
Erro	0,0455245	3	0,015174833			
Total	0,2209935	7				

De acordo com a tabela 5.2,  $F_{\text{calculado}} < F_{\text{crítico}}$ , para o tipo de aditivo e para o tipo de ligante. Portanto, nos dois casos, a hipótese nula deve ser aceita. Então o tipo do aditivo e o tipo de ligante não causam alterações significativas na sensibilidade ao escorrimento, com 95 % de certeza.

A avaliação do efeito do tamanho da fibra do bagaço de cana de açúcar no escorrimento do SMA foi feita por uma análise de regressão, com  $\alpha = 0,05$ .

Considerando-se  $y = \beta_0 + \beta_1 x + \varepsilon$ , com  $\beta_0$ ,  $\beta_1$  e  $\varepsilon$ , respectivamente coeficiente linear, coeficiente angular e erro aleatório, o teste F para a significância da regressão linear foi:

$$H_0: \text{Não existe tendência linear} - \beta_1 = 0$$

$$H_1: \text{Existe tendência linear} - \beta_1 \neq 0$$

As tabelas 5.3 e 5.4 mostram a análise de regressão para os dois tipos de fibra com dois diferentes tipos de ligante asfáltico.

TABELA 5.3: Análise de regressão – AMB

Estatística de regressão	
R múltiplo	0,985736
R-Quadrado	0,971676
R-quadrado ajustado	0,957514
Erro padrão	0,002214
Observações	4

ANOVA					
	gl	SQ	MQ	F <sub>calculado</sub>	F <sub>crítico</sub>
Regressão	1	0,000336	0,000336	<b>68,61224</b>	<b>0,014264</b>
Resíduo	2	9,8E-06	4,9E-06		
Total	3	0,000346			

	Coefficientes	Erro padrão	Stat t	Valor-P	95% inferiores	95% superiores	Inferior 95,0%	Superior 95,0%
Interseção	0,0105	0,002711	3,872983	0,060664	-0,00116	0,022165	-0,00116	0,022165
Variável X 1	0,0082	0,00099	8,283251	0,014264	0,003941	0,012459	0,003941	0,012459

TABELA 5.4: Análise de regressão – CAP 30/45

Estatística de regressão	
R múltiplo	0,989949
R-Quadrado	0,98
R-quadrado ajustado	0,97
Erro padrão	0,000949
Observações	4

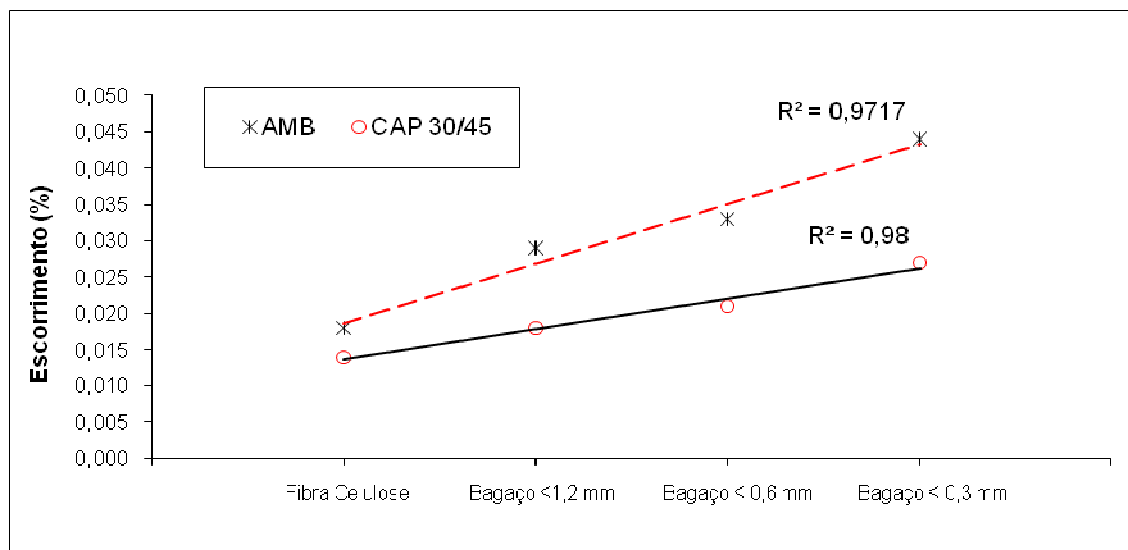
ANOVA					
	gl	SQ	MQ	F <sub>calculado</sub>	F <sub>crítico</sub>
Regressão	1	8,82E-05	8,82E-05	<b>98</b>	<b>0,010051</b>
Resíduo	2	1,8E-06	9E-07		
Total	3	0,00009			

	Coeficientes	Erro padrão	Stat t	valor-P	95% inferiores	95% superiores	Inferior 95,0%	Superior 95,0%
Interseção	0,0095	0,001162	8,176298	0,014631	0,004501	0,014499	0,004501	0,014499
Variável X 1	0,0042	0,000424	9,899495	0,010051	0,002375	0,006025	0,002375	0,006025

A análise da regressão, a partir das tabelas 5.3 e 5.4, permitiu concluir que a regressão é significativa para relação do tamanho da fibra com o escorrimento, para os dois tipos de ligante. Tanto para a mistura com asfalto modificado por borracha moída de pneus quanto para a mistura com CAP 30/45  $F_{\text{calculado}} > F_{\text{crítico}}$ , demonstrando que a hipótese nula deve ser rejeitada.

A variável controlada (tamanho da fibra) consegue explicar 97 % da variabilidade da variável de resposta (escorrimento), para o ligante asfalto modificado por borracha moída de pneus. Do mesmo modo, a variável controlada (tamanho da fibra) consegue explicar 98 % da variabilidade da variável de resposta (escorrimento), para o ligante CAP 30/45. A figura 5.1 apresenta a correlação entre o escorrimento e o tamanho da fibra.



**FIGURA 5.1:** Correlação entre o escorrimento e o tamanho da fibra para AMB e CAP30/45.

Com base na análise de regressão e na figura 5.1, foi identificada a tendência do percentual de escorrimento diminuir à medida que o tamanho da fibra de bagaço de cana aumenta. Assim, a fibra de bagaço de cana menor que 1,2 mm parece ser mais eficiente no controle do percentual de escorrimento. Dessa maneira, foram preparadas outras misturas para testar o comportamento do bagaço de cana com o tamanho definido. A figura 5.2 mostra detalhes da fibra de bagaço de cana menor que 1,2 mm.



**FIGURA 5.2:** Fibra do bagaço de cana de açúcar menor que 1,2 mm.

A tabela 5.5 apresenta os resultados de sensibilidade ao escorrimento para mistura SMA feita com o a fibra do bagaço de cana de açúcar menor que 1,2 mm.



TABELA 5.5: Resultados do ensaio de sensibilidade ao escorrimento.

FIBRA	Escorrimento (%)	Média (%)	Valor de referência* (%)
	0,061		
	0,070		
Fibra de Celulose	0,069	0,058	
	0,054		
	0,043		
	0,051		
	0,099		
	0,104		
Fibra do Bagaço de Cana	0,093	0,113	
	0,120		
	0,132		
	0,132		

\* AASHTO M 325-08.

Os resultados do ensaio de sensibilidade ao escorrimento apresentados na tabela 5.5 foram analisados com apoio da ferramenta estatística ANOVA, através do seguinte teste de hipóteses:

$H_0$ : A fibra do bagaço de cana não altera o escorrimento do SMA.

$H_1$ : A fibra do bagaço de cana altera o escorrimento do SMA.

Na tabela 5.6 são apresentados os resultados encontrados da análise de variância.

TABELA 5.6: Análise de variância para sensibilidade ao escorrimento.

Grupo	Contagem	Soma	Média	Variância
Celulose	6	0,348	0,058	0,0001128
Bagaço de Cana	6	0,68	0,1133333	0,0002895

## ANOVA

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	$F_{\text{calculado}}$	valor-P	$F_{\text{crítico}}$
Entre grupos	0,0091853	1	0,0091853	<b>45,667882</b>	4,994E-05	<b>4,9646027</b>
Dentro dos grupos	0,0020113	10	0,0002011			
Total	0,0111967	11				

Foram analisados os resultados do ensaio de sensibilidade ao escorrimento a partir da tabela anova. De acordo com esses resultados, a adição de fibra do bagaço de cana de açúcar como aditivo estabilizante ao SMA causa alteração significativa, uma vez que  $F_{\text{calculado}} > F_{\text{crítico}}$ , demonstrando que a hipótese nula deve ser rejeitada.

A figura 5.3 mostra um gráfico do ensaio de sensibilidade ao escorrimento com os valores médios para a fibra de celulose e bagaço de cana de açúcar.

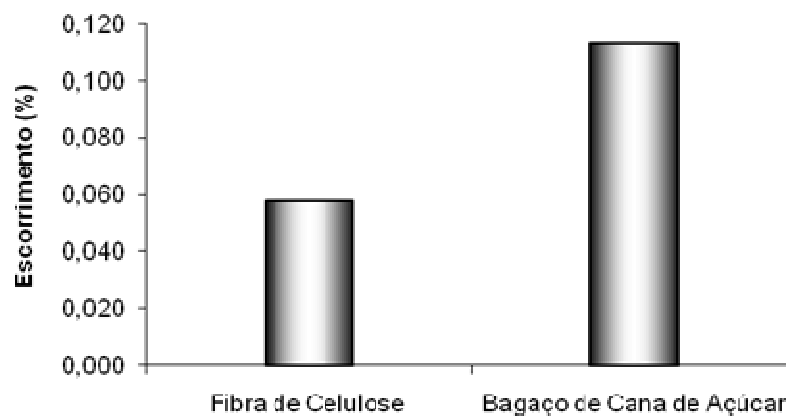


FIGURA 5.3: Resultado do ensaio de sensibilidade ao escorrimento.

Através da figura 5.3 pode-se observar que o escorrimento da mistura SMA produzida com a fibra do bagaço de cana de açúcar é maior que o da mistura feita com fibra de celulose. Entretanto, o percentual de escorrimento da mistura produzida com a fibra do bagaço de cana de açúcar está abaixo do valor máximo estabelecido pela norma AASHTO M 325-08.

## 5.2 ESTABILIDADE MARSHALL

A estabilidade Marshall foi determinada segundo o método do DNIT ME 043/95. As etapas do ensaio podem ser assim resumidas:

- Determinar a altura de cada um dos corpos de prova como a média de 4 medições diametralmente opostas;
- Pesar os corpos de prova ao ar e imerso, para determinação da densidade aparente;
- Colocar os corpos de prova em banho-maria a 60 °C por 30 minutos;
- Levar o corpo de prova ao molde de rompimento e aplicar a carga, na prensa Marshall, com velocidade de 5 cm/minuto até o rompimento.

A estabilidade Marshall é a média de pelo menos 3 resultados, expressa em N ou kgf. A figura 5.4 mostra detalhes da execução do ensaio de estabilidade Marshall.



**FIGURA 5.4:** Ensaio de estabilidade Marshall.

Na tabela 5.7 são mostrados resultados da estabilidade Marshall.

TABELA 5.7: Resultados do ensaio de estabilidade Marshall.

FIBRA	Estabilidade Marshall (kN)	Média (kN)	Valor de referência* (kN)
	11,706		
	9,737		
Fibra de Celulose	13,794	11,351	
	12,704		
	8,993		
	11,172		
	11,326		
	11,145		> 6,2
Fibra do Bagaço de Cana	14,962	11,148	
	7,590		
	10,316		
	11,551		

\*NAPA (2002).

A ferramenta estatística ANOVA foi usada para análise dos dados apresentados na tabela 5.7, o teste de hipóteses foi o seguinte:

$H_0$ : A fibra do bagaço de cana não altera a estabilidade Marshall do SMA.

$H_1$ : A fibra do bagaço de cana altera a estabilidade Marshall do SMA.

Na tabela 5.8 são mostrados os resultados encontrados da análise de variância, com nível de significância  $\alpha = 0,05$ .

TABELA 5.8: Análise de variância para estabilidade Marshall.

Grupo	Contagem	Soma	Média	Variância
Celulose	6	68,106	11,351	3,224417
Bagaço de Cana	6	66,89	11,14833	5,618457

ANOVA						
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F <sub>calculado</sub>	valor-P	F <sub>crítico</sub>
Entre grupos	0,123221	1	0,123221	<b>0,027869</b>	0,870744	<b>4,964603</b>
Dentro dos grupos	44,21437	10	4,421437			
Total	44,33759	11				

Analisando-se os resultados do ensaio de estabilidade Marshall com ou auxílio da tabela anova, verifica-se que a adição da fibra do bagaço de cana de açúcar não causa alteração significativa no resultado da estabilidade Marshall,  $F_{\text{calculado}} < F_{\text{crítico}}$ , mostrando que a hipótese nula deve ser aceita.

Na figura 5.5 pode ser visto o gráfico da estabilidade Marshall para os dois tipos de aditivos.

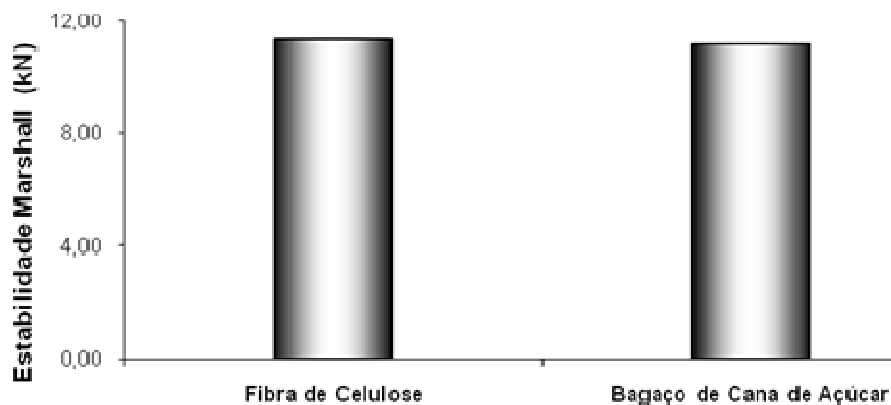


FIGURA 5.5: Gráfico do ensaio de estabilidade Marshall.

Através da figura 5.5 verifica-se que a estabilidade Marshall não é alterada com a adição da fibra do bagaço de cana de açúcar. Observa-se também, que os valores da estabilidade Marshall tanto para fibra de celulose quanto para fibra do

bagaço de cana de açúcar estão acima do mínimo estabelecido pela especificação DNIT 031/2006 –ES.

### 5.3 RESISTÊNCIA A TRAÇÃO

A resistência a tração foi determinada de acordo com o método do DNIT ME 136/10, que pode se assim descrito de maneira sucinta:

- Medir a altura e diâmetro de cada corpo de prova;
- Colocar os corpos de prova em banho termo-regulador a 25°C por 30 minutos;
- Romper os corpos de prova em prensa Marshall, com velocidade de  $0,8 \pm 0,1$  mm/s, colocando dois frisos curvos entre o corpo de prova e o prato da prensa;
- Com os valores obtidos, determinar a resistência à tração em MPa.

A tabela 5.9 apresenta os resultados do ensaio de resistência à tração.

TABELA 5.9: Resultados do ensaio de resistência à tração.

FIBRA	Resistência à Tração (MPa)	Média (MPa)	Valor de referência* (MPa)
Fibra de Celulose	1,48	1,22	> 0,65
	1,18		
	1,23		
	1,40		
	1,05		
Fibra do Bagaço de Cana	0,97	1,31	> 0,65
	1,01		
	1,00		
	1,14		
	1,90		
	1,54		
	1,28		

\*DNIT 031/2006 – ES.

Os resultados apresentados na tabela 5.9 foram analisados com apoio da análise de variância, através do seguinte teste de hipóteses:

$H_0$ : A fibra do bagaço de cana não altera a resistência à tração do SMA.

$H_1$ : A fibra do bagaço de cana altera a resistência à tração do SMA.

A análise de variância, com nível de significância  $\alpha = 0,05$ , é vista na tabela 5.10.

TABELA 5.10: Análise de variância para resistência à tração.

