



**COPPE/UFRJ**

**EFEITO DE ALGUNS MODIFICADORES DE LIGANTE NA VIDA DE FADIGA E  
DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS ASFÁLTICAS**

Leonardo Santana Cavalcanti

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Rio de Janeiro

Março de 2010

# **Livros Grátis**

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

Milhares de livros grátis para download.

EFEITO DE ALGUNS MODIFICADORES DE LIGANTE NA VIDA DE FADIGA E  
DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS ASFÁLTICAS.

Leonardo Santana Cavalcanti

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO  
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)  
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS  
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM  
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

---

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

---

Prof. Jacques de Medina, L. D.

---

Prof. Luciano Pivoto Specht, D.Sc.

---

Dra. Leni Figueiredo Mathias Leite, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 2010

Cavalcanti, Leonardo Santana

Efeito de Alguns Modificadores de Ligantes na Vida de Fadiga e Deformação Permanente de Misturas Asfálticas/ Leonardo Santana Cavalcanti. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2010.

XXVI, 196 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2010.

Referencias Bibliográficas: p. 180-196.

1. Misturas Asfálticas. 2. Ligantes modificados. 3. Warm-mix. 5. Asfalto natural de Trinidad & Tobago. 5. Montmorilonita modificada. 4. Ensaio mecânico. I. Motta, Laura Maria Goretti. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

## AGRADECIMENTOS

A Deus por tudo que tem me proporcionado e por ter me dado forças para concluir esta fase da minha vida.

À minha mãe, Nilce, que foi chamada por Deus durante a realização do meu mestrado e que mesmo não estando entre nós está vibrando com esta minha conquista, pois foi a maior incentivadora e responsável também por quase todos os valores de bom caráter e boa conduta que absorvi.

Aos outros membros da minha família e aos meus amigos, pelo incentivo, apoio, carinho e por entender a minha ausência em determinadas ocasiões.

À Prof<sup>a</sup> Laura Maria Goretti da Motta por ter me aceitado como orientado e pelo exemplo de profissionalismo e de simplicidade que somente é encontrada nos grandes seres humanos.

À Eng<sup>a</sup>. Sandra Oda pelo apoio, por ter compartilhado parte do seu enorme conhecimento e principalmente pela grande amizade oferecida.

À Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro por permitir meu aperfeiçoamento profissional.

Aos Eng. Celso Ramos e Eng. Márcio Arzua principais responsáveis na Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro pelo incentivo e apoio, e também a todos os meus colegas de trabalho da Gerência Tecnológica e da Gerência Industrial.

A todas as pessoas que fazem parte do Laboratório de Pavimentação da COPPE: Allan, Álvaro, Ana Maria, Beto, Bororó, Bruno, Elisa, Leandro, Marcos, Mariluce, Mayara, Rodrigo, Thiago, Vera e Washington.

Ao CENPES/Petrobras, em especial à Eng<sup>a</sup> Leni Figueiredo Mathias Leite, ao Eng. Luis Alberto Herrmann Nascimento, ao Eng. Marcos Chacur e aos técnicos Sérgio Murilo Nunes Rocha e Ulisses Santos Figueiredo, pelo apoio e realização de alguns ensaios.

Ao Prof.º Francisco José Casanova de Oliveira e Castro que me forneceu a montmorilonita utilizada neste estudo.

Ao Instituto Militar de Engenharia (IME), em especial ao Capitão Antônio Guimarães que pôs o laboratório de ligantes à disposição para a realização dos ensaios.

À USP/SC, em especial aos professores José Leomar Fernandes Jr., Adalberto Faxina e ao Eng. Antonio Carlos Gigante pelo apoio e pela recepção quando estive em São Carlos para realização dos ensaios de ligantes.

À Pedreira Sepetiba pelo fornecimento do pó de pedra.

Aos meus colegas de mestrado que compartilharam comigo as angústias e felicidades desta fase: Alessandra, Beatriz, Carolina, Diego, Evandro, Fábio, Flávia, Graziela, Kiko, Lucio, Lydice, Mário, Maurício, Rafael, Schuler, Silvana, Simão e Wander.

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

## EFEITOS DE ALGUNS MODIFICADORES DE LIGANTE NA VIDA DE FADIGA E DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Leonardo Santana Cavalcanti

Março/2010

Orientadores: Laura Maria Goretti da Motta.

Programa: Engenharia Civil.

Este trabalho apresenta uma análise reológica de ligantes asfálticos e o comportamento mecânico de misturas asfálticas com o uso dos seguintes aditivos: TLA (Trinidad Lake Asphalt); WMA (Warm-Mix Asphalt); PR Plast S (aditivo para misturas asfálticas anti-afundamento de trilha de roda) e OMMT (Montmorilonita organofílica, hidrofóbica ou modificada). Foram feitos ensaios reológicos empíricos e fundamentais dos ligantes, que permitiram analisar e comparar o comportamento dos ligantes puros com o dos ligantes modificados com os aditivos supracitados. Quanto às misturas, foi feita uma análise dos efeitos dos modificadores por meio de ensaios mecânicos de: resistência à tração, módulo de resiliência, fadiga, módulo dinâmico e *flow number*. Foram realizados ensaios de dano por umidade induzida e determinação dos índices obtidos na compactação giratória: CDI e TDI. Utilizou-se o método Bailey, técnica de avaliação recém implantada no país, que permitiu fazer uma análise do esqueleto pétreo da composição de agregados usada neste estudo. Estes modificadores tiveram considerável efeito sobre os dois cimentos asfálticos convencionais usados como comparação e também nas características mecânicas das misturas testadas, todas com a mesma composição de agregados.

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

## EFFECTS OF SOME BINDERS MODIFIED ON FATIGUE LIFE AND RUTTING OF ASPHALT MIXTURES

Leonardo Santana Cavalcanti

March / 2010

Advisor: Laura Maria Goretti da Motta.

Department: Civil Engineering

This work describes a rheological analysis of asphalt binders and mechanical behavior of asphalt mixtures using the following additives: TLA (Trinidad Lake Asphalt), WMA (Warm-Mix Asphalt - Mixed warm); Plast PR S (anti rutting additive for asphalt mixtures) and OMMT (Montmorillonite organophilic, hydrophobic or modified). Empirical and fundamental Rheological tests were made on asphalts, which thereafter was allowed to examine and compare the behavior of pure asphalts with asphalts modified with the above-quoted additives. Concerning the mixtures, an analysis was made of the effects of modifiers by means of following mechanical tests: tensile strength, resilient modulus, fatigue, dynamic module and flow number. In addition to testing as the moisture-induced damage and the determination of indices obtained by the gyratory compaction: CDI and TDI. It was also used the Bailey method, evaluation technique recently implemented in the area of paving, that allows make an analysis of the aggregate skeleton of the composition. These modifiers had considerable effect on the two conventional asphalt cements used as comparison and also the mechanical characteristics of the mixtures tested, all with the same composition of aggregate.

# SUMÁRIO

<b>1 – INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>5</b>
2.1 LIGANTES ASFÁLTICOS.....	5
2.1.1 Generalidades.....	5
2.1.2 Ensaios de caracterização do ligante asfáltico. ....	6
2.1.3 Classificação de ligantes segundo metodologia SUPERPAVE.....	10
2.2 AGREGADOS PARA MISTURAS ASFÁLTICAS.....	15
2.2.1 Generalidades.....	15
2.2.3 Classificação dos Agregados.....	16
2.2.4 Ensaios de caracterização dos agregados.....	17
2.2.5 Caracterização dos agregados segundo metodologia SUPERPAVE.....	23
2.2.6 Método Bailey – Análise do intertravamento da estrutura pétreas.....	29
2.3 MISTURAS ASFÁLTICAS .....	34
2.3.1 Generalidades.....	34
2.3.2 Envelhecimento das Misturas Asfálticas.....	35
2.3.3 Dosagens de Misturas Asfálticas.....	36
2.3.4 Índices oriundos das curvas de compactação giratória .....	41
2.3.5 Ensaios mecânicos de misturas asfálticas. ....	45
2.3.6 Outros Ensaios de Misturas Asfálticas.....	54
2.4 MODIFICADORES DE LIGANTES.....	56
2.4.1 Misturas Mornas ( <i>Warm-Mix Asphalt - WMA</i> ).....	56
2.4.2 Asfalto Natural de Trinidad & Tobago – <i>Trinidad Lake Asphalt (TLA)</i> .....	68
2.4.3 Aditivo anti-trilha de roda - PR-PLAST S.....	75
2.4.4 Montmorilonita organofílica, hidrofóbica ou modificada.....	77
<b>3 – MATERIAIS E MÉTODOS.....</b>	<b>85</b>
3.1 LIGANTES ASFÁLTICOS E ADITIVOS UTILIZADOS NESTE ESTUDO. ....	85
3.1.1 Origem dos ligantes asfálticos e aditivos. ....	85
3.1.2 Ensaio de caracterização dos ligantes asfálticos puros e modificados.....	91

3.1.3 Classificação dos ligantes asfálticos puros e modificados segundo metodologia SUPERPAVE.....	95
3.2 AGREGADOS.....	102
3.2.1 Origem dos Agregados.....	102
3.2.2 Granulometria dos Agregados.....	103
3.2.3 Ensaios de caracterização dos Agregados.....	105
3.2.4 Análise granulométrica pelo método Bailey.....	109
3.3 MISTURAS ASFÁLTICAS.....	111
3.3.1 Misturas Empregadas.....	111
3.3.2 Dosagem utilizando os critérios Marshall.....	114
3.3.3 Dosagem utilizando os critérios SUPERPAVE.....	120
3.3.4 Moldagem dos corpos de prova para ensaios mecânicos.....	125
3.3.5 Execução dos ensaios de corpos de prova.....	127
<b>4 – RESULTADOS DOS ENSAIOS MECÂNICOS E ANÁLISES.....</b>	<b>136</b>
4.1 ANÁLISE DOS LIGANTES ASFÁLTICOS MODIFICADOS UTILIZADOS NESTA PESQUISA.....	136
4.2 ANÁLISE DOS AGREGADOS UTILIZADOS NA PESQUISAS.....	141
4.3 TEOR DE PROJETO DO LIGANTE E PARÂMETROS VOLUMÉTRICOS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS.....	143
4.3.1 Misturas dosadas utilizando os critérios do método Marshall.....	143
4.3.2 Misturas dosadas utilizando os critérios da metodologia SUPERPAVE.....	146
4.4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS MECÂNICOS.....	150
4.4.1 Resistência à tração.....	150
4.4.2 Dano por umidade induzida.....	152
4.4.3 Módulo de Resiliência.....	154
4.4.4 Fadiga.....	157
4.4.5 <i>Compaction densification index</i> (CDI) e <i>Traffic densification index</i> (TDI).....	166
4.4.6 Módulo dinâmico uniaxial.....	169
4.4.7 <i>Flow Number</i> (FN).....	173
<b>5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS.....</b>	<b>175</b>

5.1 CONCLUSÕES .....	175
5.2 SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS .....	178
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS. ....</b>	<b>180</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Penetrômetro de ensaio de CAP.....	6
Figura 2.2 – Viscosímetros para ensaio de CAP (a - Saybolt Furol, b – rotacional Brookfield) .....	7
Figura 2.3 – Ensaio de ponto de amolecimento em execução.....	8
Figura 2.4 – Equipamento de ensaio de envelhecimento acelerado de ligante .....	9
Figura 2.5 – Equipamento de ensaio de ponto de fulgor.....	9
Figura 2.6 – Sequência de picnômetros: vazio, preenchido com água, com certa quantidade de asfalto e preenchido com água e asfalto. ....	10
Figura 2.7 – Reômetro de cisalhamento dinâmico ( <i>Dynamical shear rheometer – DSR</i> )...	11
Figura 2.8 – Equipamento ( <i>Pressure aging vessel – PAV</i> ).....	13
Figura 2.9 – Reômetro de fluência de viga ( <i>Bending beam rheometer – BBR</i> ): .....	14
Figura 2.10 – Mosaico representativo do equipamento e acessórios para ensaio de tração direta – ( <i>Direct tension test – DTT</i> ) .....	15
Figura 2.11 – Equipamento para ensaio de abrasão Los Angeles .....	18
Figura 2.12 – Aparato para realização do ensaio de equivalente de areia do Laboratório da Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro).....	21
Figura 2.13 – Representação de uma partícula de agregado sem preenchimento dos vazios .....	22
Figura 2.14 – Representação de uma partícula de agregado com os vazios preenchidos com água e asfalto e coberto em toda superfície por uma película de ligante. ....	23
Figura 2.15 – Representação de uma partícula de agregado com poros permeáveis à água.	23
Figura 2.16 – Equipamento para realização do ensaio de angularidade de agregados miúdos .....	25
Figura 2.17 – Equipamento utilizado para determinação da % de partículas planas e alongadas de agregados graúdos do Superpave. ....	26
Figura 2. 18 – Pontos de controle e linha de densidade máxima de uma mistura com TMN de 19mm.....	28
Figura 2.19 – Exemplo de Compactador Marshall mecânico (Laboratório de Geotecnia da COPPE). ....	37

Figura 2.20 – Exemplo de um Compactador giratório – Laboratório de Geotecnia da COPPE.....	40
Figura 2.21 – Esquema do compactador giratório (MOTTA <i>et al.</i> , 1996).....	40
Figura 2.22 – Esquema do método de retangularização para cálculo dos índices de densificação (NASCIMENTO, 2008) .....	43
Figura 2.23 – Curva de densificação com representação da área que representa o TDI <sub>m</sub> (NASCIMENTO, 2008) .....	45
Figura 2.24 – Exemplo de Prensa de ensaio de resistência à tração indireta .....	46
Figura 2.25 – Equipamento para determinação do módulo de resiliência desenvolvido pela COPPE-UFRJ .....	48
Figura 2.26 – Equipamento para previsão da fadiga por compressão diametral, a tensão controlada, desenvolvido na COPPE-UFRJ e usado na presente pesquisa. ....	50
Figura 2.27– Deformação plástica ( $\epsilon_p$ ) acumulada em função do número de ciclos num ensaio uniaxial de carga repetida em mistura asfáltica (WITCZAK <i>et al.</i> , 2002) .....	51
Figura 2.28 – Corpo de Prova posicionado numa prensa hidráulica universal com sensores acoplados para ensaio de FN e módulo dinâmico – CENPES/Petrobras .....	53
Figura 2.29– Aparato utilizado para ensaio Gmm ou Rice – Kitasato sobre agitador mecânico.....	54
Figura 2.30 – Dessecador e bomba de vácuo utilizados na saturação dos corpos de prova para o ensaio de dano por umidade. ....	55
Figura 2.31 – Comparação entre misturas quente e morna recém produzidas (PROWELL e HURLEY, 2007) .....	60
Figura 2.32 – Imagens infravermelho de pavimentos em construção. Mistura quente à esquerda e mistura morna à direita. (PROWELL e HURLEY, 2007) .....	60
Figura 2.33 – Classificação de misturas de acordo com a temperatura e consumo de combustível para produção (D’ANGELO <i>et al.</i> , 2008). ....	61
Figura 2.34 – Exemplo de Ponto de injeção de aditivos químicos na linha de CAP para a tecnologia WMA. ....	62
Figura 2.35 – Gráfico comparativo do ensaio de compacidade de uma mistura quente convencional e misturas utilizando Cecabase <sup>®</sup> (SILVA <i>et al.</i> , 2009) .....	64

Figura 2.36 – Fotografia do Pitch Lake em Trinidad & Tobago ( <a href="http://www.richardseaman.com/Travel/TrinidadAndTobago/Trinidad/PitchLake/index.html">http://www.richardseaman.com/Travel/TrinidadAndTobago/Trinidad/PitchLake/index.html</a> ).....	69
Figura 2.37 – Foto de satélite do Pitch Lake – Google Earth.....	70
Figura 2.38 – Fotografia mostrando consistência do asfalto natural de Trinidad & Tobago ( <a href="http://www.richardseaman.com/Travel/TrinidadAndTobago/Trinidad/PitchLake/index.html">http://www.richardseaman.com/Travel/TrinidadAndTobago/Trinidad/PitchLake/index.html</a> ). .....	70
Figura 2.39 – TLA em forma de grãos peletizados .....	71
Figura 2.40 – Aspecto do gap graded com ligante modificado com TLA na Rodovia Presidente Dutra - dia 19 de outubro de 2009 (foto do autor).....	74
Figura 2.41 – Aplicação de mistura tipo <i>gap graded</i> com ligante modificado com TLA em trevo da Rodovia Presidente Dutra próximo à cidade de Paracambi- RJ dia 19 de outubro de 2009. (foto do autor). .....	75
Figura 2.42– Grãos de PR PLAST S .....	76
Figura 2.43 – Estrutura química da montmorilonita (PAIVA <i>et al.</i> , 2008).....	79
Figura 2.44 – Esquema das estruturas de camadas de silicatos de ligantes modificados (YU <i>et al.</i> , 2006).....	82
Figura 2.45 – VAI do ligante puro e modificado com OMMT após envelhecimento no TFOT e PAV (YU <i>et al.</i> , 2009).....	83
Figura 2.46 – Esquema do mecanismo de anti-envelhecimento do asfalto modificado com OMMT (YU <i>et al.</i> , 2009). .....	84
Figura 3.1 – Amostra do aditivo TLA usado nesta pesquisa.....	87
Figura 3.2 – Amostra do aditivo WMA usado nesta pesquisa. ....	87
Figura 3.3 – Amostra do aditivo PR Plast S usado nesta pesquisa.....	87
Figura 3.4 – Amostra do aditivo OMMT usado nesta pesquisa .....	88
Figura 3.5 – Agitador utilizado para a incorporação dos aditivos às amostras de CAP desta pesquisa .....	88
Figura 3.6 – Amostra dividida de ligante modificado para realização do ponto de amolecimento do ensaio e estabilidade de estocagem.....	89
Figura 3.7 – Curva viscosidade – temperatura do ligante CAP 50/70 sem aditivos. ....	92
Figura 3.8 – Curva viscosidade – temperatura do ligante CAP 30/45 sem aditivos. ....	92
Figura 3.9 – Curva viscosidade – temperatura do ligante CAP 50/70 com 25% TLA .....	93

Figura 3.10 – Curva viscosidade – temperatura do ligante CAP 30/45 com 2.0% WMA...	93
Figura 3.11 – Curva viscosidade – temperatura do ligante CAP 50/70 com 3% de OMMT. .....	94
Figura 3.12 – Grau PG necessários para as regiões brasileiras (LEITE e TONIAL, 1994)	96
Figura 3.13 – Curva T°C x G*/senδ do ligante CAP 50/70 sem aditivo e com adição de 25% de TLA, antes do RTFOT. ....	99
Figura 3.14 – Curva T°C x G*/senδ do ligante CAP 50/70 sem aditivo e com adição de 25% de TLA, após RTFOT. ....	100
Figura 3.15 – Curva T°C x G*/senδ do ligante CAP 30/45 sem aditivo e com adição de 2% de WMA, antes do RTFOT. ....	100
Figura 3.16 – Curva T°C x G*/senδ do ligante CAP 30/45 sem aditivo e com adição de 2% de WMA, após RTFOT. ....	101
Figura 3.17 – Curva T°C x G*/senδ do ligante CAP 50/70 sem aditivo e com adição de 3% de OMMT, antes do RTFOT. ....	101
Figura 3.18 – Curva T°C x G*/senδ do ligante CAP 30/45 sem aditivo e com adição de 2% de WMA, após RTFOT. ....	102
Figura 3.19 – Curva granulométrica da mistura de agregados e os limites da faixa B do DNIT. ....	105
Figura 3.20 – Curva granulométrica dos agregados sob potência 0,45 e a representação dos pontos de controle. ....	105
Figura 3.21 – Amostras de agregados graúdos utilizados no ensaio de partículas planas e alongadas. ....	107
Figura 3.22 – Ensaio de vazios não compactados em execução. ....	108
Figura 3.23 – Ilustração dos aditivos utilizados nas misturas em estudo. a) WMA – Rediset <sup>TM</sup> ; b) Peletes de TLA e c) PR Plast S. ....	113
Figura 3.24 – Misturador mecânico modelo BBMAX80 com capacidade máxima de 80Kg de mistura. ....	116
Figura 3.25 – a) Mistura manual realizada após mistura mecânica; b) Coleta de mistura para moldagem de corpos de prova. ....	117
Figura 3.26 – Compactador Marshall duplo automático utilizado na presente pesquisa. ..	118

Figura 3.27 – Compactador giratório IPC Servopac com sistema de carga eletro-pneumático utilizado nesta pesquisa. ....	121
Figura 3.28 – a) Corpos de prova para ensaio de <i>flow number</i> em comparação com corpos de provas utilizados para ensaio de resitência à tração; b) Corpo de prova posicionado na prensa hidráulica para realização do ensaio de <i>flow number</i> . ....	130
Figura 3.29 – Curva para determinação do TDI da mistura M4 – CAP 30/45 de referência. ....	131
Figura 3.30 – Condicionamento severo do ensaio de dano por umidade induzida: .....	134
Figura 4.1 – Goniômetro utilizado para determinação da tensão superficial (DOURADO, 2009). ....	139
Figura 4.2 – Imagens produzidas pelo goniômetro utilizando a gota pendente (DOURADO, 2009). ....	139
Figura 4.3 – Gráfico T°C x Tensão Superficial (mJ/m <sup>2</sup> ) gerado pelo programa DROPImage advanced (DOURADO, 2009). ....	140
Figura 4.4 – Gráfico teor de ligante (%) <i>versus</i> Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M3. ....	143
Figura 4.5 – Gráfico teor de ligante (%) <i>versus</i> Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M5. ....	144
Figura 4.6 – Gráfico teor de ligante (%) <i>versus</i> Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M6. ....	144
Figura 4.7 – Gráfico teor de ligante (%) <i>versus</i> Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M7. ....	144
Figura 4.8 – Gráfico teor de ligante (%) <i>versus</i> Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M1. ....	146
Figura 4.9 – Gráfico teor de ligante (%) <i>versus</i> Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M2. ....	147
Figura 4.10 – Gráfico teor de ligante (%) <i>versus</i> Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M4. ....	147
Figura 4.11 – Gráfico teor de ligante (%) <i>versus</i> Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M8. ....	147

Figura 4.12 – Gráfico teor de ligante (%) <i>versus</i> Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M9. ....	148
Figura 4.13 – Gráfico teor de ligante (%) <i>versus</i> Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M10. ....	148
Figura 4.14 – Gráfico teor de ligante (%) <i>versus</i> Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M11. ....	148
Figura 4.15 – Média dos resultados de ensaios de resistência à tração dos corpos de prova com valores acrescidos e subtraídos do desvio padrão. ....	151
Figura 4.16 – Média dos resultados de ensaios de módulo de resiliência dos corpos de prova com valores acrescidos e subtraídos do desvio padrão. ....	156
Figura 4.17 – Curvas de fadiga das misturas M1 e M2 (Diferença de tensões ( $\Delta\sigma$ ) <i>versus</i> vida de fadiga) .....	158
Figura 4.18 – Curvas de fadiga das misturas M4, M8, M9 e M10 (Diferença de tensões ( $\Delta\sigma$ ) <i>versus</i> vida de fadiga) .....	158
Figura 4.19 – Curvas de fadiga das misturas M1 e M2 (Deformação específica resiliente ( $\epsilon_r$ ) <i>versus</i> vida de fadiga).....	159
Figura 4.20 – Curvas de fadiga das misturas M4, M8, M9 e M10 (Deformação específica resiliente ( $\epsilon_r$ ) <i>versus</i> vida de fadiga).....	159
Figura 4.21 – Janela do programa SisPav com o dimensionamento das camadas utilizando o MR e a equação da curva de fadiga da M1. ....	162
Figura 4.22 - Janela do programa SisPav com o dimensionamento das camadas utilizando o MR e a equação da curva de fadiga da M2. ....	163
Figura 4.23 – Janela do programa SisPav com o dimensionamento das camadas utilizando o MR e a equação da curva de fadiga da M4. ....	163
Figura 4.24 – Janela do programa SisPav com o dimensionamento das camadas utilizando o MR e a equação da curva de fadiga da M8. ....	164
Figura 4.25 – Janela do programa SisPav com o dimensionamento das camadas utilizando o MR e a equação da curva de fadiga da M9. ....	164
Figura 4.26 – Janela do programa SisPav com o dimensionamento das camadas utilizando o MR e a equação da curva de fadiga da M10. ....	165

Figura 4.27 – Média dos resultados de ensaios de módulo dinâmico a 25°C com valores acrescidos e subtraídos do desvio padrão.....	171
Figura 4.28 – Média dos resultados de ensaios de módulo dinâmico a 60°C com valores acrescidos e subtraídos do desvio padrão.....	171

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Faixas granulométricas de agregados para misturas asfálticas densas .....	19
Tabela 2.2 – Limites SUPERPAVE de angularidade de agregados graúdos – AASHTO MP2/01.....	24
Tabela 2.3 – Limites SUPERPAVE de % de vazios compactados de agregados miúdos – AASHTO MP2/01.....	25
Tabela 2.4 – Limites SUPERPAVE de % partículas planas e alongadas de agregados miúdos – AASHTO MP2/01.....	26
Tabela 2.5 – Limites SUPERPAVE de % de teor de argila dos agregados – AASHTO MP2/01.....	27
Tabela 2.6 – Limites SUPERPAVE dos pontos de controle conforme TMN - AASHTO MP2/01.....	28
Tabela 2.7 – Peneiras de controle do método Bailey de acordo com o TMN (VAVRIK <i>et al.</i> , 2002).....	31
Tabela 2.8 – Limites das proporções dos agregados com comportamento graúdo (VAVRIK <i>et al.</i> 2002).....	32
Tabela 2.9 – Peneiras de controle para misturas de comportamento fino e acordo com o TMN (VAVRIK <i>et al.</i> , 2002).....	34
Tabela 2.10 – Limites das proporções dos agregados com comportamento fino (VAVRIK <i>et al.</i> 2002).....	34
Tabela 2.11 – Valores recomendados de parâmetros de dosagem de misturas asfálticas – DNIT ES-031/04 .....	38
Tabela 2.12 – Redução da emissão de poluentes em % com uso de WMA (D'ANGELO <i>et al.</i> , 2008).....	59
Tabela 2.13 – Grau PG de ligantes tratados com 2% de Rediset (LOGARAJ e ALMEIDA, 2009).....	65
Tabela 2.14 – Propriedades volumétricas e mecânicas médias dos CP's extraídos dos trechos (FRITZEN <i>et al.</i> , 2009). .....	66
Tabela 2.15 – Especificações para ligantes modificados com TLA.....	72

Tabela 2.16 – Caracterização do ligante CAP 50/70 + asfalto natural (TLA) (COSTA, 2008).....	73
Tabela 2.17 – Propriedades físicas do asfalto básico utilizado na pesquisa (YU <i>et al.</i> , 2006) .....	81
Tabela 2.18 – Resultados de ensaios de caracterização e reológicos fundamentais com o uso do DSR. (YU <i>et al.</i> , 2006).....	82
Tabela 3.1 – Parâmetros usados na incorporação dos aditivos aos ligantes asfálticos CAP 50/70 e CAP 30/45. ....	90
Tabela 3.2 – Ensaios de caracterização dos ligantes deste estudo sem envelhecimento de curto prazo. ....	94
Tabela 3.3 – Ensaios de caracterização dos ligantes deste estudo após envelhecimento. ....	95
Tabela 3.4 – Resultados dos parâmetros obtidos pelo DSR do CAP 50/70 sem aditivo, antes e após envelhecimento no RTFOT. ....	97
Tabela 3.5 – Resultados dos parâmetros obtidos pelo DSR do CAP 30/45 sem aditivo, antes e após envelhecimento no RTFOT. ....	97
Tabela 3.6 – Resultados dos parâmetros obtidos pelo DSR do CAP 50/70 + 25% TLA, antes e após envelhecimento no RTFOT.....	98
Tabela 3.7 – Resultados dos parâmetros obtidos pelo DSR do CAP 30/45 + 2% WMA, antes e após envelhecimento no RTFOT.....	98
Tabela 3.8 – Resultados dos parâmetros obtidos pelo DSR do CAP 50/70 + 3% OMMT, antes e após envelhecimento no RTFOT.....	99
Tabela 3.9 – Classificação segundo grau de desempenho dos ligantes utilizados nesta pesquisa. ....	102
Tabela 3.10 – Granulometria dos agregados utilizados nesta pesquisa.....	104
Tabela 3.11 – Proporção de cada agregado e granulometria da composição enquadrada na faixa B do DNIT.....	104
Tabela 3.12 – Resultados dos ensaios de densidade e absorção dos agregados. ....	106
Tabela 3.13 – Resultados dos ensaios de abrasão Los Angeles. ....	106
Tabela 3.14 – Resultado dos ensaios de equivalente em areia do pó de pedra utilizado na composição.....	107

Tabela 3.15 – Resultado dos ensaios de partículas planas e alongadas dos agregados gráudos utilizados na composição. ....	107
Tabela 3.16 – Resultado do ensaio de vazios não compactados do agregado fino. ....	108
Tabela 3.17 – Porcentagem passante das peneiras de controle do método Bailey. ....	109
Tabela 3.18 – Resultado das proporções AG, GAF e FAF obtidos após peneiramento e os limites definidos por VAVRIK <i>et al.</i> , (2002). ....	109
Tabela 3.19 – Resultados das porcentagens de vazios do agregado gráudo soltos no estado seco (VAG <sub>SS</sub> ) e a porcentagem de vazios dos agregados gráudos na mistura asfáltica. .....	110
Tabela 3.20 – Porcentagem passante das novas peneiras de controle do método Bailey...	111
Tabela 3.21 – Valores das novas proporções AG, GAF e FAF da mistura de agregados considerando comportamento fino. ....	111
Tabela 3.22 – Identificação das misturas, as respectivas temperaturas dos agregados e ligantes para produção e temperaturas de compactação. ....	114
Tabela 3.23 – Identificação das misturas dosadas pelo método Marshall e suas respectivas temperaturas para compactação. ....	117
Tabela 3.24 – Identificação das misturas dosadas pela metodologia SUPERPAVE e suas respectivas temperaturas para compactação. ....	120
Tabela 3.25 – VAM mínimo em função do tamanho máximo do agregado (AASHTO MP2/01). ....	123
Tabela 3.26 – Limites da RBV em função do volume de tráfego N-ESAL (AASHTO- MP2/01). ....	123
Tabela 3.27 – Limites da %Gmm do N <sub>ini</sub> , N <sub>proj</sub> e N <sub>max</sub> em função do volume de tráfego N – ESAL (AASHTO MP2/01). ....	124
Tabela 3.28 – Quantidade de corpos de prova moldados para cada ensaio realizado. ....	127
Tabela 3.29 – Equação das curvas de compactação das misturas. ....	132
Tabela 3.30 – Limites de CDI e TDI estabelecidos por BAHIA e FAHEEM (2007). ....	132
Tabela 3.31 – Quantidade de corpos de prova utilizados para os ensaios de dano por umidade induzida. ....	134
Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de caracterização dos ligantes sem envelhecimento.	136

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de caracterização dos ligantes com envelhecimento. .....	136
Tabela 4.3 – Resultados da dosagem Marshall das misturas TMN 19mm a 4% Vv. ....	145
Tabela 4.4 – Resultados da dosagem SUPERPAVE das misturas TMN 19mm a 4% Vv..	149
Tabela 4.5 – Resultados do ensaio de resistência à tração de corpos de prova virgens e após módulo de resiliência.....	151
Tabela 4.6 – Resultados dos ensaios de resistência à tração dos corpos de prova e resistência à tração retida.....	153
Tabela 4.7 – Resultados dos módulos de resiliência das misturas estudadas.....	155
Tabela 4.8 – Parâmetros obtidos das curvas de fadiga deste estudo para WMA .....	160
Tabela 4.9 – Resultados dos índices de CDI, TDI e TDI <sub>m</sub> das misturas desta pesquisa ....	166
Tabela 4.10 – Resultados dos ensaios de módulo dinâmico, realizados pelo CENPES/Petrobras, à 25°C e 60°C nas frequências de 10Hz e 5Hz, respectivamente. .....	170
Tabela 4.11 – Resultados de <i>flow number</i> após ensaios de módulo dinâmico à 60°C realizados pelo CENPES/Petrobras.....	173

## SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

%Gmm@(N+1) – Porcentagem da Gmm em um giro (N+1)

%Gmm@LI – Porcentagem da Gmm no limite inicial

%Gmm@N – Porcentagem da Gmm em um giro N

$\Delta\sigma$  – Diferença de tensões

$|E^*|$  – Módulo dinâmico uniaxial

A – % passada na peneira # 4,76 mm e retida na # 0,297 mm

a – % passada na peneira 0,297 mm e retida na # 0,075mm

a% – teor de asfalto na mistura

AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials*

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ABPv – Associação Brasileira de Pavimentação

AETT – Anuário Estatístico de Transportes Terrestres

AG – Proporção de Agregado Graúdo

$A_N$  – Área de um retângulo N qualquer

ANP – Agência Nacional de Petróleo

ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres

ASTM – *American Society for Testing and Materials*

BBR – *Bending Beam Rheometer*

CAP – Cimento Asfáltico de Petróleo

CDI – *Compaction Densification Index*

CENPES – Centro de Pesquisas da Petrobras

CGS – Compactador Giratório SUPERPAVE

COI – Comitê Olímpico Internacional

CP – Corpo de Prova

D – Média de 4 medidas do diâmetro do corpo de prova

dam – densidade real média ponderada dos agregados

DC – Deformação Controlada

DENATRAN – Departamento Nacional de Trânsito

DMC – Densidade Máxima Calculada

$d_{\text{molde}}$  – Diâmetro do molde (100mm)  
DMT – Densidade Máxima Teórica  
DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem  
DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes  
DSR - *Dynamic Shear Rheometer*  
DTT – *Direct Tension Tester*  
ESAL – *Equivalent Single Axle Load*  
EUA – Estados Unidos da América  
f – % passada na peneira 0,075 mm  
FAF – Proporção Fina dos Agregados Finos  
fcl – Fator campo laboratório  
FHWA – *Federal Highway Administration*  
FN – *Flow Number*  
g – % passada na peneira # 9,52 mm e retida na # 4,76 mm  
G – % retida na peneira # 9,52 mm  
G\* - Módulo complexo  
Ga – Densidade do asfalto  
GAF – Proporção Graúda dos Agregados Finos  
Gmb – Densidade aparente da mistura asfáltica  
Gmb<sub>est</sub> – Densidade aparente estimada da mistura asfáltica  
Gmm – Densidade máxima da mistura.  
Gsa – Densidade real dos agregados  
Gsb – Densidade aparente dos agregados  
Gse – Densidade efetiva dos agregados  
h – Altura estimada do corpo de prova  
H – Media de 4 medidas da altura do corpo de prova  
ID<sub>M</sub> – Índice de Degradação de rochas após compactação Marshall sem Ligante  
ID<sub>ML</sub> – Índice de Degradação de rochas após compactação Marshall com Ligante  
IDOT – *Illinois Department of Transportation*  
K<sub>1</sub> – Fator de regressão K da curva de fadiga em função da diferença de tensões  
K<sub>2</sub> – Fator de regressão K da curva de fadiga em função da deformação resiliente específica

$K_3$  – Coeficiente de regressão K da curva de fadiga do programa SisPav  
LVDT – *Linear Variable Differential Transformer*  
m – Módulo de riqueza  
 $M_c$  – Massa corrigida do corpo de prova e que será usada para moldagem  
 $M_{cp}$  – Massa do corpo de prova  
MR – Módulo de Resiliência  
N (DNIT) – Número de solicitações de eixos equivalentes ao *eixo* padrão de 8,2t  
N = Vida de fadiga;  
n1 – Fator de regressão n da curva de fadiga em função da diferença de tensões  
n2 – Fator de regressão n da curva de fadiga em função da deformação resiliente específica  
NAPA – *National Asphalt Pavement Association*  
NBR – Normas Brasileiras  
NCAT – *National Center for Asphalt Technology*  
 $N_e$  – Número de divisões alcançado pelo extensômetro durante ensaio de compressão diametral  
 $N_{ini}$  – Número de giros inicial  
 $N_{max}$  – Número de giros máximo  
 $N_{proj}$  – Número de giros de projeto  
OMMT – *Organomodified Montmorillonite*  
P.A. – Ponto de Amolecimento  
PAV – *Pressure Aging Vessel*  
Pca – Porcentagem de asfalto em relação à mistura  
PCP – Peneira de Controle Primário  
PCS – Peneira de Controle Secundário  
PCT – Peneira de Controle Terciário  
Pen – Penetração  
PG - *Performance grade*  
PM – Peneira Média  
RBV – Relação Betume Vazios  
REDUC – Refinaria de Duque de Caxias  
RPM – Rotação Por Minuto

RRT – Resistência à tração retida  
RT – Resistência à Tração  
RTFOT – *Rolling Thin Film Oven Test*  
S – Superfície específica do agregado em m<sup>2</sup>/kg  
SHRP – *Strategic Highway Research Program*  
SisPav – Programa de dimensionamento de pavimentos desenvolvido por FRANCO, 2007  
SUPERPAVE – *Superior Performing Asphalt Pavements*  
T'ca – Teor de asfalto corrigido devido à densidade do agregado mineral  
TC – Tensão Controlada  
Tca – Teor de betume em relação a massa de agregado  
TDI – *Traffic Densification Index*  
TDI<sub>m</sub> – TDI modificado  
TF – Teor de finos  
TLA – *Trinidad Lake Asphalt*  
TMN – Tamanho Máximo Nominal dos agregados  
VAM – Vazios do agregado mineral  
VCB – Vazios com betume  
V<sub>cp</sub> – Volume do corpo de prova  
V<sub>mx</sub> – Volume do CP calculado a partir do diâmetro interno do molde e a altura do CP em determinado giro  
V<sub>v</sub>% - Porcentagem de volume de vazios  
W<sub>m</sub> – Massa do corpo de prova  
WMA – *Warm-Mix Asphalt*  
γ<sub>mín</sub> – Máxima deformação devido à tensão de cisalhamento aplicada  
γ<sub>w</sub> – Massa específica da água  
Δ – Deformação elástica ou resiliente  
Δt – Tempo de defasagem  
ε<sub>0</sub> – Deformação axial recuperável máxima  
ε<sub>i</sub> – Deformação inicial  
ε<sub>p</sub> – Deformação plástica  
μ – Coeficiente de Poisson

$\sigma_i$  – Tensão inicial

$\tau_{m\acute{a}x}$  - Máxima tensão de cisalhamento aplicada

$\omega$  – Frequência angular

$\varepsilon_r$  – Deformação resiliente específica

$\varepsilon_t$  – Deformação específica de tração

$\delta$  – Ângulo de fase

$\sigma_0$  – Tensão dinâmica máxima

## 1 – INTRODUÇÃO

Estatísticas publicadas no Anuário Estatístico de Transportes Terrestre (AETT), do Ministério dos Transportes, tendo como fonte o DENATRAN, mostram forte crescimento da frota de veículos no país. Tal fato é percebido também nas vias urbanas com o aumento do trânsito de veículos e consequentes engarrafamentos quilométricos, que pelo volume e também devido à baixa velocidade acabam exigindo mais dos pavimentos. Os números mostram um aumento de 15% da frota de veículos na cidade do Rio de Janeiro entre 2003 e 2007. A capital fluminense embora tenha a segunda maior frota do País, foi a que apresentou o menor aumento, quando comparada com as demais capitais da região sudeste, neste intervalo. Belo Horizonte foi a que apresentou o maior aumento, cerca de 30%, em Vitória o aumento foi de 29% e em São Paulo, onde está a maior frota do Brasil, o aumento alcançou 23%. Na cidade do Rio de Janeiro em 2007 alguns números da frota licenciada por tipo de veículo são: 1.396.083 automóveis, 27.190 caminhões, 11.943 ônibus, 8.451 semi-reboques e 1.836 caminhões - trator.

Nas estradas tem-se notado não apenas o maior número de veículos pesados como também o aumento da capacidade de carga dos mesmos, seja por configurações múltiplas, seja por excesso. Esta tendência, aliada a serviços de pavimentação mal executados e a projetos inadequados utilizando critérios obsoletos que não englobam todas as variáveis, favorece o surgimento de defeitos como os causados por: fadiga e por deformação permanente da massa asfáltica.

Para evitar a ocorrência prematura desses defeitos, uma das opções, além dos estudos de critérios de dosagem, é a introdução no mercado de vários tipos de aditivos para ligantes e misturas asfálticas. Também a questão do meio ambiente e da saúde do trabalhador do setor de pavimentos tem conduzido ao surgimento de novos produtos e processos que permitam diminuir a temperatura de usinagem e de compactação, como comentado mais adiante.

As soluções da área de planejamento de transportes como melhoria e incentivo ao uso dos meios de transportes coletivos públicos urbanos, que além de trazer benefícios relacionados

ao pavimento, também colaboram para o meio ambiente, e de investimentos em outros tipos de transportes como o ferroviário e aquaviário são alternativas para reduzir o tráfego rodoviário, e devem ser incentivadas pela sociedade e pelos técnicos do setor.

Atualmente algumas concessionárias de rodovias brasileiras têm executado trechos com alguns aditivos melhoradores de desempenho da mistura, e um deles é o TLA (*Trinidad Lake Asphalt*) que é um asfalto extraído de um lago natural na Ilha de Trinidad do país Trinidad e Tobago. Sua função como aditivo ao cimento asfáltico é de conferir ao ligante maior rigidez para resistir às deformações permanentes em conjunto com propriedades que garantam maior vida de serviço.

Outros dois materiais que foram objetos de estudo neste trabalho são: PR Plast S e a OMMT (montmorilonita organofílica, hidrofóbica ou modificada). O primeiro é um polímero que deve ser adicionado durante a mistura dos agregados e que funciona como um produto que permite a redução do afundamento de trilha de rodas. O segundo é um material que tem sido bastante estudado pela área de nanotecnologia e que tem como função melhorar as propriedades reológicas dos materiais, aos quais são incorporados. Notícia de teste de viabilidade do emprego deste material em pavimentação foi conseguida em estudos reológicos de ligantes com OMMT (Yu *et al.*, 2006). Não há no Brasil registros de estudos de misturas asfálticas com o uso destes aditivos.

Tem-se discutido com bastante intensidade na indústria da pavimentação, o uso de tecnologias que visam a sustentabilidade; embora não haja tratados internacionais exigindo uma ação neste sentido, a área da pavimentação tem se apresentado pró-ativa neste aspecto. A preocupação com o meio ambiente tem sido um assunto bastante enfatizado e se tornou uma tendência nos países desenvolvidos, onde várias rodovias já foram executadas com tecnologias que visam melhorar os processos de usinagem e aplicação. Os Estados Unidos, por exemplo, criaram nesta década programas com objetivo de permitir o contato de seus técnicos com as tecnologias de modificação que estão sendo utilizadas na Europa.

A implantação de tecnologias como o *Warm-mix asphalt* (WMA), conhecida no Brasil como misturas mornas, é prova da busca da sustentabilidade. Esta tecnologia permite a diminuição da temperatura de produção e aplicação das misturas asfálticas. Esta redução da temperatura diminui a emissão de poluentes e a exposição dos trabalhadores aos fumos e à alta temperatura.

No Brasil, os estudos e aplicação deste tipo de tecnologia se restringem aos institutos de pesquisas, onde foram realizados estudos de laboratório com tecnologias de misturas mornas distintas à que será apresentada neste trabalho. Dois experimentos de campo já foram relatados: um na ilha do Fundão (FRITZEN *et al*, 2009) com construção de quatro segmentos com uso de produtos diferentes e outro no Rio Grande do Sul, onde foi utilizada a técnica da espumação do asfalto em usina fixa apresentado pela empresa Terex em palestra na sede da ABPv em setembro de 2009. Este é um assunto dos mais comentados nos últimos anos em todo o mundo, daí a importância de intensificar as pesquisas na área de misturas mornas, para se identificar quais seriam as técnicas ou produtos mais convenientes para o País.

As misturas mornas podem vir a ser a solução adotada pela Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro diante da necessidade de preparar a rede viária da cidade para estar em condição adequada de sediar a Copa do Mundo de Futebol em 2014 e os jogos olímpicos mundiais em 2016. Sabe-se, e isto foi um dos fatores que garantiram à Cidade a escolha para sediar os jogos, que o Comitê Olímpico Internacional (COI) incentiva o uso de técnicas que visam a sustentabilidade, e na área de pavimentação o uso de WMA é uma representação desta prática. Há preocupação da atual administração em melhorar as condições de trabalho do setor tendo em vista as altas temperaturas do ar que normalmente já afligem os trabalhadores da área de pavimentos. O autor da presente pesquisa é funcionário da Secretaria Municipal de Obras e teve o apoio da administração deste órgão para seus estudos, visando introduzir melhorias nas obras de pavimentação.

O objetivo desta dissertação é a análise do comportamento mecânico em laboratório, de misturas produzidas com ligantes modificados em laboratório, utilizando como aditivos três

produtos: o WMA, o TLA e o PR Plast S, por meio de resultados de ensaios de caracterização, dosagem, trabalhabilidade, dano por umidade induzida e de avaliação do comportamento de fadiga. Não foram realizadas misturas com a montmorilonita devido à pequena quantidade de material disponível no momento do estudo. No entanto foram executados os ensaios de caracterização e ensaios reológicos fundamentais com este aditivo.

Além deste capítulo a dissertação compreende outros 4 capítulos, que estão listados a seguir:

Capítulo 2 – Neste capítulo é apresentada a revisão bibliográfica onde são apresentados os ensaios para caracterização dos materiais, dosagem de misturas e análise das propriedades mecânicas das misturas. Registra também uma revisão sobre o uso dos aditivos estudados e suas características.

Capítulo 3 – São mostrados os materiais e métodos utilizados para realização dos ensaios, mostrando os equipamentos utilizados e os procedimentos adotados. São apresentados também os resultados da caracterização dos materiais utilizados na pesquisa.

Capítulo 4 – São apresentados os resultados mecânicos das misturas e análises dos resultados encontrados, inclusive da caracterização dos materiais utilizados.

Capítulo 5 – São apresentadas as conclusões das análises dos resultados e algumas sugestões para trabalhos futuros.

## **2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 LIGANTES ASFÁLTICOS.**

#### **2.1.1 Generalidades.**

O asfalto é uma mistura de hidrocarbonetos derivados do petróleo. Podem ser extraídos da natureza em lagos naturais, rochas asfálticas ou por processo de refino do petróleo. São comumente utilizados em serviços de impermeabilização e juntamente com agregados para a produção de misturas asfálticas.

O cimento asfáltico de petróleo – CAP, como é conhecido no Brasil – é um produto: semi-sólido a temperatura baixa, viscoelástico na temperatura ambiente e líquido em temperatura alta; comporta-se como fluido newtoniano em temperaturas com valores próximos a 100°C e como pseudoplástico em temperaturas entre 25°C e 60°C (LEITE, 1999).

O manuseio e estocagem do asfalto devem ser feitos com a temperatura mais baixa possível, a se evitar o envelhecimento do ligante. O envelhecimento do ligante é um fenômeno que tem influência no desempenho da mistura asfáltica. A exposição do ligante às altas temperaturas e às intempéries permite a perda de voláteis e a oxidação, o que é prejudicial no que diz respeito à fadiga. Tem-se, ao longo dos anos, tentado diminuir este efeito com adição de produtos e novas tecnologias executivas.

Quanto à deformação permanente o ligante apresenta menor resistência no início de sua vida de serviço, quando sua rigidez é menor, sendo afetado também pelas altas temperaturas e por veículos trafegando à baixa velocidade com cargas elevadas.

Os CAPs mais utilizados no Brasil são o 30/45 e o 50/70. Esta classificação é feita por meio da penetração de uma agulha padrão sob condições padronizadas (uma medida de dureza) e os números indicam a faixa de penetração, ou seja, CAP cuja dureza está entre 30

e 45 é classificado como um CAP 30/45. Além deste ensaio, o CAP deve obedecer intervalos de valores de outros critérios para cumprir a especificação ANP como será visto.

### 2.1.2 Ensaio de caracterização do ligante asfáltico.

A especificação de material DNIT-EM-095/2006 adota a nova especificação de CAP que consta na Resolução N° 19/2005 da Agência Nacional de Petróleo – ANP, onde são informados os valores de vários parâmetros recomendados para que se garantam as características desejadas do asfalto. Estas são descritas brevemente a seguir:

- Penetração: Ensaio onde uma agulha de peso padrão de 100g penetra, por 5s, em uma amostra de volume padrão à temperatura de 25°C, expressa em grandeza de décimo de milímetros. As normas para a realização deste ensaio são: DNER-ME-003/99, ABNT 6576 e ASTM D5. Na figura 2.1 mostra-se um exemplo deste equipamento.



Figura 2.1 – Penetrômetro de ensaio de CAP

- Viscosidade: no Brasil o equipamento mais utilizado para determinação da viscosidade é o viscosímetro Saybolt Furol e seu procedimento está descrito nas normas: ABNT NBR 14950 e ASTM E102. Outro equipamento que tem sido utilizado mais recentemente no País é o viscosímetro Brookfield, utilizado na caracterização de ligantes pelo método SUPERPAVE. Este permite obter a curva viscosidade × temperatura em

ampla faixa de determinação utilizando a mesma amostra e fornece a viscosidade aparente do ligante. Os procedimentos para realização deste ensaio constam nas normas ABNT NBR 15184 e ASTM D4402. Exemplos destes dois equipamentos estão na figura 2.2.



Figura 2.2 – Viscosímetros para ensaio de CAP (a - Saybolt Furol, b – rotacional Brookfield)

- Ponto de amolecimento: é um ensaio que fornece uma medida da temperatura na qual o asfalto amolece quando aquecido sob certas condições particulares e atinge uma determinada condição de escoamento. As normas ABNT NBR 6560 e ASTM D36 descrevem os procedimentos do ensaio. Na figura 2.3 está mostrado um exemplo deste ensaio em andamento.



Figura 2.3 – Ensaio de ponto de amolecimento em execução.

- Dutilidade: é um ensaio utilizado para se verificar a capacidade de um ligante se alongar na forma de um filamento. Seu valor é dado pelo alongamento máximo alcançado pelo ligante a uma velocidade de 5cm/min e imerso em água à 25°C, antes de romper. Normas referentes a este ensaio são: ABNT NBR 6293, DNER ME 163/98 e ASTM D113.
- Solubilidade: ensaio para se determinar o teor de betume e a pureza do ligante. É feito filtrando o asfalto com um solvente e a quantidade de material retido representa as impurezas presentes no CAP. Os procedimentos do ensaio constam nas normas: ABNT NBR 14855 e ASTM D2042.
- Durabilidade: o ensaio mais utilizado atualmente para esta avaliação utiliza a estufa de filme fino rotativa, conhecida como RTFOT (*Rolling Thin Film Oven Test*), como mostrado na figura 2.4. Consiste na simulação do envelhecimento do ligante chamado de curto prazo. Este envelhecimento é correlacionado com o envelhecimento do ligante que ocorre na usina e transporte até sua aplicação. As normas que descrevem os procedimentos e especificações deste ensaio são: ABNT NBR 15235 e ASTM D2872.



a) Estufa de filme rotativo (RTFOT)



b) Tubos do RTFOT: Sem amostra, com amostra antes do ensaio e com amostra após ensaio.

Figura 2.4 – Equipamento de ensaio de envelhecimento acelerado de ligante

- Ponto de fulgor: o ensaio de ponto de fulgor está relacionado à segurança do transporte, estocagem e usinagem do ligante e fornece a menor temperatura na qual os vapores emanados durante o aquecimento se inflamam quando expostos a uma fonte de ignição. O método para o ensaio de ponto de fulgor consta nas normas: ABNT NBR 11341 e ASTM D92. Na figura 2.5 mostra-se um exemplo de um equipamento para a realização deste ensaio.



Figura 2.5 – Equipamento de ensaio de ponto de fulgor.

- Massa específica: grandeza que permite a conversão de massas em volumes e vice-versa durante cálculos de determinação do teor de projeto de misturas asfálticas. Este

ensaio é feito por meio de picnômetro e está normalizado pela ABNT NBR 6296. Na figura 2.6 mostra-se uma sequência de picnômetros nas várias fases do ensaio.



Figura 2.6 – Sequência de picnômetros: vazio, preenchido com água, com certa quantidade de asfalto e preenchido com água e asfalto.

### **2.1.3 Classificação de ligantes segundo metodologia SUPERPAVE.**

O programa SHRP (*Strategic Highway Research Program*) foi desenvolvido nos EUA nas décadas de 1980/90 com a finalidade de estabelecer novos critérios de avaliação e especificação de materiais asfálticos.

A principal mudança em relação aos critérios convencionais é que o ligante passa a ser avaliado conforme suas características reológicas numa ampla faixa de temperatura, o que favorece o conhecimento do comportamento de toda a vida do revestimento, desde a usinagem até o fim da vida do pavimento.

Os ligantes são classificados segundo seu grau de desempenho (*performance grade* – PG) e identificados pela sigla PG seguida de 2 números, sendo o primeiro referente à temperatura máxima que o asfalto possui propriedades indicadas para resistir à deformação permanente e o segundo referente à temperatura mínima onde o asfalto mantém propriedades adequadas sem sofrer trincas térmicas. Por exemplo, um ligante enquadrado como PG 64-22 pode ser utilizado em regiões que apresentem pavimentos com temperatura na superfície de até 64°C nos sete dias mais quentes do ano e de -22°C no dia mais frio.

Para enquadrar o ligante asfáltico na classificação pelo método SUPERPAVE é necessário utilizar os equipamentos descritos sumariamente a seguir e realizar os seguintes ensaios:

- Reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR – *Dynamic Shear Rheometer*): Ensaio usado para caracterizar o ligante quanto às suas propriedades viscoelásticas. É feito submetendo uma pequena amostra de ligante a tensões de cisalhamento oscilatórias, obtendo-se o módulo complexo ( $G^*$ ) e o ângulo de fase ( $\delta$ ) segundo a norma ASTM D7175. Este ensaio é realizado para caracterizar o comportamento elástico e viscoso de ligantes, avaliando sua rigidez em função do módulo de cisalhamento complexo ( $G^*$ ) e ângulo de fase ( $\delta$ ). Na figura 2.7 mostra-se um exemplo deste tipo de equipamento.

O equipamento exerce, entre duas placas paralelas, uma fixa e outra móvel, oscilações de 10rad/s (1,59Hz), que representa carregamentos equivalentes a um tráfego de 80km/h com aplicações de carga a cada 0,1s (ODA, 2000). O resultado é a obtenção do parâmetro  $G^*/\sin(\delta)$ . As medidas de  $G^*$ ,  $\delta$  e  $G^*/\sin \delta$ , são calculadas em determinada temperatura, com incrementos de 6°C. Este valor de incremento é adotado por ser o que ocasiona a queda da rigidez do ligante para próximo da metade (ABELRAHMAN, 1996).



Figura 2.7 – Reômetro de cisalhamento dinâmico (*Dynamical shear rheometer – DSR*)

Para garantir adequada resistência à deformação permanente de um ligante, os valores  $G^*/\sin(\delta)$  devem ser maiores que 1,0 kPa para amostras virgens e de 2,20 kPa para amostras envelhecidas no RTFOT. A maior temperatura de ensaio onde se obtém valores de  $G^*/\sin(\delta)$  maiores que os valores estipulados é o valor da temperatura máxima adotado

para classificação do grau de desempenho (*performance grade* – PG), ou seja, é o valor de temperatura máxima onde não há comprometimento do ligante quanto à deformação permanente.

O  $G^*$  é a resistência total do ligante quando exposto a pulsos repetidos de tensões de cisalhamento e consiste de uma componente recuperável e outra não recuperável, dada pela expressão seguinte:

$$G^* = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{\gamma_{m\acute{a}x}} \quad (2.1)$$

Onde:

$G^*$  = Módulo complexo de cisalhamento, Pa.

$\tau_{m\acute{a}x}$  = Máxima tensão de cisalhamento aplicada, Pa;

$\gamma_{m\acute{a}x}$  = Máxima deformação devido à tensão de cisalhamento aplicada.

O ângulo de fase ( $\delta$ ) avalia a razão entre a resposta elástica e a viscosa durante o processo de cisalhamento. Sua medida é determinada pelo produto entre o tempo de atraso da resposta da deformação após aplicação da tensão e a frequência angular (BERNUCCI, *et al.*, 2006). A expressão utilizada para sua obtenção é a seguinte:

$$\delta = \omega \cdot \Delta t \quad (2.2)$$

Onde:

$\delta$  = Ângulo de fase;

$\omega$  = Frequência angular, 1/s;

$\Delta t$  = Tempo de defasagem, s.

- Vaso de envelhecimento sob pressão (PAV): é um ensaio que simula o envelhecimento do ligante ao longo do período de vida útil. Este ensaio é realizado após o ensaio de RTFOT e permite a oxidação acelerada do ligante por meio de ar sob pressão e temperatura elevada. O ensaio de referência é ASTM 6521/2000 e na figura 2.8 mostra-se um exemplo do equipamento usado.



Figura 2.8 – Equipamento (*Pressure aging vessel* – PAV)

- Reômetro de fluência em viga (BBR – *Bending Beam Rheometer*): ensaio utilizado para caracterizar o ligante em baixas temperaturas. É feito submetendo uma viga a um carregamento estático em temperaturas entre  $-36^{\circ}\text{C}$  e  $0^{\circ}\text{C}$ . O ensaio de referência é ASTM D6648 e na figura 2.9 mostra-se um modelo de equipamento usado neste procedimento.

Este ensaio mede a deflexão no ponto médio da vigota moldada com ligante asfáltico envelhecido no PAV, gerada pela aplicação de carga no meio do vão, conforme figura 2.9 (c), por 240 segundos. O ensaio fornece os valores de  $S$  “rigidez”, cujo valor recomendado pelo SUPERPAVE não deve ser superior a  $300\text{MPa}$  a 60 segundos, e  $m$  “módulo de relaxação”, cujo valor recomendado deve ser maior ou igual a  $0,300$  a 60 segundos.

No caso de um ligante apresentar valor de  $S$  maior que o recomendado, poderá ser aceito desde que possua resultado de teste de tração direta DTT (*Direct Tension Tester*) satisfatório.

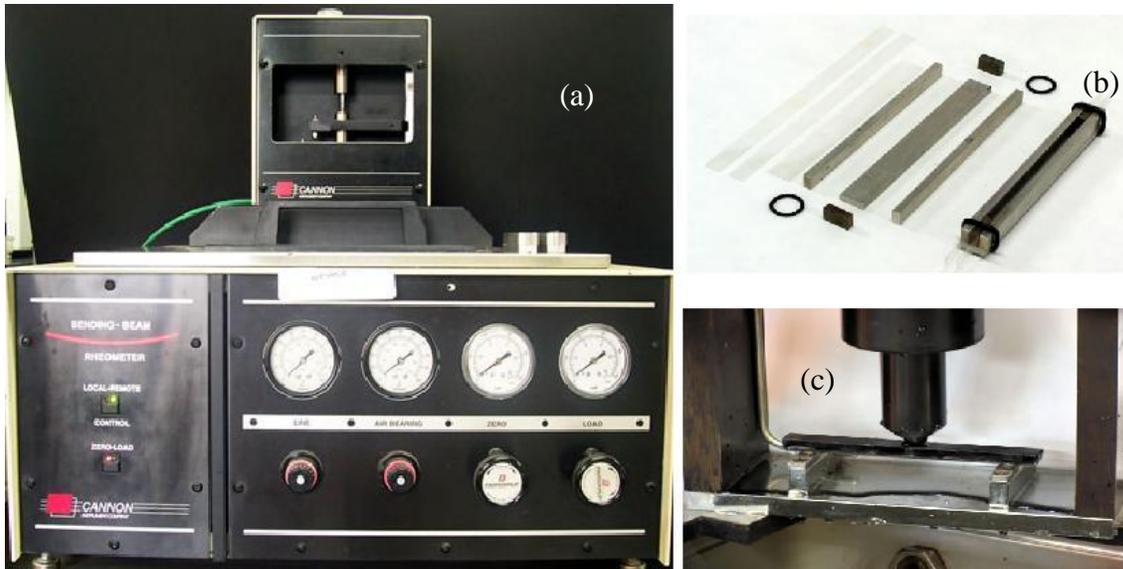


Figura 2.9 – Reômetro de fluência de viga (*Bending beam rheometer – BBR*):

a) equipamento; b) molde da viga de ligante asfáltico; c) viga de ligante asfáltico sob carregamento central.

- Ensaio de tração direta (DTT – *Direct Tension Tester*): ensaio realizado em ligantes modificados que exibem uma rigidez estática maior que a desejada, mas que, devido à sua capacidade de deformar sem romper à baixa temperatura, podem não trincar. O ensaio de referência é o ASTM D 6723 e na figura 2.10 mostra-se um exemplo de equipamento.

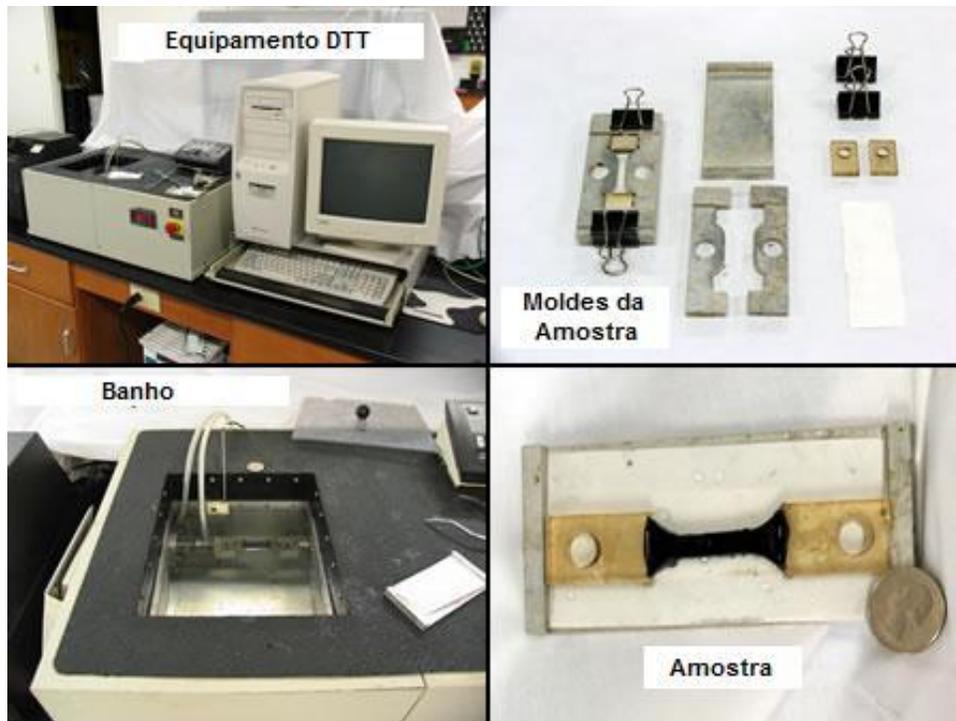


Figura 2.10 – Mosaico representativo do equipamento e acessórios para ensaio de tração direta – (*Direct tension test* – DTT)

## 2.2 AGREGADOS PARA MISTURAS ASFÁLTICAS

### 2.2.1 Generalidades

Para que a mistura asfáltica apresente um desempenho satisfatório é fundamental que os agregados sejam bem selecionados, apresentando as características recomendadas de forma, adesividade e resistência. Os agregados são os responsáveis por sustentar as cargas aplicadas ao pavimento e transferi-las para as camadas subjacentes. Muitas vezes, defeitos tais como: descolamento, desintegração superficial, baixa resistência ao atrito superficial e deformações permanentes podem ser atribuídos diretamente à seleção e uso inapropriado dos agregados.

Os agregados utilizados na pavimentação são, em geral, materiais rochosos provenientes de pedreiras. Vários outros tipos têm sido estudados e aplicados, obtendo-se resultados relativamente bons como é o caso da laterita e da escória. A argila calcinada também tem

sido pesquisada e poderá ser alternativa em regiões onde não há agregados rochosos de boa qualidade.

As propriedades químicas dos agregados exercem pequeno efeito no desempenho do agregado, mas o efeito é significativo quando influencia a adesão do ligante asfáltico ao agregado. Um agregado que não possui boa adesividade tende a causar defeitos como a desagregação. Para evitar este fenômeno são utilizados materiais melhoradores de adesividade como a cal e os agentes melhoradores de adesividade, conhecidos no meio técnico como dopes.

### **2.2.3 Classificação dos Agregados**

Os agregados podem ser classificados quanto à natureza, quanto ao tamanho, quanto à distribuição dos grãos nas formas seguintes:

a) Classificação dos agregados quanto à natureza:

- Agregados Naturais – são obtidos por processo de britagem de rochas ou por obtenção convencional de desmontagem, escavação e dragagem. Ex.: Pedregulhos, britas, seixos, areias e etc.
- Agregados Artificiais – são resíduos obtidos por processos industriais ou fabricados especificamente com o objetivo de alto desempenho ou também como alternativa para regiões onde há dificuldade de se obter agregados com características definidas. Ex.: Escoria de alto-forno e de aciaria; argila calcinada e expandida.

b) Classificação dos agregados quanto ao tamanho (DNIT ES 031/04):

- Agregado Graúdo – é o material com dimensões maiores que 2,00mm (peneira n°10). Ex.: Brita 1, seixos e etc.

- Agregado Miúdo – é o material com dimensões entre 2,00mm e 0,075 (peneiras n°10 e n°200). Ex.: Areias, pó de pedra e etc.
- Agregado de enchimentos ou fíler – é o material que ao menos 65% das partículas passam pela peneira n°200. Ex.: Cal hidratada, cimento portland, cinzas e etc.

c) Classificação dos agregados quanto à graduação (BERNUCCI, *et al*, 2006):

- Agregados de graduação densa – são aqueles que apresentam uma distribuição granulométrica contínua e próxima da densidade máxima, com material fino suficiente para preencher os vazios das partículas maiores.
- Agregados de graduação aberta – são aqueles que apresentam uma distribuição granulométrica contínua, mas com insuficiência de material fino, o que resulta em maior volume de vazios.
- Agregados de graduação uniforme – são aqueles que apresentam uma curva granulométrica bastante íngreme devido aos tamanhos de suas partículas muito próximos.
- Agregados de graduação descontínua – são aqueles cuja curva granulométrica apresenta um patamar devido à pequena quantidade de partículas de tamanho intermediário.

#### **2.2.4 Ensaios de caracterização dos agregados**

- Abrasão Los Angeles: o ensaio mais usado para se determinar a resistência de um agregado é o ensaio de abrasão Los Angeles, usado para medir a degradação por abrasão e impacto. No Brasil este ensaio é normalizado pelo método de ensaio DNER-035/98 e NBR NM 51. Consiste na degradação do agregado na máquina “Los Angeles”, onde há uma carga abrasiva composta por esferas de aço e submetida a um determinado número de

revoluções a uma velocidade de 30RPM a 33RPM. O valor da abrasão Los Angeles é expresso pela porcentagem, em peso, do material que passa, após ensaio, pela peneira de malhas quadradas de 1,7mm em relação ao que existia inicialmente nesta peneira. Na figura 2.11 é mostrado um exemplo do equipamento Los Angeles.



Figura 2.11– Equipamento para ensaio de abrasão Los Angeles

O valor de Los Angeles em muitas especificações de pavimentação é limitado no máximo 50%, mas nas proximidades do município do Rio de Janeiro poucos são os agregados que atendem esse requisito. Várias obras foram realizadas, com autorização, com valores de abrasão Los Angeles acima do recomendado, e obtiveram desempenho satisfatório.

Nestes casos, para agregados que não passam no Los Angeles, outros ensaios são recomendados pelo DNER como alternativas de medir a qualidade dos mesmos ao desgaste e abrasão, como segue:

- DNER-ME-397/99 – Determinação do índice de degradação Washington;
- DNER-ME-398/99 – Índice de degradação após compactação Proctor;
- DNER-ME-399/99 – Determinação da perda ao choque no aparelho Treton;
- DNER-ME-400/99 – Desgaste após fervura de agregado pétreo natural;
- DNER-ME-401/99 – Determinação do índice de degradação de rochas após compactação Marshall, com ligante –  $ID_{ML}$  e sem ligante –  $ID_M$ .

Vários ensaios são feitos para se ter a caracterização completa dos agregados para uso nas misturas asfálticas e estão listados a seguir:

- **Granulometria:** a distribuição granulométrica do agregado é uma das características que asseguram o intertravamento das partículas, desde as mais graúdas às mais finas. Este intertravamento é o responsável pela estabilidade das misturas. O método está descrito no DNER-ME-083/98. Existem várias faixas granulométricas para misturas de graduação densa, e o DNIT indica três, mostradas na tabela 2.1, escolhidas de acordo com o tipo de revestimento no qual a mistura será empregada.

Tabela 2.1 – Faixas granulométricas de agregados para misturas asfálticas densas

(DNIT ES 031/04)

<b>Peneira de malha quadrada</b>		<b>% em massa passando</b>			
<b>Série ASTM</b>	<b>Abertura (mm)</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>Tolerâncias</b>
2"	50,8	100	-	-	-
1 ½"	38,1	95 – 100	100	-	±7%
1"	25,4	75 – 100	95 - 100	-	±7%
¾"	19,1	60 – 90	80 - 100	100	±7%
½"	12,7	-	-	80 - 100	±7%
3/8"	9,5	35 – 65	45 - 80	70 - 90	±7%
Nº 4	4,8	25 – 50	28 - 60	44 - 72	±5%
Nº 10	2,0	20 – 40	20 - 45	22 - 50	±5%
Nº 40	0,42	10 – 30	10 - 32	8 - 26	±5%
Nº 80	0,18	5 – 20	8 – 20	4 - 16	±3%
Nº 200	0,075	1 – 8	3 – 8	2 - 10	±2%

- Forma dos agregados: na produção de uma mistura asfáltica é desejável que os agregados tenham tanto quanto possível a forma cúbica. Para se determinar a cubicidade do agregado há o método nacional DNER-ME-086/94 que define o índice de forma, e o método SUPERPAVE seguindo as recomendações das normas ASTM D4791 e ASTM D5821.

- Absorção: neste ensaio é possível determinar a quantidade de água que um agregado é capaz de absorver. Quanto mais poroso for o agregado mais água ele absorverá. No Brasil as normas mais utilizadas para determinação da absorção são: DNER-ME-195/98 para agregados graúdos e ABNT NM 30 para agregados miúdos. Este ensaio é útil para se evitar agregados que absorvam muito ligante asfáltico: o asfalto é o material mais caro e quanto mais absorvente for o agregado, mais ligante é necessário para a mistura apresentar as características volumétricas adequadas, dentro das recomendações.

- Durabilidade ou sanidade: a durabilidade do agregado é avaliada por meio de ensaio onde são usadas soluções padronizadas de sulfatos de sódio ou magnésio. Este ensaio simula a ação das intempéries sobre os agregados, e segue a norma DNER-ME-089/94.

- Adesividade: existem agregados que tem mais afinidade com o ligante asfáltico do que outros. O fenômeno da adesividade é complexo e não é fácil de ser avaliado. Alguns ensaios medem indiretamente este efeito com testes com presença de água. Também ajuda se o agregado estiver limpo, sem substâncias nocivas como: argila, matéria orgânica e outros materiais deletérios. Finos plásticos podem comprometer a mistura causando descolamento quando em contato com a água ou umidade e também enrijecer o CAP levando a mistura ao trincamento por fadiga.