RESUMO						
Grupo	Contagem	Soma	Média	Variância		
Celulose	6	7,31	1,218333	0,038617		
Bagaço de Cana	6	7,87	1,311667	0,123377		
ANOVA						
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	$F_{\text{calculado}}$	valor-P	$F_{\text{crítico}}$
Entre grupos	0,026133	1	0,026133	<b>0,322647</b>	0,58255	<b>4,964603</b>
Dentro dos grupos	0,809967	10	0,080997			
Total	0,8361	11				

Conforme os resultados apresentados na tabela 5.10,  $F_{\text{calculado}} < F_{\text{crítico}}$ , a hipótese nula deve ser aceita. Portanto, a fibra do bagaço de cana de açúcar não causa alteração na resistência à tração do SMA. Os resultados médios para os dois tipos de fibra estão acima do valor mínimo estabelecido pela especificação DNIT 031/2006 – ES.

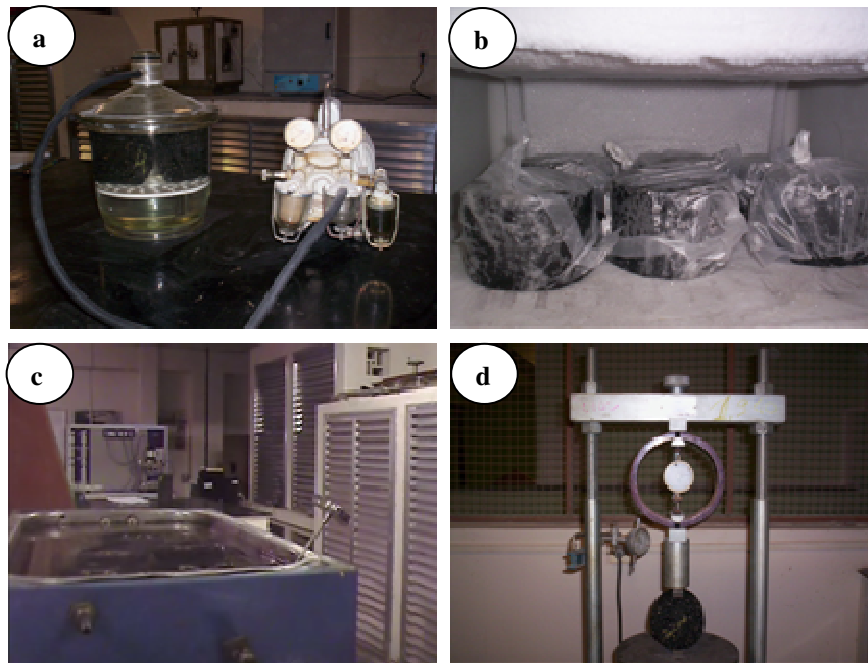
#### 5.4 RAZÃO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (LOTTMAN MODIFICADO)

O ensaio verifica o dano por umidade induzida, de acordo com o procedimento descrito pelo método AASTHO T 283. A marcha resumida do ensaio foi a seguinte:

- Foram moldados 6 corpos de prova Marshall, com  $7 \pm 1\%$  de vazios, para serem submetidos ao ensaio de resistência a tração, com três corpos de prova condicionados;
- As características volumétricas dos corpos de prova foram determinadas;

- Os corpos de prova condicionados foram submetidos à saturação em água destilada por 10 minutos, sob vácuo de 254 a 600 mmHg, de forma a obter-se grau de saturação de 55 a 80 % (a);
- Os corpos de prova condicionados foram envolvidos em um filme plástico, colocados em saco plástico com 10 ml de água destilada e levados ao freezer na temperatura de  $-18 \pm 3$  °C por 24 horas (b);
- Após 24 horas os corpos de prova condicionados foram retirados do freezer e colocados em banho-maria a 60 °C por 24 horas (c);
- Os dois conjuntos de corpos de prova foram colocados no banho a 25 °C por duas horas e submetidos ao ensaio de tração por compressão diametral (d).

A figura 5.6 mostra etapas do ensaio de razão de resistência à tração.



**FIGURA 5.6:** Razão de resistência à tração.

Os resultados do ensaio de razão de resistência à tração podem ser vistos na tabela 5.11.



TABELA 5.11: Resultados do ensaio de razão de resistência à tração.

Aditivo	Resistência à tração sem condicionamento (MPa)	Média (MPa)	Resistência à tração com condicionamento (MPa)	Média (MPa)	RRT (%)	*Valor de referência (%)
Fibra de Celulose	0,810		1,165			
	1,209	1,047	1,270	1,079	97,0	
Fibra de Bagaço de Cana	1,120		0,803			70 – mínimo
	0,800		1,142			
	1,219	1,053	1,292	1,083	97,2	
	1,138		0,815			

\* AASHTO M 325-08.

Os valores do ensaio de razão de resistência à tração, apresentados na tabela 5.11, mostram resultados semelhantes para as misturas com fibra de celulose e bagaço de cana de açúcar, nos dois casos o valor mínimo de referência (AASHTO M 325-08) foi ultrapassado.

A figura 5.7 apresenta os resultados do ensaio de razão de resistência à tração.



FIGURA 5.7: Gráfico razão de resistência à tração X tipo de aditivo.

Conforme pode-se observar através da figura 5.7, os resultados do ensaio de razão de resistência à tração parecem não ser diferentes, para os dois tipos de aditivos usados.

### 5.5 DESGASTE CANTABRO

O método empregado para determinação do desgaste Cantabro foi o método do DNIT ME 383/99. O ensaio consiste em:

- Moldar três corpos de prova Marshall e pesá-los;
- Colocar os corpos de na máquina de abrasão “Los Angeles” e submetê-los a ação de 300 rotações, a 25 °C, sem carga abrasiva;
- Retirar os corpos de prova da máquina de abrasão e pesar.

O desgaste Cantabro é determinado em função do peso antes e depois do desgaste, em porcentagem. A figura 5.8 mostra detalhes dos corpos de prova antes e depois do ensaio de desgaste Cantabro.



**FIGURA 5.8:** Corpos de prova antes e depois do ensaio desgaste Cantabro.

A tabela 5.12 mostra os resultados do ensaio de desgaste Cantabro.

TABELA 5.12: Resultados do ensaio de desgaste Cantabro.

FIBRA	Desgaste Cantabro (%)	Média (%)	Valor de referência* (%)
	4,8		
	4,9		
Fibra de Celulose	4,9	4,8	
	6,0		
	4,6		
	3,9		
	4,4		
	5,2		
Fibra de Bagaço de Cana	4,4	5,0	
	5,0		
	4,0		
	7,1		

\*DNIT 386/1999 –ES.

A anova foi usada para análise dos dados apresentados na tabela 5.12, empregando-se o seguinte teste de hipóteses:

$H_0$ : A fibra do bagaço de cana não altera o desgaste Cantabro do SMA.

$H_1$ : A fibra do bagaço de cana altera o desgaste Cantabro do SMA.

Na tabela 5.13 pode ser visto o resultado da análise de variância, com nível de significância  $\alpha = 0,05$ .

TABELA 5.13: Análise de variância para desgaste Cantabro.

RESUMO						
Grupo	Contagem	Soma	Média	Variância		
Celulose	6	27,74	4,6166667	0,4136667		
Bagaço de Cana	6	28,5	4,75	1,067		
ANOVA						
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F <sub>calculado</sub>	valor-P	F <sub>crítico</sub>
Entre grupos	0,0533333	1	0,0533333	<b>0,0720396</b>	0,7938455	<b>4,9646027</b>
Dentro dos grupos	7,4033333	10	0,7403333			
Total	7,4566667	11				

Através dos resultados apresentados na tabela 5.13, pode-se verificar que  $F_{\text{calculado}} < F_{\text{crítico}}$ , demonstrando que a hipótese nula deve ser aceita. Assim, a adição do bagaço de cana de açúcar não causa alteração significativa no desgaste Cantabro do SMA. Os resultados médios de desgaste Cantabro para os dois tipos de fibra estão abaixo do valor máximo da especificação DNIT 386/1999 –ES.

Na figura 5.9 pode ser visto o gráfico com os resultados do desgaste Cantabro.

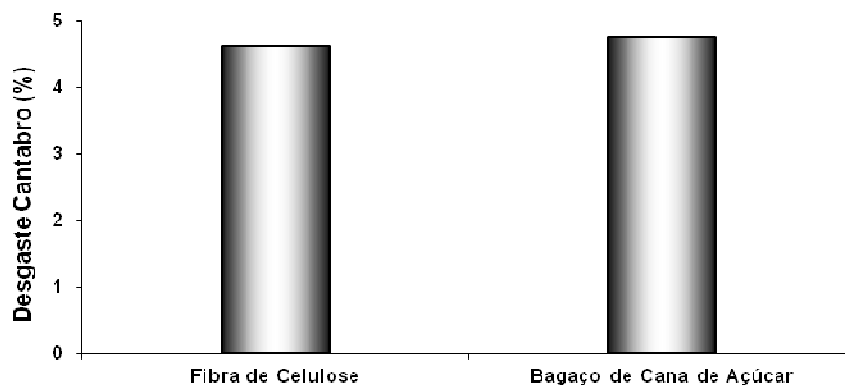


FIGURA 5.9: Desgaste Cantabro X Tipo de aditivo.

Pode-se observar, através da figura 5.9 que os resultados do desgaste Cantabro foram semelhantes para as misturas SMA produzidas com fibra de celulose e bagaço de cana de açúcar. Nos dois casos o resultado está abaixo do valor máximo estabelecido pela especificação DNIT 386/1999 –ES.

## 5.6 VELOCIDADE DO PULSO ULTRA-SÔNICO

A norma ABNT – NBR 8802 /94, usada para determinação da velocidade do pulso ultra-sônico, pode ser assim descrita resumidamente:

- Calibrar o aparelho de ultra-som com a barra de calibração;
- Preparar a superfície do corpo de prova, retirando-se poeira e outras impurezas;
- Usar como acoplante uma camada de vaselina aplicada aos transdutores;
- Arranjar os transdutores da forma direta e aplicar o pulso ultra-sônico.

Na figura 5.10 são vistos detalhes do ensaio de velocidade do pulso ultra-sônico.



**FIGURA 5.10:** Ensaio de velocidade do pulso ultra- sônico.

Resultados do ensaio de velocidade do pulso ultra-sônico estão na tabela 5.14.

TABELA 5.14: Resultados do ensaio de velocidade do pulso ultra-sônico.

FIBRA	Velocidade do pulso ultra-sônico (km/s)	Média (km/s)
	6,97	
	7,36	
Fibra de Celulose	6,43	7,19
	7,34	
	7,07	
	7,94	
	7,03	
	6,74	
Fibra de Bagaço de Cana	6,95	6,95
	7,12	
	6,88	
	6,95	

Os resultados do ensaio de velocidade do pulso ultra-sônico apresentados na tabela 5.14 foram analisados com o auxílio da ferramenta estatística anova. O teste de hipóteses feito foi o seguinte:

$H_0$ : A fibra do bagaço de cana não altera a velocidade do pulso ultra-sônico do SMA.

$H_1$ : A fibra do bagaço de cana altera a velocidade do pulso ultra-sônico do SMA.

A análise de variância é mostrada na tabela 5.15.

TABELA 5.15: Análise de variância para velocidade do pulso ultra-sônico.

RESUMO						
Grupo	Contagem	Soma	Média	Variância		
Celulose	6	43,11	7,185	0,25083		
Bagaço de Cana	6	41,67	6,945	0,01683		
ANOVA						
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F <sub>calculado</sub>	valor-P	F <sub>crítico</sub>
Entre grupos	0,1728	1	0,1728	<b>1,29119</b>	0,282326	<b>4,964603</b>
Dentro dos grupos	1,3383	10	0,13383			
Total	1,5111	11				

Os resultados apresentados na tabela 5.15 mostram que  $F_{\text{calculado}} < F_{\text{crítico}}$ , portanto a hipótese nula deve ser aceita. Então a fibra do bagaço de cana de açúcar não causa alteração significativa na velocidade do pulso ultra-sônico na mistura SMA.

A figura 5.11 apresenta o resultado do ensaio de velocidade do pulso ultra-sônico para os dois tipos de fibra.

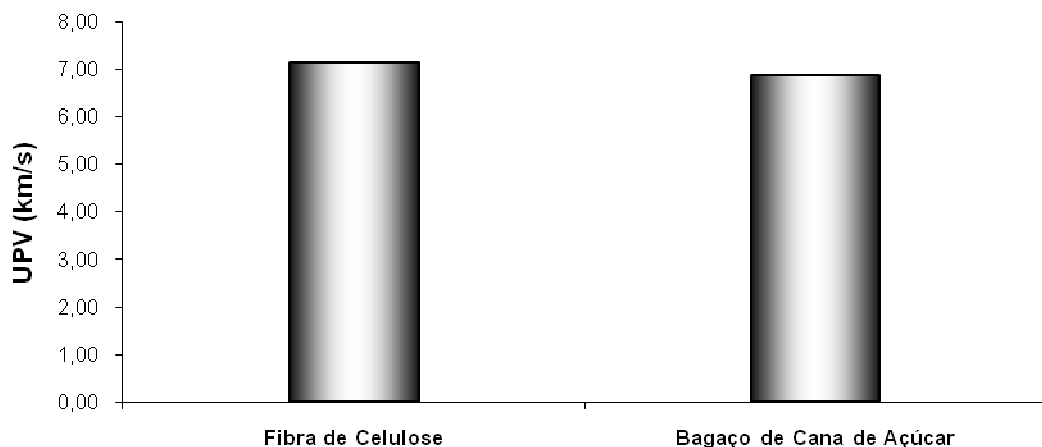


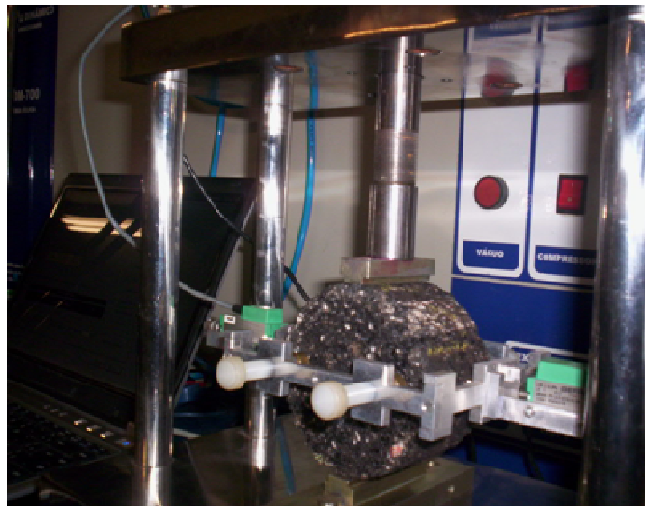
FIGURA 5.11: Velocidade do pulso ultra-sônico X Tipo de aditivo.

## 5.7 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

A determinação do módulo de resiliência foi feita segundo o método do DNIT ME 135/10, cujas etapas são descritas a seguir:

- Medir a altura e diâmetro de cada corpo de prova;
- Manter os corpos de prova na temperatura de a 25°C por duas horas;
- Colocar os corpos de prova na máquina de resiliência, entre os dois cabeçotes curvos, e fixar os transdutores tipo LVDT;
- Ajustar o pistão de carga no corpo de prova e determinar a menor carga capaz de sensibilizar o equipamento de aquisição de dados;
- Condicionar o corpo de prova através da aplicação de 200 vezes uma carga repetida com frequência de 1 Hz;
- Repetir a aplicação de carga a 300, 400 e 500 ciclos, na frequência de 1 Hz;
- Calcular o módulo de resiliência como média dos módulos obtidos para 300, 400 e 500 ciclos.

A figura 5.12 apresenta detalhes da execução do ensaio de módulo de resiliência.



**FIGURA 5.12:** Ensaio de módulo de resiliência.



Os resultados encontrados no ensaio de módulo de resiliência podem ser vistos na tabela 5.16.

TABELA 5.16: Resultados do ensaio de módulo de resiliência.

FIBRA	Módulo de Resiliência (MPa)	Média (MPa)
	2100	
	2216	
Fibra de Celulose	1737	2252
	3114	
	2168	
	2179	
	2547	
	1675	
Fibra de Bagaço de Cana	2851	2468
	2392	
	2290	
	3054	

Os resultados apresentados na tabela 5.16 foram analisados com apoio da ferramenta estatística análise de variância, através do seguinte teste de hipóteses:

$H_0$ : A fibra do bagaço de cana não altera o módulo de resiliência do SMA.

$H_1$ : A fibra do bagaço de cana altera o módulo de resiliência do SMA.