O DNER especifica alguns ensaios para a determinação da adesividade: DNER-ME-78/94 para agregados graúdos e DNER-ME-79/94 para agregados miúdos. Outros ensaios também podem ser feitos para se determinar a existência de materiais nocivos à mistura como: equivalente em areia DNER-ME-54/97 (figura 2.12), ensaio do azul de metileno e ensaio de dano por umidade induzida pelos métodos ABNT NBR 15617/08, ASTM D

4867/04 ou AASHTO T 283, sendo este último muito utilizado atualmente para se medir a suscetibilidade à umidade.

A má adesividade de um agregado nem sempre está relacionada à existência de materiais deletérios e sim à composição química do agregado. Em geral os agregados básicos ou hidrofílicos (calcário e basalto) possuem melhor adesividade do que os agregados ácidos ou hidrofóbicos (granito e gnaisse). Para solução deste tipo de problema, em geral, se usa substância como melhorador de adesividade como é o caso da cal, pó calcário, cimento portland e dos dopes.



Figura 2.12 – Aparato para realização do ensaio de equivalente de areia do Laboratório da Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro).

- Massa específica e densidade: são dados necessários para a transformação de unidades gravimétricas em volumétricas e vice-versa. As normas utilizadas para a determinação desses parâmetros são: DNER-ME-81/94, ASTM C 127 e AASHTO T85 (agregado graúdo) e DNER-ME-84/94, ASTM C 128 e AASHTO T84 (agregado miúdo).

A absorção dos agregados exerce grande efeito nos parâmetros volumétricos e influencia diretamente na quantidade de asfalto efetivo da mistura. Existem três tipos de massa específica ou densidades a serem consideradas: densidade real, densidade aparente e a

densidade efetiva. Para determinação dos parâmetros secundários de relações volumétricas necessárias durante a dosagem de uma mistura (relação betume vazios - RBV, vazios do agregado mineral - VAM e volume de vazios) é necessária utilização correta das densidades e seguir discriminadas:

- Densidade Real: não inclui o volume dos poros permeáveis à água ou ao asfalto, ou seja, só admite o volume dos sólidos (figura 2.13):

$$Gsa = \frac{A}{A-C} \quad (2.3)$$

Onde:

A = Massa seca

C = Massa imersa

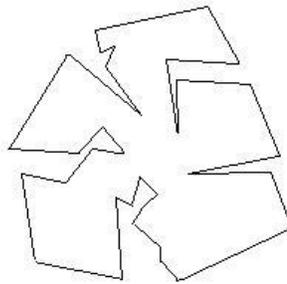


Figura 2.13 – Representação de uma partícula de agregado sem preenchimento dos vazios

- Densidade Aparente: inclui o volume de poros permeáveis à água e ao asfalto, ou seja, considera o material como um todo e ignora a contribuição individual dos outros componentes (figura 2.14):

$$Gsb = \frac{A}{B-C} \quad (2.4)$$

Onde:

A = Massa seca

B = Massa na condição de superfície saturada seca

C = Massa imersa.

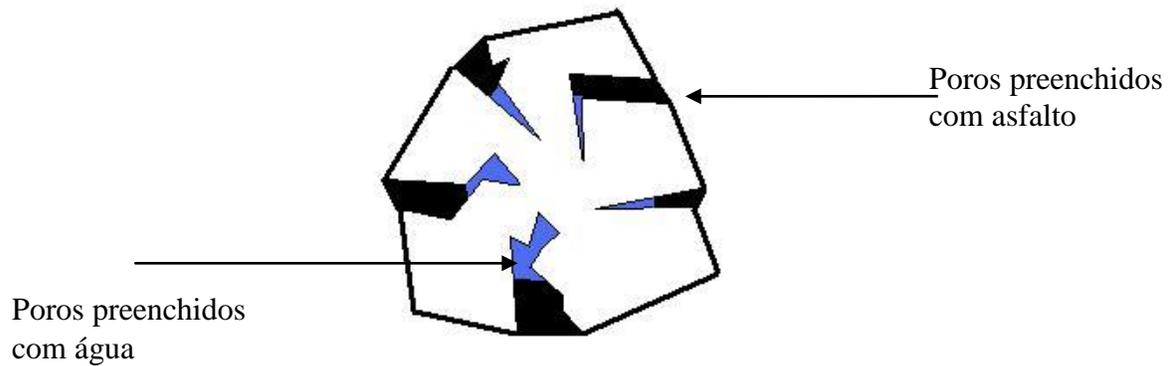


Figura 2.14 – Representação de uma partícula de agregado com os vazios preenchidos com água e asfalto e coberto em toda superfície por uma película de ligante.

- Massa Específica efetiva: inclui o volume dos poros permeáveis à água, mas não ao asfalto (figura 2.15). A massa específica efetiva não é diretamente calculada e é admitida como sendo a média entre a massa específica real e a massa específica aparente (PINTO – 1996).

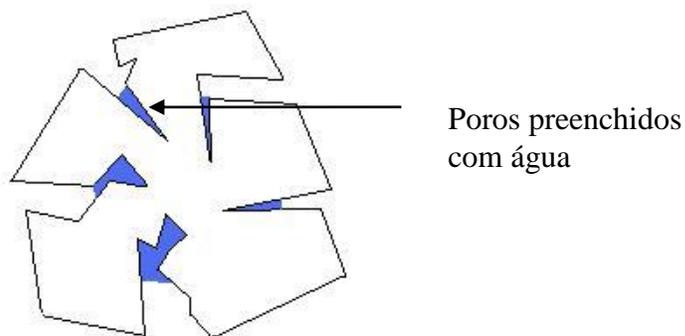


Figura 2.15 – Representação de uma partícula de agregado com poros permeáveis à água.

### 2.2.5 Caracterização dos agregados segundo metodologia SUPERPAVE

Durante o desenvolvimento da metodologia SUPERPAVE foi definido que não haveria nenhum procedimento novo para avaliação dos agregados e sim um refinamento dos procedimentos usuais, definidas duas categorias de propriedade: as propriedades de consenso e as propriedades de origem.

As propriedades de consenso são as seguintes:

- Angularidade do agregado graúdo: é definida como a porcentagem de agregados que tenham uma ou mais faces fraturadas. Os limites para angularidade dos agregados graúdos são definidos pela AASHTO MP2 2001 e estão mostrados na tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Limites SUPERPAVE de angularidade de agregados graúdos – AASHTO MP2/01.

<b>Angularidade de Agregados Graúdos</b>		
<b>Tráfego ESAL's</b>	<b>Espessura a partir da superfície</b>	
	<b>≤100mm</b>	<b>&gt;100mm</b>
$<3.10^5$	55/ -	- / -
$3.10^5$ e $3.10^6$	75/ -	50/ -
$3.10^6$ e $1.10^7$	85/80	60/ -
$1.10^7$ e $3.10^7$	95/90	80/75
$>3.10^7$	100/100	100/100

Valores antes da barra referem-se aos agregados com uma face fratura, valores após a barra referem-se a agregados com duas faces fraturadas.

- Angularidade do agregado miúdo: é determinada pela porcentagem de vazios não compactados de uma amostra. O método “A” da norma AASHTO T 304/08 é adotado pelo SHRP e consiste na avaliação dos vazios de uma mistura composta de 44g de material retido na peneira nº8, 57g de material retido na peneira nº30, 72g de material retido na peneira nº50 e 17g de material retido na peneira nº100, totalizando 190g. A amostra é despejada num funil com distância de 115mm de um cilindro padrão de aproximadamente 100ml que tem a função de receber a amostra que cai do funil com auxílio da gravidade, conforme mostra o exemplo da figura 2.16. Na tabela 2.3 mostram-se os limites SUPERPAVE de % de vazios compactados de agregados miúdos dados pela AASHTO MP2/01.



Figura 2.16 – Equipamento para realização do ensaio de angularidade de agregados miúdos

Tabela 2.3 – Limites SUPERPAVE de % de vazios compactados de agregados miúdos – AASHTO MP2/01.

<b>% de vazios de agregados finos pouco compactados (mín)</b>		
<b>Tráfego ESAL's</b>	<b>Espessura a partir da superfície</b>	
	<b>≤100mm</b>	<b>&gt;100mm</b>
$<3.10^5$	-	-
$3.10^5$ e $3.10^6$	40	40
$3.10^6$ e $1.10^7$	45	40
$1.10^7$ e $3.10^7$	45	40
$>3.10^7$	45	45

- Partículas planas e alongadas: o ensaio segundo a ASTM D 4791/05 permite a determinação da porcentagem de partículas planas e alongadas de amostras retidas na peneira de #9,5mm e #4,75mm. Consiste no posicionamento de uma das aberturas do equipamento utilizando a maior dimensão do agregado e verificando se a espessura da partícula é menor do que a abertura do lado oposto do equipamento mostrado na figura 2.17. Na tabela 2.4 são mostrados os limites de porcentagem de partículas planas e alongadas admissíveis em função do tráfego, constantes da especificação AASHTO MP2/01.



Figura 2.17 – Equipamento utilizado para determinação da % de partículas planas e alongadas de agregados graúdos do Superpave.

Tabela 2.4 – Limites SUPERPAVE de % partículas planas e alongadas de agregados miúdos – AASHTO MP2/01.

% de partículas planas e alongadas	
Tráfego ESAL's	Porcentagem máxima
$<3.10^5$	-
$3.10^5$ e $3.10^6$	10
$3.10^6$ e $1.10^7$	10
$1.10^7$ e $3.10^7$	10
$>3.10^7$	10

- Teor de argila.

O teor de argila interfere na adesividade entre o ligante asfáltico e o agregado. Desta forma é desejável que não haja argila na superfície dos agregados e a porcentagem de argila contida pode ser determinada segundo a norma ASTM D 2419-02 que é o conhecido ensaio de equivalente em areia também usado no Brasil. Na tabela 2.5 estão indicados os limites aceitáveis para este ensaio.

Tabela 2.5 – Limites SUPERPAVE de % de teor de argila dos agregados – AASHTO MP2/01.

<b>Teor de argila % (Equivalente em areia)</b>	
<b>Tráfego ESAL's</b>	<b>Porcentagem mínima</b>
$<3.10^5$	40
$3.10^5$ e $3.10^6$	40
$3.10^6$ e $1.10^7$	45
$1.10^7$ e $3.10^7$	45
$>3.10^7$	50

Com a designação de propriedades de origem destacam as normas SUPERPAVE aquelas características que por serem intrínsecas à geologia e formação da rocha, dependem da origem dos agregados e não têm limites nacionais, ficando os padrões de aceitação regionalizados, e são os seguintes:

- Abrasão Los Angeles;
- Sanidade;
- Materiais deletérios.

Com relação à questão granulométrica, para atender aos requisitos SUPERPAVE, basta que o projeto de mistura passe pelos pontos de controle definidos em função do tamanho nominal máximo (TMN) do agregado e que se evitem misturas com granulometria sobre a linha de densidade máxima.

A curva granulométrica é plotada num gráfico cujo eixo das abscissas é representado pelo tamanho das malhas das peneiras em mm elevado à potência de 0,45 e o eixo das ordenadas representa a porcentagem passante nessas peneiras. Na figura 2.18 é mostrado um exemplo deste gráfico para o agregado de tamanho nominal máximo de 19mm enquanto na tabela 2.6 mostram-se todos os pontos de controle para os diversos TNM, segundo a AASHTO MP2/01.

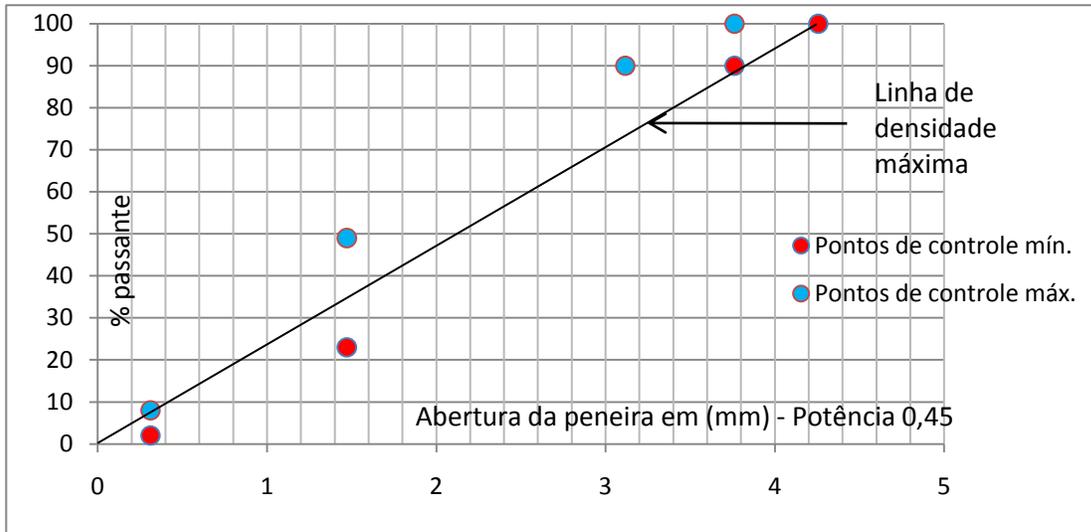


Figura 2.18 – Pontos de controle e linha de densidade máxima de uma mistura com TMN de 19mm.

Tabela 2.6 – Limites SUPERPAVE dos pontos de controle conforme TMN - AASHTO MP2/01.

Peneira	Tamanho Nominal Máximo do Agregado – Pontos de Controle (% passante).									
	37,5mm		25,0 mm		19,0 mm		12,5 mm		9,5mm	
	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
50,0 mm	100	-	-	-	-	-	-	-	-	-
37,5 mm	90	100	100	-	-	-	-	-	-	-
25 mm	-	90	90	100	100	-	-	-	-	-
19,0 mm	-	-	-	90	90	100	100	-	-	-
12,5 mm	-	-	-	-	-	90	90	100	100	-
9,5 mm	-	-	-	-	-	-	-	90	90	100
4,75 mm	-	-	-	-	-	-	-	-	-	90
2,36 mm	15	41	19	45	23	49	28	58	32	67
0,075 mm	0	6	1	7	2	8	2	10	2	10

### **2.2.6 Método Bailey – Análise do intertravamento da estrutura pétreia.**

O método Bailey foi desenvolvido pelo engenheiro Robert Bailey do Departamento de Transportes de Illinois (IDOT) e consiste em uma forma de seleção granulométrica que visa escolha de uma estrutura adequada de agregados de misturas densas e descontínuas (CUNHA 2004).

VAVRIK *et al* (2002) desenvolveram procedimentos que facilitam a aplicação do método de Bailey de modo a permitir sua aplicação em várias misturas independente do tamanho máximo do agregado.

O método permite também ajustes na quantidade de vazios das misturas em função da porcentagem de cada material e considera o intertravamento dos agregados graúdos o principal fator relacionado à resistência à deformação permanente da mistura (NASCIMENTO, 2008).

Esta seleção granulométrica está relacionada diretamente com as características de compactação de cada fração de agregado na mistura, com os vazios do agregado mineral (VAM) e com os vazios da mistura (Vv). Possibilita a seleção da estrutura de agregados da mistura visando maior intertravamento dos agregados graúdos, seu uso é compatível com qualquer metodologia de dosagem: SUPERPAVE, Marshall, Hveem, etc. (CUNHA, 2004).

No Método Bailey a definição de agregado graúdo e fino não é feita da forma convencional como é considerada na ASTM e no DNIT, e sim de forma mais específica para cada conjunto de materiais: agregados graúdos são partículas que acondicionadas a um certo volume criam vazios que podem ser preenchidos por partículas de tamanho menor. Todas essas partículas que preenchem os vazios dos graúdos são consideradas agregados finos.

Para tanto são determinadas as chamadas: Proporção AG (agregados graúdos), proporção GAF (graúda dos agregados finos) e proporção FAF (fina dos agregados finos), determinadas a partir das peneiras de controle adotadas pelo método:

- Peneira de controle primário (PCP), peneira de controle secundário (PCS), peneira de controle terciário (PCT) e peneira média (PM.)

Todo material que fica retido na PCP é considerado agregado graúdo. O material que passa na PCP e fica retido na PCS é a fração graúda do agregado fino e o material que passa na PCS é considerado como fração fina do agregado fino. A PCT é usada para avaliação da fração fina do agregado fino e a PM para avaliação da fração graúda da mistura.

Para determinação da PCP toma-se o tamanho nominal máximo da mistura (TMN) e multiplica por 0,22, um valor médio obtido de experimentos feitos:

$$PCP = TMN \cdot 0,22 \quad (2.5)$$

O TMN é definido como sendo a abertura da primeira peneira que retém mais de 10% de material da amostra da granulometria total em avaliação. Na tabela 2.7 estão indicadas as peneiras de controle em função de vários TMN.

O fator 0,22 tem origem em análises, em duas e três dimensões, de compactação de agregados de diferentes formas e tamanhos (VAVRIK *et al*, 2002).

A PCS é definida como o produto do valor encontrado de PCP pelo fator 0,22 e a PCT pelo produto entre a PCS e o mesmo fator 0,22 conforme expressões seguintes:

$$PCS = PCP \cdot 0,22 \quad (2.6)$$

$$PCT = PCS \cdot 0,22 \quad (2.7)$$

Tabela 2.7 – Peneiras de controle do método Bailey de acordo com o TMN (VAVRIK *et al.*, 2002)

Peneiras de Controle	Tamanho Máximo Nominal (TMN), mm					
	37,5	25	19	12,5	9,5	4,75
PM	19	12,5	9,5	6,25	4,75	2,36
PCP	9,5	4,75	4,75	2,36	2,36	1,18
PCS	2,36	1,18	1,18	0,60	0,60	0,30
PCT	0,60	0,30	0,30	0,15	0,15	0,075

A análise da mistura se faz por meio dos parâmetros: Proporção AG, proporção GAF e proporção FAF dados pelas expressões seguintes:

$$\text{Proporção AG} = \frac{(\% \text{ passante na PM} - \% \text{ passante na PCP})}{(100\% - \% \text{ passante na PM})} \quad (2.8)$$

$$\text{Proporção GAF} = \frac{\% \text{ passante na PCS}}{\% \text{ passante na PCP}} \quad (2.9)$$

$$\text{Proporção FAF} = \frac{\% \text{ passante na PCT}}{\% \text{ passante na PCS}} \quad (2.10)$$

Na tabela 2.8 estão indicados os limites das proporções dos agregados com comportamento graúdo segundo VAVRIK *et al.* (2002).

A proporção AG é o fator mais importante da análise da mistura. Uma proporção AG baixa indica que há alta compactação dos agregados finos que necessitam de uma forte estrutura para alcançar as propriedades requeridas. Misturas com proporção AG abaixo do recomendado são mais suscetíveis à segregação e acima do recomendado possuem dificuldades de compactação em campo (CUNHA, 2004).

O agregado fino abaixo da PCP pode ser considerado como uma mistura contendo uma parte graúda e outra fina. No entanto os vazios desta mistura não podem ser preenchidos

totalmente, pois ainda deve haver vazios para serem preenchidos por asfalto, além dos vazios necessários para o bom desempenho da mistura.

Valores da proporção GAF acima do recomendado indicam maior compactação da fração fina que passa PCP, devido ao aumento, em volume, da porção fina do agregado fino. Este tipo de mistura quando analisada no gráfico de potência 0,45 mostra um desvio para baixo da porção fina, o que indica uma mistura não adequada sob o ponto de vista estrutural (NASCIMENTO, 2008). O VAM também aumenta com o aumento da proporção GAF.

Valores de GAF abaixo do recomendado indicam uma graduação não uniforme, caracterizando, geralmente, uma mistura aberta e que apresenta um desvio no gráfico de potência 0,45, o que pode indicar instabilidade e possíveis problemas de compactação.

A fração fina dos agregados finos preenche os vazios criados pela porção graúda dos agregados finos. A proporção FAF é usada para avaliar as características de compactação da porção de agregados de menor tamanho na mistura. O VAM aumenta com a redução da proporção FAF.

Tabela 2.8 – Limites das proporções dos agregados com comportamento graúdo (VAVRIK *et al.* 2002)

Parâmetros	Tamanho Máximo Nominal (TMN), mm					
	37,5	25	19	12,5	9,5	4,75
Proporção AG	0,80-0,95	0,70-0,85	0,60-0,75	0,50-0,65	0,40-0,55	0,30-0,45
Proporção GAF	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50
Proporção FAF	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50

O método permite prever o comportamento da mistura que pode ser graúdo ou fino. A determinação desse comportamento se faz por meio da análise do volume de vazios disponível na fração graúda e pelo volume ocupado pela fração fina. Caso o volume de vazios da fração graúda (VAGss) for maior do que a porcentagem de vazios dos agregados graúdos na mistura asfáltica (VAGmc) tem-se um comportamento graúdo da mistura. Por

outro lado, se o volume da fração graúda for menor, tem-se um comportamento fino. A determinação desses volumes é feita com base na massa específica solta e compactada dos agregados graúdos e da massa específica compactada das frações finas (AASHTO T19M/04).

Para o cálculo da porcentagem de vazios dos agregados graúdos na mistura asfáltica, CUNHA, (2007) sugere o uso da equação 2.11, que é dependente da densidade aparente da mistura compactada.

$$VAG_{mc} = 100 - \left( \frac{G_{mb}}{G_{ca}} \cdot P_{ca} \right) \quad (2.11)$$

Onde:

$G_{mb}$  = densidade específica aparente da mistura asfáltica compactada;

$G_{ca}$  = densidade específica aparente dos agregados graúdos;

$P_{ca}$  = porcentagem de agregados graúdos na mistura asfáltica

A princípio se escolhe uma massa específica do agregado graúdo que deve ficar entre o limite inferior dado pela massa específica solta e o valor da massa específica compactada. Levar em conta que, para se ter adequado intertravamento da mistura é necessário que a massa específica fique entre 95% e 105% da massa específica solta do agregado graúdo. Valores acima de 105% tornam a mistura mais difícil de ser compactada, necessitando maior esforço para atingir a densidade desejada, valores abaixo de 95% caracterizam a mistura como de comportamento fino, não havendo condição mínima de contato entre as partículas graúdas.

No caso da mistura ter comportamento fino, a análise deve ser revista com a utilização de novos parâmetros, considerando novas peneiras de controle e recalculando as proporções AG, GAF e FAF como mostrado nas tabelas 2.9 e 2.10, a seguir, segundo VAVRIK *et al.*, (2002).

Tabela 2.9 – Peneiras de controle para misturas de comportamento fino e acordo com o TMN (VAVRIK *et al.*, 2002)

Peneiras de Controle	Tamanho Máximo Nominal (TMN), mm					
	37,5	25	19	12,5	9,5	4,75
PCP original	9,5	4,75	4,75	2,36	2,36	1,18
PM nova	4,75	2,36	2,36	1,18	1,18	0,60
PCP nova	2,36	1,18	1,18	0,60	0,60	0,30
PCS nova	0,60	0,30	0,30	0,15	0,15	0,075
PCT nova	0,15	0,075	0,075	-	-	-

Tabela 2.10 – Limites das proporções dos agregados com comportamento fino (VAVRIK *et al.* 2002)

Parâmetros	Tamanho Máximo Nominal (TMN), mm					
	37,5	25	19	12,5	9,5	4,75
Proporção AG	0,6 – 1,0					
Proporção GAF	0,35 – 0,50					
Proporção FAF	0,35 – 0,50					

## 2.3 MISTURAS ASFÁLTICAS

### 2.3.1 Generalidades

As misturas asfálticas são o produto da adição do ligante ao agregado e eventualmente com modificadores para lhes conferir propriedades diferenciadas ou melhores em relação à mistura convencional. As misturas são utilizadas nas camadas de revestimento do pavimento e há vários métodos de produção e tipos de misturas. Elas podem ser usinadas a quente ou a frio e preparadas na própria pista ou em usinas móveis.

As misturas asfálticas usinadas a quente de granulometria densa são denominadas de concretos asfálticos. São produzidas de acordo com um projeto de mistura, elaborado utilizando um método de dosagem, o mais comum no Brasil sendo o Marshall, mas o

método SUPERPAVE (*Superior Performing Asphalt Pavements*) também começa a ser usado em obras rodoviárias e não somente em pesquisa.

Os revestimentos brasileiros, em geral, são projetados para uma vida de serviço de 10 anos. No entanto alguns defeitos na superfície do pavimento, como deformação permanente e trincas, surgem precocemente e podem ter causa nos seguintes fatores: erros de projeto; erros ou inadequação na seleção, dosagem ou na produção de materiais; erros e inadequações construtivas; erros ou inadequações nas alternativas de conservação e manutenção (BERNUCCI *et al.*, 2006).

Os defeitos dos pavimentos asfálticos são frequentes em vias urbanas, visto as solicitações são severas devido à baixa velocidade do tráfego e mudança freqüente de estado (frenagens e acelerações), entre outros aspectos.

### **2.3.2 Envelhecimento das Misturas Asfálticas**

O efeito da temperatura, do ar, da luz solar, da chuva e do tempo em revestimentos asfálticos propicia seu envelhecimento que resulta em enrijecimento da mistura asfáltica com o tempo. Este enrijecimento afeta a característica da mistura asfáltica de ser flexível, o que contribui para a suscetibilidade às trincas e desagregação (LEITE, 1999).

É importante ressaltar que este enrijecimento pode colaborar para aumento da resistência à deformação permanente, mostrando que o envelhecimento pode também ter conseqüências positivas.

A primeira alteração química do CAP após sua produção ocorre durante a usinagem, espalhamento e compactação da mistura asfáltica e depois, numa evolução mais lenta, durante a vida de serviço do pavimento segundo BICHERON<sup>1</sup> (1986) *apud* LEITE (1999).

---

<sup>1</sup> BICHERON G., BRULÉ B., MIGLIORI F. – Régénération des liants pour enrobés: méthodologie d'étude en laboratoire . Exemple de quelques cas de chantiers. Bull. Liaison Labo. P. Ch., vol 143, p104-110, mai/juin 1986

A oxidação, a perda de voláteis, o endurecimento físico e o endurecimento exsudativo explicam o endurecimento ou envelhecimento do asfalto como segue segundo WHITEOAK<sup>2</sup> (1990) *apud* LEITE (1999):

- Durante a usinagem, a alta temperatura empregada e a presença do ar induzem o cimento asfáltico à oxidação violenta. Embora a estocagem do CAP seja feita em altas temperaturas, a oxidação do CAP em tanques é minimizada pela pequena superfície exposta ao ar.
- O endurecimento resultante da perda de voláteis é baixo, tendo em vista que os cimentos asfálticos de petróleo não são voláteis.
- O endurecimento físico ocorre à temperatura ambiente e é atribuído à reordenação de moléculas e à cristalização de parafinas. É um fenômeno reversível.
- O endurecimento exsudativo resulta no movimento de componentes oleosos do ligante para o agregado mineral.

Para simular o envelhecimento inicial do ligante (de curto prazo), na norma AASHTO PP2 – 2001 está descrito um procedimento que consiste em deixar a massa solta por 2 horas em estufa na temperatura de compactação, no caso de determinações volumétricas, e de 4 horas a 135°C para determinações mecânicas, antes da moldagem dos corpos de prova.

### **2.3.3 Dosagens de Misturas Asfálticas.**

#### **a) Dosagem Marshall:**

A compactação pelo equipamento Marshall, mostrado na figura 2.19, é bastante utilizada no mundo e a dosagem segue critérios apoiados nesta forma de se compactar uma amostra por meio de impacto. No Brasil os projetos de rodovias e vias urbanas têm sido

---

<sup>2</sup> WHITEOAK, D., SHELL Bitumen Handbook - Inglaterra, SHELL, 1990.

exclusivamente elaborados observando a metodologia Marshall até recentemente, visto alguns projetos tendo introduzido a compactação giratória.

A norma DNER-ME-43/95, que trata dos ensaios da dosagem Marshall, recomenda um esforço de compactação de 50 golpes para pressão de pneu até  $7\text{kgf/cm}^2$  e de 75 golpes para uma pressão entre  $7\text{kgf/cm}^2$  e  $14\text{kgf/cm}^2$ .



Figura 2.19 – Exemplo de Compactador Marshall mecânico (Laboratório de Geotecnia da COPPE).

Existem várias formas de se determinar o teor de projeto utilizando a metodologia Marshall. Segundo a NAPA (*National Asphalt Pavement Association*), a escolha do teor é baseada apenas no valor de volume de vazios igual a 4%. No Brasil tem-se adotado este parâmetro em conjunto com outros como a estabilidade Marshall, o RBV (Relação Betume Vazios) da mistura e a resistência à tração indireta (RT). A especificação de serviço de concreto asfáltico mais usada no país (DNIT ES-031/04) apresenta os requisitos de dosagem de concreto asfáltico mostrados na tabela 2.11.

Tabela 2.11 – Valores recomendados de parâmetros de dosagem de misturas asfálticas – DNIT ES-031/04

Características	Camada de rolamento	Camada de ligação
Vv, %	3 - 5	4 - 6
RBV, %	75 - 82	65 - 72
Estabilidade mín. (75Golpes)	500kgf	500kgf
RT mín. a 25°C	0,65MPa	0,65MPa

Os procedimentos para as dosagens de misturas asfálticas, como o método Marshall, baseiam-se quase que exclusivamente em critérios volumétricos e os parâmetros mecânicos adotados não dão informações adequadas das características resilientes da mistura. MARQUES (2004) utilizou o módulo de resiliência como critério de dosagem para misturas asfálticas.

É importante lembrar que a norma do DNIT de dosagem Marshall, embora parecida com a da ASTM, não foi atualizada em dois pontos importantes: A consideração da absorção do asfalto com a inclusão do parâmetro de densidade efetiva dos agregados e o uso da densidade máxima da mistura (Gmm) preconizada pela ASTM 2041/00.

#### **b) Dosagem SUPERPAVE**

A Dosagem SUPERPAVE tem como diferença mais importante em relação ao Marshall o tipo de compactação: utiliza um compactador designado de giratório, que aplica energia por amassamento. É a metodologia usada atualmente nas universidades e Departamentos de Estradas dos EUA. No Brasil este tipo de dosagem tem sido feito em centros de pesquisas, mas obras federais já foram realizadas com este procedimento. A principal diferença com relação ao método Marshall é a forma de compactação.

Embora seja recente, a metodologia de dosagem SUPERPAVE nível 1, que é a utilizada no Brasil, tem limitação assim como na metodologia Marshall, de apenas considerar os

parâmetros volumétricos, sendo as propriedades mecânicas as que realmente se relacionam diretamente com o desempenho da mistura.

O compactador giratório SUPERPAVE (CGS) foi adotado pelos pesquisadores do SHRP como dispositivo que compacta a amostra de mistura asfáltica mais próxima da compactação de campo, de modo que as densidades finais fossem aquelas obtidas no pavimento através de condições reais de clima e carregamento

Seu princípio de funcionamento se compara a de um rolo compressor que, em vez de aplicar golpes de impacto, faz a compactação exercendo uma tensão de amassamento na mistura. Os parâmetros utilizados na operação do CGS são: Ângulo de rotação de  $1,25^\circ \pm 0,02^\circ$ ; taxa de 30RPM; tensão de compressão aplicada ao CP durante a rotação de 600KPa e capacidade de reproduzir corpos de provas com diâmetro de 100mm e 150mm. Na figura 2.20 está mostrado um modelo deste tipo, e este foi utilizado na presente pesquisa.

O compactador giratório é um equipamento mecânico composto pelo seguinte esquema (MOTTA *et al*, 1996), mostrados esquematicamente na figura 2.21:

- Estrutura de reação, base rotativa e motor;
- Medidor de altura e sistema de registro de dados e de carregamento, cabeça de carga, medidor de pressão; e
- Molde e placa base.



Figura 2.20 – Exemplo de um Compactador giratório – Laboratório de Geotecnia da COPPE

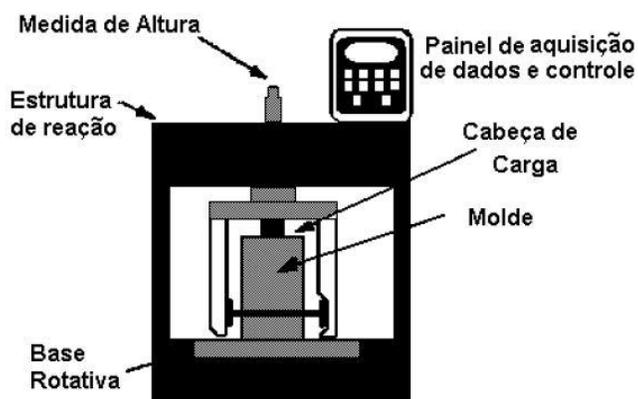


Figura 2.21 – Esquema do compactador giratório (MOTTA *et al.*, 1996).

A escolha do molde a ser utilizado é um ponto de discordância entre pesquisadores. O molde de diâmetro de 150 mm é o recomendado pelo SUPERPAVE, por KANDHAL e BROW (1990) e McGENNIS *et al.* (1996). No entanto, JACKSON e CZOR (2003) afirmaram que misturas de até 25,4 mm de TMN não mostram diferença significativa nos

valores de compactação comparando corpos de prova moldados nos moldes de 100 mm e 150 mm de diâmetro; e citam três fatores que os levaram a optar pelo molde de diâmetro de 100 mm:

- O tamanho da amostra é bastante reduzido.
- É possível realizar ensaios convencionais de laboratório com amostras de 100 mm de diâmetro.
- A maioria das misturas asfálticas é feita com agregados de  $TMN \leq 25,4\text{mm}$ .

### **2.3.4 Índices oriundos das curvas de compactação giratória**

#### **a) *Compaction Densification Index (CDI)***

O CDI é um índice proposto por MAHMOUD e BAHIA (2004) para melhor definir um projeto de mistura, levando em consideração a trabalhabilidade da mistura e baseado em desempenho.

A área definida sob a curva de “número de giros por porcentagem de compactação”, a partir do oitavo giro ( $N=8$ ) até 92% da densidade máxima da mistura ( $G_{mm}$ ), obtida pelo CGS é tomado como o valor do CDI. Em teoria esta área seria proporcional ao trabalho aplicado pelos rolos para as misturas atingirem a densidade requerida durante a construção (NASCIMENTO, 2008).

Misturas com valores de CDI acima de determinado valor têm melhor compactabilidade, enquanto misturas com valores de CDI baixos têm problemas de estabilidade e devem ser evitadas.

Para o cálculo do CDI, inicialmente deve-se corrigir a densidade aparente ( $G_{mb}$ ) da mistura que foi compactada. O sistema de aquisição de dados do CGS fornece um arquivo com o histórico do processo de compactação e o principal dado utilizado para os cálculos é a altura do CP que juntamente com a massa de material colocado no molde permite estimar a

densidade aparente da amostra a cada giro. No entanto, como o volume do CP é calculado de acordo com o diâmetro do molde e com a altura sem levar em consideração as irregularidades, tem-se que o cálculo admite uma forma cilíndrica perfeita da amostra, o que é uma aproximação (NASCIMENTO, 2008). Assim, utiliza-se a expressão seguinte para fazer este ajuste:

$$Gmb_{est} = \frac{W_m}{\frac{V_{mx}}{\gamma_w}} \quad (2.12)$$

Onde:

$Gmb_{est}$  = Densidade aparente estimada da mistura asfáltica;

$W_m$  = Massa do CP (g);

$V_{mx}$  = Volume do CP calculado a partir do diâmetro interno do molde e a altura do CP em determinado giro;

$\gamma_w$  = Massa específica da água

Desta forma é possível calcular a densidade aparente corrigida por meio de um fator de correção “C” que é definido pela razão entre a  $Gmb$  medida ao final da compactação e a  $Gmb$  estimada. As expressões seguintes mostram este procedimento:

$$C = \frac{Gmb_{(medida)}}{Gmb_{(estimada)}} \quad (2.13)$$

$$Gmb_{(corrigida)} = C \cdot Gmb_{(estimada)} \quad (2.14)$$

Com o valor da densidade aparente corrigida é possível determinar a porcentagem de  $Gmm$  em qualquer giro da compactação como segue.

$$\% Gmm = 100 \cdot \frac{Gmb_{(corrigida)}}{Gmm} \quad (2.15)$$

De posse das %  $Gmm$  de cada giro, obtém-se a curva de densificação.