A análise de variância, com nível de significância  $\alpha = 0,05$ , é vista na tabela 5.17.

TABELA 5.17\; Análise de variância para o módulo de resiliência.

RESUMO						
Grupo	Contagem	Soma	Média	Variância		
Celulose	6	13514	2252,3333	209010,67		
Bagaço de Cana	6	14809	2468,1667	232526,97		
ANOVA						
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F <sub>calculado</sub>	valor-P	F <sub>crítico</sub>
Entre grupos	139752,08	1	139752,08	<b>0,6330246</b>	0,4447234	<b>4,9646027</b>
Dentro dos grupos	2207688,2	10	220768,82			
Total	2347440,3	11				

Verifica-se com base na tabela 5.17 que  $F_{\text{calculado}} < F_{\text{crítico}}$ , nesse caso a hipótese nula é aceita. Assim, a adição da fibra do bagaço de cana de açúcar não causa alteração significativa no módulo de resiliência do SMA.

A figura 5.13 apresenta o gráfico do resultado médio de módulo de resiliência para os dois tipos de fibra.

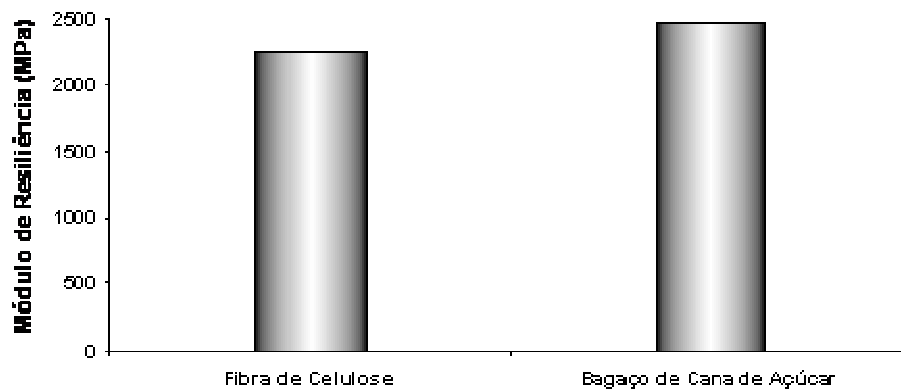
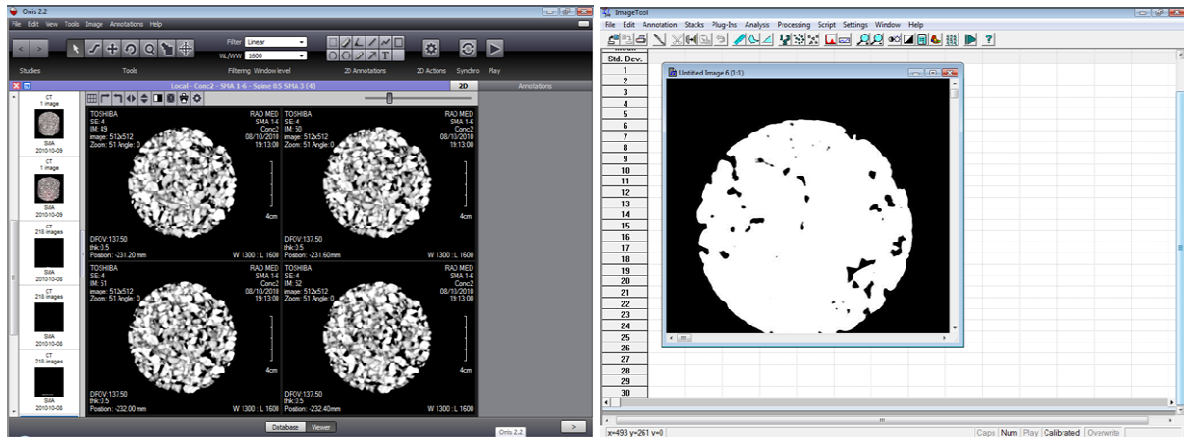


FIGURA 5.13: Módulo de resiliência X Tipo de aditivo.

## 5.8 TOMOGRAFIA COMPUTADORIZADA

As imagens de tomografia foram produzidas em fatias de 0,5 mm, no formato “*Digital Imaging and Communications in Medicine*” (DICOM). O programa “*Onis 2.2 Free Edition*” fez a transformação das imagens do formato DICOM para “*Joint*”

*Photographic Experts Group*” (JPG), além de produzir uma imagem 3D do corpo de prova. O processamento de imagens digitais envolve o realce de contraste, limiarização, remoção de ruídos, detecção de bordas e segmentação. As imagens digitais foram processadas com o auxílio do programa “*Uthscsa Image Tool*”. Detalhes dos programas usados no processamento das imagens são apresentados na figura 5.14.



**FIGURA 5.14:** Detalhes dos programas Onis 2.2 Free Edition e Uthscsa Image Tool.

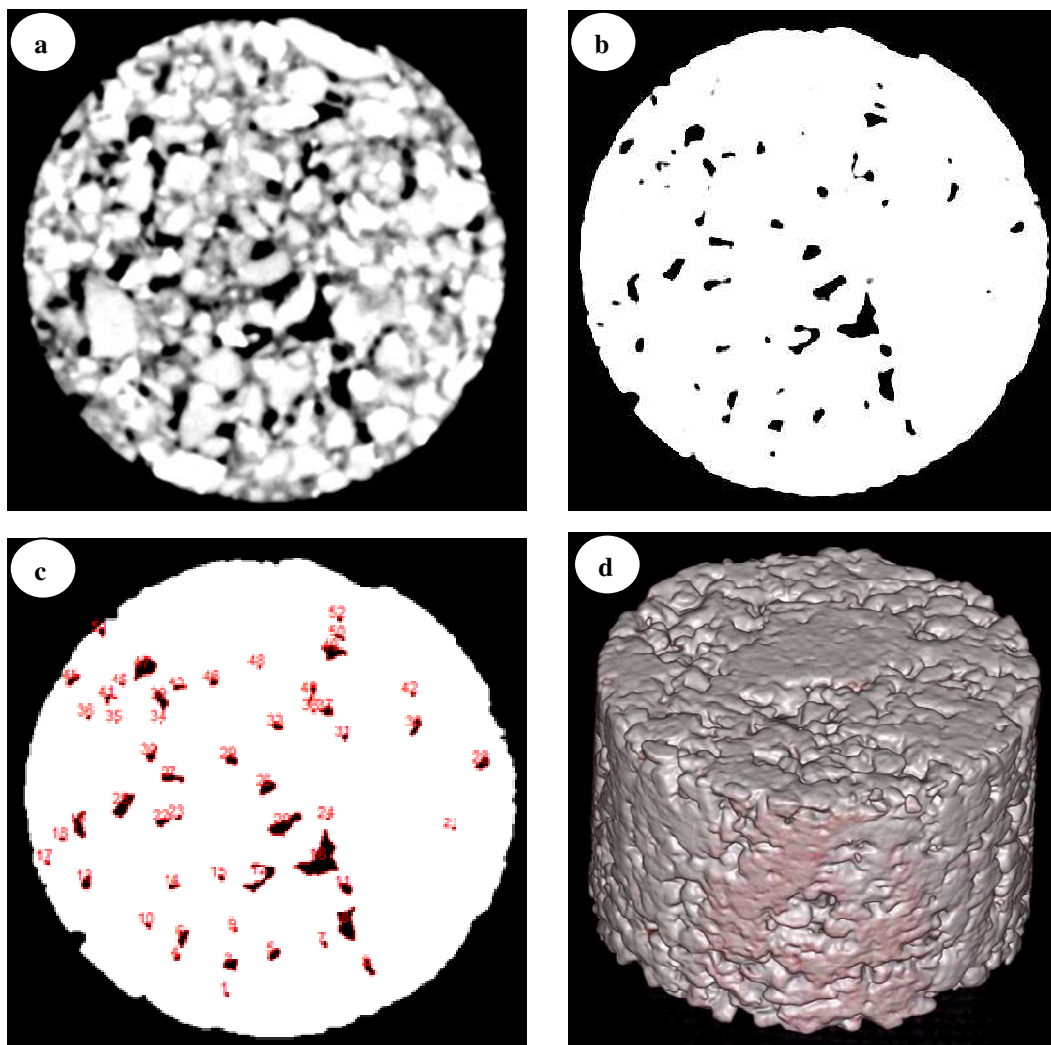
As imagens foram processadas para realçar os objetos de interesse, nesse caso os vazios. A área dos vazios em cada fatia do corpo de prova foi determinada e o percentual de vazios encontrado com a expressão:

$$\%v = \frac{A_v}{A_t} \times 100, \quad [5.1]$$

$A_v$  – Área de vazios;

$A_t$  – Área total da fatia.

Na figura 5.15 pode ser visto o processamento de uma fatia de corpo de prova e uma imagem desse corpo de prova em 3D. A imagem na forma “*Red, Green, and Blue*” (RGB) foi convertida em tons de cinza, aplicou-se o filtro médio 3X3 para remoção de ruídos, o contraste foi ajustado para realce dos vazios, foi feita a detecção de bordas e por fim foi determinada a área do vazio (preto).



**FIGURA 5.15:** Aplicação do filtro médio 3X3 para remoção de ruídos (a), ajuste do contraste para realce dos vazios (b), detecção de bordas e determinação da área de vazios (c), imagem do corpo de prova em 3D (d).

Foram analisadas doze fatias de cada corpo de prova, sendo quatro fatias de cada extremidade e quatro fatias do centro do corpo de prova. Os dados obtidos com o programa “*Uthscsa Image Tool*” foram usados em uma planilha Excel para cálculo dos percentuais de vazios. Os resultados da tomografia apresentados na tabela 5.18 são valores médios de quatro determinações.

TABELA 5.18: Resultados dos percentuais de vazios encontrados.

<b>Método</b>		<b>Tomografia</b>	<b>Convencional</b>	
CP nº	Posição da Fatia	Porcentagem de vazios (%)	Média (%)	Porcentagem de vazios (%)
1	Extremo	3,92	3,14	4,62
	Centro	1,68		
2	Extremo	3,81	4,34	4,39
	Extremo	2,50		
	Centro	3,88		
3	Extremo	6,65	4,36	4,81
	Extremo	3,87		
	Centro	3,43		
4	Extremo	5,80	3,04	4,96
	Extremo	4,96		
	Centro	1,47		
5	Extremo	2,68	4,67	4,40
	Extremo	5,82		
	Centro	2,29		
6	Extremo	5,89	4,75	4,51
	Extremo	6,76		
	Centro	2,75		
	Extremo	4,73		

Foram aplicados dois testes estatísticos de hipóteses aos resultados da Tabela 5.18. O nível de significância  $\alpha = 0,05$  foi adotado para os dois testes.

O primeiro teste utilizou a distribuição de Fischer para verificar se as técnicas de ensaio exerciam influência sobre as médias dos resultados obtidos. O teste de hipóteses feito foi o seguinte:

$H_0$ : A tomografia computadorizada não altera o resultado percentual de vazios do SMA.

$H_1$ : A tomografia computadorizada altera o resultado percentual de vazios do SMA.

A tabela 5.19 mostra a análise de variância aplicada aos resultados de percentual de vazios do SMA.

TABELA 5.19: Análise de variância para o percentual de vazios.

RESUMO

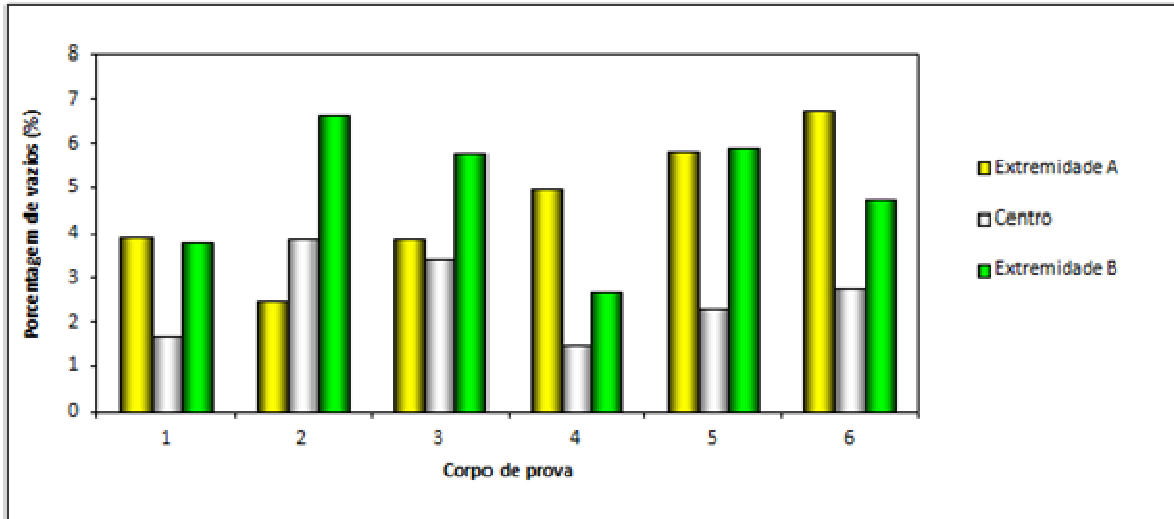
Grupo	Contagem	Soma	Média	Variância
%v Convencional	6	27,69	4,615	0,05299
%v Tomografia	6	26,57	4,428333	0,522297

ANOVA

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	$F_{\text{calculado}}$	valor-P	$F_{\text{crítico}}$
Entre grupos	0,104533	1	0,104533	<b>0,363413</b>	0,560039	<b>4,964603</b>
Dentro dos grupos	2,876433	10	0,287643			
Total	2,980967	11				

Na tabela 5.19 obteve-se  $F_{\text{crítico}} = 4,964$  e  $F_{\text{calculado}} = 0,363$ , logo  $F_{\text{calculado}} < F_{\text{crítico}}$ , indicando que a hipótese nula ( $H_0$ ) foi aceita, isto é, não existe influência significativa da técnica sobre a média obtida.

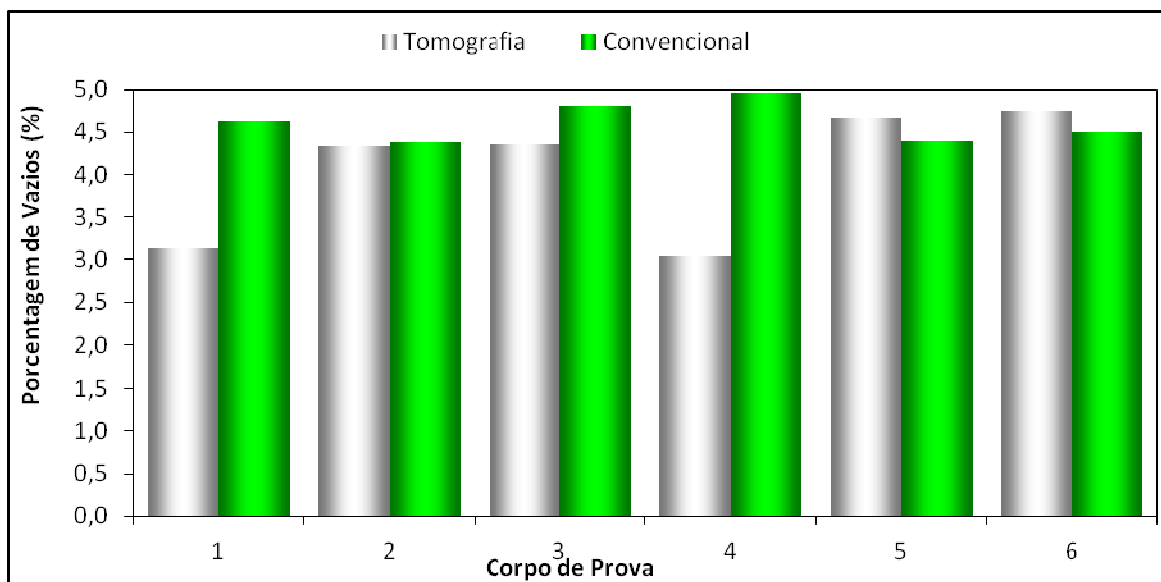
A figura 5.16 mostra o teor de vazios em função da posição da fatia no corpo de prova.



**FIGURA 5.16:** Tomografia: Teor de vazios e posição da fatia.

Nessa figura nota-se que as fatias do meio do corpo de prova apresentam tendência de menor percentual de vazios.

Na figura 5.17 podem ser vistos os percentuais de vazios obtidos pelo método convencional e pelo método da tomografia computadorizada. A diferença observada nos corpos de prova pode ter sido causada pela escolha das fatias para análise de vazios, pois de um total de aproximadamente 180 fatias foram selecionadas 12 fatias para análise.



**FIGURA 5.17:** Percentual de vazios: método convencional e tomografia computadorizada.

Os percentuais de vazios obtidos com as imagens de tomografia computadorizada foram semelhantes aos obtidos através do método convencional. Através da tomografia pode-se verificar que o percentual de vazios varia ao longo da espessura do corpo de prova.

No caso das misturas SMA, a imagem da tomografia computadorizada permite observar a textura superficial e o contato grão a grão dos agregados graúdos.



## **6 CONSTRUÇÃO DO TRECHO EXPERIMENTAL**

Nesse capítulo faz-se a descrição da construção do trecho experimental na restauração da BR 356, para avaliação do desempenho da mistura SMA com bagaço de cana de açúcar como aditivo estabilizante, no campo. Assim, inicialmente foi feito um estudo do tráfego, seguido da avaliação do pavimento existente. Depois foram estabelecidos trechos homogêneos. Imediatamente após, foi definido o projeto de restauração para cada segmento homogêneo. Por fim foi construído o trecho experimental e realizados ensaios de campo.

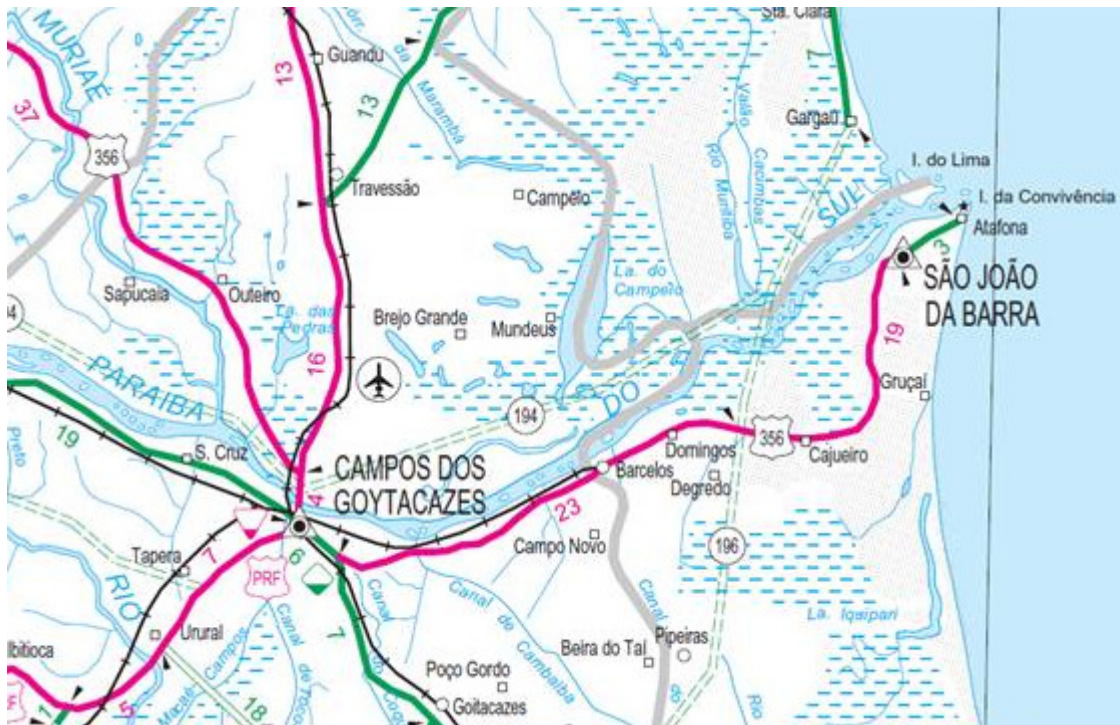
### **6.1 CARACTERÍSTICAS DA BR 356/RJ**

A BR 356/RJ localiza-se na porção setentrional da serra da Mantiqueira, à margem esquerda do rio Muriaé, passando pelos municípios de Itaperuna, Italva e Cardoso Moreira. Entre Campos e São João da Barra a rodovia atravessa uma região de planície, situando-se à margem esquerda do rio Paraíba do Sul até a sua foz.

O trecho experimental foi construído, por meio de parceria com a Empresa CAMTER Construções e Empreendimentos S.A., no segmento Campos-Atafona (km 146,5 ao Km 187,7), com extensão de 41,2 Km com a estaca 7.000 em Campos e 9057 em Atafona (Figura 6.1).

A última grande intervenção na rodovia BR 356 no trecho divisa do estado do Rio de Janeiro com o estado de Minas Gerais ao município de São João da Barra – RJ aconteceu a cerca de 30 anos. A restauração da rodovia foi constituída de execução de acostamento, reforço do pavimento existente com uma camada de concreto asfáltico e reconstrução com melhoria da geometria em alguns pontos.

Em 2008 a BR 356 encontrava-se em elevado grau de deterioração, conforme mostrou o inventário do pavimento. A construção do Complexo Portuário do Açú, a partir de 2007, gerou elevado volume de tráfego que comprometeu ainda mais o pavimento da rodovia BR 356. Assim, foi feita uma avaliação da condição do pavimento para o projeto de reabilitação ou reconstrução.



**FIGURA 6.1:** BR 356 trecho Campos – Atafona.

Fonte: DNIT, 2009.

## 6.2 INVENTÁRIO DA BR 356 TRECHO CAMPOS DOS GOYTACAZES – SÃO JOÃO DA BARRA / RJ

Apresenta-se o levantamento da condição do pavimento referente ao lote 3 que inicia-se no quilômetro 146,5 na cidade de Campos dos Goytacazes, prosseguindo até o quilômetro 187,7 em São João da Barra, numa extensão total de 41,2 km. Nesse trecho, a rodovia é em pista simples de 3,5 m de largura, com revestimento em concreto asfáltico apresentando alto grau de degradação, além de possuir grandes seguimentos sem acostamento. A topografia plana região geográfica onde esse trecho está localizado permitiu o traçado de uma rodovia de

geometria caracterizada por grandes tangentes e curvas horizontais de grandes raios.

### 6.2.1 Estrutura do Pavimento

A estrutura da rodovia é constituída de um revestimento em concreto asfáltico com espessura variando de 6 a 10 cm. A base é composta de solo laterítico pedregulhoso com espessura entre 17 e 25 cm. Solo laterítico também foi usado na construção da sub-base, com espessura de 22 a 26 cm. Argila e areia argilosa foram os materiais predominantes no sub-leito. A figura 6.2 apresenta a estrutura típica média do pavimento da BR 356 trecho Campos dos Goytacazes – São João da Barra.



**FIGURA 6.2:** Estrutura típica da BR 356 trecho Campos – Atafona.

### 6.2.2 Características do Tráfego

O estudo de tráfego possibilitou definir o comportamento da frota e o nível de solicitação do pavimento, permitindo dimensionar o reforço da estrutura para devolver à rodovia um nível de serventia adequado, garantindo maior conforto e segurança do usuário.

Para o cálculo do número “N” de solicitações do eixo padrão foi feita uma contagem de tráfego para determinação do volume médio diário (VMD). A tabela 6.1 apresenta o resumo da contagem de veículos realizada no período de 4 a 10 de maio de 2009.

TABELA 6.1: Cálculo do volume médio diário.

Tipo de Veículo	04/05	05/05	06/05	07/05	08/05	09/05	10/05	Total	Comercial
Utilitário	1535	1078	932	963	1482	2510	2807	1615	-
Ônibus	160	252	221	173	217	146	208	197	197
2C	191	333	248	276	330	166	139	240	240
3C	722	782	887	677	772	529	381	707	707
2S2	1	4	5	0	3	3	1	2	2
3S2	18	36	35	10	99	73	16	41	41
3S3	0	0	3	5	3	5	1	2	2
3D4	26	26	8	18	42	27	16	23	23
3T6	4	14	1	3	5	8	4	6	6
<b>Total</b>	<b>2658</b>	<b>2751</b>	<b>2376</b>	<b>2163</b>	<b>2984</b>	<b>3485</b>	<b>3583</b>	<b>2857</b>	<b>1242</b>

Foi levado em consideração o acréscimo de tráfego originado pelo transporte de pedras para construção do quebra mar do Porto do Açú, nos dois primeiros anos de projeto. Assim, o número “N” foi a soma do calculado para um período de projeto de 10 anos mais o número “N” gerado com a construção do porto.

A tabela 6.2 apresenta o cálculo do número “N” pelo método do United States Army Corps of Engineers (USACE) e American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Considerou-se:

- Período de projeto: 10 anos;
- Taxa de crescimento anual: 3 %;
- Fator direcional: 0,5;
- Fator de veículo USACE;
- Fator de veículo AASHTO;
- Fator climático regional: 1,0.

TABELA 6.2: Cálculo do número “N” para um período de 10 anos.

<b>Método</b>	<b>“N” sem tráfego do porto</b>	<b>“N” com tráfego do porto</b>	<b>“N” para o tráfego total</b>
AASHTO	$6,49 \times 10^6$	$7,03 \times 10^5$	$7,19 \times 10^6$
USACE	$2,07 \times 10^7$	$2,11 \times 10^6$	$2,28 \times 10^7$

### 6.2.3 Avaliação Funcional da BR 356

Foi feito um inventário dos defeitos superficiais encontrados na BR 356, trecho Campos-São João da Barra, que permitiu o cálculo do IGG.

Na tabela 6.3 são mostrados valores médios do IGG para cada segmento homogêneo.

TABELA 6.3: Valor médio do IGG.

SEGMENTO HOMOGÊNEO			IGG
N°	Estaca Inicial	Estaca Final	
1	7000	7092	39
2	7092	7150	141
3	7150	7176	65
4	7176	7240	145
5	7240	7275	176
6	7275	7315	126
7	7315	7330	166
8	7330	7400	136
9	7400	7455	177
10	7455	7520	132
11	7520	7553	122

12	7553	7615	136
13	7615	7682	127
14	7682	7725	109
15	7725	7860	128
16	7860	7890	178
17	7890	7987	135
18	7987	8148	136
19	8148	8430	140
20	8430	8831	128
21	8831	9057	78

A condição superficial do trecho avaliado pode ser assim resumida em percentuais da extensão:

Conceito ótimo ( $IGG < 20$ ) – 0 %;

Conceito bom a regular ( $20 < IGG \leq 80$ ) – 16,7 %;

Conceito mau ( $80 < IGG \leq 160$ ) – 75,1 %;

Conceito péssimo ( $IGG > 160$ ) – 8,2 %.

#### **6.2.4 Avaliação Estrutural da BR 356**

Os métodos destrutivos de avaliação estrutural de pavimentos implicam na remoção de partes das camadas do pavimento para avaliação das suas características e condições "in loco" e extração de amostras para ensaios de laboratório. Já os métodos não destrutivos permitem inferir as condições estruturais sem danificar o pavimento, mediante ensaios executados na superfície do revestimento, em que se avalia a resposta do pavimento a uma carga (CAVALCANTE, 2005).

Foram abertos poços de sondagem (Figura 6.3) a cada dois quilômetros com coleta de amostras para ensaios de laboratório. Nos poços de sondagem foram coletadas amostras das camadas granulares de base, sub-base e subleito. As amostras de solo foram submetidas aos ensaios de granulometria, limite de liquidez, limite de plasticidade, compactação e índice de suporte Califórnia.



**FIGURA 6.3:** Abertura de poços de sondagem.

A tabela 6.4 resume os resultados obtidos dos materiais coletados nos poços de sondagem.

TABELA 6.4: Espessura, caracterização e ISC das camadas granulares.

SEGMENTO HOMOGÊNEO			BASE		SUB-BASE		SUBLEITO	
Nº	Estaca Inicial	Estaca Final	Esp. (cm)	ISC (%)	Esp. (cm)	SC (%)	SC (%)	S (%)
1	7000	7092	20	30	24	18	8	35 a 65
2	7092	7150	25	30	23	16	9	35 a 65
3	7150	7176	24	30	26	18	9	35 a 65
4	7176	7240	21	22	23	17	9	35 a 65
5	7240	7275	25	35	25	15	8	35 a 65
6	7275	7315	23	33	24	18	8	35 a 65
7	7315	7330	21	25	23	15	10	35 a 65
8	7330	7400	23	30	22	20	9	35 a 65
9	7400	7455	20	30	26	20	9	35 a 65
10	7455	7520	17	34	25	16	10	35 a 65
11	7520	7553	18		24	19	8	35 a 65
12	7553	7615	19	29	24	18	10	35 a 65
13	7615	7682	21	25	25	20	10	35 a 65
14	7682	7725	21	26	26	18	10	35 a 65
15	7725	7860	18	30	25	18	10	35 a 65
16	7860	7890	20	30	23	17	9	35 a 65
17	7890	7987	18	30	25	20	9	35 a 65
18	7987	8148	25	23	24	17	8	35 a 65
19	8148	8430	25	25	23	15	9	35 a 65
20	8430	8831	17	23	22	19	10	35 a 65
21	8831	9057	22	25	24	18	8	35 a 65



As deflexões obtidas em levantamento com viga Benkelman foram determinadas a cada 40m. A tabela 6.5 mostra de forma resumida a deflexão característica de cada trecho homogêneo.

TABELA 6.5: Deflexão característica

Segmento Homogêneo				Segmento Homogêneo			
Nº	Estaca Inicial	Estaca Final	D <sub>c</sub> (0,01) mm	Nº	Estaca Inicial	Estaca Final	D <sub>c</sub> (0,01) mm
1	7000	7092	52,1	11	7520	7553	130,8
2	7092	7150	96,9	12	7553	7615	98,1
3	7150	7176	49,6	13	7615	7682	73,2
4	7176	7240	75,6	14	7682	7725	87,6
5	7240	7275	126,8	15	7725	7860	90,3
6	7275	7315	95,3	16	7860	7890	124,2
7	7315	7330	123,2	17	7890	7987	72,1
8	7330	7400	74,3	18	7987	8148	77,5
9	7400	7455	122,7	19	8148	8430	72,3
10	7455	7520	76,2	20	8430	8831	80,3
				21	8831	9057	42,5

### 6.3 PROJETO DE RESTAURAÇÃO DA BR 356

Para restauração da BR 356 foi adotado o método do DNIT PRO 269/94 – Projeto de Restauração de Pavimentos Flexíveis e PRO 11/79 – Avaliação Estrutural dos Pavimentos Flexíveis. O método do DNIT PRO 269/94 permite além do cálculo do reforço simples, verificar a viabilidade e dimensionamento da reciclagem do revestimento existente.

O material do subleito foi classificado de acordo com o ISC encontrado e a porcentagem de silte (S%) na fração que passa na peneira nº 200, como apresentado na tabela 6.6.

TABELA 6.6: Grupo do solo quanto ao ISC e percentagem de silte.

ISC	S (%)		
	≤ 35	35 a 65	> 65
≥ 10	I	II	III
6 a 9	II	II	III
2 A 5	III	III	III

A espessura efetiva do revestimento betuminoso foi dada pela seguinte expressão:

$$H_{ef} = -5,737 + \frac{807,961}{D_c} + 0,972 \times I_1 + 4,101 \times I_2, \text{ onde:} \quad [6.1]$$

$H_{ef}$  – Espessura efetiva do revestimento;

$D_c$  – Deflexão característica;

$I_1$  e  $I_2$  – Constantes relacionadas às características resilientes da camada de solo.

Calcula-se a espessura da camada de reforço através da seguinte equação:

$$H_R = -19,015 + \frac{238,14}{\sqrt{\bar{D}}} + 1,357 H_{ef} + 1,016 \times I_1 + 3,893 \times I_2, \text{ onde:} \quad [6.2]$$

$H_R$  – Espessura da camada de reforço;

$\bar{D}$  – Deflexão máxima admissível.