NASCIMENTO (2008) desenvolveu um método de cálculo para a determinação das áreas na curva de densificação, utilizando a técnica de retangularização: divide-se a área total sobre a curva em vários retângulos, sendo a largura de cada um igual ao valor de um giro. Para o cálculo da altura de cada retângulo faz-se a média entre a %Gmm do CP no giro N e (N+1), descontando desta média a %Gmm do CP no Limite Inicial do Cálculo (%Gmm@LI). Desta forma, obtém-se a área de cada retângulo N (figura 2.22). Assim, basta somar as áreas dos N retângulos inseridos nos limites como indicado na expressão seguinte:

$$A_N = \left\{ \left[ \frac{\%Gmm@N + \%Gmm@(N+1)}{2} \right] - \%Gmm@LI \right\} \quad (2.16)$$

Onde:

$A_N$  = Área de um retângulo N qualquer;

%Gmm@N = Porcentagem da Gmm em um giro N;

%Gmm@(N+1) = Porcentagem da Gmm em um giro (N+1);

%Gmm@LI = Porcentagem da Gmm no limite inicial.

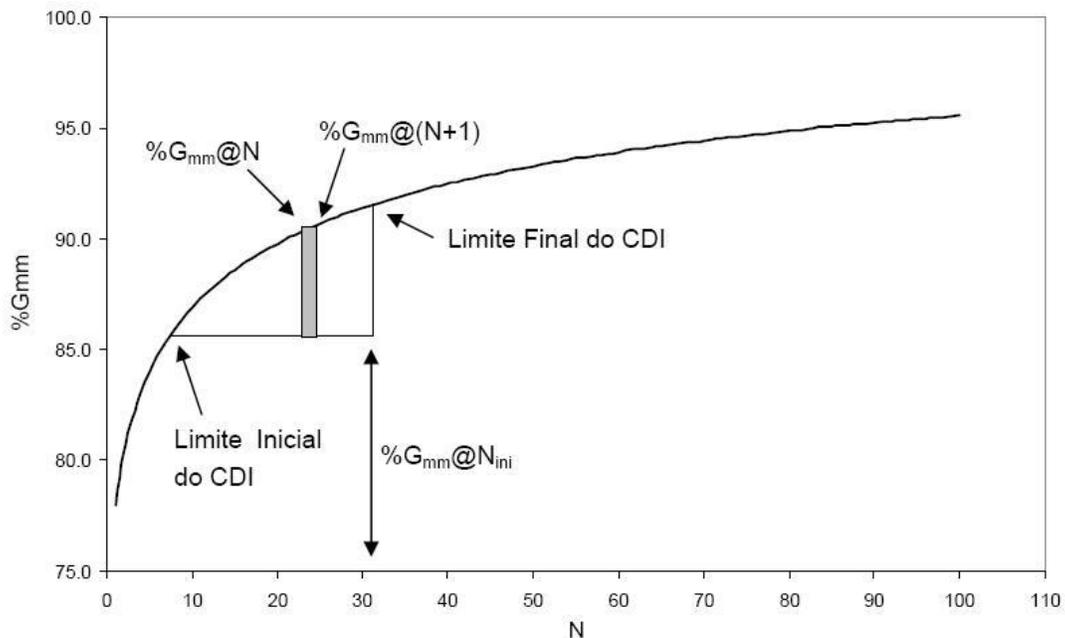


Figura 2.22 – Esquema do método de retangularização para cálculo dos índices de densificação (NASCIMENTO, 2008)

### **b) *Traffic Densification Index (TDI)***

O TDI é definido como a área sob a curva de densificação a partir de 92%Gmm até 98%Gmm e baseia-se no princípio de que o pavimento continua a se densificar em função das cargas do tráfego, após a construção.

Embora a compactação giratória seja realizada em temperaturas bem mais altas do que a temperatura de serviço do pavimento, tendo-se em vista que a estrutura pétreia influencia no comportamento da mistura asfáltica, espera-se que o índice TDI oriundo da compactação giratória esteja relacionado com a estabilidade da mistura. Quanto maiores os valores de TDI, melhores são as expectativas do revestimento resistir aos esforços impostos pelo tráfego durante sua vida de serviço (NASCIMENTO, 2008).

Para facilitar a análise, NASCIMENTO (2008) estabeleceu um novo índice chamado de TDI modificado ( $TDI_m$ ). O  $TDI_m$  é um parâmetro derivado do TDI, no entanto, em vez de considerar a área sob a curva de densificação de 92%Gmm a 98%Gmm, admite a área a partir de 92%Gmm até o  $N_{proj}$ . A justificativa é que durante as dosagens não se costuma compactar os CPs até 98%Gmm. Na figura 2.23 está indicado o esquema de obtenção deste índice. A determinação do  $TDI_m$  é feita semelhante aos cálculos de área do CDI. Entretanto o valor correspondente à %Gmm@LI deve ser o referente a 92%Gmm.

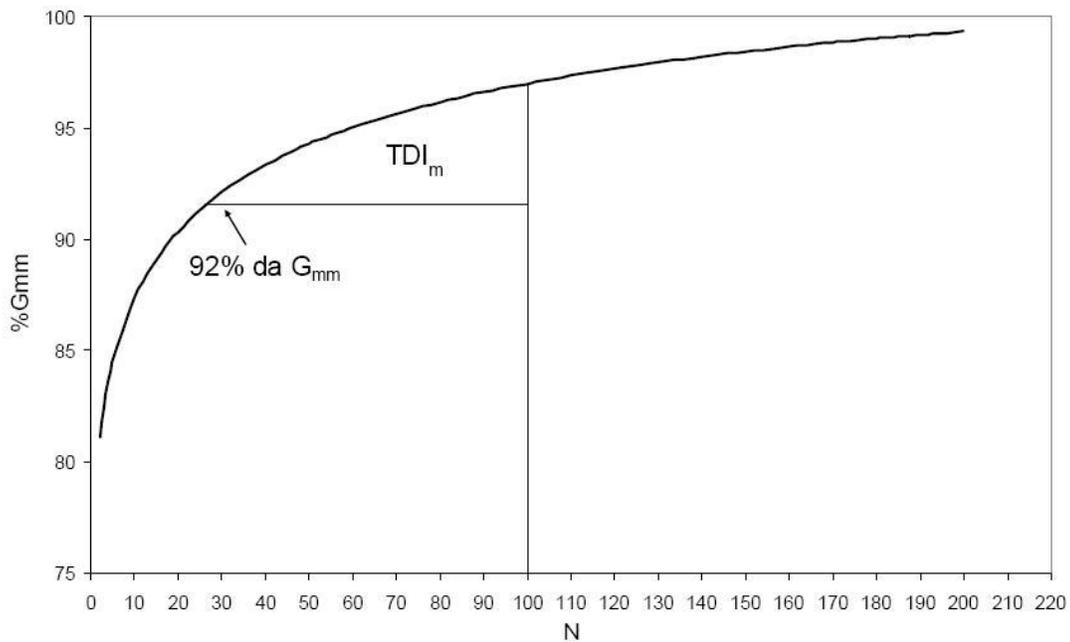


Figura 2.23 – Curva de densificação com representação da área que representa o TDI<sub>m</sub> (NASCIMENTO, 2008)

### 2.3.5 Ensaios mecânicos de misturas asfálticas.

Os ensaios mecânicos são utilizados para análise das propriedades de desempenho das misturas asfálticas. São comumente realizados em laboratório e estabelecidos com o objetivo de reproduzir as condições de campo, embora impliquem às vezes na adoção de elevados fatores de ajuste campo-laboratório. Os ensaios mecânicos habitualmente realizados estão apresentados a seguir.

#### a) Ensaio de compressão diametral estático:

Este ensaio foi desenvolvido pelo professor Lobo Carneiro no Rio de Janeiro em 1943 para avaliação da resistência à tração de concreto de cimento Portland. Este ensaio conhecido também como “ensaio brasileiro” determina a resistência à tração indireta através da compressão diametral do corpo de prova cilíndrico, e em 1972 passou a ser usado também para caracterização de misturas asfálticas.

Consiste na aplicação de um esforço no corpo de prova que é dado por duas forças de compressão concentradas e diametralmente opostas em um cilindro, que geram, ao longo do diâmetro solicitado, tensões de tração uniformes perpendicular a esse diâmetro (MEDINA e MOTTA, 2005). A realização deste ensaio pode ser feita utilizando-se a própria prensa de ensaio de estabilidade Marshall conforme mostrado na figura 2.24.



Figura 2.24 – Exemplo de Prensa de ensaio de resistência à tração indireta

O Valor da resistência à tração indireta ( $RT$ ) é dado pela expressão (16)

$$RT = \frac{2F}{\pi.D.H} \quad (2.17)$$

Onde:

$RT$  = Resistência à tração;

$F$  = Força obtida pelo produto da constante do anel com o valor máximo atingido pelo extensômetro do anel dinamométrico durante o ensaio;

$D$  = Média de 4 medidas do diâmetro do corpo de prova;

$H$  = Média de 4 medidas da altura do corpo de prova.

As normas brasileiras ABNT NBR 15087 e DNER-ME-138/94 descrevem os procedimentos para realização do ensaio.

b) Ensaio de Módulo de Resiliência (MR):

Este ensaio é realizado aplicando-se cargas repetidas num intervalo de 0,1s, e repouso de 0,9s, no plano diametral vertical de um corpo de prova cilíndrico. Essa carga gera uma tensão de tração transversal ao plano de aplicação da carga e medidores LVDT medem o deslocamento diametral recuperável na direção correspondente à tensão gerada (deslocamento horizontal). Esta aplicação de carga simula o efeito do tráfego, que aplica cargas transientes provenientes do movimento dos veículos.

Na figura 2.25 mostra-se um equipamento que permite a realização deste ensaio, desenvolvido em 1980 na COPPE/UFRJ e que, desde 2002 foi automatizado (VIANNA, 2002). Foi utilizado nesta pesquisa para avaliação das misturas asfálticas estudadas.

O termo resiliência está difundido na área de pavimentação como representativo da característica elástica dos materiais sujeitos a cargas cíclicas (MOTTA, 1991). Este ensaio permite a obtenção de parâmetro útil à análise de tensões e deformações do pavimento e ao dimensionamento mecânico da espessura das camadas.

O equipamento é composto de um sistema pneumático de carregamento, uma câmara para controle de temperatura, um sistema de medição de deformação da amostra, um software para aquisição e análise de dados e uma estrutura de suporte e alinhamento do corpo de prova.

O MR pode ser calculado pelas expressões (17) e (18) a seguir:

Corpos de prova de diâmetro  $\approx$  10cm:

$$MR = \frac{F}{\Delta.H} \cdot (0,9976\mu + 0,2692) \quad (2.18)$$

Corpos de prova de diâmetro  $\approx$  15cm:

$$MR = \frac{F}{\Delta.H} \cdot (0,999\mu + 0,2712) \quad (2.19)$$

Onde:

MR = Módulo de resiliência;

F = Carga vertical repetida aplicada diametralmente no CP;

$\Delta$  = Deformação elástica ou resiliente;

H = Altura do CP;

$\mu$  = Coeficiente de Poisson.



Figura 2.25 – Equipamento para determinação do módulo de resiliência desenvolvido pela COPPE-UFRJ

O ensaio de módulo de resiliência realizado no Brasil segue as recomendações do DNER-ME-133/94 que não faz distinção da deformação específica instantânea da deformação específica total, como é feito na norma ASTM D 4123/82. Estas deformações permitem a obtenção de dois valores de MR: um é denominado módulo de resiliência instantâneo e o

outro total. O Módulo instantâneo é calculado com base na deformação horizontal recuperável que ocorre na fase de descarregamento de um ciclo de carga-descarga, e o módulo de resiliência total, usando a deformação total recuperável, que inclui a deformação recuperável instantânea e a dependente do tempo durante a fase de descarregamento (MARQUES, 2004).

c) Ensaio de Fadiga:

As cargas cíclicas produzem a ruptura nos materiais com tensões mais baixas que dos ensaios com carga estática. Esse fenômeno é chamado de fadiga.

A fadiga ocorre em função de um processo de deterioração da estrutura do material quando sofre a ação de cargas repetidas das rodas dos veículos, gerando tensões de tração na camada de revestimento betuminoso (BENEVIDES, 2000).

O ensaio de flexo-tração de vigotas de carga repetida simula bem a aplicação dos esforços no pavimento. Um equipamento deste tipo foi desenvolvido por CERATTI (1991) na COPPE-UFRJ. No entanto, o ensaio de compressão diametral devido à sua facilidade de execução foi o adotado como o mais conveniente no País (MEDINA e MOTTA, 2005).

O ensaio de fadiga de compressão diametral de cargas repetidas consiste na aplicação diametral de cargas solicitantes verticais que devem induzir, ao corpo de prova, tensões normais ao plano vertical diametral de 10% a 40% da tensão de ruptura estática. Pode ser realizado a tensão controlada (TC), isto é, a tensão  $\sigma_t$  repetidamente aplicada é induzida pela força vertical distribuída no friso da geratriz sem alteração até a ruptura do CP; ou realizado a deformação controlada (DC), cujo mecanismo é mais complexo caso não se disponha de um servo-mecanismo retroalimentador que permita ajustar a força aplicada em função dos desvios da deformação medida (MEDINA e MOTTA, 2005). Na figura 2.26 pode ser visto um equipamento de previsão de vida de fadiga do laboratório de ensaios dinâmicos de pavimentação da COPPE.



Figura 2.26 – Equipamento para previsão da fadiga por compressão diametral, a tensão controlada, desenvolvido na COPPE-UFRJ e usado na presente pesquisa.

O ensaio de fadiga é de fundamental importância, pois simula a passagem de roda de um veículo no pavimento que contribui para o surgimento dos defeitos encontrados devido ao fenômeno de trincamento (PINTO, 1991).

A vida de fadiga pode ser representada por várias expressões que indicam o  $N$ , expressando o número de solicitação de carga; em função de  $\sigma_i$  ou  $\epsilon_i$  são as tensões ou deformações iniciais, respectivamente, sendo  $K$  e  $n$  parâmetros de fadiga determinados nos ensaios, entre elas as dadas conforme expressões seguintes:

$$N = K1. \left(\frac{1}{\sigma_i}\right)^{n1} \quad (2.20)$$

$$N = K2. \left(\frac{1}{\varepsilon_i}\right)^{n2} \quad (2.21)$$

d) *Flow Number*:

É o parâmetro oriundo do ensaio uniaxial de cargas repetidas e que melhor se relaciona com a deformação permanente (WITCZAK, *et al.* 2002). Representa o número de ciclos aplicados ao corpo de prova, onde se começa a verificar o cisalhamento a volume constante. Na figura 2.27 mostra-se um esquema representativo deste ensaio e da obtenção deste parâmetro.

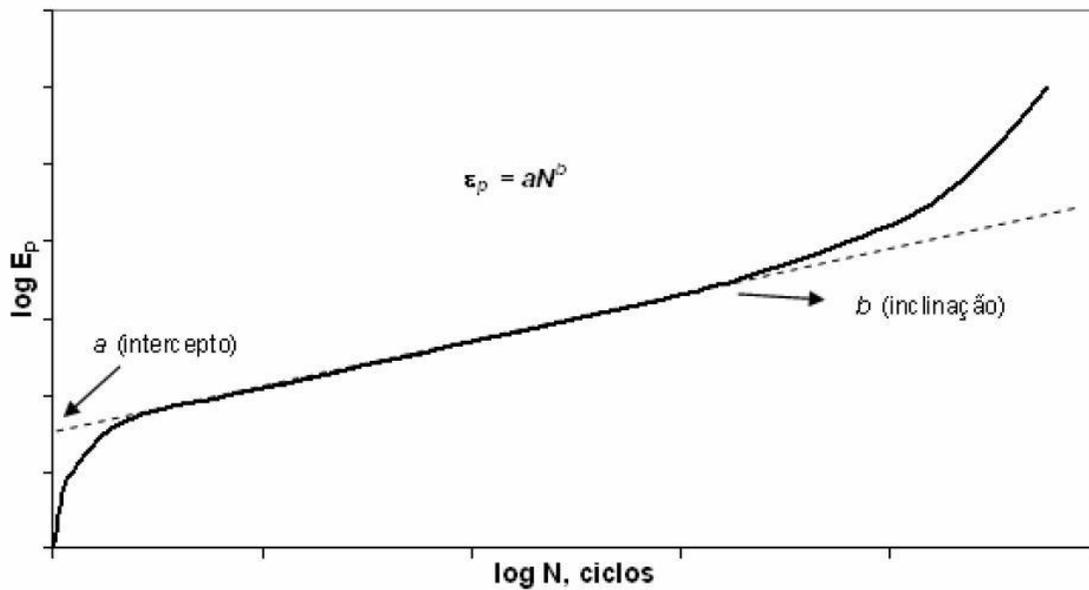


Figura 2.27 – Deformação plástica ( $\varepsilon_p$ ) acumulada em função do número de ciclos num ensaio uniaxial de carga repetida em mistura asfáltica (WITCZAK *et al.*, 2002)

O resultado do ensaio é apresentado num gráfico de deformação permanente acumulada versus o número de ciclos aplicados (figura 2.27). Neste, percebe-se a formação de uma curva dividida em três zonas: primária (côncava pra baixo); secundária (reta) e terciária (côncava pra cima). O número de ciclos onde ocorre a transição das zonas secundária e terciária é definido como o *flow number* (FN).

O intercepto  $a$  representa a deformação plástica no ciclo  $N=1$ , e o intercepto  $b$  indica a taxa de variação da deformação plástica em função do número de ciclos, ambos parâmetros derivados da zona secundária de deformação plástica.

NASCIMENTO (2008) optou por definir a taxa  $b$  a partir do modelo linear, em vez de utilizar o modelo de potência mencionado por WITCZAK *et al.* (2002). Assim a taxa é obtida da curva  $\varepsilon_p \times N$  (número de ciclos), sendo a inclinação da reta coincidente com a curva no ciclo 10 e no FN. Desta forma tem-se:

$$b = \frac{\varepsilon_{pFN} - \varepsilon_{p10}}{FN - 10} \quad (21)$$

Onde:

$b$  = Taxa de deformação na zona secundária (microstrains/ciclo);

$\varepsilon_{pFN}$  = Deformação plástica no FN (microstrains/ciclo);

$\varepsilon_{p10}$  = Deformação plástica no ciclo 10 (microstrains/ciclo);

Os corpos de prova para realização deste ensaio devem ser moldados com altura de 150mm, diâmetro de 100mm e volume de vazios de  $7\% \pm 0,5$ . O ensaio consiste na aplicação de cargas repetidas de 204kPa em corpos de prova condicionados a uma temperatura de 60°C. Na figura 2.28 é apresentada uma foto deste corpo de prova preparado para a realização do ensaio de FN, numa prensa MTS<sup>®</sup> do CENPES/Petrobras.



Figura 2.28 – Corpo de Prova posicionado numa prensa hidráulica universal com sensores acoplados para ensaio de FN e módulo dinâmico – CENPES/Petrobras

e) Ensaio de módulo dinâmico:

O módulo dinâmico é o valor absoluto do módulo complexo ( $E^*$ ), que é definido por uma porção real e outra imaginária. Este ensaio foi desenvolvido para medir tanto as propriedades viscoelásticas quanto as propriedades elásticas de materiais do pavimento.

O ensaio consiste em aplicar uma carga axial compressiva senoidal em um corpo cilíndrico confinado ou não. O dispositivo de carregamento deve ser capaz de transmitir ondas senoidais em frequência de 0,1 a 20Hz e de dispor de um meio para controle de temperatura, pois as amostras podem ser testadas em varias faixas de temperatura.

O módulo dinâmico é definido como a relação entre a tensão dinâmica máxima e a deformação axial recuperável máxima. A defasagem entre a aplicação de carga e a resposta da amostra é definida como ângulo de fase da mistura asfáltica ( $\phi$ ). Este parâmetro trata-se de um indicador das propriedades viscosas dos materiais, sendo  $\phi = 0^\circ$  para material puramente elástico e de  $\phi = 90^\circ$  para material puramente viscoso.

### 2.3.6 Outros Ensaio de Misturas Asfálticas.

a) Ensaio para determinação da densidade máxima da mistura (Gmm).

Este é o ensaio utilizado pela metodologia SUPERPAVE para determinação da densidade máxima medida, útil para cálculo da densidade efetiva dos agregados e dos outros parâmetros volumétricos das misturas asfálticas. No Brasil este ensaio vem se difundido e o uso da densidade máxima da mistura vem substituindo o uso da densidade máxima teórica, que não engloba os vazios preenchidos pelo ligante, afetando o cálculo do teor de ligante.

O ensaio Rice, como é conhecido, consiste na aplicação de vácuo num kitasato contendo a mistura solta à temperatura de 25°C e água para expulsão de todo o ar contido no recipiente e entre partículas, mostrado na figura 2.29, que foi utilizado nesta pesquisa. A densidade é calculada com o peso do kitasato preenchido com água e o kitasato com a mistura e água. A norma que descreve este ensaio é a ASTM D 2041/00.

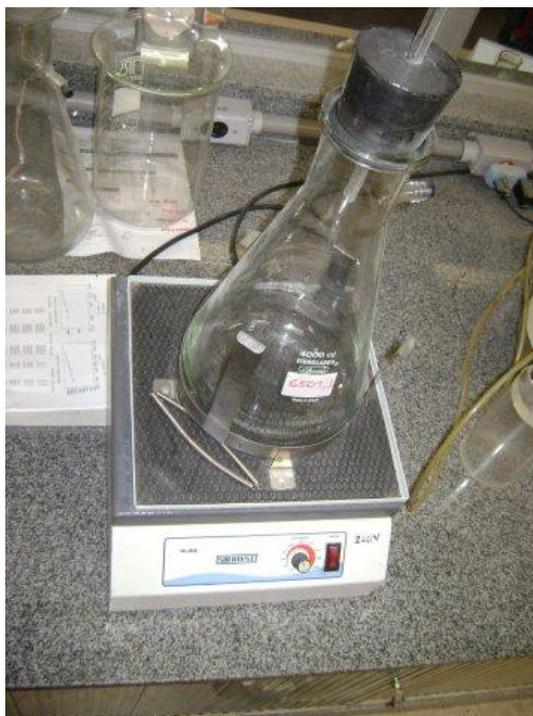


Figura 2.29 – Aparato utilizado para ensaio Gmm ou Rice – Kitasato sobre agitador mecânico

b) Ensaio de dano por umidade induzida.

Este ensaio é utilizado para se avaliar a sensibilidade da mistura asfáltica à água e a propriedade de adesividade entre os agregados e o ligante. A avaliação do dano provocado pela água é importante visto que está diretamente ligado ao desempenho e vida de serviço do pavimento.

O ensaio consiste em comparar por meio de uma relação (RRT) as resistências à tração de corpos de provas com e sem condicionamento. O valor desta razão não deve ser inferior a 70% ou 80% dependendo do tipo de condicionamento.

Os corpos de prova devem ser moldados com vazios de  $7\% \pm 1\%$ , e os que sofrem o condicionamento devem ser saturados em dessecador (figura 2. 30) com aplicação de vácuo para alcançar taxa de saturação entre 55% e 80% segundo ABNT NBR 15617/08 e ASTM D 4867/04.

A norma da AASHTO T 283/07 possui procedimentos diferentes para moldagem dos corpos de prova e determina que esta saturação deva ficar entre 70% e 80%. Após saturação os corpos de prova passam por um ciclo de congelamento, caso se opte pelo condicionamento severo, e em seguida são imersos em água com temperatura de  $60^{\circ}\text{C}$ . A fase do congelamento também induz tensões na estrutura da mistura, já que a água nos vazios se solidifica e dilata.



Figura 2.30 – Dessecador e bomba de vácuo utilizados na saturação dos corpos de prova para o ensaio de dano por umidade.

## **2.4 MODIFICADORES DE LIGANTES.**

### **2.4.1 Misturas Mornas (*Warm-Mix Asphalt* - WMA)**

As expressões asfalto morno ou mistura morna têm sido usadas no Brasil para representar a sigla WMA (*Warm-Mix Asphalt*) que agrupa uma série de tecnologias que permite a redução da temperatura na qual as misturas asfálticas são produzidas e aplicadas. Estas tecnologias permitem a diminuição da viscosidade ou da tensão superficial do asfalto em temperaturas de 20 a 55°C mais baixas que a temperatura das misturas quentes. Assim, há melhoria na trabalhabilidade e na compactação, há redução da permeabilidade e do endurecimento do ligante, que é responsável pelo melhor desempenho em termos de trincas e susceptibilidade da mistura.

A diminuição da temperatura da mistura asfáltica para economizar energia e diminuir a emissão de gases já vem sendo estudada há muito tempo. O fato inicial que se tem registro é de 1956, quando o Prof. Dr. H. Ladis Csanyi, da Universidade do Estado de Iowa nos EUA, realizou estudos com espuma de asfalto utilizado como aglutinante de solo (KRISTJANSDOTTIR, 2006). A partir de então o asfalto - espuma como é conhecido no Brasil, vem sendo utilizado com sucesso em muitos países em várias aplicações.

O processo inicial de criação da espuma consistia em injetar vapor em asfalto quente. Porém em 1968 a Mobil Oil Austrália, que tinha o direito de patente de invenção do Processo de Csanyi, modificou o processo original e passou a acrescentar água fria no asfalto quente, o que tornou o método de espumação do asfalto mais prático.

MACARRONE (1995) estudou as misturas frias, com uso de asfalto espumado e emulsões. Concluiu que as tecnologias com uso de misturas mais frias têm menor impacto no meio ambiente e embora tenham boa aceitabilidade em todo o mundo e boas propriedades mecânicas, as misturas a frio ainda não atingiram o mesmo desempenho em longo prazo de misturas quentes.

Em 1999, JENKINS *et al* (1999) introduziram um novo processo chamado: *half-warmed foamed*., Este trabalho faz considerações e explora possíveis benefícios do aquecimento de uma ampla variedade de agregados a temperaturas acima da temperatura ambiente, mas inferior a 100°C antes da aplicação de espuma de asfalto.

Na 1ª Conferência Internacional de Pavimentos Asfálticos em Sidney no ano de 2000, foi apresentado, por HARRISON e CHRISTODULAKI (2000), um processo de misturas mornas desenvolvido na Europa e que, no Congresso Eurobitume em 2000 foi relatado de forma mais completa por KOENDERS *et al* (2000). Este inovador processo foi testado em laboratório e no campo na Noruega, Reino Unido e Holanda, e resultou no desenvolvimento da mistura morna com asfalto espumado.

Em 2002, a *National Asphalt Pavement Association* (NAPA) realizou um estudo na Europa examinando algumas tecnologias de asfalto morno (WMA), e a partir daí começou a haver interesse nos EUA. A *Federal Highway Administration* (FHWA) designou como área de foco as misturas mornas e juntamente com a NAPA criou um grupo técnico para avaliação desta tecnologia no campo. Agências de pesquisas como a *National Center for Asphalt Technology* (NCAT) e várias universidades conduziram os testes em laboratórios.

Como continuação da avaliação do processo a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) e a FHWA organizaram uma pesquisa na qual especialistas americanos tivessem contato com as agências européias pioneiras no uso da tecnologia, assim como com os fornecedores e empreiteiros que desenvolveram o WMA. Este trabalho também possibilitou a análise do desempenho de alguns antigos projetos de WMA (D'ANGELO *et al*, 2008).

BARTHEL *et al*. (2004) introduziram o uso da zeólitas, que espumam o asfalto e permite alta trabalhabilidade da mistura como uma das técnicas de WMA.

Em 2005, o *National Center for Asphalt Technology* (NCAT) publicou dois relatórios sobre o uso do aditivo orgânico chamado Sasobit e da zeólita Asphat-min como produtos promissores para a técnica do asfalto morno que são os seguintes:

a) Hurley, G. and Prowell, B., “Evaluation of Aspha-min® Zeolite for Use in Warm Asphalt Mixes,” NCAT Report No. 05-04, Auburn University, Auburn, AL, June 2005.

b) “Evaluation of Sasobit® for Use in Warm Asphalt Mixes,” NCAT Report No. 05-06, Auburn University, Auburn, AL, June 2005.

No ano de 2007, um grupo de treze especialistas americanos visitou quatro países europeus (Bélgica, França, Alemanha e Noruega) com objetivo de terem acesso a outras tecnologias WMA. O objetivo principal da visita, convertida em relatório (D’ANGELO *et al.*, 2008 – Report FHWA-PL-08-007) foi obter informações de tecnologias usadas para produção de WMA, com ênfase no desempenho de longo prazo.

O WMA também pode gerar benefícios quando da aplicação em clima frio ou quando as misturas precisam ser transportadas por longas distâncias. A menor diferença entre a temperatura da mistura e a temperatura ambiente resulta em menor taxa de resfriamento, ou seja, o WMA permite maior tempo entre a produção e a compactação.

Estima-se que uma redução de 28°C para aquecimento e secagem dos agregados gera um consumo de energia 11% menor. Cálculos teóricos para determinado WMA, cujas misturas sejam produzidas abaixo de 100°C, indicam reduções de mais de 50% de energia (D’ANGELO *et al.*, 2008), conforme reproduzido na Tabela 2.12 a seguir.

Um dos pilares de sustentação para o desenvolvimento do WMA é a busca da sustentabilidade. A redução do consumo de recursos naturais (combustível) e dos gases poluentes colabora para a escolha do WMA como alternativa e, embora não esteja diretamente explícito como um dos impactos no Protocolo de Kyoto, a indústria das misturas quentes de países da União Européia, proativamente, começou a busca de

tecnologias para a redução desses poluentes. O desenvolvimento sustentável engloba também a possibilidade de reciclagem da matéria prima utilizada.

Tabela 2.12 – Redução da emissão de poluentes em % com uso de WMA (D'ANGELO *et al.*, 2008).

Redução da emissão de poluente durante fabricação em usina de asfalto (%)				
Gases	Noruega	Itália	Holanda	França
CO <sub>2</sub>	31,5	30-40	15-30	23
SO <sub>2</sub>	-	35	-	18
VOC	-	50	-	19
CO	28,5	10-30	-	-
NO <sub>x</sub>	61,5	60-70	-	18
Poeira	54,0	25-55	-	NA

Obs: O hífen indica que não houve medição

É importante ressaltar que o WMA é consistente com os ideais descritos pelo desenvolvimento sustentável e que a sustentabilidade não foca apenas a proteção ambiental, mas também outras duas áreas interdependentes: desenvolvimento econômico e social.

Nos Estados Unidos, alguns construtores não consideram a sustentabilidade o principal benefício e afirmam que o WMA permite melhorias na compactação assegurando adequada densidade para um bom desempenho em longo prazo. Outro ponto destacável é a melhoria na produtividade devido à redução de temperatura, que concede melhor conforto aos trabalhadores e menor exposição aos gases desprendidos durante a aplicação (D'ANGELO, *et al.*, 2008).

Na figura 2. 31 mostram-se duas fotos do processo a quente e morno de usinagem ficando visível a sensível diminuição dos fumos produzidos durante o carregamento dos caminhões no caso da WMA. Na figura 2.32 mostram-se medições de temperatura com termômetros de infravermelho, também ressaltando as diferenças entre uma mistura quente convencional e uma WMA.



Figura 2.31 – Comparação entre misturas quente e morna recém produzidas (PROWELL e HURLEY, 2007)

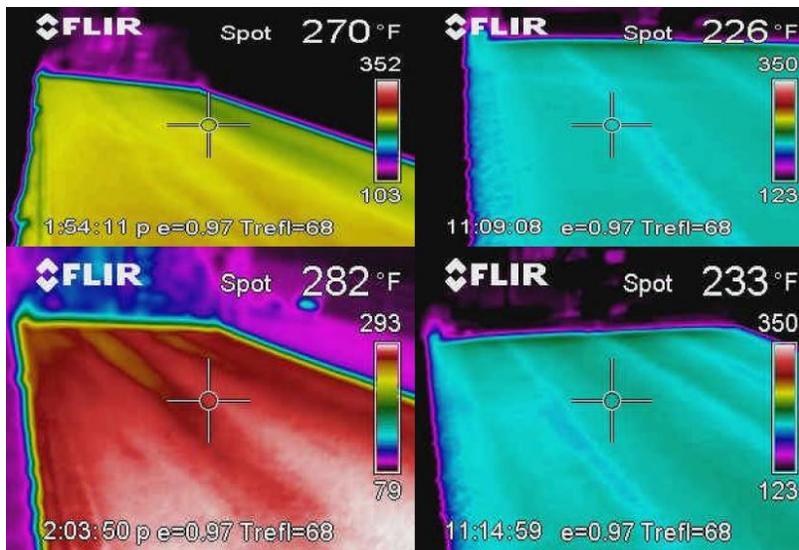


Figura 2.32 – Imagens infravermelho de pavimentos em construção. Mistura quente à esquerda e mistura morna à direita. (PROWELL e HURLEY, 2007)

A questão da melhoria na compactação também foi observada nos estudos apresentados na Alemanha, onde se utilizaram diversos tipos de tecnologia de pavimentação com aplicação em campo em temperaturas ambiente entre  $-3^{\circ}\text{C}$  e  $4^{\circ}\text{C}$ . As temperaturas das misturas antes da aplicação variavam de  $102^{\circ}\text{C}$  e  $139^{\circ}\text{C}$  e concluiu-se que os melhores resultados de densidade foram obtidos pelo WMA em comparação com as misturas quentes.

Alguns processos de fabricação de WMA agem diminuindo a viscosidade, o que possibilita um deslocamento da curva “temperatura versus viscosidade” e outros agem como surfactantes, trabalhando a interface betume versus ar e melhorando a trabalhabilidade do ligante em temperaturas mais baixas.

Em síntese, o WMA possui os seguintes benefícios (D'ANGELO *et al.*, 2008):

- Redução do consumo de energia;
- Redução da emissão de poluentes (CO<sub>2</sub>, SO<sub>2</sub>; compostos orgânicos voláteis, CO, NO<sub>x</sub>, poeira);
- Melhorias no campo da compactação;
- Facilidade em ser transportado por maiores distâncias;
- Menor exposição dos trabalhadores aos fumos emitidos pela mistura quente.
- Menor taxa de resfriamento, devido à proximidade da temperatura de mistura em relação à temperatura ambiente.

O WMA pode ser classificado de várias formas e uma delas é pelo grau de temperatura, como mostrado esquematicamente na figura 2.33, a seguir. A faixa de temperatura de misturar agregado – ligante das misturas mornas é ampla podendo ser desde 20 até 50°C mais baixas em comparação às temperaturas das misturas quentes. No caso da temperatura de mistura ficar na faixa entre 70°C e 100°C esta tem sido nomeada mistura semimorna ou *half-warm mix*.

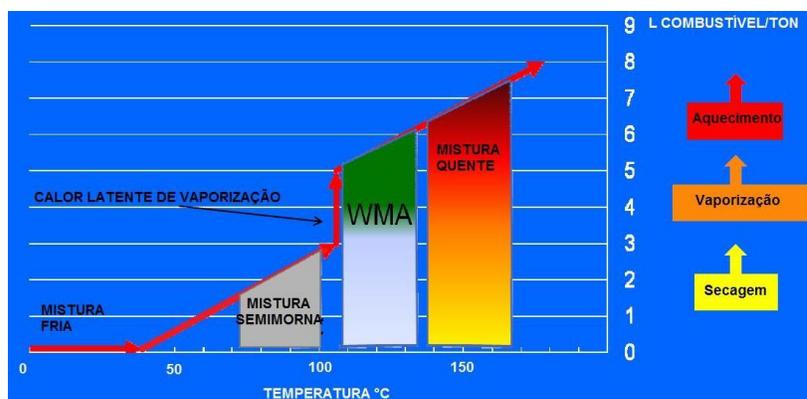


Figura 2.33 – Classificação de misturas de acordo com a temperatura e consumo de combustível para produção (D'ANGELO *et al.*, 2008).

Outro tipo de classificação se dá pelo tipo de tecnologia empregada para baixar a temperatura de trabalho segundo PERKINS (2009):

- Aditivo químico de ligantes:

Este tipo de WMA possui a vantagem de cobrir mais rapidamente os agregados e de lubrificar as partículas. Seu uso é feito adicionando o produto diretamente ao ligante na hora da usinagem conforme ilustrado na figura 2.34 a seguir. Exemplos de produtos com esta classificação são:

- Evotherm™
- Rediset™ WMX



Ponto de injeção de aditivo.

Figura 2.34 – Exemplo de Ponto de injeção de aditivos químicos na linha de CAP para a tecnologia WMA.

- Aditivos orgânicos

Esses aditivos são utilizados para diminuir a viscosidade do ligante e permitem que a mistura asfáltica tenha trabalhabilidade superior ao da trabalhabilidade no ponto de fusão.

Exemplos de aditivos orgânicos:

- Cecabase RT®
- Sasobit®

- Misturas utilizando espuma de asfalto.

Este tipo de mistura morna pode ser feito com uso de zeólitas que por sua propriedade de reterem água permitem a espumação do asfalto ou por adaptação das usinas.

As zeólitas são alumino-silicatos hidratados com estrutura molecular aberta (cerca de 20% de vazios) com íons positivos que estão fracamente ligados à estrutura e assim permitem a absorção e liberação de água.

As zeólitas mais usadas para WMA são:

- Advera<sup>®</sup>
- Aspha-Min<sup>®</sup>

Outra forma de se gerar espuma é por meio da adaptação da usina com plantas modificadas para permitir o uso da água como agente espumante do asfalto. O equipamento consiste de uma câmara onde é injetada água para espumação do asfalto antes de seu contato com os agregados. Exemplos de equipamentos deste tipo são:

- Double Barrel<sup>®</sup> Green
- Terex WMA System.

Há aditivos químicos que possuem a vantagem de não exigirem muitas mudanças na usina para sua incorporação. A tecnologia de uso de material a base de aminas promove adesão ativa do ligante com o agregado, devido à propriedade de deslocar a água da superfície dos agregados, com isso espera-se que essas misturas tenham melhores resultados nos ensaios de dano por umidade induzida.

Os aditivos amínicos são surfactantes e alteram pouco a viscosidade do ligante asfáltico. Entretanto a determinação das temperaturas de mistura e compactação não é feita utilizando a curva de temperatura versus viscosidade. SILVA *et al.*, (2009), realizaram um estudo com um surfactante francês com nome comercial Cecabase<sup>®</sup>, que é um aditivo que misturado com o ligante permite a redução da temperatura de aplicação em cerca de 50°C, sem qualquer efeito no desempenho da mistura. Segundo Silva *et al.*, (2009) Este aditivo atua

apenas na mistura do ligante com os agregados, uma vez que não tem influência na viscosidade do ligante, o que vai de encontro com a classificação proposta por PERKINS, (2009). Com a impossibilidade do uso da curva de viscosidade para se determinar a temperatura ideal de compactação, foram realizados ensaios de compacidade segundo a norma DIN EN 12697-10, cujo procedimento exige moldagem de corpos de prova em diferentes energias de compactação pelo compactador de impacto, nos quais se determinou a porosidade. A comparação entre a porosidade da mistura quente convencional e as misturas produzidas com o aditivo em três diferentes temperaturas (140°C, 130°C e 120°C) permitiu concluir que é possível reduzir a temperatura de compactação até 120°C sem variar significativamente a porosidade da mistura. Na figura 2.35 estão mostrados os resultados de ensaios de compacidade comparando uma mistura quente convencional e três outras utilizando o Cecabase em diferentes temperaturas.

Na presente pesquisa foi iniciado o estudo com uma amostra de Cecabase, porém houve dois inconvenientes ainda no processo de mistura: cheiro muito forte e desagradável e indisposição física do autor desta bem como de outros técnicos do laboratório. Com isto este produto foi eliminado do plano de trabalho desta dissertação.

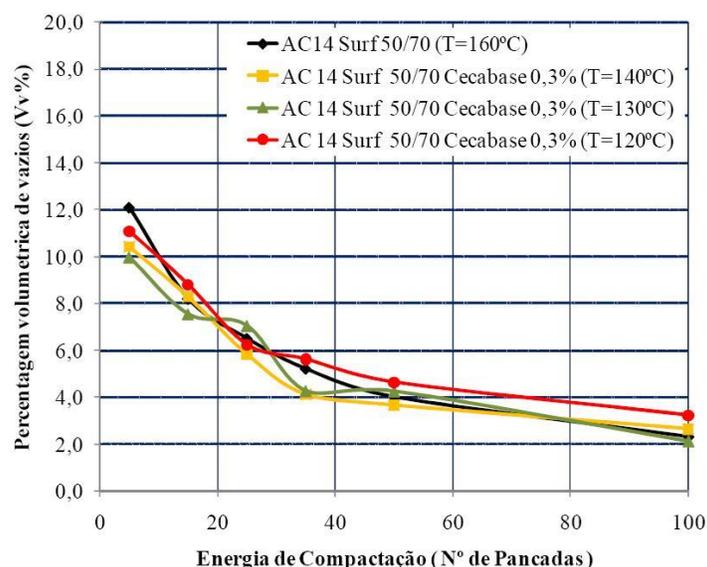


Figura 2.35 – Gráfico comparativo do ensaio de compacidade de uma mistura quente convencional e misturas utilizando Cecabase<sup>®</sup> (SILVA *et al.*, 2009)

No que diz respeito à reologia do ligante alguns estudos mostram que determinados produtos podem até aumentar o  $G^*/\sin\delta$ , tal como mostrado na tabela 2.13 retirada de LOGARAJ e ALMEIDA, (2009). Neste estudo usou-se um surfactante amínico com nome comercial de Rediset™ WMX que se encontra no grupo dos chamados modificadores de asfalto químicos que não necessitam da adição de água no sistema.

Tabela 2.13 – Grau PG de ligantes tratados com 2% de Rediset (LOGARAJ e ALMEIDA, 2009).

	PG 76-22	PG 76-22 + 2% Rediset	PG64-22	PG 64-22 + 2% Rediset
Aglomerante original				
$G^*/\sin\delta$ a 10rads/s kPa a 76 °C o 64 °C	1.17	1.03	1.05	1.43
Ângulo fase a 76°C o 64 °C	73.8	72.0	88.3	84.8
Resíduo RTFOT				
$G^*/\sin\delta$ (kPa) a 10 rad/seg, kPa a 76 °C o 64° C	2.49	2.25	2.51	2.88
Resíduo PAV				
BBR s, 60s, MPa a -12 °C	185	140	200	122
BBR m, 60s a -12 °C	0.316	0.344	0.337	0.363
PG determinado	76-22	76-22	64-22	64-22

Nesta presente pesquisa será utilizado o mesmo surfactante usado por LOGARAJ e ALMEIDA (2009): Rediset™ fabricado por Akzo Nobelt, empresa holandesa de produtos químicos.

FRITZEN, *et al.* (2009) relata uma pesquisa onde foram avaliadas, por meio de um simulador de tráfego linear do tipo HVS (*Heavy Vehicle Simulator*), seções experimentais executadas com misturas asfálticas convencionais e mistura com adição de um produto WMA desenvolvido pelo CENPES/PETROBRAS chamado de A-SAT.

Foram analisadas 3 pistas:

Pista 1 (Mref) = Mistura de referência com CAP50/70 e composição granulométrica de agregados enquadrada na faixa C do DNIT, dosada utilizando a metodologia SUPERPAVE, a qual obteve 5,5% de teor de ligante e aplicada na sua condição normal. A

temperatura de ligante na mistura foi de 156°C, a temperatura dos agregados: 170°C e a temperatura de compactação foi de 145°C;

Pista 4 (Mref morno) = É a mesma da mistura de referência (Mref) sem aditivo. A diferença é que esta foi produzida com a temperatura de agregados a 130°C e compactada à temperatura de 115°C. A intenção foi a de verificar o efeito da baixa temperatura numa mistura convencional.

Pista 5 (MM) = É a mistura com adição do WMA A-SAT da PETROBRAS na proporção de 0,5%. A temperatura de ligante e de agregados foi a mesma da mistura de referência morna sem aditivo (Mref morno). No entanto diminuiu-se um pouco mais a temperatura de compactação: 106°C.

A tabela 2.14 mostra os resultados dos ensaios mecânicos de corpos de prova extraídos das pistas.

Tabela 2.14 – Propriedades volumétricas e mecânicas médias dos CP's extraídos dos trechos (FRITZEN *et al.*, 2009).

Pista	Temperatura de compactação (°C)	% de vazios	Resistência à tração (MPa)	Módulo de resiliência (MPa)
1 (Mref)	145	7,71	0,98	4434
4 (Mref morno)	115	8,88	0,81	3539
5 (MM)	106	6,73	0,96	4156

Como pode ser visto na tabela 2.14, a mistura Mref morno obteve menor rigidez e maior porcentagem de vazios em função da sua menor temperatura de compactação. Por outro lado, a mistura com aditivo da PETROBRAS, ainda que compactada em temperatura inferior ao da mistura da pista 4, teve rigidez bem próxima à da mistura (Mref) e maior grau de compactação, o que comprova a eficácia do aditivo (FRITZEN, *et al.*, 2009).

A mistura MM5 foi a primeira seção experimental morna submetida aos ensaios acelerados. O critério inicial para a finalização dos ensaios acelerados para estas soluções mornas seria

de 10% de área trincada, porém esse trecho experimental específico apresentou um comportamento diferente dos demais, pois se verificou a *posteriori* que no local de posicionamento para os ensaios acelerados (cerca de 10 metros de atuação das rodas), a estrutura do pavimento diferenciava das demais por apresentar uma camada rígida a cerca de 35cm abaixo da superfície do pavimento (antiga placa de concreto deteriorada). Foi constatada a presença desta da placa usando o georadar (GPR) e abertura de furo de sondagem somente alguns meses após o experimento. O critério de encerramento dos ensaios acelerados se deu por decisão da equipe COPPE / CENPES após um número grande de ciclos (259.135) sem a presença de trincas e pequeno aumento das deflexões ao longo do número de ciclos com carga de 5,1 toneladas. Este valor obtido corresponde a  $N = 9,6 \times 10^5$  de acordo com o fator de equivalência da USACE que é de 3,72 neste caso (eixo simples de roda dupla com 10 toneladas) para 0% de área trincada.

No trecho experimental Mref morno segundo segmento a ser ensaiado, corresponde aquele onde foi aplicada a mistura de referência propositalmente processada a temperatura mais baixa que o normal (ver tabela 2.14), foram encerrados os ensaios acelerados após a obtenção de 10% de área trincada. Lembrar que o grau de trincamento existente antes da aplicação da camada de concreto asfáltico morno era elevado, e também a deflexão máxima no local estava bem superior ao trecho experimental MM5. No trecho Mref morno, o início das trincas surgiu com  $N$  aproximado de  $5,3 \times 10^5$ , e o término dos ensaios acelerados se deu com  $N$  aproximado de  $6,9 \times 10^5$  para 10% de área trincada, considerando uma deflexão inicial de  $78 \times 10^{-2}$ .

O trecho experimental Mref, da mistura asfáltica convencional, com CAP 50-70, e temperaturas segundo o habitual, também teve o encerramento do experimento após a obtenção de 10% de área trincada, mesmo critério usado na pista 4. A deflexão inicial foi de 70. As trincas do trecho Mref tiveram início com  $N = 5,9 \times 10^5$ , praticamente igual ao do trecho M4 (morna sem aditivo), porém o término dos ensaios acelerados (10% área trincada) se deu com um  $N = 1,1 \times 10^6$  aproximadamente, enquanto o M4 chegou a 10% de área trincada com  $N = 6,9 \times 10^5$  (taxa de crescimento elevada), confirmando mais uma vez

que a falta de preparação da mistura para a construção em baixa temperatura é grave e torna a vida útil da massa asfáltica bem menor.

Além do uso do simulador foram determinados também as deflexões dos trechos e com base nas análises realizadas, FRITZEN, *et al.*, (2009), concluíram que: a mistura asfáltica morna realizada com o aditivo da PETROBRAS apresentou um excelente comportamento desde sua usinagem até a aplicação nos trechos experimentais mesmo com temperatura de compactação bem menor que a da mistura convencional. Quanto ao resultado obtido no trecho experimental da mistura de referência morna sem aditivo, observou-se que seu comportamento foi diferente ao da mistura de referência, cujo afundamento na trilha de roda foi maior do que o obtido na mistura asfáltica com a utilização do aditivo, e menor vida de fadiga. Pode-se considerar que a mistura morna apresentou desempenho adequado com uso do aditivo. Os segmentos experimentais de mistura morna estão sendo solicitados pelo tráfego real desde dezembro de 2008 com bom comportamento tanto funcional como estrutural conforme último levantamento realizado no mês de junho de 2009 em todos os trechos experimentais.

#### **2.4.2 Asfalto Natural de Trinidad & Tobago – *Trinidad Lake Asphalt (TLA)***

Os asfaltos naturais ocorrem em várias partes do mundo e podem ser encontrados, por exemplo, na Venezuela, Mar Morto, Suíça e no nordeste da Província de Alberta como depósito de areias betuminosas e/ou oleosas. Há ocorrências em forma de “lagos” superficiais, como em Trinidad. Há ocorrência também sob forma de rochas, que nada mais são que rochas porosas que se tornaram, naturalmente, impregnadas com asfalto. Citam-se, por exemplo, os arenitos, xistos e calcários asfálticos. Entretanto o mais conhecido de todos os depósitos é o Pitch Lake de Trinidad e Tobago – TLA (COSTA, 2008). Nas figuras 2.36, 2.37 e 2.38 estão mostrados aspectos deste depósito de asfalto obtidas na Internet.

O ano de 1595 é reconhecido como ano da descoberta do TLA e quem deu início a sua utilização foi o Sir Walter Raleigh que era um membro da corte inglesa que utilizou o TLA para calafetar suas embarcações.

As primeiras pavimentações asfálticas realizadas no Brasil, especificamente na cidade do Rio de Janeiro foram com asfalto importado em barris e sacos de Trinidad, no início do século XX.

O *Trinidad Lake Asphalt* (TLA) é um asfalto natural extraído de lagos de asfalto a céu aberto no sudoeste da ilha de Trinidad e Tobago, em La Brea, uma cidade da Província de Brighton. Atualmente, após sua extração o produto é desidratado e toda a impureza removida. O depósito abrange cerca de 40 hectares e possui profundidade de cerca de 80m (COSTA, 2008).



Figura 2.36 – Fotografia do Pitch Lake em Trinidad & Tobago (<http://www.richard-seaman.com/Travel/TrinidadAndTobago/Trinidad/PitchLake/index.html>).



Figura 2.37 – Foto de satélite do Pitch Lake – Google Earth



Figura 2.38 – Fotografia mostrando consistência do asfalto natural de Trinidad & Tobago  
(<http://www.richardseaman.com/Travel/TrinidadAndTobago/Trinidad/PitchLake/index.html>).

Por ser um material muito viscoso, seu uso tem sido recomendado apenas como aditivo para aumento da resistência à deformação permanente, aumento vida de serviço de misturas asfálticas, melhoria da adesão, melhoria das propriedades antiderrapantes e para aumentar a estabilidade. Sua aplicação à mistura pode ser via seca (acrescido diretamente à mistura) ou via úmida (acrescido previamente ao ligante como modificador).

O TLA atualmente é fornecido em forma de peletes (grãos) envolvidos por pó calcário com diâmetros entre 6 e 9mm, como mostra a figura 2.39. Este processo de moldagem em grãos com cobertura de material fino e feito para impedir a aglomeração, facilitar o transporte e permitir diversas alternativas de aplicação e é denominado peletização.



Figura 2.39 – TLA em forma de grãos peletizados

A empresa que explora o Pitch Lake é uma estatal de nome Lake Asphalt of Trinidad & Tobago Limited (1978) a qual apresenta as seguintes características do produto comercializado:

- Mistura coloidal estável composta de 53 a 55% de betume; 35 a 37,5% de minerais (sílica, alumina, óxido de ferro, enxofre e potássio); 4,3% de água de hidratação de minerais e 3,2% de outras matérias orgânicas.
- Penetração a 25°C está entre 0 e 5, a densidade entre 1,3 e 1,5 e ponto de amolecimento entre 89 e 99°C.

Uma especificação para ligantes modificados com TLA consta nas normas ASTM D 5710/05 e ASTM D 6626/09. No Brasil a Betunel, empresa que comercializa um ligante modificado com TLA, também criou uma especificação, cujos limites dos parâmetros constam na tabela 2.15.

Tabela 2.15 – Especificações para ligantes modificados com TLA

Características	Unidade	Especificação ASTM D 5710-05		Especificação CAP TLA – PG 70-16 - Betunel	
		Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Penetração	dmm	40	55	30	45
Ponto de amolecimento	°C	-	-	52	-
Dutilidade a 25°C	cm	100	-	-	-
Dutilidade a 25°C após RTFOT	cm	100	-	-	-
Viscosidade brookfield 135°C	cP	385	-	500	-
Viscosidade brookfield 150°C	cP	-	-	200	-
Viscosidade brookfield 175°C	cP	-	-	80	-
Variação em massa, RTFOT	%	-	-	-	1,00
Aumento do P.A., RTFOT	°C	-	-	-	8
Penetração retida, RTFOT	%	55	-	50	-

Segundo o fabricante estatal do TLA, os componentes maltenos do betume dão ao material sua natureza aderente. O TLA possui até o dobro dos maltenos dos ligantes convencionais e contribui para melhor adesividade entre o ligante e o agregado. Os componentes minerais encontrados na estrutura proporcionam uma estrutura física mais estável.

COSTA (2008) realizou um estudo com TLA onde foram comparados três ligantes: CAP 50/70, CAP 50/70 com 20% de TLA e CAP 50/70 com 30% de TLA. Ensaio de caracterização foram realizados e concluiu-se que a adição do TLA ao CAP50/70 resulta em alteração nas propriedades viscoelásticas obtendo-se um ligante com maior viscosidade e menor penetração, conforme pode ser observado na tabela 2.16.

Tabela 2.16 – Caracterização do ligante CAP 50/70 + asfalto natural (TLA) (COSTA, 2008)

Caracterização do ligante CAP 50/70 + asfalto natural (TLA)			
Características	CAP 50/70 De referência	CAP 50/70 + 20% TLA	CAP 50/70 + 30% TLA
Penetração (100g s.25°C) 0,1 mm	51	23	17
Densidade Relativa a 25°C/25°C	1,02	1,06	1,08
Ponto de Amolecimento, min. (°C)	49,0	54,8	59,8
Viscosidade Saybolt-Furol a 135°C, min..(s)	157	227	372
Viscosidade Saybolt-Furol a 145°C, min..(s)	-	167	206
Viscosidade Saybolt-Furol a 155°C, min..(s)	-	116	130
Dutibilidade a 25°C, min. (cm)	> 103	22	45
após RTFOT a 163° C, 85 min			
Varição em massa, máx (%)	-	-	-
Dutibilidade a 25°C, min. (cm)	>103	10,5	4,5
Aumento do Pto de Amolecimento, máx (°C)	-	-	-
Penetração Retida, min. (%)	31	-	-

Observou-se também que as misturas enquadradas na faixa C do DNIT e com adição de 30% de TLA ao ligante apresentaram valores de resistência à tração maiores 25% que das misturas com adição de 20% de TLA ao ligante. Quanto ao módulo de resiliência, as misturas com 20% de TLA apresentaram uma faixa de 4500 a 5200MPa, enquanto que as misturas com 30% de TLA apresentaram entre 6000 e 7000MPa.

Recentemente a Concessionária Nova Dutra reiniciou o uso do TLA no Brasil por meio de uso de um produto que está sendo comercializado pela empresa BETUNEL, que consta de uma mistura de CAP 50/70 com adição de 25% de TLA. Num trecho da Rodovia Presidente Dutra foi empregado este produto em uma mistura asfáltica a quente de graduação descontinua do tipo *Gap Graded*, conforme mostram as fotos feitas pelo autor da presente dissertação constantes das figuras 2.40 e 2.41.

As características básicas deste produto antes do processo de peletização, segundo o folheto do fabricante são as seguintes:

- Nomes comuns: *Trinidad Lake Asphalt* (TLA), *Dried Asphalt* (DA) e *Trinidad Refined Asphalt* (Epure);
- Aparência: Preto ou cinza fosco (aparência sólida);

- Comportamento: o TLA é considerado um material termoplástico. Em temperatura ambiente é considerado um semi-sólido e pode ser classificado como um gel-sol, porém aparenta ser sólido à primeira vista. Se deixado ao ar livre, mudará de forma lentamente a fim de se adaptar melhor à área em que está guardado.
- Penetração à 25°C: 1 a 4;
- Densidade: 1,39 a 1,42;
- Ponto de amolecimento: 93°C a 98°C;
- Ponto de fulgor: de 255°C a 260°C;
- Composição química: compostos policíclicos saturados contendo: oxigênio, enxofre, minerais de argila (sílica, alumina, óxido ferroso e outros traços de componentes), compostos polares aromáticos, naftênicos e alifáticos.



Figura 2.40 – Aspecto do gap graded com ligante modificado com TLA na Rodovia Presidente Dutra - dia 19 de outubro de 2009 (foto do autor).



Figura 2.41 – Aplicação de mistura tipo *gap graded* com ligante modificado com TLA em trevo da Rodovia Presidente Dutra próximo à cidade de Paracambi- RJ dia 19 de outubro de 2009. (foto do autor).

Nesta presente dissertação será utilizado uma amostra de TLA misturada em laboratório a um CAP 50/70 em proporção 25% em peso conforme será visto nos capítulos seguintes.

### **2.4.3 Aditivo anti-trilha de roda - PR-PLAST S**

PR-PLAST S é o nome comercial de um aditivo granular composto de poliolefina termoplástica para aumento da resistência à deformação permanente ou produto anti trilha de roda. Sua granulometria varia em torno de 4mm e uma foto da aparência de sua apresentação comercial é vista na figura 2.42.



Figura 2.42 – Grãos de PR PLAST S

Este aditivo, segundo o fabricante, deve ser empregado diretamente durante a produção da mistura de asfáltica, logo após secagem dos agregados no tambor secador e de preferência antes da incorporação do ligante (via seca). É dosado em termos de *Big Bag* para usinas do tipo contínua, e em sacos termo fundíveis para usinas gravimétricas.

O Fabricante cita as seguintes vantagens do PR-PLAST S:

- Melhora consideravelmente a resistência à trilha de roda do revestimento asfáltico, mesmo a altas temperaturas;
- Aumenta consideravelmente a resistência à fadiga do revestimento asfáltico;
- Aumenta consideravelmente o módulo de elasticidade da mistura asfáltica;
- Há flexibilidade de utilização e fabricação;
- Facilidade na dosagem;
- Produto pode ser estocado à temperatura ambiente;
- Duração de estocagem ilimitada e;
- Não é necessário qualquer tipo de modificação na usina de misturas asfálticas.

Sua taxa de adição à mistura está geralmente compreendida entre 0,4 e 0,6% em peso total da mistura para aplicação em vias públicas e até 1% para vias particulares onde as cargas de equipamentos ultrapassem os valores estabelecidos pelos órgãos rodoviários. No caso de se utilizar uma proporção de 1%, deve ser introduzido durante a mistura dos agregados, em temperatura compreendida entre 170°C e 180°C.

#### **2.4.4 Montmorilonita organofílica, hidrofóbica ou modificada.**

Outro modificador utilizado na pesquisa é a montmorilonita: argilo-mineral, muito ativo eletroquimicamente, encontrado nos solos. Sua principal característica quando no estado natural, ou seja, sem a modificação, é a de absorver água devido à fraca força de *Van de Waals* das camadas tetraédricas e da deficiência de carga negativa na camada octaédrica. Atualmente, a área de nanotecnologia vem estudando intensamente a montmorilonita modificada para aplicação em nano compósitos, tendo-se obtido melhoria das propriedades reológicas de produtos como pneus, polímeros e etc.

No mercado, ela já vem sendo comercializada como argila organofílica e identificada nos estudos como OMMT ( *Organommodified Montmorillonite*).

As argilas esmectíticas apresentam atualmente uso crescente em inúmeras aplicações como em fertilizantes, catalisadores, areias de fundição, tijolos refratários, adsorventes, agentes descorantes e clarificantes de óleos e gorduras, tintas, agentes de filtração, cargas para polímeros e elastômeros, papel, etc. Isso ocorre devido à variedade de argilas existentes e também às interessantes propriedades que esses materiais apresentam, como: inchamento, adsorção, plasticidade, propriedades reológicas e coloidais, etc. No entanto, várias dessas aplicações só são melhoradas após a modificação superficial das argilas (SILVA e FERREIRA, 2008).

SILVA e FERREIRA (2008) definem as argilas organofílicas como sendo constituídas basicamente por esmectitas que são modificadas com substâncias orgânicas que apresentam afinidade química com a sua estrutura cristalina e tornando-se hidrofóbicas.

A montmorilonita organofílica, modificada ou hidrofóbica é obtida através de processo químico que insere moléculas orgânicas entre as camadas estruturais da argila. Esse fenômeno induz à expansão entre os planos da argila e, conseqüentemente, à perda da característica hidrofílica, tornando-as mais estáveis e diminuindo sua degradação em conjunto com o aumento da resistência mecânica quando incorporada a outros materiais orgânicos.

O principal foco de modificação de argilas vem sendo direcionado à ciência dos materiais, cujo objetivo é a obtenção de argilas organofílicas para aplicação em nanocompósitos poliméricos. Diversas rotas podem ser empregadas na modificação de argilas. Essas técnicas incluem: troca de íons por íons de sais quaternários de amônio, adsorção ou interações íon-dipolo, troca de íons com cátions inorgânicos e complexos catiônicos, graftização de compostos orgânicos, reação com ácidos, pilarização com cátions metálicos, polimerização interlamelar ou intra-partícula, desidroxilação e calcinação, delaminação e reagregação de argilas minerais esmectíticas e tratamentos físicos como liofilização, ultrassom e plasma (BERGAYA<sup>3</sup> *et al.*, 2001 *apud* PAIVA, *et al.*, 2008).

As argilas mais utilizadas na preparação de argilas organofílicas são as bentonitas. Bentonita é uma terminologia tecnológica aplicada a argilas com granulação muito fina composta essencialmente por minerais do grupo das esmectitas, sendo mais comum a montmorilonita em concentrações que podem variar de 60 a 95%, a qual advém da argila descoberta no ano de 1898 por Knight em Fort Benton em Wyoming (EUA). É uma argila que adicionalmente pode conter minerais acessórios como: quartzo, cristobalita, feldspato, pirita, carbonatos, clorita, caulinita, mica e ilita. Montmorilonita (também denominada esmectita) é o nome dado à argila que foi identificada por Knight em 1896 em Montmorillon, uma cidade na região de Poitou na França (argila que possuem alto teor do argilomineral montmorilonita). A montmorilonita é o argilomineral mais abundante entre as esmectitas, cuja fórmula química geral é  $M_x(Al_4-xMg_x)Si_8O_{20}(OH)_4$ . Possui partículas de tamanhos que podem variar de 2  $\mu m$  a 0,1  $\mu m$ , com tamanho médio de aproximadamente 0,5  $\mu m$  e formato de placas ou lâminas (PAIVA, *et al.*, 2008).

---

<sup>3</sup> F. BERGAYA, G. LAGALY, *Appl. Clay Sci.* 19 (2001)

Pertence ao grupo dos filossilicatos 2:1, cujas placas são caracterizadas por estruturas constituídas por duas folhas tetraédricas de sílica com uma folha central octaédrica de alumina, que são unidas entre si por átomos de oxigênio comuns a ambas folhas. As folhas apresentam continuidade nos eixos a e b e geralmente possuem orientação aproximadamente paralela nos planos d(001) dos cristais, que lhes confere a estrutura laminada. As lamelas da montmorilonita apresentam perfil irregular, são muito finas, tem tendência a se agregarem no processo de secagem e boa capacidade de delaminação quando colocadas em contato com a água. O diâmetro é de aproximadamente 100 nm, a espessura pode chegar até 1 nm e as dimensões laterais podem variar de 30 nm a várias micra, o que resulta em uma elevada razão de aspecto, podendo atingir aproximadamente 1000. O empilhamento dessas placas é regido por forças polares relativamente fracas e por forças de van der Waals e entre essas placas existem lacunas denominadas galerias ou camadas intermediárias nas quais residem cátions trocáveis como Na<sup>+</sup>, Ca<sup>2+</sup>, Li<sup>+</sup>, fixos eletrostaticamente e com a função de compensar cargas negativas geradas por substituições isomórficas que ocorrem no reticulado, como por exemplo, Al<sup>3+</sup> por Mg<sup>2+</sup> ou Fe<sup>2+</sup>, ou Mg<sup>2+</sup> por Li<sup>+</sup>. Cerca de 80% dos cátions trocáveis na montmorilonita estão presentes nas galerias e 20% se encontram nas superfícies laterais. A figura 2.43 ilustra uma estrutura em camadas da montmorilonita (PAIVA, *et al.*, 2008).

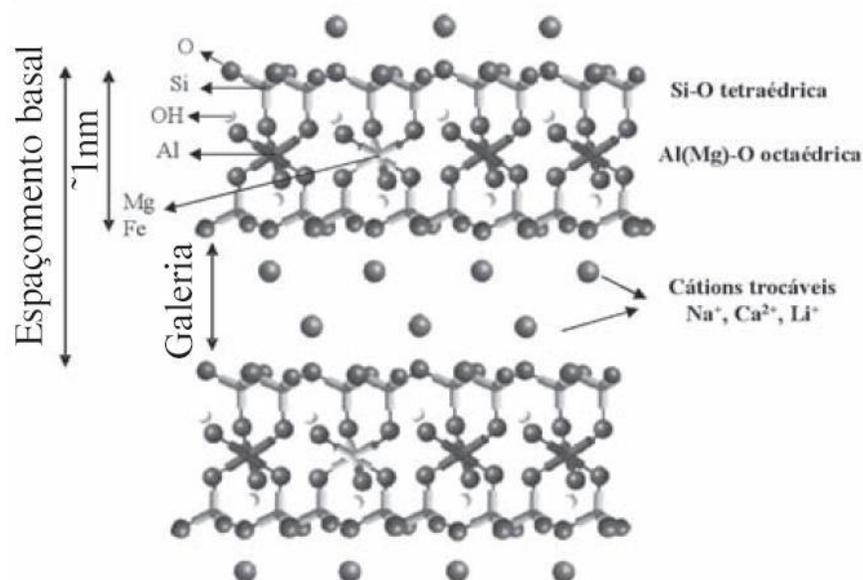


Figura 2.43 – Estrutura química da montmorilonita (PAIVA *et al.*, 2008)

As argilas são geralmente incompatíveis com meios hidrofóbicos por causa da sua natureza hidrofílica. Visando aumentar a compatibilidade entre a argila e o meio orgânico, as argilas são tratadas com compostos orgânicos adequados de forma que uma extremidade da cadeia orgânica tenha afinidade com a superfície do argilomineral e a outra seja compatível, ou tenha afinidade com o meio orgânico. Em alguns casos se pretende introduzir as partículas de argilas da forma a se ter interações micrométricas ou nanométricas, melhorando um conjunto de propriedades do compósito formulado. A escolha adequada do agente organofilizante, da rota de organofilização e das propriedades afetadas constitui-se num dos mais avançados campos envolvendo uma variedade gama de especialidades desde a mineralogia de argilas até propriedades específicas de compósitos orgânicos modificados de forma a atender as solicitações específicas (SILVA e FERREIRA, 2008).

Os sais quaternários de amônio são, desde os anos 20 do século passado, os principais compostos utilizados para transformação das argilas esmectíticas sódicas em organofílicas. Os sais utilizados na modificação possuem um ou dois grupos de hidrocarbonetos de cadeia longa (derivados geralmente de ácido graxos) ligados diretamente a um átomo de nitrogênio onde se situa a parte catiônica da molécula. Ao adicionar esses sais às dispersões aquosas de argila esmectíticas, esses cátions orgânicos substituem os cátions sódio que são facilmente trocáveis; assim, os cátions quaternários de amônio, com longas cadeias de hidrocarbonetos livres se acomodam entre as camadas 2:1 do argilomineral, tornando-as organofílicas (DIAZ, 1994).

Muitas indústrias utilizam essas argilas hidrofílicas como cargas, ou seja, incorporando-as em outros materiais. É o caso da fabricação de tintas, em que as argilas esmectíticas organofílicas são utilizadas como espessantes. Para a produção dos nanocompósitos, as lamelas de argila são separadas e dispersas em uma matriz polimérica, se caso, as lamelas de argila têm uma interação eletrostática com as moléculas do polímero, modificando sua estrutura íntima e conferindo novas e importantes propriedades. Assim, os nanocompósitos polímero/argila são o veículo para se obter super propriedades em combinação com outros materiais. Os nanocompósitos têm hoje uma parcela inferior a 1% no mercado de polímeros (termoplásticos, termofixos e elastômeros). Estima-se que essa participação no mercado

será acelerada a partir de 2010 atingindo 10% nos próximos 15 anos. Ou seja, representarão 10% do mercado de plásticos e borracha. Como resultado, espera-se um crescimento de cerca de 30% ao ano para os nanocompósitos polímero/argila nos próximos 15 anos (SILVA e FERREIRA, 2008).

YU, *et al.*, (2006) relata a primeira pesquisa com o uso de asfalto modificado com a montmorilonita organofílica. O ligante utilizado nesta pesquisa foi um TZ-70 conforme propriedades físicas mostradas na tabela 2.17.

Tabela 2.17 – Propriedades físicas do asfalto básico utilizado na pesquisa (YU *et al.*, 2006)

<b>Propriedades físicas</b>	<b>TZ-70 asfalto básico</b>
Penetração a 25°C (0,1mm)	68
Ponto de amolecimento (°C)	48,9
Dutilidade (15°C, cm)	92,8
Dutilidade (5°C, cm)	8,7
Viscosidade a 135°C (mPa.s)	500

O ligante asfáltico foi modificado, com o uso de uma montmorilonita organofílica tratada com íons de octadecil amônio, por meio de um agitador mecânico de alto cisalhamento na temperatura de 150°C, por um período de duas horas a 3000RPM.

Com o uso do ensaio de difração de raio X (XRD - *X-Ray Diffraction*), percebeu-se que a montmorilonita modificada apresentou uma estrutura esfoliada, como mostra o esquema da figura 2.44. Esta característica promove benefícios quando da adição das moléculas de asfalto.