Nos trechos onde a reciclagem foi necessária, foi usada a seguinte expressão:

$$\bar{D}_c = D_c \left[ \frac{h_e}{h_c} \left( \mu^{\frac{1}{3}} - 1 \right) + 1 \right]^{-1,324}, \text{ onde:} \quad [6.3]$$

$\bar{D}_c$  – Deflexão característica de projeto do pavimento reciclado, correspondente a espessura  $h_c$ ;

$D_c$  – Deflexão de projeto;

$h_e$  – Espessura da camada betuminosa existente (cm);

$h_c$  – Espessura de corte (cm);

$\mu$  – Relação modular.

A reabilitação de cada segmento homogêneo foi baseada na intensidade e gravidade dos defeitos observados. Foram adotadas as soluções apresentadas na tabela 6.7.

TABELA 6.7: Solução para reforço do pavimento da BR 356 pelo Método DNER PRO 269/94.

N°	SEGMENTO HOMOGÊNEO		MEDIDA	$H_e$ (cm)	$H_R$ (cm)	ESPESSURA Revestimento (cm)
	Estaca Inicial	Estaca Final				
1	7000	7092	Correção Superficial	7,0	7,0	0
2	7092	7150	Reforço	6,7	7,0	6
3	7150	7176	Correção Superficial	7,0	7,0	0
4	7176	7240	Reforço	5,9	5,0	4
5	7240	7275	Reconstrução	1,6	11,0	9
6	7275	7315	Reforço	3,7	8,0	6
7	7315	7330	Reconstrução	1,8	11,0	9
8	7330	7400	Reforço	6,1	5,0	4
9	7400	7455	Reconstrução	1,8	11,0	9
10	7455	7520	Reforço	5,8	5,0	4
11	7520	7553	Reconstrução	1,4	11,0	9
12	7553	7615	Reforço	6,6	7,0	6
13	7615	7682	Reforço	6,3	5,0	4
14	7682	7725	Reforço	5,0	9,0	7

15	7725	7860	Reforço	4,0	11,0	7
16	7860	7890	Reconstrução	1,7	11,0	9
17	7890	7987	Reforço	6,0	5,0	4
18	7987	8148	Reforço	5,7	6,0	4
19	8148	8430	Reforço	6,0	5,0	4
20	8430	8831	Reforço	8,0	5,0	4
21	8831	9057	Correção Superficial	7,0	4,0	0

#### 6.4 CONSTRUÇÃO DO TRECHO EXPERIMENTAL

O trecho experimental foi construído na pista sentido Campos-Atafona, próximo ao município de São João da Barra, com cerca de 50 m de extensão e largura de 3,5 m, iniciando-se na estaca 8229 e finalizando-se na estaca 8231. Nesse trecho o pavimento apresentava uma qualidade estrutural regular, dessa maneira a aplicação do SMA funcionou como reforço do pavimento.

A figura 6.4 mostra a imagem de satélite com localização do trecho experimental assinalada pelo círculo pontilhado.



**FIGURA 6.4:** Localização do trecho experimental.

Fonte: Google.

### 6.4.1 Usinagem

A usinagem da mistura SMA foi feita em uma usina asfática portátil, contrafluxo de mistura externa, localizada no canteiro de obras da empresa CAMTER, distante 20 km do local de aplicação. Na figura 6.5 pode ser visto um aspecto geral da usina em funcionamento.



**FIGURA 6.5:** Aspectos da usina de asfalto em funcionamento.

A calibração da usina de asfalto foi feita alimentando-se o sistema de controle com os dados: percentual de agregados e ligante asfáltico, densidade e umidade dos agregados. O teor de fibra do bagaço de cana foi aplicado ao teor de fíler e a dosagem foi feita diretamente no silo de fíler.

A figura 6.6 mostra detalhes do painel de controle de produção da usina de asfalto.



**FIGURA 6.6:** Painel de controle da usina de asfalto.

A adição do bagaço de cana no processo de usinagem da mistura SMA foi feita manualmente ao silo de fíler. As partículas do bagaço de cana de açúcar ficaram bastante dispersas quando secas, peneiradas e adicionadas ao fíler. Esse procedimento não causou nenhum problema ao sistema de alimentação de fíler.

Na figura 6.7 é mostrado o processo de adição do bagaço ao silo de fíler.



**FIGURA 6.7:** Adição manual do bagaço de cana ao silo de fíler.

Durante a produção do SMA em usina, a 175 °C, observou-se a boa distribuição da fibra do bagaço de cana ( $\varnothing < 1,2$  mm). A avaliação visual da mistura constatou a boa distribuição da fibra do bagaço de cana, sem formação de grumos,

observou ainda que não houve segregação nem escorrimento. A figura 6.8 mostra a aparência da mistura SMA produzida com bagaço de cana de açúcar como aditivo estabilizante.



**FIGURA 6.8:** Aparência da mistura SMA em usina.

#### 6.4.2 Transporte e Aplicação

A distância de transporte do SMA até o local de aplicação foi cerca de 20 km, não sendo necessário acréscimo de temperatura em função da distância de transporte. Foi aplicada uma pintura de ligação com emulsão asfáltica ao revestimento antigo e a camada de SMA espalhada com 4 cm de espessura. A descarga da mistura na vibro-acabadora aconteceu normalmente, não observou-se aderência do SMA à caçamba do caminhão, apesar do alto teor de asfalto borracha. A conformação da junta longitudinal foi realizada com rastelo. Na figura 6.9 são mostrados detalhes da aplicação do SMA no trecho experimental.



**FIGURA 6.9:** Aplicação da mistura SMA na BR 356.

### 6.4.3 Compactação

No trecho experimental, a compactação foi iniciada imediatamente após o espalhamento do SMA feito pela vibro-acabadora, na temperatura de 165 °C. Em função da dificuldade de realização de trabalho manual, um cuidado especial foi necessário com a confecção da junta longitudinal. A primeira passada do rolo foi na parte quente, deixando-se uma faixa de aproximadamente 15 cm junto ao revestimento já executado, para conformação da junta longitudinal. Não houve ondulação do SMA à frente do rolo, também não foi observada aderência da massa ao rolo. A figura 6.10 apresenta detalhes da compactação e o aspecto final do SMA na pista experimental.



**FIGURA 6.10:** Compactação do SMA.



## **7 DESEMPENHO DO SMA NO CAMPO, RESULTADOS E ANÁLISES**

A deterioração dos pavimentos está ligada a fatores como tráfego, clima e projeto. O monitoramento dos pavimentos através de ensaios de campo pode facilitar o plano de manutenção, de modo que o usuário não perca as condições de trafegabilidade, conforto e segurança. Nesse capítulo são apresentados ensaios usados para avaliar o desempenho no campo do SMA com bagaço de cana de açúcar como aditivo estabilizante.

Depois da construção do trecho experimental, foram realizados ensaios para avaliação do revestimento SMA. Para isso foram empregados os ensaios de mancha de areia, drenabilidade, pêndulo britânico, medida do afundamento na trilha de roda e medida de deflexões com viga Benkelman. Os ensaios de mancha de areia, drenabilidade, pêndulo britânico foram feitos para avaliação da micro e macrotextura do SMA, por ser uma mistura asfáltica rugosa de graduação descontínua. Os ensaios de afundamento na trilha de roda e deflexões com viga Benkelman foram feitos após 18 meses depois da construção do trecho experimental para garantir que estariam fora da fase de consolidação do pavimento, período que dura normalmente de 6 a 8 meses após a construção.

### **7.1 MANCHA DE AREIA**

O ensaio foi feito com areia de diâmetro compreendido entre 0,15 e 0,3 mm. Um volume conhecido de areia foi espalhado na superfície do revestimento com um disco de neopreme, em movimentos circulares. Foram feitas pelo menos três medidas de diâmetro da mancha e calculada a média. O método ASTM E 965/96 foi usado para execução desse ensaio.

A figura 7.1 mostra a execução do ensaio.



**FIGURA 7.1:** Ensaio de mancha de areia.

A tabela 7.1 apresenta os resultados do ensaio de mancha de areia.

TABELA 7.1: Resultados do ensaio de mancha de areia.

<b>Ensaio</b>	<b>Mancha de areia – HS (mm)</b>
1	0,66
2	0,71
3	0,71
4	0,72
5	0,71
6	0,71
<b>Média</b>	<b>0,70</b>

A norma do DNIT 112/2009 estabelece como parâmetro de macrotextura a altura da mancha de areia (HS):  $0,6 \text{ mm} \leq \text{HS} \leq 1,2 \text{ mm}$ . Verifica-se, com base nos dados apresentados na tabela 7.1, que o revestimento SMA com bagaço de cana como aditivo estabilizante atende aos parâmetros estabelecidos pela norma citada.

## 7.2 DRENABILIDADE

O ensaio de drenabilidade foi feito conforme APS (2000), usando o modelo de drenômetro desenvolvido pelo Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade São Paulo. A figura 7.2 mostra detalhes do ensaio.



**FIGURA 7.2:** Ensaio de drenabilidade.

Na tabela 7.2 podem ser vistos os resultados do ensaio de drenabilidade.

TABELA 7.2: Resultados do ensaio de drenabilidade.

<b>Ensaio</b>	<b>Drenabilidade (l/s)</b>
1	0,024
2	0,025
3	0,019
4	0,019
5	0,022
6	0,024
<b>Média</b>	<b>0,022</b>

De acordo com APS (2000), pode-se obter correlação entre o ensaio mancha de areia e drenabilidade para determinação da macrotextura de revestimentos. Foi

feita uma análise de regressão para os resultados dos ensaios de mancha de areia e drenabilidade

A avaliação da correlação entre os ensaios de drenabilidade e mancha de areia foi feita por uma análise de regressão, com  $\alpha = 0,05$ .

Considerando-se  $y = \beta_0 + \beta_1 x + \varepsilon$ , com  $\beta_0$ ,  $\beta_1$  e  $\varepsilon$ , respectivamente coeficiente linear, coeficiente angular e erro aleatório, o teste F para a significância da regressão linear foi:

$H_0$ : Não existe tendência linear –  $\beta_1 = 0$

$H_1$ : Existe tendência linear –  $\beta_1 \neq 0$

Os resultados da análise de regressão são apresentados na tabela 7.3.

TABELA 7.3: Análise da regressão Drenabilidade X Mancha de Areia.

R múltiplo	0,4326							
R-Quadrado	0,1871							
R-quadrado ajustado	-0,01606							
Erro padrão	0,021775							
Observações	6							
ANOVA								
	Gl	SQ	MQ	$F_{\text{calculado}}$	$F_{\text{crítico}}$			
Regressão	1	0,000437	0,0004	<b>0,921</b>	<b>0,392</b>			
Resíduo	4	0,001897	0,000474					
Total	5	0,002333						
	Coeficientes	Erro padrão	Stat t	valor-P	95% inferiores	95% superiores	Inferior 95,0%	Superior 95,0%
Interseção	0,782	0,0823	9,50361	0,001	0,553	1,010	0,553	1,010
Variável X 1	-3,541	3,689	-0,960	0,392	-13,784	6,703	-13,784	6,703

A análise da regressão, feita a partir da tabela 7.3, permitiu concluir que a regressão é significativa para correlação entre os ensaios de drenabilidade e mancha de areia,  $F_{\text{calculado}} > F_{\text{crítico}}$ , demonstrando que a hipótese nula deve ser rejeitada.

### 7.3 PÊNDULO BRITÂNICO

Uma camada de revestimento com boa aderência é um dos fatores que contribuem para segurança nas rodovias. Foi usado o método ASTM E 303-93 para determinação do valor de resistência à derrapagem com o pêndulo britânico. A figura 7.3 apresenta detalhes do ensaio.



**FIGURA 7.3:** Ensaio de pêndulo britânico.

Os resultados encontrados com o ensaio de pêndulo britânico são apresentados na tabela 7.4.

TABELA 7.4: Resultados do ensaio de pêndulo britânico.

<b>Ensaio</b>	<b>Pêndulo Britânico (VRD)</b>
1	54,8
2	47,2
3	48,5
4	49,5
5	44,2
6	60,2
<b>Média</b>	<b>52,0</b>

A norma do DNIT ES 112/2009 determina o valor mínimo de microtextura usando o ensaio de pêndulo britânico:  $VRD \geq 47$ . Verifica-se, com base nos dados apresentados na tabela 7.4, que o revestimento SMA com bagaço de cana como

aditivo estabilizante mostra valor acima do valor mínimo estabelecido por essa norma.

#### 7.4 AFUNDAMENTO NA TRILHA DE RODA

As medidas das flechas foram feitas na trilha de roda externa, dezoito meses após a construção do trecho experimental, de acordo com o procedimento proposto e pela Norma DNIT 006/2003-PRO. O afundamento na trilha de roda foi feito com dezoito meses de construção em função do volume de tráfego gerado pelos caminhões durante a construção do Porto do Açú. A figura 7.4 mostra a execução do ensaio.



**FIGURA 7.4:** Ensaio de afundamento na trilha de roda.

A tabela 7.5 apresenta os resultados encontrados.

TABELA 7.5: Afundamento na trilha de roda.

Ensaio	Afundamento na trilha de roda (mm)
1	1
2	0
3	0
4	0
5	1
6	0
<b>Média</b>	<b>0,3</b>

Os dados apresentados na tabela 7.5 mostram valores baixos das flechas após dezoito meses de abertura ao tráfego.

#### 7.5 MEDIDA DE DEFLEXÕES COM VIGA BENKELMAN

Foi usado o método DNIT 133/2010 para delineamento das bacias de deflexões. As medidas foram feitas antes da execução do trecho experimental e dezoito meses após a construção. A figura 7.5 mostra detalhes da execução do ensaio.



**FIGURA 7.5:** Medida de deflexões.

A tabela 7.6 apresenta os resultados das medidas das bacias de deflexões antes e depois da construção do trecho experimental.

TABELA 7.6: Medidas das bacias de deflexões.

Distância (cm)	Bacias antes da construção (0,01 mm)		Bacias depois da construção (0,01 mm)	
	Estaca 8229	Estaca 8231	Estaca 8229	Estaca 8231
	0	91	83	42
25	84	75	34	52
50	72	64	18	32
75	58	49	10	18
100	49	35	4	18
125	42	29	4	12
150	36	23	2	12
175	27	20	2	10
200	21	14	2	10
225	12	11	2	6
250	5	5	0	6
275	0	2	0	0
300	0	0	0	0

Os dados apresentados na tabela 7.6 demonstram que houve redução da deflexão máxima após dezoito meses de construção do trecho experimental. Nas figuras 7.6 e 7.7 são apresentadas as bacias de deflexão antes e depois da construção do trecho experimental.



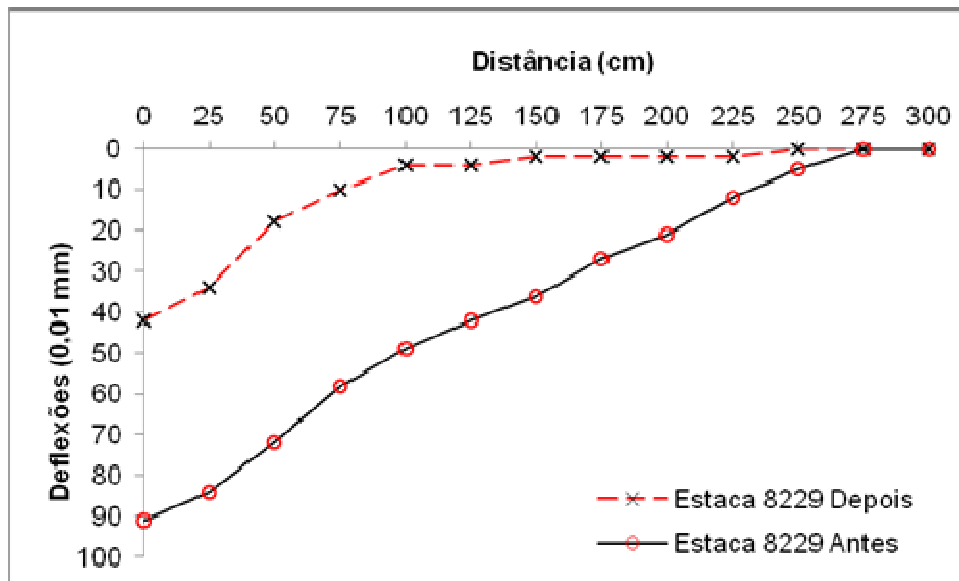


FIGURA 7.6: Bacias de deflexões antes e depois da construção do trecho experimental.