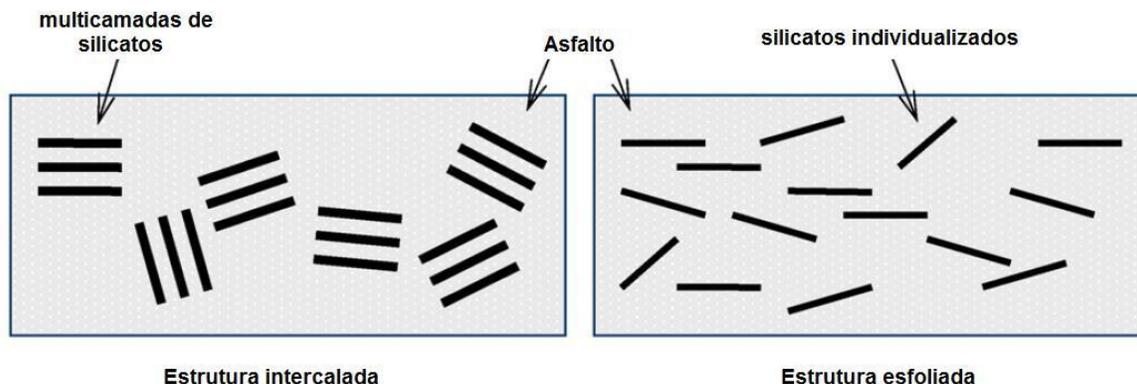


Figura 2.44 – Esquema das estruturas de camadas de silicatos de ligantes modificados (YU *et al.*, 2006)

Foram realizados também ensaios de caracterização e reológicos fundamentais com diferentes proporções de OMMT, cujos resultados podem ser vistos na tabela 2.18.

Tabela 2.18 – Resultados de ensaios de caracterização e reológicos fundamentais com o uso do DSR. (YU *et al.*, 2006)

Propriedades físicas	% em massa de ligante de OMMT			
	0%	1%	5%	10%
Ponto de amolecimento (°C)	48,9	51,0	52,2	58,1
Dutilidade (15°C, cm)	92,8	73,1	56,9	47,7
Dutilidade (5°C, cm)	8,7	6,7	5,1	4,0
T°C quando $G^*/\text{sen}\delta = 1\text{kPa}$	62,1	68,3	72,5	81,0

Em outro trabalho, utilizando um ligante modificado com 3% de OMMT, YU, *et al.*, (2009), verificaram o efeito da montmorilonita no ligante quanto ao envelhecimento. A viscosidade é um parâmetro importante para avaliar o desempenho de asfalto, e o índice de viscosidade após envelhecimento (VAI - *Viscosity Aging Index*) é uma importante propriedade para se avaliar o envelhecimento do asfalto. É definida como a razão entre a diferença de viscosidades após e antes o envelhecimento e a viscosidade antes do envelhecimento. Quanto maior o valor de VAI, mais envelhecida é a amostra.

Na figura 2.45 nota-se que o valor de VAI do asfalto modificado com OMMT é menor do que o do asfalto puro, o que sugere que a OMMT melhora as propriedades termo-oxidativas

ligadas ao envelhecimento do asfalto. Este resultado pode ser devido à formação esfoliada da estrutura da OMMT (YU, *et al.*, 2009).

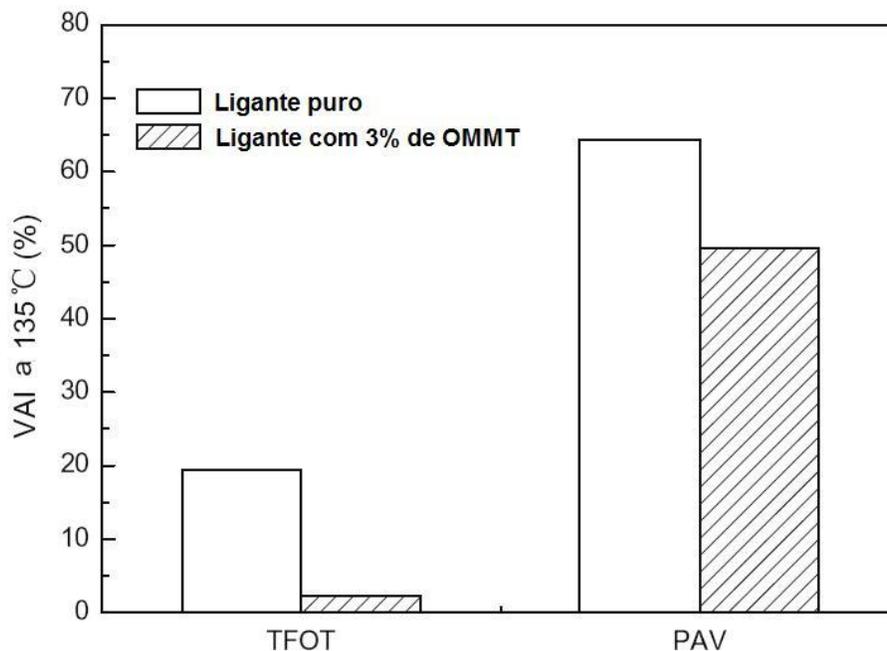


Figura 2.45 – VAI do ligante puro e modificado com OMMT após envelhecimento no TFOT e PAV (YU *et al.*, 2009)

Durante o processo de oxidação do asfalto, os compostos aromáticos naftênicos são convertidos, em parte, em produtos aromáticos polares que mais tarde tornam-se asfaltenos, fazendo então com que a viscosidade do asfalto aumente cada vez mais. No entanto, como mostrado na figura 2.46, as camadas de silicato da OMMT esfoliada dispersas no asfalto podem dificultar a penetração do oxigênio devido às restrições geométricas, o que induz à redução da oxidação do asfalto e pode também dificultar a perda de voláteis (YU, *et al.*, 2009).

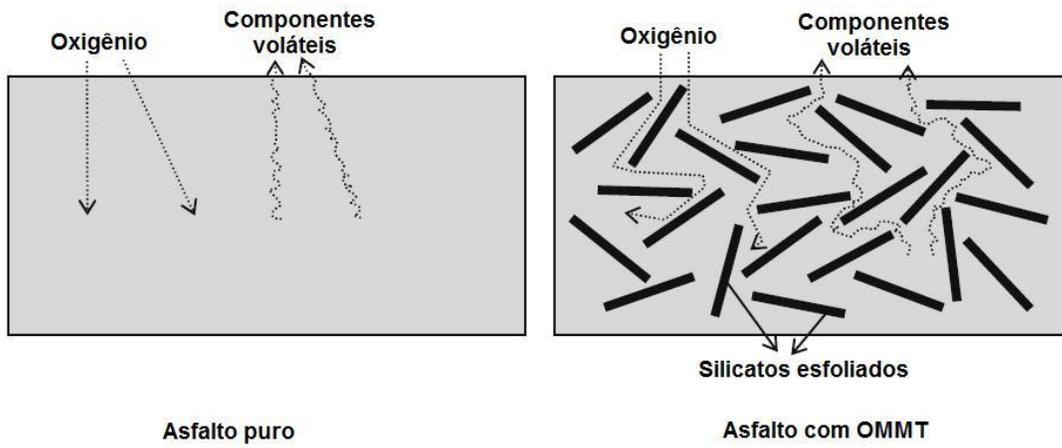


Figura 2.46 – Esquema do mecanismo de anti-envelhecimento do asfalto modificado com OMMT (YU *et al.*, 2009).

### **3 – MATERIAIS E MÉTODOS**

#### **3.1 LIGANTES ASFÁLTICOS E ADITIVOS UTILIZADOS NESTE ESTUDO.**

##### **3.1.1 Origem dos ligantes asfálticos e aditivos.**

Os ligantes utilizados nesta pesquisa são uma amostra de CAP 50/70 e uma de CAP 30/45, ambos provenientes da REDUC – Refinaria de Duque de Caxias.

O CAP30/45 foi coletado em galões de 3,6 litros diretamente de um caminhão durante descarregamento na Usina de Asfalto da Rua Francisco Bicalho, da Prefeitura do Rio de Janeiro no mês de fevereiro de 2009. O CAP 50/70 foi cedido pelo CENPES em galões de 20litros no mês de Junho de 2009.

Foram estudados quatro aditivos nesta pesquisa:

- peletes de TLA, chamado a partir daqui de TLA;
- um aditivo para mistura morna em forma sólida, com nome comercial de Rediset<sup>TM</sup>, chamado a partir daqui de WMA;
- um aditivo sólido anti-afundamento de trilha de rodas, chamado a partir daqui de PR Plast S, nome comercial dado pela empresa PR Industrie francesa (<http://www.pr-industrie.com/anti-rutting-additive.html>);
- um aditivo do tipo montmorilonita modificada, americana, chamada a partir daqui de OMMT, da marca BENATHIX Rheological Additive – Rheox Inc.

Os aditivos TLA, PR Plast S e WMA foram coletados na Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro, que adquiriu amostras destes aditivos para pesquisa de avaliação de laboratório visando possíveis aplicações em ruas da cidade caso os ensaios fossem promissores.

O aditivo TLA está sendo comercializado no Brasil pela empresa Pegasus Representações Comerciais Ltda, e é vendido em big bags para incorporação direta no misturador (via seca), para incorporação em tanques de CAP (via úmida), ou já incorporado ao ligante com

a marca CAP TLA – PG 70-16, pela empresa BETUNEL. Na figura 3.1 mostra-se uma foto da amostra usada na presente pesquisa, que foi incorporada em laboratório pelo autor da presente dissertação.

O WMA utilizado é um aditivo químico amínico, granular, com odor característico e que é facilmente incorporado ao ligante, fornecido pela empresa Akzo Nobel. Na figura 3.2 mostra-se como é apresentada comercialmente uma amostra do aditivo WMA utilizado na presente pesquisa.

O aditivo PR Plast S é comercializado em sacos e tem a aparência mostrada na figura 3.3. No campo deve ser incorporado diretamente no misturador antes da adição do ligante e nesta pesquisa foi incorporado pelo autor em laboratório, como será explicado mais adiante.

O aditivo do tipo montmorilonita modificada (OMMT), americana, da marca Rheox Inc. - foi escolhido para ser testado a partir dos resultados relatados por Yu *et al.* (2006). Na figura 3.4 mostra-se a foto da aparência comercial da amostra empregada. Este aditivo, devido à pequena quantidade disponível no laboratório de Geotecnia da COPPE, fornecida pelo Professor Casanova, foi usada somente na modificação dos ligantes e não foi possível a preparação de misturas asfálticas com o ligante modificado.

Foram feitos também ensaios de DSR com uma montmorilonita modificada nacional da marca Staucel. No entanto, percebeu-se que esta não alcançava os mesmos resultados da importada e optou-se então em repetir apenas os ensaios com a montmorilonita importada que apresentou rigidez pouco maior.

Todos os ligantes foram modificados utilizando um agitador mecânico de baixo cisalhamento, como ilustrado na figura 3.5, que aplica movimentos giratórios por meio de uma hélice de 10cm de diâmetro na amostra de CAP contida num galão de 3,6 litros que é envolvido por uma manta térmica que mantém a temperatura desejada de agitação.



Figura 3.1 – Amostra do aditivo TLA usado nesta pesquisa.



Figura 3.2 – Amostra do aditivo WMA usado nesta pesquisa.



Figura 3.3 – Amostra do aditivo PR Plast S usado nesta pesquisa



Figura 3.4 – Amostra do aditivo OMMT usado nesta pesquisa



Figura 3.5 – Agitador utilizado para a incorporação dos aditivos às amostras de CAP desta pesquisa

Não se teve preocupação com o tempo total de mistura do WMA no ligante, mas foi definido um tempo de 15min para se ter uma garantia de homogeneização, pois este aditivo é de fácil mistura. Há a possibilidade de se misturar diretamente o aditivo através dos ramais de alimentação de CAP em usinas de misturas asfálticas.

Quanto ao ligante modificado com TLA, o cuidado maior com o tempo de agitação foi de modo a não permitir que a modificação expusesse o ligante ao envelhecimento exagerado.

O teor de OMMT acrescido ao ligante foi de 3%. O ensaio de estabilidade de estocagem foi realizado segundo a norma ASTM D 5892 para ligantes modificados por polímeros tipo IV, que consiste na determinação do ponto de amolecimento do ligante puro e do ligante com aditivo após condicionamento. Em outros trabalhos com outras montmorilonitas, o valor máximo de incorporação onde se apresenta boa estabilidade de estocagem foi de 3% (Yu *et al.*, 2006). Valores acima indicaram baixa estabilidade de estocagem. Com um teor de 5% houve uma variação entre 4°C e 5°C no P.A. (Ponto de Amolecimento) de amostras do topo e fundo do cilindro, valor maior do que o recomendado pela norma brasileira de ligantes modificados por polímeros, porém dentro do limite estabelecido pela norma da Comunidade Européia. Essas especificações foram consideradas porque não há no Brasil especificações de ligantes modificados com esses tipos de aditivos. Na figura 3.6 esta apresentada a amostra utilizada para determinação do ponto de amolecimento com a finalidade de se avaliar a estabilidade à estocagem da montmorilonita modificada.



Figura 3.6 – Amostra dividida de ligante modificado para realização do ponto de amolecimento do ensaio e estabilidade de estocagem.

Houve certo receio quanto ao método utilizado para modificação da montmorilonita, pois no estudo realizado por Yu *et al.*, (2006) a modificação foi feita utilizando agitador mecânico de alto cisalhamento durante 2 horas numa temperatura de 150°C. No entanto

percebeu-se em tempos abaixo dos definidos na tabela 3.1 que os ligantes, inclusive o modificado com a montmorilonita modificada, já apresentavam, visualmente, certa homogeneidade, verificando-se a ausência de grumos.

Nesta tabela 3.1 mostram-se os parâmetros utilizados para a modificação dos ligantes com todos os aditivos. O procedimento foi o mesmo para o CAP 50/70 e CAP 30/45.

Deve ser observado que o aditivo PR Plast S não é acrescentado ao ligante e sim ao agregado antes da mistura deste com o CAP. Isto foi feito na proporção de 0,6% como indica o fabricante.

Tabela 3.1 – Parâmetros usados na incorporação dos aditivos aos ligantes asfálticos CAP 50/70 e CAP 30/45.

Aditivo	Ligante Modificado	Temperatura (°C)	Tempo (minutos)	Rotação (RPM)	% aditivo em massa.
WMA	CAP 30/45	120	15	540	2
TLA	CAP 50/70	150	40	540	25
OMMT	CAP 50/70	150	60	540	3

A rotação indicada do agitador foi estabelecida por ser a máxima alcançada sem que houvesse o transbordamento do ligante contido no recipiente com perda de material.

A quantidade de aditivo tipo WMA incorporado no ligante foi aquela definida pelo fabricante: 2% em massa de ligante.

O TLA foi adicionado a uma proporção de 25% em massa do ligante CAP 50/70, com o propósito de se obter um TLG70 segundo a norma ASTM D 6626 de asfalto modificado com TLA, cujo comportamento reológico a altas temperaturas é próximo ao do CAP30/45 sem aditivo usado neste estudo.

As incorporações foram feitas em várias bateladas, pois a capacidade máxima permitida pelo galão de 3,6 litros, com o menor risco de transbordamento e acidentes foi de 2,5kg de ligante e sem envelhecimento exagerado.

O aditivo PR Plast S foi incorporado aos agregados, antes da adição do ligante durante a fase de mistura, que foi realizada pelo misturador do tipo BBMAX80, como mostrado na figura 3.24 em quantidade suficiente para preparar 23 corpos de prova de cada vez.

### **3.1.2 Ensaio de caracterização dos ligantes asfálticos puros e modificados.**

Os ensaios de caracterização convencionais foram realizados nos laboratórios da Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro e no Instituto Militar de Engenharia (IME).

Os ensaios de penetração e dutilidade também foram realizados na COPPE, obedecendo às normas DNER ME 003/99 e DNER ME 163/98, respectivamente. No entanto serviram apenas como aprendizado e confirmação dos valores obtidos. Os resultados encontrados foram bem próximos aos determinados nos outros laboratórios.

Os ensaios de viscosidade foram realizados utilizando-se o viscosímetro rotacional Brookfield da COPPE/UFRJ, obedecendo a ASTM D 4402, e optou-se pela não realização dos ensaios de viscosidade Saybolt-Furol. Nas figuras 3.7 a 3.11 estão mostradas as curvas de viscosidade dos ligantes puros e modificados utilizados nesta pesquisa. Também são indicadas nestas figuras as faixas de temperatura de mistura e de compactação, correspondentes aos intervalos de 150cP e 190cP e 250cP a 310cP, respectivamente. O valor de viscosidade escolhido foi a média das duas faixas (170cP para mistura e 280cP para compactação).

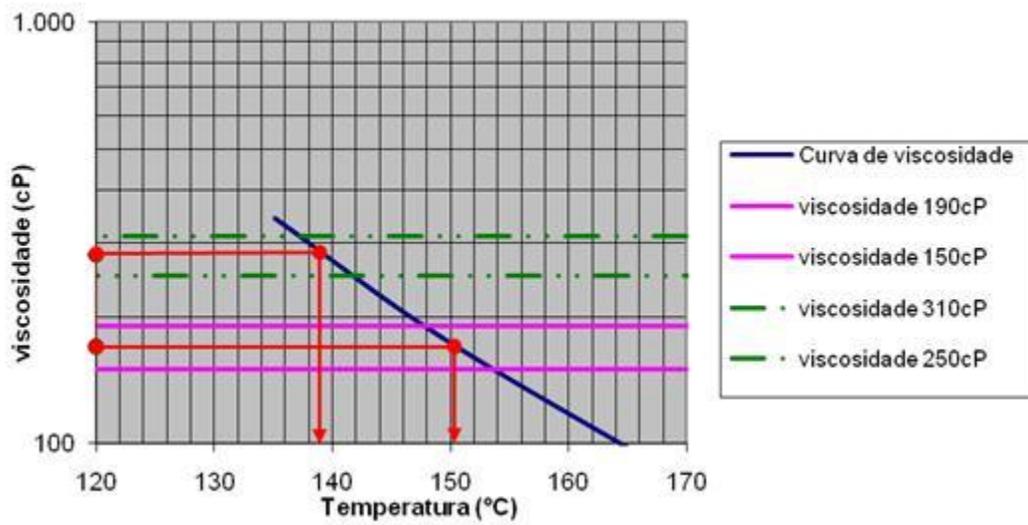


Figura 3.7 – Curva viscosidade – temperatura do ligante CAP 50/70 sem aditivos.

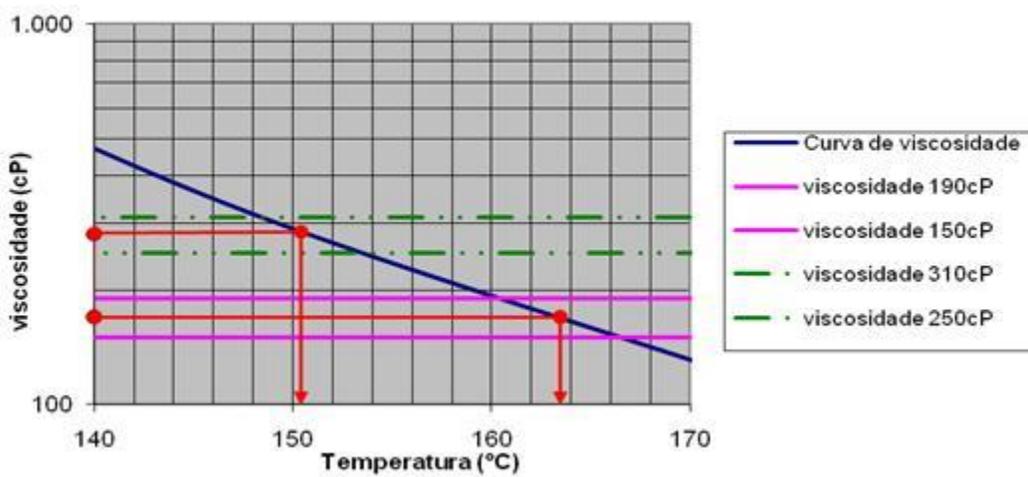


Figura 3.8 – Curva viscosidade – temperatura do ligante CAP 30/45 sem aditivos.

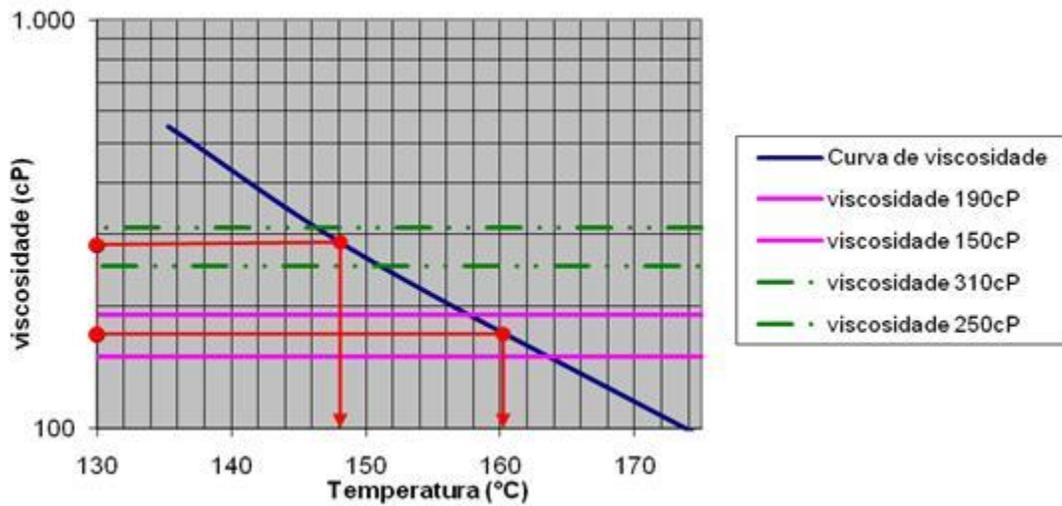


Figura 3.9 – Curva viscosidade – temperatura do ligante CAP 50/70 com 25% TLA

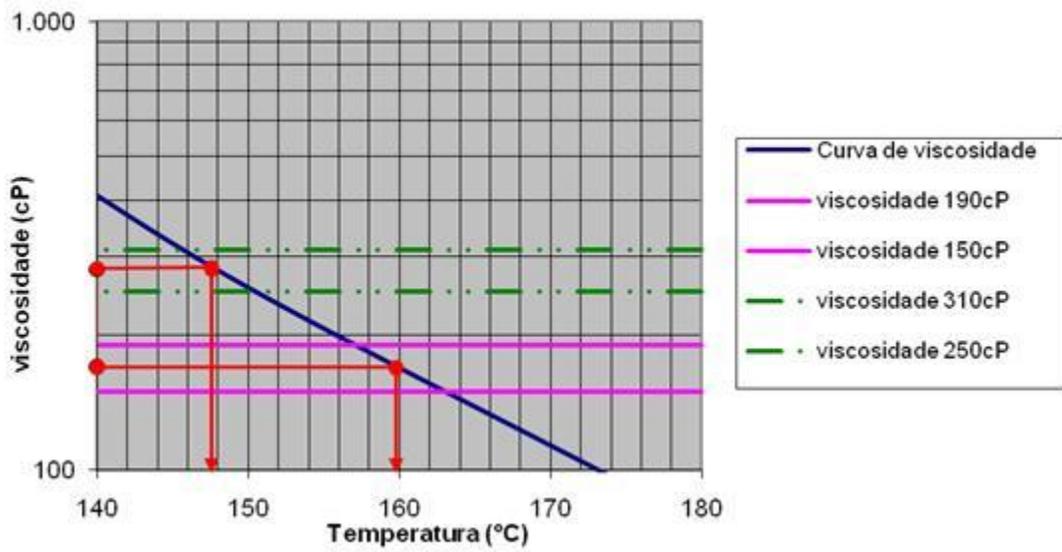


Figura 3.10 – Curva viscosidade – temperatura do ligante CAP 30/45 com 2.0% WMA

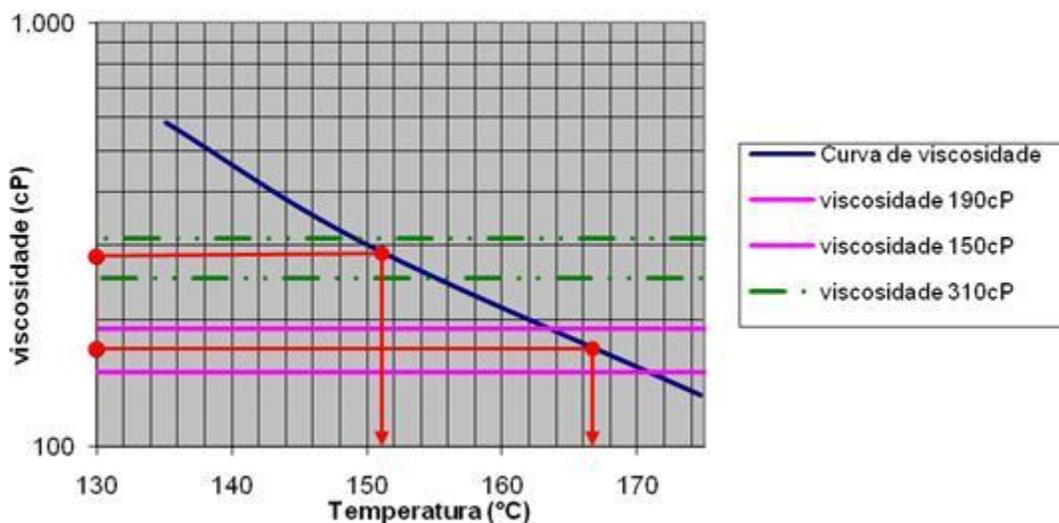


Figura 3.11 – Curva viscosidade – temperatura do ligante CAP 50/70 com 3% de OMMT.

Os ligantes também foram submetidos ao envelhecimento em curto prazo. Os ensaios foram realizados nas estufas de filme rotativas (RTFOT) da Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro e do Instituto Militar de Engenharia (IME). Após envelhecimento pode-se então obter a caracterização convencional dos ligantes puros e modificados. Nas tabelas 3.2 e 3.3 mostram-se os resultados dos ensaios de caracterização do ligante, antes e após o envelhecimento de curto prazo.

Tabela 3.2 – Ensaio de caracterização dos ligantes deste estudo sem envelhecimento de curto prazo.

Tipo	Ensaio de caracterização dos ligantes virgens					
	Penetração (dmm) 100g, 5s, 25°C	P.A. (°C)	Dutilidade (cm) 25°C	Viscosidade brookfield (Cp)		
				135°C	150°C	175°C
CAP 50/70	63	50,3	>60	343	173	68
CAP 30/45	34	55	>60	615	290	108
CAP 30/45 + 2% WMA	35	53	>60	523	255	93
CAP 50/70 + 25% TLA	36	53,6	32	550	260	95
CAP 50/70 + 3% OMMT	46	49,8	>60	583	300	133

Tabela 3.3 – Ensaio de caracterização dos ligantes deste estudo após envelhecimento.

Tipo	Ensaio de caracterização após envelhecimento (RTFOT)					
	Penetração (dmm) 100g, 5s e 25°C	P.A. °C	Dutilidade (cm)	Perda %	Pen Retida %	P.A. + °C
CAP 50/70	37	53,4	>60	0,06	59	3,1
CAP 30/45	25	58,2	>60	0,02	74	3,2
CAP 30/45 + 2% WMA	18	58,5	>60	-0,04	51	5,5
CAP 50/70 + 25% TLA	26	58,9	31,4	0,22	72	5,3
CAP 50/70 + 3% OMMT	27	53,5	46	0,06	59	3,7

### 3.1.3 Classificação dos ligantes asfálticos puros e modificados segundo metodologia SUPERPAVE.

O grau de desempenho (PG) de um ligante é determinado por meio de ensaios reológicos. Nesta pesquisa não foi feita a análise à baixa temperatura por dois motivos:

- 1- No Brasil a média de temperatura é alta fazendo com que os ligantes nunca alcancem temperaturas perto dos limites mínimos. LEITE e TONIAL (1999) realizaram o cálculo do PG a que deve pertencer o CAP em várias regiões do Brasil e obtiveram os valores mostrados na figura 3.12.  
Na cidade do Rio de Janeiro, o ligante deve ter um PG 70-4, desde que não haja condições especiais de baixa velocidade e/ou carregamento excessivo do tráfego, que em casos extremos exigem o acréscimo de até 12°C no PG quente.
- 2- Não há no País disponibilidade de equipamentos para determinação completa do PG, sendo o CENPES a única instituição com todos os equipamentos em operação na época desta pesquisa. Não há também interesse das empresas de pavimentação em adquirir tais equipamentos devido ao alto custo dos equipamentos, gerando uma expectativa negativa quanto à adoção da análise reológica no País.

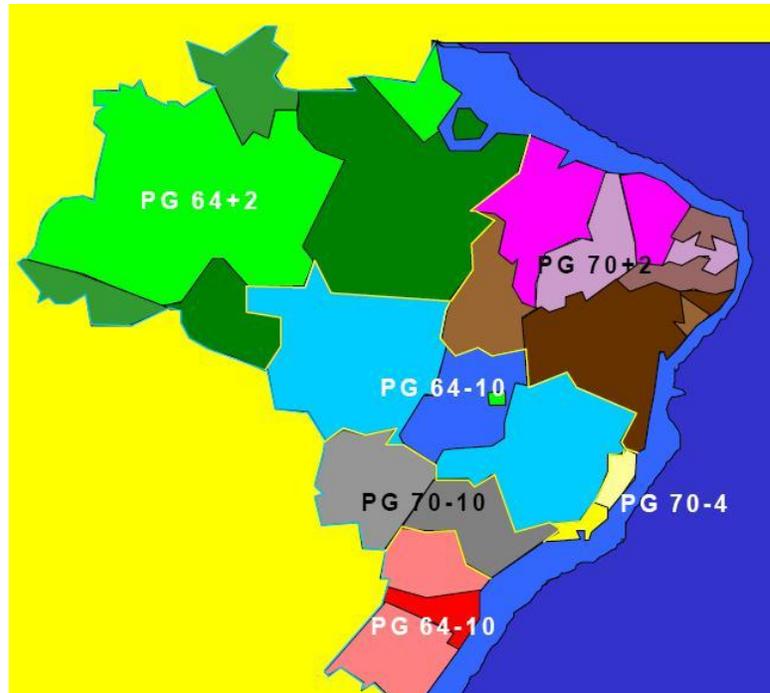


Figura 3.12 – Graus PG necessários para as regiões brasileiras (LEITE e TONIAL, 1994)

Com apoio do CENPES foram realizados os ensaios de DSR, utilizando-se um reômetro de cisalhamento dinâmico modelo Malvern Gemini, mostrado no capítulo 2 (figura 2.7) e conforme ASTM D 7175/08.

Os resultados de  $G^*/\text{sen}\delta$  foram calculados e plotados em gráficos que permitem uma comparação entre o ligante puro e o modificado. Desta forma é possível uma visualização direta do efeito dos aditivos nos ligantes.

Nas tabelas 3.4 a 3.8 são mostrados os resultados dos ensaios de DSR das amostras: CAP 50/70, CAP 50/70 + 25% TLA, CAP 30/45, CAP 30/45 + 2% WMA e CAP 50/70 + 3% OMMT respectivamente. Na tabela 3.9 mostra-se a classificação dos ligantes quanto ao grau de desempenho quente.

Tabela 3.4 – Resultados dos parâmetros obtidos pelo DSR do CAP 50/70 sem aditivo, antes e após envelhecimento no RTFOT.

Amostra sem envelhecimento			
Temperatura	$ G^* $	$ G^* /\text{sen}(\delta)$	$(\delta)$
°C	kPa	kPa	Graus
64	1,1	1,1	88,7
70	0,5	0,5	89,2
Amostra após envelhecimento (RTFOT)			
Temperatura	$ G^* $	$ G^* /\text{sen}(\delta)$	$(\delta)$
°C	kPa	kPa	Graus
58	5,1	5,2	85,4
64	2,2	2,2	86,7
70	1,0	1,0	87,6

Tabela 3.5 – Resultados dos parâmetros obtidos pelo DSR do CAP 30/45 sem aditivo, antes e após envelhecimento no RTFOT.

Amostra sem envelhecimento			
Temperatura	$ G^* $	$ G^* /\text{sen}(\delta)$	$(\delta)$
°C	kPa	kPa	Graus
58	6,7	6,7	85,0
64	2,9	2,9	86,5
70	1,3	1,3	87,7
76	0,7	0,7	88,8
Amostra após envelhecimento (RTFOT)			
Temperatura	$ G^* $	$ G^* /\text{sen}(\delta)$	$(\delta)$
°C	kPa	kPa	Graus
58	20,0	20,4	78,7
64	8,4	8,5	81,0
70	3,9	3,9	82,8
76	1,9	1,9	84,3

Tabela 3.6 – Resultados dos parâmetros obtidos pelo DSR do CAP 50/70 + 25% TLA, antes e após envelhecimento no RTFOT.

Amostra sem envelhecimento			
Temperatura	$ G^* $	$ G^* /\text{sen}(\delta)$	$(\delta)$
°C	kPa	kPa	Graus
58	7,8	7,8	87,4
64	3,2	3,2	88,3
70	1,4	1,4	88,6
76	0,7	0,7	88,1
Amostra após envelhecimento (RTFOT)			
Temperatura	$ G^* $	$ G^* /\text{sen}(\delta)$	$(\delta)$
°C	kPa	kPa	Graus
58	15,9	16,0	85,4
64	6,3	6,3	87,0
70	2,7	2,7	88,0
76	1,2	1,2	88,3

Tabela 3.7 – Resultados dos parâmetros obtidos pelo DSR do CAP 30/45 + 2% WMA, antes e após envelhecimento no RTFOT.

Amostra sem envelhecimento			
Temperatura	$ G^* $	$ G^* /\text{sen}(\delta)$	Delta
°C	kPa	kPa	Graus
58	6,9	6,9	87,3
64	2,8	2,8	88,1
70	1,2	1,283	88,6
76	0,6	0,6	88,8
Amostra após envelhecimento (RTFOT)			
Temperatura	$ G^* $	$ G^* /\text{sen}(\delta)$	Delta
°C	kPa	kPa	Graus
58	12,5	12,5	85,9
64	5,0	5,0	87,2
70	2,2	2,2	88,0

Tabela 3.8 – Resultados dos parâmetros obtidos pelo DSR do CAP 50/70 + 3% OMMT, antes e após envelhecimento no RTFOT.

Amostra sem envelhecimento			
Temperatura	$ G^* $	$ G^* /\text{sen}(\delta)$	Delta
°C	kPa	kPa	Graus
58	4,2	4,2	86,0
64	1,9	1,9	86,8
70	0,9	0,9	86,9
Amostra após envelhecimento (RTFOT)			
Temperatura	$ G^* $	$ G^* /\text{sen}(\delta)$	Delta
°C	kPa	kPa	Graus
58	7,3	7,3	84,0
64	3,2	3,2	85,5
70	1,5	1,5	86,2

Nas figuras 3.13 e 3.18 são mostrados os mesmos resultados das tabelas, em forma das curvas  $T^{\circ}\text{C} \times G^*/\text{sen}\delta$ , dos ligantes com e sem envelhecimento: CAP 50/70, CAP 50/70 + 25% TLA, CAP 30/45 e CAP 30/45 + 2% WMA, permitindo a visualização direta do efeito da incorporação dos aditivos no ligante. Na tabela 3.9 estão indicadas a classificação PG de cada ligante pesquisado.