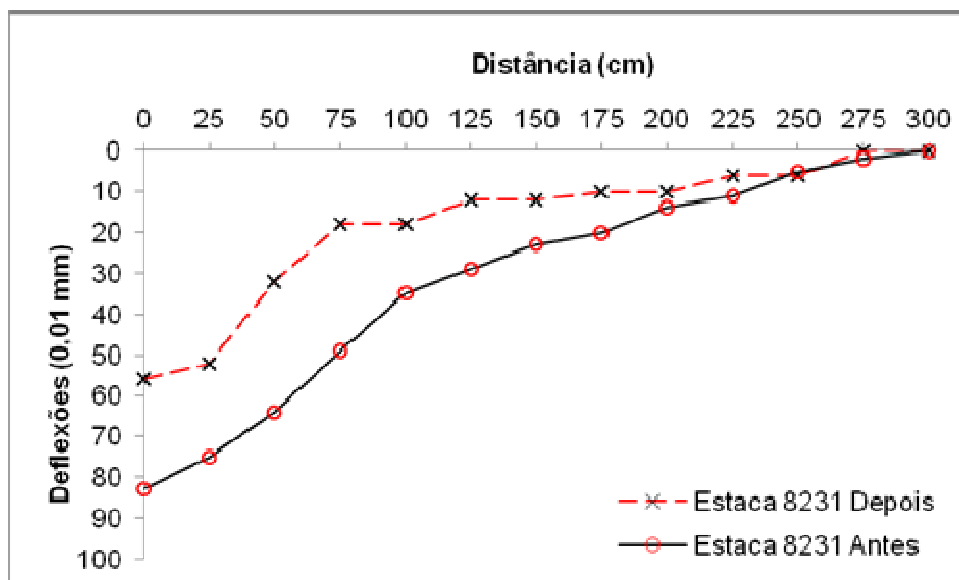


FIGURA 7.7: Bacias de deflexões antes e depois da construção do trecho experimental.

## 8 CONCLUSÕES

Sustentabilidade tem sido uma meta que diversos setores produtivos procuram alcançar. Ao longo desse estudo foi verificada a possibilidade da substituição da fibra de celulose pelo bagaço de cana de açúcar nas misturas SMA. Além disso, o uso do asfalto modificado por borracha moída de pneus demonstrou a conexão dessa pesquisa com o desenvolvimento sustentável, já que possibilitou o aproveitamento de dois resíduos industriais.

Com base nos resultados encontrados no estudo de laboratório, pode-se concluir sobre a substituição da fibra de celulose pelo bagaço de cana de açúcar na mistura asfáltica SMA, que:

- Os resultados do ensaio de sensibilidade ao escorrimento demonstraram que a fibra do bagaço de cana conseguiu controlar o escorrimento, com resultado inferior ao máximo encontrado na literatura;
- A mistura SMA produzida com bagaço de cana de açúcar apresentou resultado de estabilidade Marshall semelhante à mistura SMA feita com a fibra de celulose;
- Quanto à resistência à tração, as misturas SMA produzidas com os dois tipos de fibra: celulose e bagaço de cana de açúcar apresentaram resultados bem próximos, mas pode ser observado um aumento na resistência à tração para a mistura produzida com o bagaço de cana de açúcar;
- O dano por umidade induzida (Lottmam Modificado) apresentou resultados satisfatórios para as duas misturas SMA, tanto para a produzida com fibra de celulose quanto para a que usou a fibra de celulose, com resultados parecidos para as duas misturas;

- O resultado do ensaio de desgaste Cantabro não sofreu nenhuma alteração devido à adição do bagaço de cana de açúcar em substituição à fibra de celulose, na mistura asfáltica SMA;
- O resultado do ensaio de velocidade do pulso ultra-sônico mostrou valores mistura asfáltica SMA produzida com fibra de celulose foram semelhantes aos da produzida com o bagaço de cana de açúcar;
- De acordo com os resultados encontrados no ensaio de módulo de resiliência, pode-se concluir que os resultados não são alterados devido à substituição da fibra de celulose pelo bagaço de cana de açúcar. Nesse caso, assim como foi observado na resistência à tração, houve um aumento no módulo de resiliência para a mistura produzida com o bagaço de cana de açúcar;
- O ensaio de tomografia computadorizada mostrou que o percentual de vazios é menor no terço médio dos corpos de prova, tanto para o produzido com a fibra de celulose quanto para o produzido com bagaço de cana de açúcar.

De acordo com as evidências apontadas pode-se concluir que as propriedades da mistura asfáltica SMA com bagaço de cana de açúcar, em laboratório, foram semelhantes às misturas feitas com a fibra de celulose.

A construção do trecho experimental em SMA produzido com bagaço de cana de açúcar permitiu, através da realização de ensaios de campo e observação de alguns aspectos da produção e aplicação da mistura SMA, concluir que:

- A mistura SMA com bagaço de cana de açúcar, em usina de asfalto, ocorreu de maneira adequada. A possibilidade da adição do bagaço de cana de açúcar diretamente no silo de fíler pode ser considerada uma vantagem do bagaço de cana de açúcar, uma vez que não há necessidade de adaptações como a construção de um novo silo para alimentação de fibra;
- A aplicação e compactação do SMA com bagaço de cana de açúcar no campo foi satisfatória, sem nenhuma diferença em relação às misturas convencionais;
- A macro e microtextura do trecho experimental, avaliada pelos ensaios de pêndulo britânico, mancha de areia e drenabilidade, apresentou resultados

adequados às especificações brasileiras para macro e microtextura de revestimentos asfálticos;

- O ensaio de afundamento da trilha de roda realizado dezoito meses após a construção do trecho experimental demonstrou a integridade do revestimento durante este período;
- As bacias de deflexões levantadas dezoito meses após a construção do trecho experimental demonstram que houve redução das deflexões.

Por fim, verifica-se que o objetivo dessa pesquisa foi alcançado, demonstrando através de estudos laboratoriais e no campo, a viabilidade da substituição da fibra de celulose pela fibra do bagaço de cana de açúcar na mistura asfáltica SMA.

Ao longo da execução desse trabalho, foram verificadas algumas possibilidades que podem servir de sugestões para futuras pesquisas:

- Dar prosseguimento a pesquisa de materiais alternativos e resíduos industriais que tenham potencialidade de aplicação em pavimentação;
- Pesquisar a aplicação do ensaio de tomografia computadorizada para avaliação de características das misturas asfálticas SMA, como o contato grão a grão do agregado graúdo;
- Analisar a tomografia computadorizada para verificação do percentual de vazios e integridade de agregados em corpos de prova extraídos do campo;
- Estudar a aplicação do bagaço de cana de açúcar em outros tipos de mistura asfáltica de graduação descontínua;
- Verificar a aplicação do bagaço de cana para reforçar a face tracionada dos revestimentos asfálticos;
- Pesquisar a interação da lignina do bagaço de cana de açúcar com o ligante asfáltico.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

### OBRAS CITADAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **Guide for Design of Pavement Structure**. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, 1993.

\_\_\_\_\_. AASHTO M 325-08. **Standard Specification for Stone Matrix Asphalt**. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, 2008.

\_\_\_\_\_. AASHTO T 283. **Standard Practice for Resistance of Compacted Bituminous Mixture to Moisture Induced Damage**. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, 1989.

\_\_\_\_\_. AASHTO T 305. **Standard Method of Test for Determination of Draindown Characteristics in Uncompacted Asphalt Mixtures**. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, 1996.

\_\_\_\_\_. AASHTO T 304. **Uncompacted Void Content of Fine Aggregate**. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, 1996.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL. ASTM C 128. **Standard Test Methods for specific gravity and absorption of fine aggregate**. American Society for Testing and Material, Philadelphia, 1988.

\_\_\_\_\_. ASTM D 4791. **Standard Test Methods for Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate**. American Society for Testing and Material. Philadelphia, 1995.

\_\_\_\_\_. ASTM D 5821. **Standard Test Methods for Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate**. American Society for Testing and Material. Philadelphia, 1995.

\_\_\_\_\_. ASTM E 303. **Standard Method for Measuring Frictional Properties Using The British Pendulum Tester**. American Society for Testing and Material. Philadelphia, 1993.

\_\_\_\_\_. ASTM E 965. Standard Test Method for Measuring Pavement Macrotexture Depth Using a Volumetric Technique. American Society for Testing and Material. Philadelphia, 1996.

\_\_\_\_\_. ASTM C 1252. Standard Test Methods for Uncompacted Void Content of Fine Aggregate. American Society for Testing and Material. Philadelphia, 2006.

APS, MARCIA. Classificação da aderência pneu-pavimento pelo índice combinado IFI – International Friction Index para revestimentos asfálticos. São Paulo, 2000. 179 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Estadual de São Paulo. São Paulo, 2000.

APS E BERNUCCI, MARCIA E LIEDI LEGI BARIANI. Medidas de Macro e Microtextura e Valores de Aderência em Revestimentos Afálticos Visando a Segurança Viária. Boletim Informativo, 173, 2004. Associação Brasileira de Pavimentação. Rio de Janeiro, 2004.

AQUINO, REGINA COELI MARTINS PAES. Desenvolvimento de Compósitos de Fibras de Piaçava da Espécie *Attalea Funifera Mart* e Matriz de Resina Poliéster. Campos dos Goytacazes, 2003. 150 p.. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais). Universidade Estadual do Norte Fluminense. Campos dos Goytacazes, 2003.

ASPHALT INSTITUTE. Asphalt Binder Testing: Technician's Manual for Specification Testing of Asphalt Binders. Manual series, 25. 2nd. ed. 184 p. Lexington, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8802. Concreto Endurecido – Determinação da Velocidade de Propagação de Onda Ultra-Sônica. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. NBR 7225. Materiais de Pedra e Agregados Naturais. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 1993.

\_\_\_\_\_. NBR ISO 14001. Sistemas da Gestão Ambiental – Requisitos com Orientações para Uso. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO NACIONAL DA INDÚSTRIA DE PNEUMÁTICOS. Indicadores de Atividades do Setor. Disponível em: <http://www.anip.com.br>. Acesso em: 19/07/2013.

ASSOITE ET AL., CARLOS MARCOS PETRUS. Avaliação do Desempenho da Mistura Asfáltica com AMP Stylink® PG 76-22 Aplicada na SP-300. Reunião Anual de Pavimentação, 34, v.1, p. 404-420, 2003. Associação Brasileira de Pavimentação. Campinas, 2003.

AKIL, P. P. V. Potencialidade dos Compósitos de Cimento Portland Reforçado com Fibras Vegetais. Niterói, 1992. 103p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal Fluminense. Niterói, 1992.

BALBO, JOSÉ TADEU. Pavimentação Asfáltica: Materiais, Projeto e Restauração. 1 ed.. Oficina de Textos. São Paulo, 2007.

BASTOS, PAULO SÉRGIO DOS SANTOS. Análise Experimental de Dormentes de Concreto Protendido Reforçados com Fibras de Aço. São Carlos, 1999. 269 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Estadual de São Paulo. São Carlos, 1999.

BENEVIDES ET AL., SÉRGIO ARMANDO DE SÁ E. Análise Comparativa dos Valores do Índice Internacional de Irregularidade em Rodovias do Estado do Ceará. Reunião de Pavimentação Urbana, 35., 2008. Associação Brasileira de Pavimentação. Salvador, 2008.

BAPTISTA, CYRO NOGUEIRA. Pavimentação. 4 ed.. Editora Globo. Porto Alegre, 1980.

BERNUCCI ET AL., LIEDI BARIANI. Pavimentação Asfáltica: Formação básica para engenheiros. 1 ed.. Petrobras: Abeda. Rio de Janeiro, 2006.

BERNUCCI ET AL., LIEDI L. BARIANI. Efeito do Teor e do Tipo de Ligante na Formação de Trilhas de Roda em Misturas Asfálticas. Anais do 19<sup>o</sup> Encontro de Asfalto. Rio de Janeiro, 2008.

BOCK ET AL., ANDRÉ L.. Avaliação de Diferentes Métodos de Adição de Cal em Misturas de Concreto Asfáltico. IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço. Associação Brasileira de Pavimentação. Fortaleza, 2009.

BORGES E TRICHÊS, CLARISSA BEATRIZ SANDOVAL E GLICÉRIO. Estudo Comparativo entre Medidas de Deflexão com Viga Benkelman e Fwd em Pavimentos da Malha Rodoviária Estadual de Santa Catarina. Reunião Anual de Pavimentação, 34., 2003. Associação Brasileira de Pavimentação. Campinas, 2003.

BORLINI, MÔNICA CASTOLDI. Incorporação de Cinza de Bagaço de Cana de Açúcar em Massa Cerâmica Argilosa. Campos dos Goytacazes, 2006. 203 p.. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais). Universidade Estadual do Norte Fluminense. Campos dos Goytacazes, 2006.

BRINGEL ET AL., RAQUEL M.. Comportamento Reológico do Ligante Asfáltico Modificado por SBS e Diluente Aromático como Compatibilizante. Encontro de Asfalto, 18. Trabalhos Técnicos. Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás. Rio de Janeiro, 2006.

BROWN E COOLEY, E. RAY, L.A.. Designing Stone Matrix Asphalt Mixtures for Rut-Resistant Pavements. Part 1: Summary of Research Results, Part 2: Mixture Design Method, Construction Guidelines, and Quality Control/Quality Assurance Procedures. NCHRP Report 425. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council. Washington, 1999.

BROWN E MALLICK, E.R. E R.B.. Evaluation of Stone-on-Stone Contact in Stone-Matrix Asphalt. Transportation Research Record 1492. National Research Council. Washington, 1995.

BUDNY ET AL., JAELSON. Avaliação dos Efeitos de Diferentes Tipos de Cal em Misturas de Concreto Asfáltico. Encontro de Asfalto, 20. Trabalhos Técnicos. Instituto Brasileiro de Petróleo, Gás e Biocombustíveis. Rio de Janeiro, 2010.

BUTTON, SÉRGIO TONINI. Metodologia para Planejamento Experimental e Análise de Resultados. Apostila. Disponível em: <http://www.fem.unicamp.br/~sergio1/pos-graduacao/IM317/apostila.pdf>. Acesso em: 20/09/2007.

CAMPOS, EDSON ESTEVES. Agregados para a Construção Civil no Brasil: Contribuição para Formulação de Políticas Públicas. Fundação Centro Tecnológico de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2007.

CANILHA ET AL., L.. Caracterização do bagaço de cana-de-açúcar in natura, extraído com etanol ou ciclohexano/etanol. Congresso Brasileiro de Química, 47., 2007. Associação Brasileira de Química. Natal, 2007.

CARVALHO, MARCOS DUTRA DE. Pavimentação com Peças Pré-Moldadas de Concreto. 4 ed. Associação Brasileira de Cimento Portland. São Paulo, 1998.

CARRAZEDO, RICARDO. Mecanismos de Confinamento em Pilares de Concreto Encamisados com Polímeros Reforçados com Fibras Submetidos à Flexocompressão. São Carlos, 2005. 266 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Universidade Estadual de São Paulo. São Carlos, 2005.

CASTELLANO ET AL., GABRIELA. Técnicas de Processamento de Imagens de Tomografia Computadorizada. Com Ciência – Revista Eletrônica de Jornalismo Científico. Disponível em: <http://www.comciencia.br/comciencia/>. Acesso em: 11/10/2010.

CAVALCANTE ET AL., CACILDO DE MEDEIROS BRITO. Estudo Comparativo entre Programas de Retroanálise. Reunião Anual de Pavimentação, 38., 2007, Manaus. Anais... Manaus: Associação Brasileira de Pavimentação, 2007.

CAVALCANTE, FABIANO PEREIRA. Avaliação das Características funcionais e Estruturais da Rodovia BR-230 / PB Lote III. 547 p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2005.

CNT – Confederação Nacional do Transporte. Pesquisa Rodoviária CNT 2012. Disponível em: <http://www.cnt.org.br>. Acesso em: 23/11/2012.

COOLEY E BROWN, L. ALLEN, JR., AND E. RAY. Potential of Using Stone Matrix Asphalt for Thin Overlays. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. Transportation Research Board of the National Academies. Volume 1749, 2001.

CORDEIRO ET AL., WILLIAM RUBBIOLI. Modificação de Ligantes Asfálticos Utilizando Borracha Regenerada de Pneus. Reunião Anual de Pavimentação, 36., 2005. Associação Brasileira de Pavimentação. Curitiba, 2005.

CUNHA ET AL., CARLOS ROBERTO. Análise Comparativa de Levantamentos Visuais Contínuos Para a Calibração do Modelo de Desempenho do SIGMA-DERT-



CE. Reunião Anual de Pavimentação, 36, 2005. Associação Brasileira de Pavimentação. Curitiba, 2005.

DANTAS ET AL., SILVRANO ADONIAS. Propriedades Mecânicas das Misturas Asfálticas Confeccionadas com Asfalto-Borracha. Reunião Anual de Pavimentação, 34., 2003. Associação Brasileira de Pavimentação. Campinas, 2003.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. Agregado. Adesividade a Ligante Betuminoso. Método de Ensaio, DNIT ME 079/94. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. Agregado em estado compactado seco. Determinação da Massa Unitária. DNIT ME 153/97. Rio de Janeiro, 1997.

\_\_\_\_\_. Agregado Graúdo. Adesividade a Ligante Betuminoso. Método de Ensaio, DNIT ME 078/94. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. Agregados. Determinação da Abrasão “Los Angeles”. Método de Ensaio, DNIT ME 035/98. Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_. Agregados. Determinação da Absorção e Densidade do Agregado Graúdo. Método de Ensaio, DNIT ME 081/98. Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_. Agregados. Determinação do índice de degradação de rochas após compactação Marshall, com ligante – IDML e sem ligante – IDM. DNIT ME 401/99. Rio de Janeiro, 1999.

\_\_\_\_\_. Determinação das deflexões utilizando o deflectômetro de impacto tipo “falling weight deflectometer - FWD”. Procedimento, DNIT PRO 273/96. Rio de Janeiro, 1996.

\_\_\_\_\_. Manual de Reabilitação de Pavimentos Asfálticos. DNIT. Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_. Material Finamente Pulverizado. Determinação da Massa Específica Real. Método de Ensaio, DNIT ME 085/94. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. Misturas Asfálticas. Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral. Método de Ensaio, DNIT ME 136/10. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. Misturas Asfálticas. Determinação do Módulo de Resiliência. Método de Ensaio, DNIT ME 135/10. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. Misturas Betuminosas. Desgaste por Abrasão de Misturas Betuminosas com Asfalto Polímero – Ensaio Cantabro. Método de Ensaio, DNIT ME 383/99. Rio de Janeiro, 1999.

\_\_\_\_\_. Misturas Betuminosas a Quente. Ensaio Marshall. Método de Ensaio, DNIT ME 043/95. Rio de Janeiro, 1995.

\_\_\_\_\_. Pavimentação. Concreto Betuminoso. Especificação de Serviço, DNIT ES 313/97. Rio de Janeiro, 1997.

\_\_\_\_\_. Pavimentação asfáltica. Delineamento da linha de influência longitudinal da bacia de deformação por intermédio da Viga Benkelman. Método de ensaio, DNIT 133/2010 – ME. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. Pavimentos flexíveis. Concreto asfáltico com asfalto- borracha, via úmida, do tipo “Terminal Blending”. Especificação de Serviço. DNIT ES 112/09. Rio de Janeiro, 2009.

\_\_\_\_\_. Procedimento. Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos. Procedimento, DNIT PRO 006/2003. Rio de Janeiro, 2003.

DUMKE, MARILAN PEDRO. Concreto Asfáltico Drenante com Fibras de Celulose, Ligante Modificado por Polímero e Asfalto-Borracha. Florianópolis, SC. 2005. 111 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina. 2005.

FALCÃO ET AL., PAULO ROBERTO FARIAS. Estudo da Macro e Microtextura em Pista de Alta Velocidade – Estudo do Pavimento do Autódromo de Brasília. Reunião Anual de Pavimentação, 37., 2006. Associação Brasileira de Pavimentação. Goiânia, 2006.

FERNANDES E LOURENÇO, MÔNICA R. S. E GISELE DE LIMA. Efeito da Adição de Polímero e Reticulante em Propriedades do Ligante Asfáltico. Encontro de Asfalto, 18. Trabalhos Técnicos. Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás. Rio de Janeiro, 2006.

FIORELLI, JULIANO. Utilização de Fibras de Carbono e de Fibras de Vidro para Reforço de Vigas de Madeira. São Carlos, 2002. 167 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Materiais). Universidade Estadual de São Paulo. São Carlos, 2002.

FONTES ET AL., LISEANE P. T. DA LUZ. Comparação do Desempenho de Asfaltos Produzidos Através dos Sistemas Continuous Blend e Terminal Blend. Reunião Anual de Pavimentação, 38., 2007. Associação Brasileira de Pavimentação. Manaus, 2007.

FRAZÃO, ELY BORGES. Panorama da Produção e Aproveitamento de Agregados para Construção. Disponível em: <http://www.cetec.br/agregados>. Acesso em: 30/09/2007.

GATCHALIAN, DENNIS. Characterization of Aggregate Resistance to Degradation in Stone Matrix Asphalt Mixtures. College Station, 2005. Thesis (Master of Science). Texas A&M University. College Station, 2005.

GOUVEIA, LILIAN TAÍS DE, Contribuições ao Estudo da Influência de Propriedades de Agregados no Comportamento de Misturas Asfálticas Densas. São Carlos, 2006. 335 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Estadual de São Paulo. São Carlos, 2006.

GRECO, JISELA APARECIDA SANTANNA. Avaliação da Influência de Alguns Fatores nas Propriedades Mecânicas de Misturas Asfálticas Densas, à Luz da Técnica de Planejamento e Análise de Experimentos Fatoriais Fracionários Assimétricos. São Carlos, 2004. 366 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes). Universidade Estadual de São Paulo. São Carlos, 2004.

GUIMARÃES, JOSÉ EPTÁCIO PASSOS. A Cal – Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil. 2 ed.. Editora Pini. São Paulo, 2002.

HAGOS, EYASSU TEFAMARIAM. The Effect of Aging on Binder Properties of Porous Asphalt Concrete. Delft, 2008. Dissertation (Master of Science in Road and Transportation Engineering). Technische Universiteit Delft. Delft, 2008.

HIRSH ET AL., FÁBIO. Estudo do Comportamento de Misturas Asfálticas Preparadas com Diferentes Tipos de Ligantes. Reunião Anual de Pavimentação, 38., 2007. Associação Brasileira de Pavimentação. Manaus, 2007.

INSTITUTO BRASILEIRO DO PETRÓLEO / COMISSÃO DE ASFALTO. Informações Básicas Sobre Materiais Asfálticos. 3 ed. IBP: Rio de Janeiro, 1986.

LEAL, CLÁUDIO LUIZ DIAS. Adição de Resíduos Granulares aos Concretos Asfálticos. Niterói, 2004. 256 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal Fluminense. Niterói, 2004.

LEAL E CASTRO, CLÁUDIO LUIZ DIAS E PROTASIO FERREIRA E. Concreto Asfáltico: Utilização de Resíduos como Fíler. Reunião Anual de Pavimentação, 35., 2004. Associação Brasileira de Pavimentação. Rio de Janeiro, 2004.

LEITE, LENI FIGUEIREDO MATHIAS. Estudos de Preparo e Caracterização de Asfaltos Modificados por Polímeros. 266 p. Tese (Doutorado). Instituto de Macromoléculas Professora Eloisa Mano, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1999.

LITTLE E EPPS, DALLAS N. E JON A.. The Benefits of Hydrated Lime in Hot Mix Asphalt. Report Prepared for National Lime Association. Arlington, 2001.

LUGÃO, WILSON GANDINE. Análise da Aderência entre Pneu e Pavimento com Camada Porosa de Atrito no Aeroporto Internacional Tancredo Neves – MG. Viçosa, 2008. 148 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, 2008.

MARCON ET AL., ANTÔNIO FORTUNATO. Avaliação da Macrotextura de Trechos Pavimentados de Rodovias Estaduais Situadas na Região Insular do Município de Florianópolis. Reunião Anual de Pavimentação, 34., 2003. Associação Brasileira de Pavimentação. Campinas, 2003.

MARQUES, GERALDO LUCIANO DE OLIVEIRA. Utilização do Módulo de Resiliência como Critério de Dosagem de Mistura Asfáltica; Efeito da Compactação por Impacto e Giratória. Rio de Janeiro, RJ. 2004. 461 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2004.

MASAD, E. X-Ray Computed Tomography of Aggregates and Asphalt Mixes. *Materials Evaluations Journal*, Vol. 62, Nº. 7., 2004.

MASAD AT AL, EYAD. Using Imaging Analysis Technology to Improve the Laboratory and Field Compaction of HMA. Technical Report. Texas Department of Transportation and the Federal Highway Administration. College Station, Texas 2009.

MENEZES, MIGUEL VAZ PRETO DE. Estudo das Características de Superfície de Pavimentos Rodoviários para Análise da Segurança do Tráfego. 131 p. Dissertação (Mestrado). Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, 2008.

MOGAWER E STUART, WALAA S. E KEVIN D.. Effects of Mineral Fillers on Properties of Stone Matrix Asphalt Mixtures. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*. Transportation Research Board of the National Academies. Volume 1530, 1996.

MONTGOMERY E RUNGER, DOUGLAS C. E GEORGE C.. *Estatística Aplicada e Probabilidade para Engenheiros*. 2 ed.. Editora LTC. São Paulo, 2003.

MORAES ET AL., LUIZ AUGUSTO BORGES DE. Análise da Viabilidade da Aplicação de Asfalto Modificado por Borracha Reciclada em Pavimentos de Vias Urbanas no Estado da Bahia. *Reunião de Pavimentação Urbana*, 15., v. 1, p. 229-242, 2008. Associação Brasileira de Pavimentação. Salvador, 2008.

MORILHA, ARMANDO JÚNIOR. Estudo Sobre a Ação de Modificadores no Envelhecimento dos Ligantes Asfálticos e nas Propriedades Mecânicas e de Fadiga das Misturas Asfálticas. Florianópolis, SC. 2004. 165 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina. 2004.

MOURÃO, FABRÍCIO AUGUSTO LAGO. Misturas Asfálticas de Alto Desempenho Tipo SMA. Rio de Janeiro, RJ. 2003. 131 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2003.

MULLER ET AL., RODRIGO MENEGAZ. Avaliação de Resistência à Derrapagem e de Permeabilidade em Trechos de Pavimentos Intertravados. *Reunião de Pavimentação Urbana*, 13., 2006. Associação Brasileira de Pavimentação. Maceió, 2006.

NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. *Calidad en la Operacion del Compactador de Rodillo*. Serie Informativa 121 S. Lanham, 2005.

NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. *Design and Constructing SMA Mixtures – State of the Practice*. Quality Improvement Series 122. Lanham, 2002.

NEGRÃO ET AL., DOUGLAS POLCARO. Asfalto Modificado com Terpolímero Elastomérico Reativo (RET). *Reunião Anual de Pavimentação*, 36., 2005. Associação Brasileira de Pavimentação. Curitiba, 2005.

NETO E FABBRI, BENEDITO COUTINHO E GLAUCO TULIO PESSA. Reaproveitamento de Areia de Fundação como Agregado em Misturas Asfálticas

Densas do Tipo Concreto Asfáltico. Reunião Anual de Pavimentação, 35., 2004. Associação Brasileira de Pavimentação. Rio de Janeiro, 2004.

NÓBREGA E MOTTA, EDUARDO SUASSUNA E LAURA MARIA GORETTI DA. Comparação de Métodos de Retroanálise e sua Influência no Dimensionamento de Reforço. Reunião Anual de Pavimentação, 34, 2003. Associação Brasileira de Pavimentação. Campinas, 2003.

ODA, SANDRA. Análise da Viabilidade Técnica da Utilização do Ligante Asfalto-Borracha em Obras de Pavimentação. São Carlos, 2000. 260 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes). Universidade Estadual de São Paulo. São Carlos, 2000.

ODA ET AL., SANDRA. Avaliação da Modificação de Asfaltos Produzidos no Nordeste por Borrachas de Diferentes Fontes. Encontro de Asfalto, 18. Trabalhos Técnicos. Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás. Rio de Janeiro, 2006.

OLIVEIRA E SOARES, CLONILLO M. S. FILHO E JORGE BARBOSA. Adesão e Coesão em Misturas Asfálticas (Melhoradores de Adesividade, Ligantes Modificados e Intertravamento). Congresso de Ensino e Pesquisa em Transportes, 20. Brasília, 2006. Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes. Brasília, 2006.

OMARI, ASLAM ALI MUFLEH AL. Analysis of HMA Permeability through Microstructure Characterization and Simulation of Fluid Flow in X-Ray CT Images. College Station, 2004. Dissertation (Doctor of Philosophy). Texas A&M University. College Station, 2004.

PETRUCCI, ELADIO G. R.. Concreto de Cimento Portland. 11 ed.. Rio de Janeiro. Editora Globo. 1987.

PINTO, SALOMÃO. Materiais Pétreos e Concreto Asfáltico: Conceituação e Dosagem. Apostila. Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro, 2000.

PREGO, ATAHUALPA SCHMITZ DA SILVA. A Memória da Pavimentação no Brasil. 1ed.. Rio de Janeiro. Associação Brasileira de Pavimentação. 2001.

RAMOS ET AL., DARIO. Determinação do Número Estrutural Corrigido do Pavimento (SNC) Através de Ensaio Não Destrutivo. Reunião Anual de Pavimentação, 37, 2001. Associação Brasileira de Pavimentação. Goiânia, 2006.

READ E WHITEOAKTHE, JOHN E DAVID. The Shell Bitumen Handbook. 5. ed. Thomas Telford. Cambridge, 2003.

REIS ET AL., RAFAEL MARÇAL MARTINS DE. Revestimento Asfáltico Tipo SMA para Alto Desempenho em Vias de Tráfego Pesado. Anais do 16<sup>o</sup> Encontro de Asfalto. Rio de Janeiro, 2002.

RIBEIRO ET AL., ARMANDO ATAÍDE. Utilização de Fíleres Alternativos para Fabricação de Concreto Betuminoso Usinado à Quente. Reunião Anual de Pavimentação, 33, 2001. Associação Brasileira de Pavimentação. Florianópolis, 2001.

ROBERTS ET AL., F.L.. Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction. 2. ed. Napa Research and Education Foundation. Lanham, 1996.

SANTANA, H. Considerações Sobre os Nebulosos Conceitos e Definições de Fíler em Misturas Asfálticas. Reunião Anual de Pavimentação, 29., 1995, Cuiabá. Anais... Cuiabá: Associação Brasileira de Pavimentação, 1995.

SENÇO, WLASTERMILER DE. Manual de Técnicas de Pavimentação. 1 ed.. São Paulo. Editora Pini. 2001.

SILVA, NILZA NUNES DA. Amostragem Probabilística: Um Curso Introdutório. 2 ed. São Paulo. Editora Universidade de São Paulo. 2001.

SILVA E FARIAS, JOÃO PAULO SOUZA E MÁRCIO MUNIZ DE. Aderência Pneu-Pavimento e as Condições de Segurança em Pistas Aeroportuárias. Reunião Anual de Pavimentação, 38., 2007. Associação Brasileira de Pavimentação. Manaus, 2007.

SILVA ET AL., PATRÍCIA BARBOZA DA. Estudos em Laboratório de Misturas Asfálticas SMA 0/8S e SMA 0/16. Jornadas Luso-Brasileiras de Pavimentos: Políticas e Tecnologias, V. Recife, 2006.

SOUZA, JOÃO BATISTA DE QUEIROZ. Comportamento de Misturas Asfálticas a Quente com Agregados Provenientes de Jazidas de Seixo no Estado do Pará. Campina Grande, 2007. 404 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande, 2007.

SOUZA, MURILO LOPES DE. Pavimentação Rodoviária. 2 ed. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.. Rio de Janeiro, 1981.

SPECHT, LUCIANO PIVOTO. Comportamento de Misturas de Solo-Cimento-Fibra Submetidas a Carregamentos Estáticos e Dinâmicos Visando a Pavimentação. Porto Alegre, 2000. 132 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2000.

STAEEL, G. C.. Preparação de Materiais Compósitos de Bagaço de Cana de Açúcar e Caracterização por Propriedades Mecânicas e RMN no Estado Sólido. Campos dos Goytacazes, 1997. 160 p.. Dissertação (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais). Universidade Estadual do Norte Fluminense. Campos dos Goytacazes, 1997.

STATE OF CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. Asphalt Rubber Usage Guide. Materials Engineering and Testing Services-MS #5. Sacramento, 2003.