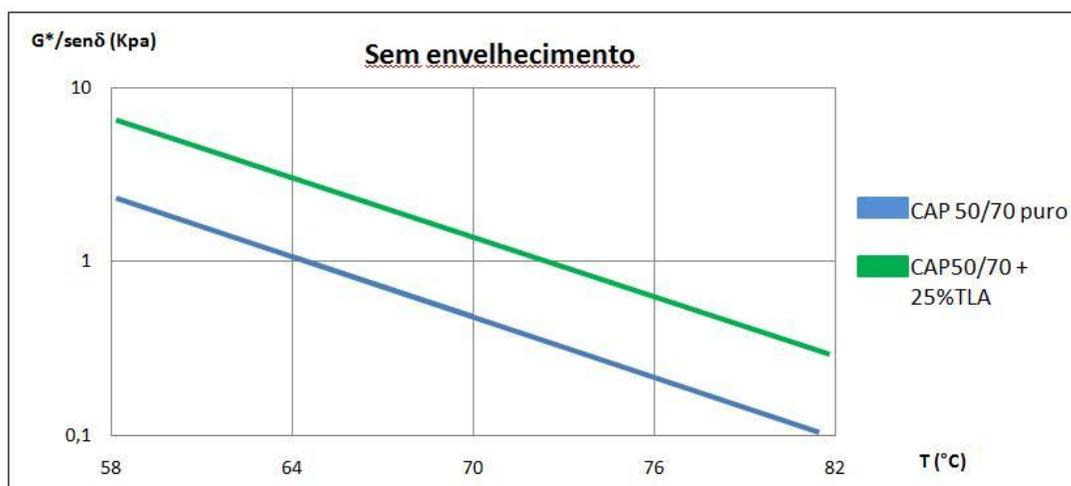


Figura 3.13 – Curva  $T^{\circ}\text{C} \times G^*/\text{sen}\delta$  do ligante CAP 50/70 sem aditivo e com adição de 25% de TLA, antes do RTFOT.

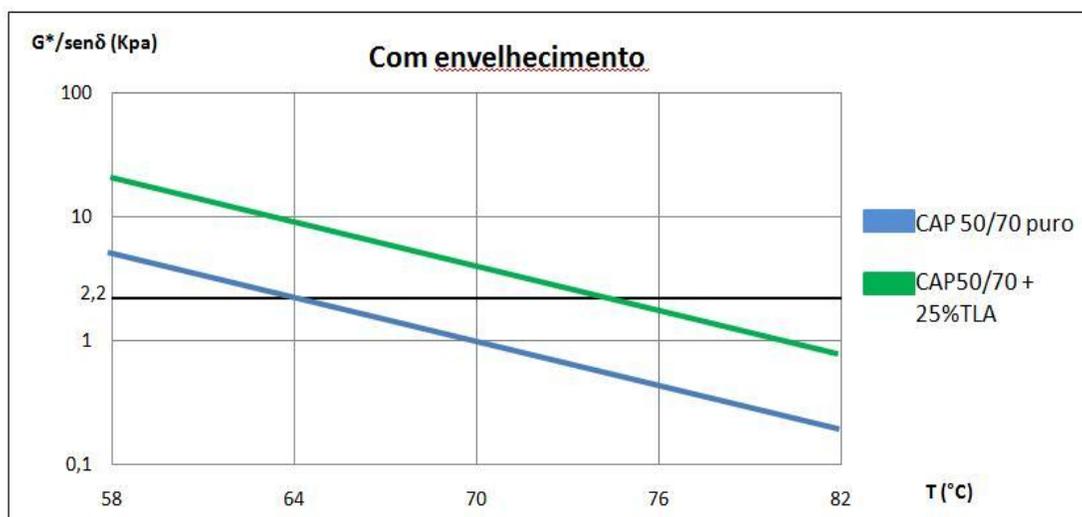


Figura 3.14 – Curva T°C x G\*/senδ do ligante CAP 50/70 sem aditivo e com adição de 25% de TLA, após RTFOT.

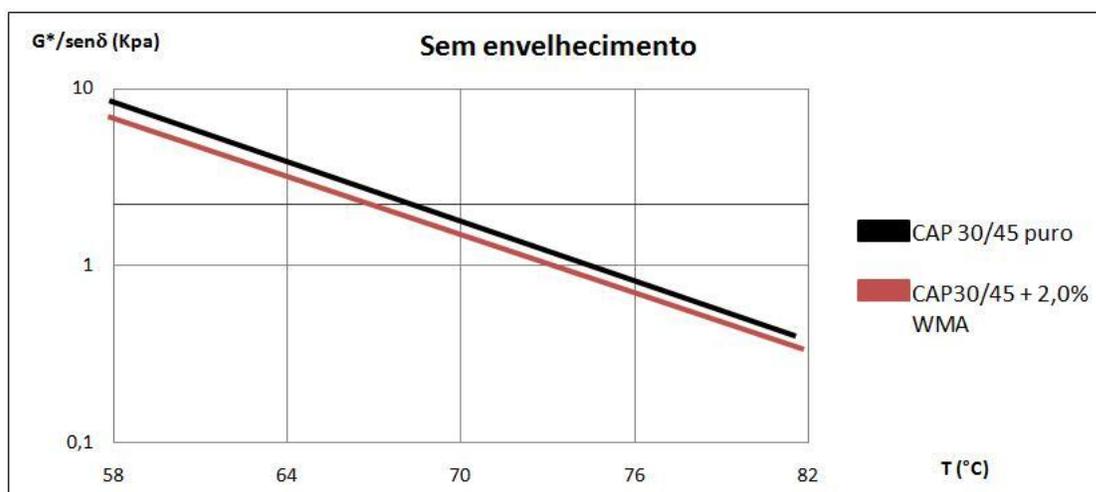


Figura 3.15 – Curva T°C x G\*/senδ do ligante CAP 30/45 sem aditivo e com adição de 2% de WMA, antes do RTFOT.

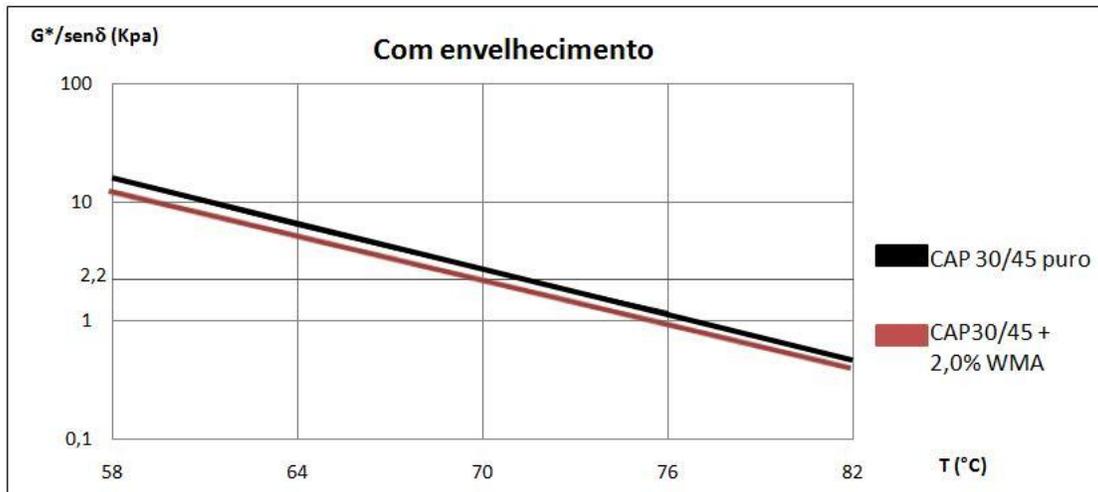


Figura 3.16 – Curva T°C x G\*/senδ do ligante CAP 30/45 sem aditivo e com adição de 2% de WMA, após RTFOT.

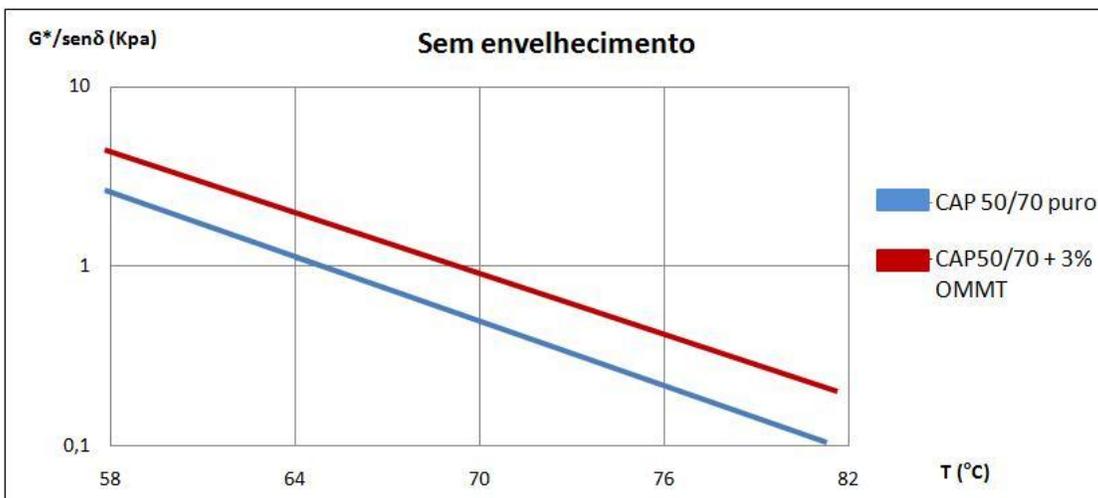


Figura 3.17 – Curva T°C x G\*/senδ do ligante CAP 50/70 sem aditivo e com adição de 3% de OMMT, antes do RTFOT.

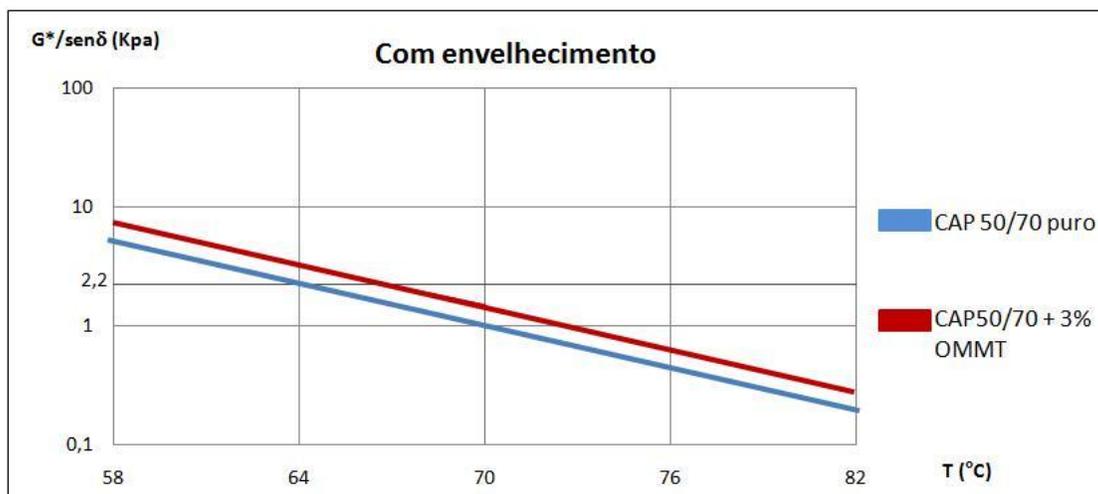


Figura 3.18 – Curva T°C x G\*/senδ do ligante CAP 30/45 sem aditivo e com adição de 2% de WMA, após RTFOT.

Tabela 3.9 – Classificação segundo grau de desempenho dos ligantes utilizados nesta pesquisa.

Ligante	Classificação
CAP 50/70 puro	PG 64-XX*
CAP 50/70 + 25% TLA	PG 70-XX*
CAP 30/45 puro	PG 70-XX*
CAP 30/45 + 2% WMA	PG 70-XX*
CAP 50/70 + 3% OMMT	PG 64-XX*
(*) Não foram realizados os ensaios à baixa temperatura	

## 3.2 AGREGADOS

### 3.2.1 Origem dos Agregados

Foram utilizados na presente pesquisa três conjuntos de agregados: Brita 1, brita 0 e pó de Pedra.

Os agregados foram fornecidos pela Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro e pela pedreira Sepetiba tendo sido coletados nas usinas de Campo Grande, na usina de Francisco Bicalho e no estoque da pedreira Sepetiba.

A brita 1 é proveniente da Pedreira Santo Antônio em Nova Iguaçu – RJ, foi coletada de montes do estoque da usina de Campo Grande da Prefeitura da Cidade do Rio no mês de abril de 2009, em diversos pontos para se ter uma amostra representativa do material.

A brita 0 foi fornecida à Prefeitura da Cidade do Rio pela pedreira Ipê e coletada na entrada de 2 silos na Usina de Francisco Bicalho, no mês de maio de 2009. Esta brita tem aspecto de um agregado granítico.

O pó de pedra fornecido pela pedreira Sepetiba em Itaguaí foi coletado no mês de fevereiro de 2009, em diversos montes do estoque da pedreira e tem composição granítica.

### **3.2.2 Granulometria dos Agregados**

Cada tipo de agregado foi peneirado segundo a norma DNER ME 083/98. Na tabela 3.10 está mostrada a composição granulométrica de cada agregado. A faixa granulométrica escolhida foi a B do DNIT, por ser a faixa recomendada tanto para capa como camada de ligação. Foi realizada a composição da mistura de agregados pelo método das tentativas. Na tabela 3.11 estão mostradas as proporções de cada agregado e a granulometria final da mistura, também indicada na figura 3.19. Definiu-se também o tamanho nominal máximo dos agregados que é a abertura da primeira peneira acima da que retém mais de 10% de material como sendo  $TMN = 19\text{mm}$ .

Para atender a forma de apresentação da granulometria SUPERPAVE foi plotada a curva granulométrica tendo na abscissa o tamanho nominal sob potência 0,45 juntamente com os pontos de controle. A figura 3.20 mostra a granulometria escolhida da mistura, juntamente com os pontos de controles e os limites da faixa.

Tabela 3.10 – Granulometria dos agregados utilizados nesta pesquisa.

Peneiras		% Passante		
(pol) – N°	(mm)	Brita 1	Brita 0	Pó de Pedra
1 ½"	38	100	100	100
1"	25,4	100	100	100
¾"	19,1	85,48	100	100
3/8"	9,52	18,31	97,38	100
N°4	4,75	1,71	18,88	99,92
N°10	2	0,74	8,39	17,20
N°40	0,42	0,68	5,16	5,80
N°80	0,18	0,56	2,90	4,60
N°200	0,075	0,17	1,12	3,00

Tabela 3.11 – Proporção de cada agregado e granulometria da composição enquadrada na faixa B do DNIT.

% Passante		Brita 1		Brita 0		Pó de Pedra		DNIT		Curva
#	(pol.)	Amostra		Amostra		Amostra		Faixa B		Tentativa
		Total	Tentativa	Total	Tentativa	Total	Tentativa	mínimo	máximo	
1 1/2"	38		<b>30,00</b>		<b>20,00</b>		<b>50,00</b>			<b>100,0</b>
1"	25,4	100,00	30,00	100,00	20,00	100,00	50,00	95	100	<b>100,0</b>
3/4"	19,1	85,48	25,64	100,00	20,00	100,00	50,00	80	100	<b>95,6</b>
3/8"	9,52	18,31	5,49	97,38	19,48	100,00	50,00	45	80	<b>75,0</b>
n.º 4	4,75	1,71	0,51	18,88	3,78	99,92	49,96	28	60	<b>54,3</b>
n.º 10	2	0,74	0,22	8,39	1,68	81,45	40,73	20	45	<b>42,6</b>
n.º 40	0,42	0,68	0,20	5,16	1,03	37,26	18,63	10	32	<b>19,9</b>
n.º 80	0,18	0,56	0,17	2,90	0,58	19,45	9,72	8	20	<b>10,5</b>
n.º 200	0,075	0,17	0,05	1,12	0,22	8,47	4,23	3	8	<b>4,5</b>

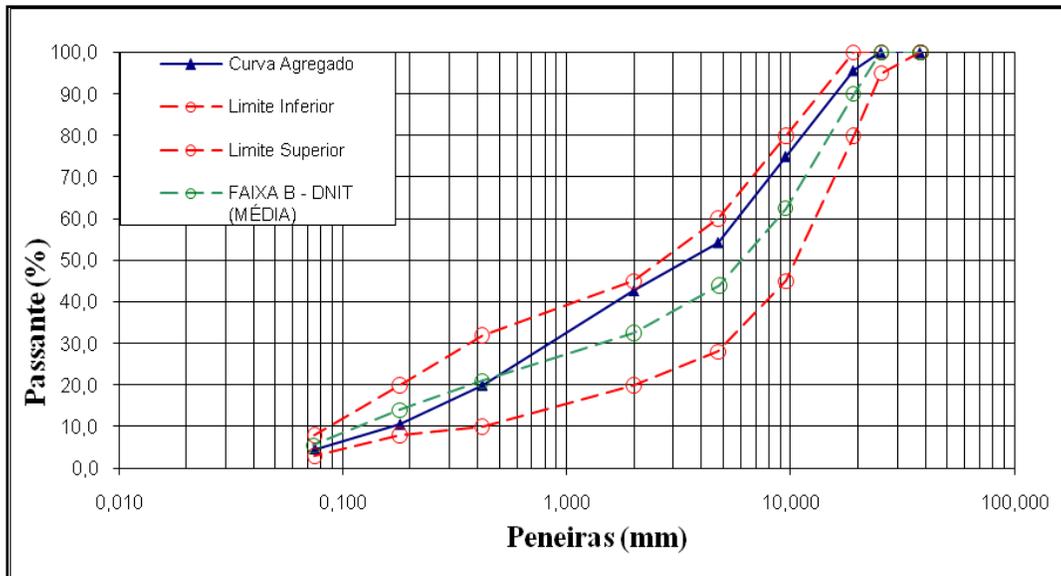


Figura 3.19 – Curva granulométrica da mistura de agregados e os limites da faixa B do DNIT.

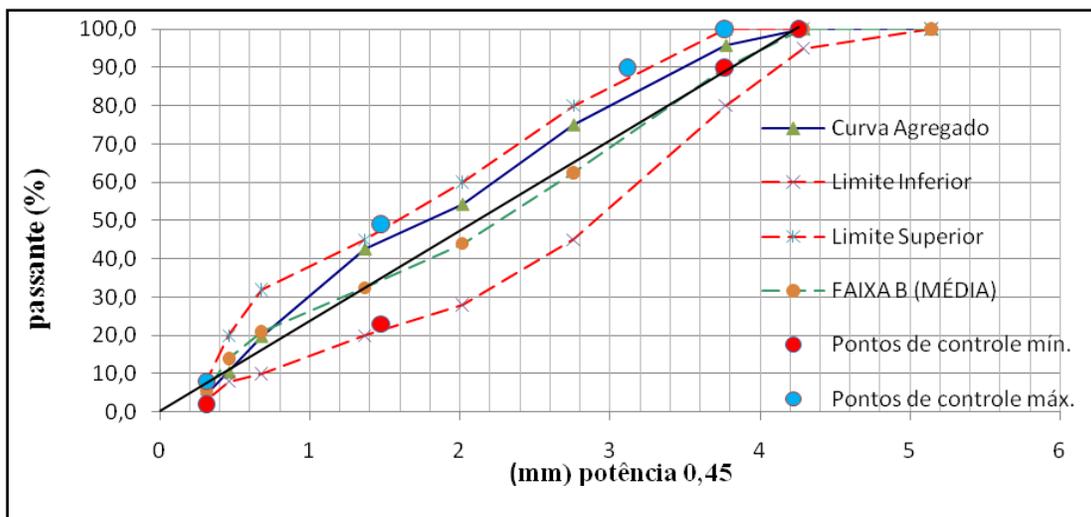


Figura 3.20 – Curva granulométrica dos agregados sob potência 0,45 e a representação dos pontos de controle.

### 3.2.3 Ensaios de caracterização dos Agregados

Foram realizados no laboratório de Geotecnia da COPPE os ensaios de densidade e absorção seguindo as normas DNER 081/94 para agregados graúdos e ASTM C128 para

agregados miúdos. A tabela 3.12 mostra os resultados obtidos das densidades e absorção dos agregados.

Para se avaliar os agregados quanto à resistência mecânica, foram realizados no laboratório de Geotecnia da COPPE ensaios de abrasão Los Angeles dos agregados graúdos segundo procedimento DNER ME 035/94. A tabela 3.13 apresenta os valores obtidos do ensaio de abrasão e os limites especificados pelo DNIT.

Tabela 3.12 – Resultados dos ensaios de densidade e absorção dos agregados.

<b>Agregado</b>	<b>Procedimento</b>	<b>Densidade real</b>	<b>Densidade aparente</b>	<b>Absorção (%)</b>
Brita 1	DNER ME 081/94	2,766	2,711	0,73
Brita 0	DNER ME 081/94	2,677	2,626	0,72
Pó de pedra	ASTM C128/97	2,707	2,681	0,36

Tabela 3.13 – Resultados dos ensaios de abrasão Los Angeles.

<b>Agregado</b>	<b>Procedimento</b>	<b>Abrasão Los Angeles (%)</b>	<b>Limite - DNIT ES 031/06</b>
Brita 1	DNER ME 035/94	17	≤ 50%
Brita 0	DNER ME 035/94	46	≤ 50%

Os agregados miúdos não são testados quanto à sua resistência mecânica, mas o ensaio de equivalente de areia foi realizado para se determinar a porcentagem de material deletério fino contido no pó de pedra. Os procedimentos utilizados para este ensaio seguem o sugerido pelo DNER ME 054/94. A tabela 3.14 mostra o resultado do ensaio e a figura 2.12 do capítulo 2 mostra o aparato do laboratório de pavimentação da Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro utilizado para realização do ensaio de equivalente de areia.

Tabela 3.14 – Resultado dos ensaios de equivalente em areia do pó de pedra utilizado na composição.

<b>Agregado</b>	<b>Procedimento</b>	<b>Equivalente de areia (%)</b>	<b>Limite - DNIT ES 031/06</b>
Pó de Pedra	DNER ME 054/94	93	≥ 55%

Dois outros ensaios de agregados foram realizados para atender a metodologia SUPERPAVE: Determinação dos vazios não compactados dos agregados finos (AASHTO T 304/08 e porcentagem de partículas planas e alongadas (ASTM D 4791/05).

Os ensaios de partículas planas e alongadas foram realizados com 100 partículas de brita 1 retidas na peneira de #9,5mm e 100 partículas de brita 0 retidas na peneira de # 4,75mm. Para determinação foram utilizadas as três proporções ou taxas de abertura: 1:2; 1:3 e 1:5. Na tabela 3.15 estão mostrados os resultados dos ensaios de partículas planas e alongadas e a figura 3.21 ilustra os agregados ensaiados.

Tabela 3.15 – Resultado dos ensaios de partículas planas e alongadas dos agregados graúdos utilizados na composição.

<b>Agregado</b>	<b>Procedimento</b>	<b>Taxas de Abertura</b>			<b>Limite AASHTO MP2/01</b>
		<b>1:2</b>	<b>1:3</b>	<b>1:5</b>	
Brita 1	ASTM D 4791/05	56%	20%	3%	≤ 10%
Brita 0	ASTM D 4791/05	69%	28%	5%	≤ 10%



Figura 3.21 – Amostras de agregados graúdos utilizados no ensaio de partículas planas e alongadas.

O ensaio de vazios não compactados de agregados finos foi realizado no laboratório de Geotecnia da COPPE, setor de Pavimentos, utilizando-se o método “A” da norma AASHTO T 304/08 e o valor admitido do ensaio foi a média de duas medidas. O equipamento utilizado é o mostrado na figura 3.22, onde pode ser visto o ensaio em execução. Na tabela 3.16 mostra-se o resultado do ensaio da porcentagem de vazios não compactados e o limite mínimo recomendado pela AASHTO.

Tabela 3.16 – Resultado do ensaio de vazios não compactados do agregado fino.

<b>Agregado</b>	<b>Procedimento</b>	<b>Vazios não compactados (%)</b>	<b>Limite AASHTO MP2/01</b>
Pó de Pedra	AASHTO T 304/08	48,4%	$\geq 40\%$



Figura 3.22 – Ensaio de vazios não compactados em execução.

### 3.2.4 Análise granulométrica pelo método Bailey.

Para esta análise foram peneirados 15kg da mistura de agregados utilizando as peneiras de controle para TMN de 19mm. Na tabela 3.17 são apresentados os valores da % passante de cada peneira de controle segundo a definição mostrada em VAVRIK *et al.*, (2002):

PM – Peneira média #9,5mm;

PCP – Peneira de controle primário #4,75mm;

PCS – Peneira de controle secundário #1,18mm;

PCT – Peneira de controle terciário #0,30mm.

De posse dos valores das porcentagens passante das peneiras de controle, foram feitos os cálculos das proporções AG, GAF e FAF e os valores obtidos constam na tabela 3.18.

Tabela 3.17 – Porcentagem passante das peneiras de controle do método Bailey.

Peneiras		% Passante
Controle	(mm)	
PM	9,5	71,41
PCP	4,75	56,04
PCS	1,18	33,20
PCT	0,30	14,70

Tabela 3.18 – Resultado das proporções AG, GAF e FAF obtidos após peneiramento e os limites definidos por VAVRIK *et al.*, (2002).

Proporções	Valores calculados	Limite VAVRIK <i>et al.</i> , 2002
AG	0,54	0,60 – 0,75
GAF	0,59	0,35 – 0,50
FAF	0,44	0,35 – 0,50

O material retido na PCP foi tomado para determinação da massa específica solta e compactada da mistura. Desta forma é possível confirmar se a mistura de agregados possui comportamento fino. Os resultados da massa específica constam na tabela 3.19.

Tabela 3.19 – Resultados das porcentagens de vazios do agregado graúdo soltos no estado seco ( $VAG_{SS}$ ) e a porcentagem de vazios dos agregados graúdos na mistura asfáltica.

<b>Mistura</b>	<b>Ligante</b>	<b>Compactação</b>	<b><math>VAG_{SS}</math>%</b>	<b><math>VAG_{mc}</math>%</b>	<b>Comportamento</b>
M1	CAP 50/70 de referência	SUPERPAVE	50,4	59,1	Fino
M2	CAP 50/70 + 25% TLA	SUPERPAVE	50,4	58,7	Fino
M3	CAP 30/45 de referência	MARSHALL	50,4	59,1	Fino
M4	CAP 30/45 de referência	SUPERPAVE	50,4	58,9	Fino
M5	CAP 30/45 + 2% WMA	MARSHALL	50,4	59,0	Fino
M6	CAP 30/45 + 2% WMA	MARSHALL	50,4	59,1	Fino
M7	CAP 30/45 + 2% WMA	MARSHALL	50,4	59,3	Fino
M8	CAP 30/45 + 2% WMA	SUPERPAVE	50,4	58,7	Fino
M9	CAP 30/45 + 2% WMA	SUPERPAVE	50,4	58,7	Fino
M10	CAP 30/45 + 2% WMA	SUPERPAVE	50,4	58,8	Fino
M11	CAP 30/45 + 0,6% PR PLAST S	SUPERPAVE	50,4	58,9	Fino

Como indicado na tabela 3.19, todas as misturas foram consideradas de comportamento fino. No entanto, foram definidas as novas peneiras de controle considerando apenas o material passante na PCP original e tomando a massa passante como 100%. Os resultados estão apresentados na tabela 3.20. As novas peneiras de controle possuem as seguintes características:

PM – Peneira média #2,36mm;

PCP – Peneira de controle primário #1,18mm;

PCS – Peneira de controle secundário #0,30mm;

PCT – Peneira de controle terciário #0,075mm.

Na tabela 3.21 são apresentadas os valores das novas proporções AG, GAF e FAF da mistura e os limites definidos por VAVRIK *et al.*, (2002).

Tabela 3.20 – Porcentagem passante das novas peneiras de controle do método Bailey.

Peneiras		% Passante
Controle	(mm)	
PCP original	4,75	100
Nova PM	2,36	76,88
Nova PCP	1,18	59,24
Nova PCS	0,30	26,22
Nova PCT	0,075	7,62

Tabela 3.21 – Valores das novas proporções AG, GAF e FAF da mistura de agregados considerando comportamento fino.

Proporções	Valores calculados	Limite VAVRIK <i>et al.</i> , 2002
AG	0,76	0,60 – 1,0
GAF	0,44	0,35 – 0,50
FAF	0,29	0,35 – 0,50

### 3.3 MISTURAS ASFÁLTICAS.

#### 3.3.1 Misturas Empregadas.

Todas as misturas foram realizadas utilizando os mesmos agregados e mesma faixa granulométrica (B-DNIT), sendo a composição de 30% de brita 1, 20% de brita 0 e 50% de pó de pedra, alterando-se apenas o tipo de ligante, já que o intuito foi avaliar o efeito do

ligante. As 11 misturas realizadas foram as seguintes, com variações explicadas em seguida:

- Mistura 1 – mistura de referência: CAP 50/70;
- Mistura 2 – CAP 50/70 + 25% TLA;
- Misturas 3 e 4 - CAP 30/45 de referência (dois métodos de dosagem)
- Misturas 5, 6, 7, 8, 9, 10 - CAP 30/45 + 2% WMA (dois métodos de dosagem e diferentes temperaturas);
- Mistura 11 - CAP 30/45 + 0,6% PR PLAST S.

A princípio apenas a dosagem SUPERPAVE seria adotada para todas as misturas testadas, mas por recomendação do fabricante do WMA foi adotada também a dosagem Marshall. As misturas mornas, com o aditivo estudado, dosadas com o uso do compactador giratório podem ter seu teor de ligante subestimado devido à melhor trabalhabilidade do ligante modificado com WMA, o que pode ocasionar misturas quebradiças e susceptíveis à segregação. Assim as dosagens Marshall foram realizadas para a mistura de referência utilizando o CAP 30/45 e para as misturas com WMA.

Os ligantes modificados com WMA, embora permitam a diminuição da temperatura de mistura e compactação, não têm sua curva de viscosidade muito diferente do ligante puro. Desta forma sua incorporação à mistura foi feita com a temperatura traçada pela curva de viscosidade, reduzindo-se apenas a temperatura dos agregados.

A temperatura dos agregados foi tomada como 10°C acima da temperatura do ligante, com exceção das misturas com WMA. Esta teve a temperatura dos agregados definida como 140°C, ou 30°C mais baixa que a temperatura dos agregados se fosse utilizada a temperatura de mistura definida pela curva de compactação.

É importante lembrar que o efeito do aditivo utilizado para misturas mornas na curvas de viscosidade é pequeno, pois trabalha como surfactante, melhorando a trabalhabilidade da mistura como consequência da diminuição da tensão superficial do ligante. No entanto outros aditivos que utilizam o princípio da espumação do ligante reduzem bastante a

viscosidade permitindo o uso da curva de viscosidade para determinação das temperaturas de mistura e compactação.

A informação da temperatura de compactação normalmente dada pela curva de viscosidade versus temperatura não foi utilizada nesta pesquisa no caso do WMA, devido às características peculiares do aditivo. No entanto, o fabricante não informa um método para determinação desta temperatura. Optou-se então na dosagem pela compactação dos corpos de prova em diferentes temperaturas, as quais foram escolhidas como sendo: 130°C, 120°C e 110°C para testar a influência desta variável no comportamento mecânico e volumétrico das misturas.

Outro aditivo utilizado na pesquisa e que é incorporado diretamente à mistura é uma poliolefina termoplástica com o nome comercial de PR PLAST S. O fabricante sugere a dosagem entre 0,4% e 0,6% em peso da mistura para vias públicas, e foi adotado o valor de 0,6% para a mistura estudada. Sua incorporação foi realizada antes da adição do ligante.

Na figura 3.23 está mostrada uma comparação de forma e tamanho de grãos dos aditivos utilizados neste trabalho.

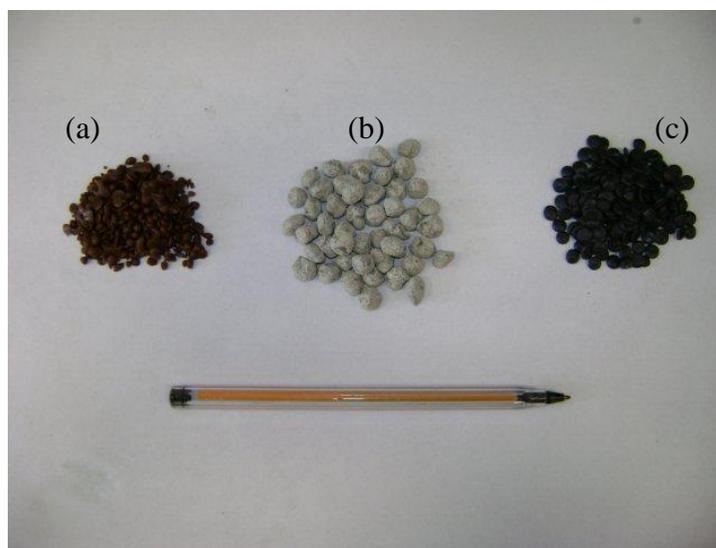


Figura 3.23 – Ilustração dos aditivos utilizados nas misturas em estudo. a) WMA – Rediset<sup>TM</sup>; b) Peletes de TLA e c) PR Plast S.

De posse de todos os dados foi possível criar uma tabela com a identificação das misturas, com o tipo de ligante, informando a temperatura dos agregados, ligantes e compactação. A tabela 3.22 apresenta as características básicas das diferentes misturas utilizadas na pesquisa, destacando as temperaturas dos agregados e ligantes para a mistura e da temperatura de compactação dos corpos de prova.

Tabela 3.22 – Identificação das misturas, as respectivas temperaturas dos agregados e ligantes para produção e temperaturas de compactação.

<b>Mistura</b>	<b>Ligante</b>	<b>Metodologia de dosagem</b>	<b>Agregados (T°C)</b>	<b>Ligante (T°C)</b>	<b>Compactação (T°C)</b>
M1	CAP 50/70 de referência	SUPERPAVE	160	150	140
M2	CAP 50/70 + 25% TLA	SUPERPAVE	170	160	148
M3	CAP 30/45 de referência	MARSHALL	173	163	150
M4	CAP 30/45 de referência	SUPERPAVE	173	163	150
M5	CAP 30/45 + 2% WMA	MARSHALL	140	160	130
M6	CAP 30/45 + 2% WMA	MARSHALL	140	160	120
M7	CAP 30/45 + 2% WMA	MARSHALL	140	160	110
M8	CAP 30/45 + 2% WMA	SUPERPAVE	140	160	130
M9	CAP 30/45 + 2% WMA	SUPERPAVE	140	160	120
M10	CAP 30/45 + 2% WMA	SUPERPAVE	140	160	110
M11	CAP 30/45 + 0,6% PR PLAST S	SUPERPAVE	173	163	150

### **3.3.2 Dosagem utilizando os critérios Marshall.**

A dosagem utilizando os critérios Marshall foi realizada apenas para o WMA e para a mistura de referência utilizando o CAP30/45.

A confecção dos corpos de prova para dosagem Marshall foi realizada a partir de 3 teores sendo a diferença entre eles de 0,5%. Para ser ter uma previsão de quais teores deveriam ser utilizados, foi realizado o cálculo do teor provável, conhecido como o método da superfície específica.

- Cálculo do teor provável de ligante pelo método da superfície específica:

$$S = \frac{0,17 \cdot G + 0,33 \cdot g + 2,3 \cdot A + 12 \cdot a + 135 \cdot f}{100} \quad (3.1)$$

S = Superfície específica do agregado em m<sup>2</sup>/kg;

G = % retida na peneira # 9,52 mm;

g = % passada na peneira # 9,52 mm e retida na # 4,76 mm;

A = % passada na peneira # 4,76 mm e retida na # 0,297 mm;

a = % passada na peneira 0,297 mm e retida na # 0,075mm;

f = % passada na peneira 0,075 mm.

$$Tca = m \cdot S^{0,2} \quad (3.2)$$

Onde:

Tca = Teor de betume em relação a massa de agregado;

m = Módulo de riqueza (adota-se 3,50 para máxima resistência à deformação e 4,0 para máxima resistência à fadiga).

$$T'ca = 2,65 \cdot \frac{Tca}{dam} \quad (3.3)$$

Onde:

T'ca = Teor de asfalto corrigido devido à densidade do agregado mineral;

dam = densidade real média ponderada dos agregados.

$$Pca = \frac{100 \cdot T'ca}{100 + T'ca} \quad (3.4)$$

Onde:

Pca = Porcentagem de asfalto em relação à mistura.