SUZUKI ET AL., CARLOS YUKIO. Proposição de Controle Deflectométrico para Liberação de Camadas Acabadas de Pavimento. Reunião de Pavimentação Urbana, 15., v.1, p. 70-81, 2008. Associação Brasileira de Pavimentação. Salvador, 2008.

TAFFE E RODRIGUES, ELEMAR JORGE JÚNIOR E RÉGIS MARTINS. Estudo da Aplicabilidade de Procedimentos para Projeto de Restauração de Pavimentos

Asfálticos Rodoviários. Reunião Anual de Pavimentação, 34., 2003. Associação Brasileira de Pavimentação. Campinas, 2003.

TANESI E FIGUEIREDO, J. E A. D.. Materiais com Fibras de Polipropileno para Construção Civil. CINT 99 - Congresso Internacional de Não tecidos e Tecidos Técnicos, 1999. São Paulo, 1999.

UNIÃO DA AGROINDÚSTRIA CANAVIEIRA DE SÃO PAULO. Açúcar e Álcool do Brasil. Disponível em: <http://www.portalunica.com.br>. Acesso em: 19/07/2013.

VASCONCELLOS ET AL., CLÁUDIA BARROSO. O Aproveitamento da Cinza de Caldeira na Construção Civil. Revista Vértices. Campos dos Goytacazes, 2004.

VILLELA E MARCON, A.R.A. E A.F.. Avaliação Estrutural de Pavimentos Utilizando um Método Simplificado de Retroanálise – Retran-2CL. Reunião Anual de Pavimentação, 33, 2001. Associação Brasileira de Pavimentação. Florianópolis, 2001.

VILLIBOR ET AL., DOUGLAS FADUL. Identificação de Defeitos e Soluções de Recuperação de Rodovias Vicinais de São Paulo. Reunião Anual de Pavimentação, 39., 2008. Associação Brasileira de Pavimentação. Recife, 2008.

YSHIBA E FERNANDES JR., JOSÉ KIYNHA E JOSÉ LEOMAR. Modelos de Desempenho de Pavimentos: Estudo de Rodovias do Estado do Paraná. Reunião Anual de Pavimentação, 34., 2003. Associação Brasileira de Pavimentação. Campinas, 2003.

KAWABATA, CELSO YOJI. Aproveitamento de Cinzas da Queima de Resíduos Agroindustriais na Produção de Compósitos Fibrosos e Concreto Leve para a Construção Rural. Pirassununga, 2008. 165 p. Tese (Doutorado em Zootecnia). Universidade Estadual de São Paulo. Pirassununga, 2008.

ZELELEW ET AL., H. M. Application of Digital Image Processing Techniques for Asphalt Concrete Mixture Images. The International Conference, 12., 2008. International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics. Goa, 2008.

## OBRAS CONSULTADAS

ABBAS, ALA R.. **Simulation of the Micromechanical Behavior of Asphalt Mixtures Using the Discrete Element Method**. Pullman, 2004. Thesis (Doctor of Philosophy). Washington State University. Pullman, 2004.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL. ASTM D 2041. **Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures**. American Society for Testing and Material. Philadelphia, 2000.

ASPHALT INSTITUTE. **Construction of Hot Mix Asphalt Pavements**. Manual series, 22. 2nd. ed. Lexington, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7809. **Agregado graúdo – Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 1993.

BIGNO, IZABELLA CASTRO. **Aproveitamento do Resíduo de Corte de Rochas Ornamentais como Filer Mineral em Materiais Compósitos de Matriz Polimérica e Cimentícea**. Niterói, 2002. 149 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal Fluminense. Niterói, 2002.

BOLZAN, PABLO E.. **Stone-Matrix Asphalt and Micro-SMA as Premium Overlay Asphalt Mixtures on the Ricchieri Highway in Argentina**. Anais do 15<sup>o</sup> Encontro de Asfalto. Rio de Janeiro, 2000.

BORGES, CLARISSA BEATRIZ SANDOVAL. **Estudo Comparativo entre Medidas de Deflexão com Viga Benkelman e Fwd em Pavimentos da Malha Rodoviária Estadual de Santa Catarina**. Florianópolis, SC. 2001. 185 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina. 2001.

BROWN, E. RAY. **Evaluation of SMA Used in Michigan (1991)**. NCAT Report N<sup>o</sup> 93-03. National Center for Asphalt Technology. Auburn University. Auburn, 1992.

BROWN ET AL., E. RAY. **Development of a Mixture Design Procedure for Stone Matrix Asphalt (SMA)**. NCAT Report N<sup>o</sup> 97-3 – National Center for Asphalt Technology. Auburn University. Auburn, 1997.

BROWN ET AL., E. RAY. **Performance of Stone Matrix Asphalt (SMA) Mixtures in the United States**. NCAT Report N<sup>o</sup> 97-1. National Center for Asphalt Technology. Auburn University. Auburn, 1997.

BROWN, E. RAY; MANGLORKAR, HEMANT. **Evaluation of Laboratory Properties of SMA Mixtures**. NCAT Report N<sup>o</sup> 93-5. National Center for Asphalt Technology. Auburn University. Auburn, 1993.

CAMTER CONSTRUÇÕES E EMPREENDIMENTOS. **Projeto de Restauração da BR 356, Trecho Muriaé/MG – São João da Barra/RJ, Sub-Trecho Campos – São**



**João da Barra.** Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Campos dos Goytacazes, 2009.

CASTRO ET AL., PROTASIO FERREIRA E. **Concreto Asfáltico: Aplicação de Ensaio de Velocidade do Pulso Ultra-Sônico.** XXII Congresso Nacional de Ensaio Não Destrutivos. São Paulo, 2004.

CHAVES ET AL., JOSÉ MÁRIO. **Mistura Asfáltica Tipo SMA Delgado em um Trecho Experimental de UMA Rodovia com Elevado Volume de Tráfego.** Anais do 16<sup>o</sup> Encontro de Asfalto. Rio de Janeiro, 2002.

CLEVEN, M. AREN.. **Investigation of the Properties of Carbon Fiber Modified Asphalt Mixtures.** Houghton, 2000. Dissertation (Master of Science). Michigan Technological University. Houghton, 2000.

DAVIS, ROBIN M.. **Comparison of Surface Characteristics of Hot-Mix Asphalt Pavement Surfaces at the Virginia Smart Road.** Blacksburg, 2001. Dissertation (Master of Science). Faculty of Virginia Polytechnic Institute and State University. Blacksburg, 2001.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. Agregado. **Determinação do Índice de Forma.** Método de Ensaio, DNIT ME 086/94. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. Agregado Miúdo. **Determinação da Densidade Real.** Método de Ensaio, DNIT ME 084/98. Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_. Agregados. **Análise Granulométrica.** Método de Ensaio, DNIT ME 083/98. Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_. Agregados. **Avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio.** DNIT ME 089/94. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. Asfaltos. **Determinação da Recuperação Elástica de Materiais Asfálticos Modificados por Polímeros, pelo Método do Ductilômetro.** Método de Ensaio, DNIT ME 382/99. Rio de Janeiro, 1999.

\_\_\_\_\_. Asfaltos. **Asfalto Modificado por Polímero.** Especificação de Material, DNIT EM 396/99. Rio de Janeiro, 1999.

\_\_\_\_\_. **Cimentos Asfálticos do Petróleo.** Especificação de Material, DNIT EM 204/95. Rio de Janeiro, 1995.

\_\_\_\_\_. **Curso de Restauração de Pavimentos Flexíveis.** 2v. Rio de Janeiro: DNIT, 1987.

\_\_\_\_\_. **Equivalente de Areia.** Método de Ensaio, DNIT ME 054/97. Rio de Janeiro, 1997.

\_\_\_\_\_. **Escória de Aciaria para Pavimentos Rodoviários.** Especificação de Material, DNIT EM 262/94. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **Manual de Pavimentação**. 2 ed. DNIT. Rio de Janeiro, 1996.

\_\_\_\_\_.  **Materiais Betuminosos. Determinação da Penetração**. Método de Ensaio, DNIT ME 003/99. Rio de Janeiro, 1999.

\_\_\_\_\_.  **Materiais Betuminosos. Determinação dos Pontos de Amolecimento e de Combustão (Vaso Aberto Cleveland)**. Método de Ensaio, DNIT ME 148/94. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_.  **Pavimentação. Pré – misturado a quente com asfalto polímero – camada porosa de atrito**. Especificação de Serviço, DNIT ES 386/99. Rio de Janeiro, 1999.

\_\_\_\_\_.  **Pavimento. Determinação das Deflexões pela Viga Benkelman**. Método de Ensaio, DNIT ME 024/94. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_.  **Pavimentação asfáltica. Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico – Especificação de serviço**. Especificação de Serviço, DNIT ES 031/06. Rio de Janeiro, 2006.

\_\_\_\_\_.  **Procedimento. Avaliação subjetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos**. Procedimento, DNIT PRO 009/2003. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_.  **Solos. Análise Granulométrica**. Método de Ensaio, DNIT ME 051/94. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_.  **Terminologia. Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Terminologia**. Terminologia, DNIT TER 005/2003. Rio de Janeiro, 2003.

FAGHRI ET AL., MOHAMMAD.  **Performance Improvement of Open-Graded Asphalt Mixes**. Kingston, 2002. Report nº 536144. University of Rhode Island – Transportation Center. Kingston, 2002.

FERNANDES, FERNANDO J. S..  **Asfalto Modificado com EVA**. Reunião Anual de Pavimentação, 30., 1996. Associação Brasileira de Pavimentação. Salvador, 1996.

FONSECA, JORGE LUIZ GOMES DA.  **Um Método de Retroanálise de Bacias de Deflexão de Pavimentos**. Rio de Janeiro, RJ. 2002. 150 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2002.

FRANÇA, MARCELO PEREIRA.  **A Potencialidade do Uso de Cinzas de Caldeira na Indústria da Construção Civil**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal Fluminense. 158 p.. Niterói, 2004.

FREITAS, ELAINE DE SOUZA.  **Caracterização da Cinza do Bagaço da Cana-de-Açúcar do Município de Campos dos Goytacazes para Uso na Construção Civil**. Campos dos Goytacazes, 2005. 81 p.. Dissertação (Engenharia Civil). Universidade Estadual do Norte Fluminense. Campos dos Goytacazes, 2005.

GIL, ANTÔNIO CARLOS.  **Como Elaborar Projetos de Pesquisa**. 3 ed.. Editora Atlas. São Paulo, 1991.

GONTTIJO ET AL., PAULO ROMEU ASSUNÇÃO. **Ensaio Não-Destrutivo (NDT): Ground Penetrating Radar (GPR) uma Ferramenta na Avaliação de Pavimentos Rodoviários**. Reunião Anual de Pavimentação, 38., 2007. Associação Brasileira de Pavimentação. Manaus, 2007.

GRAHAM, C.. **Potential of Using Stone Matrix Asphalt (SMA) in Mississippi**. Auburn, 2004. National Center for Asphalt Technology. Auburn University. Auburn, 2004.

LEAL E CASTRO, CLÁUDIO LUIZ DIAS E PROTASIO FERREIRA E. **Utilização do Resíduo do Corte de Mármore e Granitos como Filer em Concreto Asfáltico – 60º Congresso Anual da ABM**. Belo Horizonte, 2005.

LOPES, P. A. **Probabilidades e Estatística**. 1 ed. Reichmann e Afonso Editores. Rio de Janeiro, 1999.

MACHADO, GILMARA DE OLIVEIRA. **Preparação e Caracterização de CMC e CMC Graftizada**. São Carlos, SP, 2000, 101 p. Dissertação (Mestrado – Instituto de Química de São Carlos). Universidade São Paulo, 2000.

MAGALHÃES, SIDCLEI TEIXEIRA. **Misturas Asfálticas de Módulo Elevado para Pavimentos de Alto Desempenho**. Rio de Janeiro, 2004, 184 p. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2004.

MARTINHO ET AL., FRANCISCO GUERREIRO. **Controle Alternativo com Emprego da Viga Benkelman**. Reunião Anual de Pavimentação, 36., 2005. Associação Brasileira de Pavimentação. Curitiba, 2005.

MCGHEE ET AL., KEVIN K.. **A Performance Baseline for Stone Matrix Asphalt**. Final Report. Virginia Transportation Research. Charlottesville, 2005.

MEDINA E MOTTA, JACQUES DE E LAURA MARIA GORETTI DA. **Mecânica dos Pavimentos**. 2 ed.. Rio de Janeiro. Editora UFRJ, 2005.

NATIONAL LIME ASSOCIATION. **Lime Terminology, Standards & Properties**. FACT SHEET: Properties of Lime. Disponível em: <http://www.nationallime.org>. Acesso em: 11/12/2008.

NETO, P. L. O. C. **Estatística**. 17 ed. Editora Edgard Blücher Ltda. São Paulo, 1977.

OLIVEIRA, THAÍS MAYRA DE. **Resíduo em Plástico: Um Estudo do Potencial de Aplicação na Construção**. Niterói, RJ. 2002. 149 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal Fluminense. 2002.

PERES ET AL., CLÓVIS DE ARAÚJO. **Planejamento de Experimentos: Conceitos e Aplicações**. Apostila. Disponível em: <http://www.ufpa.br/ccen/est/esp/planejamento/LivroPla.pdf>. Acesso em: 18/09/2007.

SANTOS ET AL., DARCY NUNES DOS. **Caracterização de Pavimentos com Revestimento em Calçamento Visando a Avaliação da Condição Superficial para o Sistema de Gerência de Pavimentos do Município de Porto Alegre**.

Reunião Anual de Pavimentação Urbana, 12., 2003, Aracaju. Anais... Aracaju: Associação Brasileira de Pavimentação, 2003.

SCHIMMOLLER ET AL., VINCENT E.. **Recycled Materials in European Highway Environments: Uses, Technologies, and Policies**. Technical Report. Federal Highway Administration. U.S. Department of Transportation Washington, DC. 2000.

SCHMIEDLIN, ROBERT B.; BISCHOFF, DEBRA L.. **Stone Matrix Asphalt: The Wisconsin Experience**. WI/SPR-02-02 – Wisconsin Department of Transportation – Division of Transportation Infrastructure Development. Madison, 2002.

SILVA, ALUIZIO CALDAS E. **Estudo da Durabilidade de Compósitos Reforçados com Fibras de Celulose**. São Paulo, 2002. 128 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade São Paulo. São Paulo, 2002.

SILVA, ALUIZIO CALDAS E. **Estudo da Durabilidade de Compósitos Reforçados com Fibras de Celulose**. São Paulo, 2002. 128 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade São Paulo. São Paulo, 2002.

THOMPSON, GARY. **Investigation of the Bailey Method for the Design and Analysis of Dense-Graded HMA Using Oregon Aggregates**. Final Report SPR 304-311. Oregon Department of Transportation Research Unit. Salem, 2006.

THE ASPHALT INSTITUTE. **The Asphalt Handbook**. Second Printing. Manual Series nº 4 (MS - 4), Maryland, 1966.

VASCONCELLOS, CLÁUDIA BARROSO. **Aplicação do Forno de Micro-Ondas para Estimar a Resistência à Compressão de Argamassas de Cimento**. Niterói, RJ. 2004. 158 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal Fluminense. Niterói, 2004.

VAVRIK ET AL., WILLIAM R.. **Bailey Method for Gradation Selection in HMA Mixture Design**. Transportation Research Circular Number E-C044. Washington, 2002.

VIGA ELETRÔNICA. **Vantagens da Utilização do Deflectógrafo Digital**. Disponível em: <http://www.vigaeletronica.com.br/viga.htm> Acesso em: 23/05/2009.

WESSELING ET AL., DIEGO HENRIQUE. **Estudo Laboratorial de Misturas em Concreto Asfáltico com Diferentes Tipos de Fílers**. Reunião Anual de Pavimentação, 34., 2003, Campinas. Anais... Associação Brasileira de Pavimentação. Campinas, 2003.

WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. **Pavement Types Modules/02**. Disponível em: <http://training.ce.washington.edu/WSDOT>. Acesso: 16/11/2007.

XIE ET AL., MICHAEL H.. **4.75 mm NMAS Stone Matrix Asphalt (SMA) Mixtures**. Auburn, 2003. National Center for Asphalt Technology – NCAT Report 03-05. Auburn University. Auburn, 2003.