Desta forma obteve-se após os cálculos um valor de 5,3% de ligante, mas optou-se pela escolha da moldagem dos corpos de prova com teores de ligante de: 4,5%, 5,0% e 5,5%.

Os materiais foram selecionados e misturados obedecendo às temperaturas indicadas na tabela 3.22. Foi utilizado para a execução das misturas um misturador Francês modelo BBMAX80 do laboratório de pavimentação da COPPE/UFRJ, conforme figura 3.24, o qual foi programado para operar na temperatura de mistura por um tempo 2 minutos.



Figura 3.24 – Misturador mecânico modelo BBMAX80 com capacidade máxima de 80Kg de mistura.

O misturador possui grandes vantagens de economia de tempo e de fornecer grandes quantidades de misturas com bom envolvimento dos agregados pelo ligante. No entanto deve-se ter cuidado com a heterogeneidade da mistura, pois se percebeu uma tendência à segregação dos agregados finos dos grossos. Para minimizar este problema criou-se um procedimento de mistura manual, que é realizado após o processo de mistura mecânica do misturador, utilizando um utensílio que acompanha o equipamento e que auxilia na retirada da mistura, como mostrado na figura 3.25.

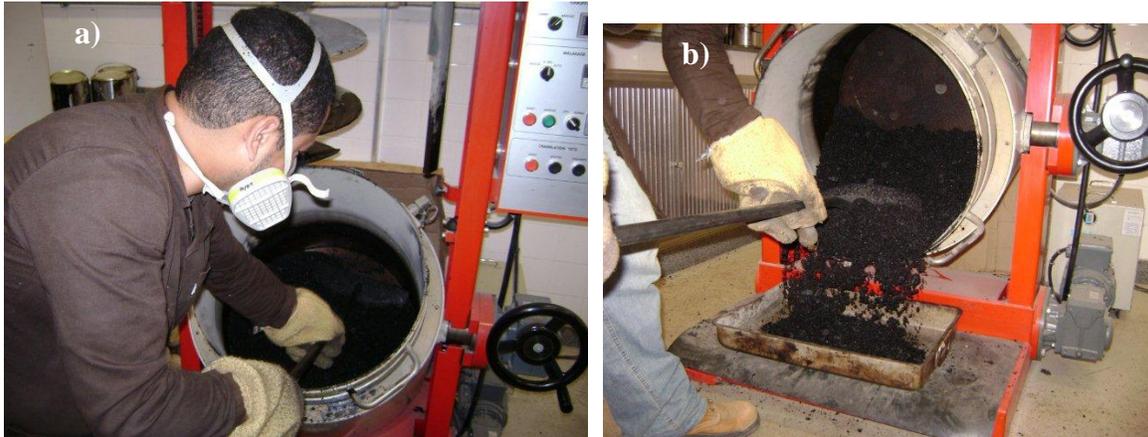


Figura 3.25 – a) Mistura manual realizada após mistura mecânica; b) Coleta de mistura para moldagem de corpos de prova.

Após a mistura foram pesados em embalagens de alumínio descartáveis três corpos de prova para cada teor com massa de 1200g. Os corpos de prova da mistura de referência foram condicionados à temperatura de compactação durante duas horas em estufa. Este procedimento não foi realizado nas misturas com o uso do aditivo WMA devido à baixa temperatura em que são produzidas e compactadas que tem justamente o objetivo de exercer envelhecimento em curto prazo bem inferior às misturas a quente convencionais. Na tabela 3.23 são mostradas as temperaturas de compactação das misturas e a informação se houve ou não o envelhecimento em estufa durante 2 horas.

Tabela 3.23 – Identificação das misturas dosadas pelo método Marshall e sua respectivas temperaturas para compactação.

<b>Mistura</b>	<b>Ligante</b>	<b>Compactação (T°C)</b>	<b>Envelhecimento de curto prazo?</b>
M3	CAP 30/45	150	SIM
M5	CAP 30/45 + 2% WMA	130	NÃO
M6	CAP 30/45 + 2% WMA	120	NÃO
M7	CAP 30/45 + 2% WMA	110	NÃO

A moldagem dos corpos de prova foi realizada com o uso do compactador Marshall duplo automático do laboratório de pavimentação da COPPE/UFRJ, como ilustrado na figura 3.26. Os corpos de prova foram compactados utilizando a energia de 75 golpes por face, o que representa casos de tráfego pesado e também por ser o mais utilizado no Brasil.



Figura 3.26 – Compactador Marshall duplo automático utilizado na presente pesquisa.

Embora o método Marshall adotado pelo DNIT utilize a densidade máxima teórica (DMT), (média ponderada pelos teores das densidades reais dos agregados e da densidade do asfalto) para calcular os parâmetros volumétricos, optou-se pelo uso da densidade máxima da mistura (Gmm) para determinação da densidade efetiva dos agregados (Gse) e obter a densidade máxima calculada (DMC) em diferentes teores. A escolha do teor de projeto foi determinada utilizando apenas o critério do volume de vazios de 4% e feita a verificação do atendimento aos outros requisitos de VAM e RBV.

As densidades máximas medidas foram determinadas por meio do ensaio conhecido como Rice, segundo procedimentos ASTM D 2041/00 ou AASHTO T 209/99. Foram realizados ensaios de Gmm em todas as misturas em pelo menos um teor

As densidades específicas aparentes ( $G_{mb}$ ) dos corpos de prova foram determinadas segundo o procedimento AASHTO T 166/05, que tem como fundamento a pesagem hidrostática.

De posse dos dados da DMC e da  $G_{mb}$  das diferentes misturas e teores, foi possível o cálculo do volume de vazios e dos outros parâmetros volumétricos da mistura com as expressões seguintes:

$$G_{se} = \frac{G_{mm} \cdot G_a \cdot (100 - a\%)}{(100 \cdot G_a - G_{mm} \cdot a\%)} \quad (3.5)$$

$$DMC = \frac{100}{\frac{100 - a\%}{G_{se}} + \frac{a\%}{G_a}} \quad (3.6)$$

$$V_v\% = 100 \cdot \left( \frac{DMC - G_{mb}}{DMC} \right) \quad (3.7)$$

$$VCB\% = \frac{G_{mb} \cdot a\%}{G_a} \quad (3.8)$$

$$VAM\% = V_v + VCB \quad (3.9)$$

$$RBV\% = 100 \cdot \frac{VCB}{VAM} \quad (3.10)$$

Onde:

$G_{se}$  = Densidade efetiva dos agregados;

$G_{mm}$  = Densidade máxima medida;

$V_v\%$  = Porcentagem de volume de vazios da mistura;

DMC = Densidade máxima calculada;

$G_{mb}$  = Densidade aparente da mistura;

VCB% = Porcentagem de vazios com betume

$a\%$  = teor de asfalto na mistura;

$G_a$  = Densidade do asfalto;

VAM %= Porcentagem de vazios do agregado mineral;

RBV % = Relação betume/vazios.

### 3.3.3 Dosagem utilizando os critérios SUPERPAVE.

A dosagem das demais misturas foi realizada utilizando os critérios SUPERPAVE nível de projeto 1, sendo suprimidas as fases de compactação para determinação do teor tentativo e a de escolha da granulometria, pois já havia uma granulometria definida. Para substituição desta fase foi adotado o método da superfície específica, descrito no item 3.3.2 e cujo valor encontrado foi 5,3% de teor de ligante.

Assim como no procedimento Marshall foram moldados corpos de prova utilizando teores de 4,5%, 5,0% e 5,5%; para todas as misturas, obtidas igual ao descrito no item 3.3.2.

Na tabela 3.24 são mostradas as temperaturas de compactação das misturas moldadas pelo compactador giratório e a informação se houve ou não o envelhecimento em estufa durante 2 horas.

Tabela 3.24 – Identificação das misturas dosadas pela metodologia SUPERPAVE e suas respectivas temperaturas para compactação

Mistura	Ligante	Compactação (T°C)	Envelhecimento de curto prazo?
M1	CAP 50/70 de referência	140	SIM
M2	CAP 50/70 + 25% TLA	148	SIM
M4	CAP 30/45 de referência	150	SIM
M8	CAP 30/45 + 2% WMA	130	NÃO
M9	CAP 30/45 + 2% WMA	120	NÃO
M10	CAP 30/45 + 2% WMA	110	NÃO
M11	CAP 30/45 + 0,6% PR PLAST S	150	SIM

A moldagem dos corpos de prova foi executada utilizando-se o compactador giratório IPC Servopac com sistema de carga eletro-pneumático, como mostrado na figura 3.27. O Número de giros de projeto adotado foi  $N_{proj} = 100$ , que representa um tráfego equivalente a

carga de eixo simples (ESAL) entre  $3.10^6$  e  $3.10^7$ , considerado em vias urbanas de tráfego médio a pesado. O molde utilizado para moldagem dos corpos de prova foi o de 100mm diâmetro.

O compactador giratório permite apenas a compactação de um corpo de prova por vez. Assim cada amostra era colocada no molde pré-aquecido na temperatura de compactação e moldada aplicando-se 100 giros.

Observou-se durante o preenchimento do molde com a mistura que havia tendência dos agregados graúdos caírem primeiro. Prevendo-se que o excesso de agregado graúdo na base pudesse interferir no comportamento do corpo de prova, adotou-se o procedimento de homogeneizar a amostra de modo a se evitar a queda de muitas partículas graúdas no início da moldagem.



Figura 3.27 – Compactador giratório IPC Servopac com sistema de carga eletro-pneumático utilizado nesta pesquisa.

As densidades máxima medida ( $G_{mm}$ ) e aparente ( $G_{mb}$ ) foram determinadas igualmente ao item 3.3.2, possibilitando a determinação da densidade efetiva dos agregados e da densidade máxima calculada em diferentes teores.

Após determinação das densidades foi possível o cálculo dos parâmetros volumétricos úteis à escolha do teor de projeto pelas seguintes expressões:

$$G_{se} = \frac{G_{mm} \cdot G_a \cdot (100 - a\%)}{(100 \cdot G_a - G_{mm} \cdot a\%)} \quad (3.11)$$

Onde:

$G_{se}$  = Densidade efetiva dos agregados;

$G_{mm}$  = Densidade máxima medida;

$a\%$  = Teor de ligante;

$G_a$  = Densidade do asfalto;

$$DMC = \frac{100}{\frac{100 - a\%}{G_{se}} + \frac{a\%}{G_a}} \quad (3.12)$$

Onde:

$DMC$  = Densidade máxima calculada;

$$V_v\% = 100 \cdot \frac{DMC - G_{mb}}{DMC} \quad (3.13)$$

Onde:

$V_v\%$  = Porcentagem de volume de vazios da mistura;

$G_{mb}$  = Densidade aparente da mistura.

As misturas dosadas devem atender as recomendações da AASHTO de vazios do agregado mineral (VAM), cujo valor mínimo é função do tamanho nominal máximo do agregado. A tabela 3.25 informa os valores de VAM mínimo para cada TMN (AASHTO MP2/01) e dado pela expressão seguinte:

$$VAM\% = 100 - \frac{Gmb \cdot (100 - a\%)}{Gsb} \quad (3.14)$$

Onde:

VAM % = Porcentagem de vazios do agregado mineral;

a% = teor de asfalto na mistura;

Gsb = Densidade aparente dos agregados.

Tabela 3.25 – VAM mínimo em função do tamanho máximo do agregado (AASHTO MP2/01)

Tamanho nominal máximo do agregado	VAM mínimo %
9,5 mm	15,0
12,5 mm	14,0
19 mm	13,0
25 mm	12,0
37,5 mm	11,0

Os vazios preenchidos com asfalto (RBV) são especificados de acordo com o volume de tráfego número N - ESAL. Na tabela 3.26 está mostrada a faixa de RBV recomendada pela AASHTO MP2/01, sendo calculado pela expressão 3.15.

Tabela 3.26 – Limites da RBV em função do volume de tráfego N-ESAL (AASHTO-MP2/01)

N – ESAL's	RBV de projeto (%)
$< 3.10^5$	70 – 80
$3.10^5 < ESAL < 3.10^6$	65 – 78
$> 3.10^6$	65 – 75

$$RBV\% = 100 \cdot \frac{VAM - Vv}{VAM} \quad (3.15)$$

Onde:

RBV % = Relação betume/vazios.

Determinação do teor de fíler ou *dust proportion* (TF), calculado pelas expressões 3.16 e 3.17, cujo valor é usado como critério de projeto e o teor aceitável de fíler em relação ao teor de ligante pode variar entre 0,6 e 1,2. No entanto esse intervalo pode ser aumentado para 0,8 a 1,6 se a mistura tiver comportamento fino.

$$TF = \frac{P_{200}}{P_{be}} \quad (3.16)$$

$$P_{be} = a\% - ((100 - a\%) \cdot Ga) \cdot \frac{G_{se} - G_{sb}}{G_{se} \cdot G_{sb}} \quad (3.17)$$

Onde:

TF = Teor de fíler;

P200 = % passante na peneira N° 200 da massa de agregado;

Pbe = Teor efetivo do asfalto (% em peso);

Foi feita a verificação dos limites para porcentagem da densidade máxima da mistura (%Gmm) obtidos pela mistura no número de giros inicial  $N_{ini}$ , de projeto  $N_{proj}$  e máximo  $N_{max}$ . Na tabela 3.27 são informados os limites admitidos da %Gmm de acordo com o N – ESAL's pela AASHTO MP2/01.

Tabela 3.27 – Limites da %Gmm do  $N_{ini}$ ,  $N_{proj}$  e  $N_{max}$  em função do volume de tráfego N – ESAL (AASHTO MP2/01).

Tráfego ESAL's	% Gmm		
	$N_{ini}$	$N_{proj}$	$N_{max}$
$< 3 \cdot 10^5$	$\leq 91,5$	96,0	$\leq 98,0$
$3 \cdot 10^5$ a $3 \cdot 10^6$	$\leq 90,5$		
$3 \cdot 10^6$ a $10^7$	$\leq 89,0$		
$10^7$ a $3 \cdot 10^7$			
$> 3 \cdot 10^7$			

### 3.3.4 Moldagem dos corpos de prova para ensaios mecânicos.

Definidas as dosagens foram feitas as moldagens dos corpos de prova para os ensaios mecânicos e complementares das misturas asfálticas. A quantidade de massa a ser processada foi calculada de modo a se obter massa suficiente para moldagem dos corpos de prova de 100mm de diâmetro para todos os ensaios prevendo inclusive 2 corpos de prova reserva.

Seguiu-se o procedimento de mistura igual ao executado no item 3.3.2 para os corpos de prova compactados com o soquete Marshall, sendo determinadas as Gmm's no teor de projeto.

No entanto os corpos de prova das misturas dosadas utilizando o procedimento SUPERPAVE não foram moldados utilizando o  $N_{proj}$ , pois não foi possível obter o vazio de 4% com 100 giros, alcançando-se valores bem superiores aos 4% estabelecido na dosagem.

Optou-se então por fazer a moldagem fixando a altura, assim foi possível prever a quantidade de vazios, levando em consideração também a correção da Gmb para cálculo da massa do corpo de prova para se alcançar o Vv% desejado. A correção da densidade aparente estimada se dá porque no cálculo do volume do corpo de prova é considerado que o cilindro representativo é perfeito, sendo ignoradas as irregularidades superficiais que levam a um volume levemente superior (NASCIMENTO, 2008).

Para o cálculo da massa do CP, foram utilizadas as seguintes expressões:

$$C = \frac{Gmb_{medida}}{Gmb_{estimada}} \quad (3.18)$$

Onde:

C = Fator de correção

$$Gmb_{estimada} = \frac{M_{cp}}{V_{cp}} \quad (3.19)$$

Onde:

$M_{cp}$  = Massa do corpo de prova;

$$M_{cp} = Gmm \cdot V_{cp} \cdot \left( \frac{100 - Vv\%}{100} \right) \quad (3.20)$$

Onde:

$V_{cp}$  = Volume do corpo de prova;

$Gmm$  = Densidade máxima medida.

$$V_{cp} = \frac{h \cdot \pi \cdot d_{molde}^2}{4} \quad (3.21)$$

Onde:

$h$  = Altura estimada do corpo de prova;

$d_{molde}$  = Diâmetro do molde (100mm);

Assim pode-se fazer o cálculo da Massa corrigida pela expressão:

$$M_c = C \cdot M_{cp} \quad (3.22)$$

Onde:

$M_c$  = Massa corrigida do corpo de prova e que será usada para moldagem.

Conforme sabido, as compactações feitas no equipamento Marshall, não permitem obter o CDI, o TDI e o *flow number* visto que: os índices da compactação giratória necessitam da informação volumétrica a cada giro, e os corpos de prova para realização do ensaio de *flow number* devem ter altura de 150mm, o que não é possível utilizando o compactador Marshall. A tabela 3.28 mostra o número de corpos de prova moldados de cada mistura para realização de cada ensaio.

Tabela 3.28 – Quantidade de corpos de prova moldados para cada ensaio realizado.

Mistura	Ligante	QUANTIDADE DE CORPOS DE PROVA					
		RT	MR	Fadiga	Flow Number	CDI e TDI	Dano por umidade induzida
M1	CAP 50/70 de referência (CGS)	3	3	-	3	3	12
M2	CAP 50/70 + 25% TLA (CGS)	3	3	-	3	3	12
M3	CAP 30/45 de referência (Marshall)	3	3	-	-	-	12
M4	CAP 30/45 de referência (CGS)	3	3	12	3	3	12
M5	CAP 30/45 + 2% WMA (Marshall)	3	3	-	-	-	6
M6	CAP 30/45 + 2% WMA (Marshall)	3	3	-	-	-	6
M7	CAP 30/45 + 2% WMA (Marshall)	3	3	-	-	-	6
M8	CAP 30/45 + 2% WMA (CGS)	3	3	12	3	3	6
M9	CAP 30/45 + 2% WMA (CGS)	3	3	12	3	3	6
M10	CAP 30/45 + 2% WMA (CGS)	3	3	12	3	3	6
M11	CAP 30/45 + 0,6% PR PLAST S (CGS)	3	3	-	3	3	12

### 3.3.5 Execução dos ensaios de corpos de prova.

a) Ensaio de resistência à tração:

Os ensaios de resistência à tração por compressão diametral foram realizados em 162 corpos de prova sendo: 33 CPs moldados exclusivamente para o ensaio de RT, 33 CPs após ensaio de MR e 96 CPs moldados para o ensaio de dano por umidade induzida, utilizando-se uma prensa tipo Marshall equipada com dispositivos que permitem a compressão diametral do corpo de prova conforme figura 2.24 mostrada no capítulo 2 . O ensaio seguiu a norma DNER ME 138/94, que consiste no rompimento do corpo de prova à temperatura de 25°C.

É procedimento do laboratório de Geotecnia da COPPE o ensaio de RT nos CPs após ensaiados para módulo de resiliência para se ter uma comparação de resultados com os CPs moldados exclusivamente para o ensaio de RT.

Cada CP teve sua altura e diâmetro medidos em 4 posições e assim possibilitar o cálculo da RT, conforme equação seguinte:

$$RT = \frac{2 \cdot N_e \cdot C}{\pi \cdot D \cdot H} \quad (3.23)$$

Onde:

RT = Resistência à tração (MPa);

$N_e$  = Número de divisões alcançado pelo extensômetro durante ensaio;

C = Constante do anel dinamométrico;

D = Média das 4 medidas do diâmetro do CP;

H = Média das 4 medidas da altura do CP.

b) Ensaio de Módulo de Resiliência:

Os ensaios de Módulo de resiliência foram realizados em 33 CPs, utilizando-se um equipamento desenvolvido pela COPPE/UFRJ, como ilustrado na figura 2.25 do capítulo 2, onde é medida por meio de LVDT's a deformação elástica do CP durante o carregamento cíclico imposto por um sistema pneumático de carregamento. O equipamento é automatizado e um *software* é utilizado para cálculo do MR. Este ensaio foi realizado na temperatura de 25°C e realizado conforme recomendações básicas da norma DNER ME 133/94 com modificações indicadas em MEDINA e MOTTA (2005).

c) Ensaio de Fadiga:

Os ensaios de fadiga foram realizados nas misturas M1 (CAP 50/70) e M2 (TLA) para se verificar o comportamento da mistura com ligante modificado com TLA, já que o fabricante também recomenda seu uso para melhorar o desempenho quanto a vida de fadiga.

Foram ensaiadas também as misturas M8, M9, M10 (WMA) e M4 (CAP 30/45) moldadas pelo método SUPERPAVE, com o intuito de se verificar o comportamento da mistura com uso do aditivo para misturas mornas, pois há controvérsias quanto ao uso do CGS para compactação para esse tipo de mistura. Alguns autores alegam que o WMA melhora a trabalhabilidade da mistura e pela facilidade do compactador giratório pode interferir na dosagem, diminuindo significativamente o teor de projeto em comparação com a mistura dosada com o compactador Marshall. Como a tendência de uma mistura é se tornar quebradiça e susceptível à segregação com o teor de ligante subestimado optou-se pela realização deste ensaio para verificar seu comportamento à fadiga.

Foram realizados ensaios em 72 corpos de prova utilizando níveis de tensão de 7,5%, 10%, 15%, 20%, 30% e 40%, do valor da carga obtida de resistência à tração. Foram utilizados para execução dos ensaios dois equipamentos desenvolvidos pela COPPE parecidos com o de módulo de resiliência que aplicam carregamentos cíclicos de compressão diametral com frequência de 1Hz em corpos de prova à 25°C. Um contador de pulsos foi utilizado para determinar o número de carregamentos sofrido pelo CP até sua ruptura. Assim foi possível a plotagem de curvas e por regressão numérica obtiveram-se os modelos matemáticos utilizados para análise da vida de fadiga.

d) Ensaio de *Flow Number* (FN):

Este ensaio foi realizado somente nas misturas cuja compactação foi realizada com o uso do compactador giratório, pois requer corpos de prova com altura de 150mm.

A moldagem dos corpos de prova para este ensaio foi realizada conforme item 3.3.4, sendo que o  $V_v\%$  requerido para este ensaio é de  $7\% \pm 0,5\%$ .

Foram realizados ensaios de FN em 21 CPs com volume de vazios entre 6,5% e 7,5%, utilizando-se uma prensa hidráulica MTS, modelo 810, de propriedade do CENPES e que se encontra instalada no laboratório de geotecnia setor de pavimentação da COPPE/UFRJ.

O Equipamento aplica cargas cíclicas de 204kPa em corpos de provas condicionados à 60°C . O valor definido por FN é o correspondente ao número de aplicações no qual o CP começa a apresentar cisalhamento a volume constante, como mostra a figura 2.27. A figura 3.28 mostra os corpos de prova para ensaio de FN em comparação com os CP's utilizados para ensaios de RT e um corpo de prova posicionado na prensa MTS para ensaio.



Figura 3.28 – a) Corpos de prova para ensaio de *flow number* em comparação com corpos de provas utilizados para ensaio de resistência à tração; b) Corpo de prova posicionado na prensa hidráulica para realização do ensaio de *flow number*.

e) CDI (*compaction densification index*) e TDI (*Traffic densification index*):

Os cálculos de CDI e TDI foram realizados nas misturas M8, M9, M10 (WMA) e M4 (CAP 30/45) moldadas com uso do compactador giratório.

Foram moldados 21 corpos de prova com massa de 1200g onde foram aplicados 600 giros para determinação da curva de compactação. A quantidade de giros igual a 600 foi adotada por se imaginar que as misturas alcançariam o valor de 98% da Gmm para cálculo do TDI antes do 600º giro, mas não foi o caso e, com exceção da M1, todas as outras misturas não atingiram valores inferiores a 2% de vazios.

Para a determinação da %Gmm, foram utilizados os dados de altura do CP registrados e fornecidos pelo sistema de aquisição a cada giro. Assim foi possível determinar o volume do CP, o que permitiu o cálculo da Gmb estimada.

A  $G_{mb}$  medida do corpo de prova foi determinada conforme procedimento AASHTO T 166/05 possibilitando o cálculo do fator de correção da densidade aparente, conforme visto no item 3.3.4.

Com o valor da densidade aparente corrigida pode-se então realizar o cálculo da %Gmm para cada giro o qual é dado pela equação seguinte:

$$\%Gmm = 100 \cdot \frac{G_{mb \text{ corrigida}}}{G_{mm}} \quad (3.24)$$

Para se determinar a %Gmm da misturas que não alcançaram os 98% da  $G_{mm}$ , adotou-se o procedimento de extrapolação das curvas de compactação, determinando a equação da curva a partir do 500° até o 600° giro, para se ter valores mais próximos do real. Com uso do Excel obteve-se a equação do gráfico, como mostra a figura 3.29 em função do número de giros e a partir de então pode-se estimar o número de giros total até o valor de 98% da  $G_{mm}$ . Na tabela 3.29 mostram-se as equações das curvas obtidas de cada mistura. É importante destacar que as equações da tabela 3.29 só são válidas para número de giro superior a 500, pois a curva apresenta características diferentes para valores inferiores, resultando em equações diferentes.

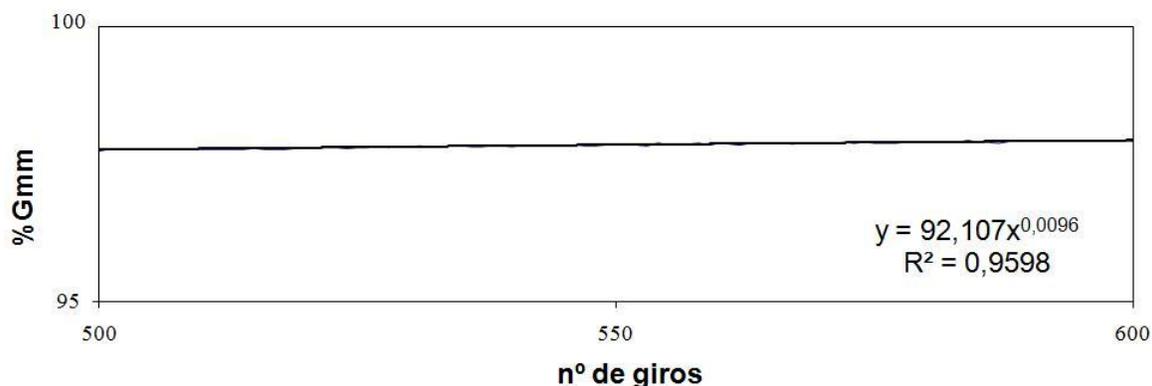


Figura 3.29 – Curva para determinação do TDI da mistura M4 – CAP 30/45 de referência.

Tabela 3.29 – Equação das curvas de compactação das misturas

Mistura	Ligante	Equação da curva a partir do 500º giro
M1	CAP 50/70 de referência	-
M2	CAP 50/70 + 25% TLA	$\%Gmm = 92,153 \cdot N_{giros}^{0,009}$
M4	CAP 30/45 de referência	$\%Gmm = 92,107 \cdot N_{giros}^{0,0096}$
M8	CAP 30/45 + 2% WMA	$\%Gmm = 93,121 \cdot N_{giros}^{0,0068}$
M9	CAP 30/45 + 2% WMA	$\%Gmm = 93,33 \cdot N_{giros}^{0,0066}$
M10	CAP 30/45 + 2% WMA	$\%Gmm = 92,86 \cdot N_{giros}^{0,0076}$
M11	CAP 30/45 + 0,6% PR PLAST S	$\%Gmm = 88,917 \cdot N_{giros}^{0,0116}$

Na tabela 3.30 são mostrados os valores limites estabelecidos por BAHIA e FAHEEM (2007) de CDI e TDI de acordo com o tráfego.

Tabela 3.30 – Limites de CDI e TDI estabelecidos por BAHIA e FAHEEM (2007).

<b>Trabalhabilidade</b>	
Tráfego ESAL	CDI máximo
$< 3,0 \cdot 10^6$	100
$< 1,0 \cdot 10^7$	200
$< 3,0 \cdot 10^7$	300
<b>Resistência à deformação permanente</b>	
Tráfego ESAL	TDI mínimo
$< 3,0 \cdot 10^6$	400
$< 1,0 \cdot 10^7$	800
$< 3,0 \cdot 10^7$	1200

f) Ensaio de dano por umidade induzida:

Foram moldados 96 corpos de prova com vazios entre 6% e 8% para realização dos ensaios de dano por umidade induzida. Optou-se por moldar corpos de prova antes e após condicionamento em estufa na temperatura de compactação das misturas que não utilizaram o aditivo WMA. Assim poderia se verificar o efeito do envelhecimento do ligante quanto ao dano por umidade induzida.

O método utilizado foi o da ASTM D 4867/04, mas optou-se pela faixa de saturação de 70% a 80% que consta na norma AASHTO T 283/07 por ser mais severa.

Os corpos de prova da mistura M3 foram moldados utilizando o compactador Marshall. O número de golpes foi definido após teste em diferentes corpos de prova, e notou-se que para o corpo de prova atingir o volume de vazios de 7%, foram necessários 35 golpes por face.

As misturas M5, M6 e M7 também passaram pelo teste para definição do número de golpes para se chegar a 7% de vazios e o número determinado de golpes foi de 30 por face.

Foram moldados 12 corpos de prova para mistura M3, sendo 6 sem envelhecimento em estufa e 6 com envelhecimento em estufa. As outras misturas não passaram pelo envelhecimento porque são misturas mornas.

Os corpos de prova das misturas dosadas utilizando critérios SUPERPAVE foram moldados fixando-se a altura, igual ao disposto no item 3.3.4. Das misturas M1, M2, M4 e M11 foram moldados 12 corpos de prova de cada, enquanto que das misturas M5, M6, M7, M8, M9 e M10 foram 6 corpos de prova moldados visto que são misturas com aditivo WMA e não foi avaliado o dano por umidade induzida de misturas envelhecidas.

O ensaio consiste na comparação entre a resistência à tração de 3 corpos de prova que passam por condicionamento com outros três que não passaram pelo condicionamento, o resultado é apresentado em porcentagem da perda de RT. Na tabela 3.31 mostra-se um resumo da quantidade de corpos de prova que passaram pelo condicionamento e da quantidade dos que não passaram.

Optou-se pelo condicionamento severo, onde após a saturação de 70% a 80% os corpos de prova passaram por um ciclo de congelamento na temperatura de  $-18^{\circ}\text{C} \pm 3^{\circ}\text{C}$  durante o mínimo de 16 horas, depois por um banho a  $60^{\circ}\text{C}$  por 24 horas e pra finalizar um banho de  $25^{\circ}\text{C}$  entre 2h a 3h. Na figura 3.30 mostram-se os corpos de prova no congelamento e nos banhos de  $60^{\circ}\text{C}$  e  $25^{\circ}\text{C}$ .

Tabela 3.31 – Quantidade de corpos de prova utilizados para os ensaios de dano por umidade induzida.

Mistura	Ligante	Nº total CPs	Nº CP's sem condicionamento		Nº CP's com condicionamento	
			Sem Env.	Com Env.	Sem Env.	Com Env.
M1	CAP 50/70 de referência (CGS)	12	3	3	3	3
M2	CAP 50/70 + 25% TLA (CGS)	12	3	3	3	3
M3	CAP 30/45 de referência (Marshall)	12	3	3	3	3
M4	CAP 30/45 de referência (CGS)	12	3	3	3	3
M5	CAP 30/45 + 2% WMA (Marshall)	6	3	-	3	-
M6	CAP 30/45 + 2% WMA (Marshall)	6	3	-	3	-
M7	CAP 30/45 + 2% WMA (Marshall)	6	3	-	3	-
M8	CAP 30/45 + 2% WMA (CGS)	6	3	-	3	-
M9	CAP 30/45 + 2% WMA (CGS)	6	3	-	3	-
M10	CAP 30/45 + 2% WMA (CGS)	6	3	-	3	-
M11	CAP 30/45 + 0,6% PR PLAST S (CGS)	12	3	3	3	3



Figura 3.30 – Condicionamento severo do ensaio de dano por umidade induzida:

- a) Corpos de prova em congelamento à  $-18^{\circ}\text{C}$ ; b) Corpo de prova no banho à  $60^{\circ}\text{C}$ ;  
c) Corpos de prova no banho à  $25^{\circ}\text{C}$ .

g) Módulo dinâmico uniaxial:

Os ensaios de módulo dinâmico foram realizados com as mesmas amostras utilizadas para o ensaio de *flow number*, o que é possível porque as cargas aplicadas no ensaio de módulo complexo não causam a ruptura, o que o classifica como um ensaio não destrutivo.

O módulo complexo foi determinado após aplicação de carga em altas e baixas frequências, nas temperaturas de  $25^{\circ}\text{C}$  e  $60^{\circ}\text{C}$ . As frequências consideradas altas são: 20Hz, 10Hz e

5Hz; as baixas frequências são 1Hz; 0,5Hz e 0,2Hz. Os corpos de prova passaram pelo condicionamento de temperatura pelo tempo de 2 horas tanto a 25°C como a 60°C.

Os ensaios foram realizados na prensa hidráulica MTS, modelo 810, de propriedade do CENPES, instalada no laboratório de pavimentação da COPPE seguindo os procedimentos da norma AASHTO TP 62-05 – *Determining Dynamic Modulus of Hot-mix Asphalt Concrete Mixtures*. Embora não conste na norma, o CENPES utiliza um extensômetro circunferencial para medição da deformação radial, que permite a determinação do coeficiente de Poisson a partir dos ensaios uniaxiais (NASCIMENTO, 2008).

O ensaio é realizado com a deformação axial controlada entre 50 a 150 microstrains ( $10^{-6}$  mm), no intuito de buscar um regime de viscoelasticidade linear. No entanto para alcançar esta faixa de deformação é necessário o ajuste das cargas aplicadas, as quais variam em função da temperatura e frequência do ensaio conforme mostrado por NASCIMENTO, (2008). O cálculo é realizado por meio da equação 3.25:

$$| E^* | = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \quad (3.25)$$

Onde,

$| E^* |$  = Módulo dinâmico uniaxial;

$\sigma_0$  = Tensão dinâmica máxima;

$\varepsilon_0$  = Deformação axial recuperável máxima.

## 4 – RESULTADOS DOS ENSAIOS MECÂNICOS E ANÁLISES

### 4.1 ANÁLISE DOS LIGANTES ASFÁLTICOS MODIFICADOS UTILIZADOS NESTA PESQUISA.

Nas tabelas 4.1 e 4.2 estão agrupados os resultados dos ensaios realizados nos ligantes puros e modificados, que estão apresentados em detalhes no Capítulo 3. A partir dos resultados mostrados nesta tabela e nas figuras 3.7 a 3.11 do capítulo 3, podem ser feitos alguns comentários sobre os efeitos dos diversos modificadores utilizados nesta pesquisa, como seguem.

Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de caracterização dos ligantes sem envelhecimento.

<b>Ensaio de caracterização dos ligantes sem envelhecimento.</b>						
Tipo	Pen (dmm) 100g, 5s, 25°C	P.A. (°C)	Dutilidade (cm) 25°C	Viscosidade Brookfield (cP)		
				135°C	150°C	175°C
CAP 50/70	63	50,3	>60	343	173	68
CAP 30/45	34	55	>60	615	290	108
CAP 30/45 + 2% WMA	35	53	>60	523	255	93
CAP 50/70 + 25% TLA	36	53,6	32	550	260	95
CAP 50/70 + 3% OMMT	46	49,8	>60	583	300	133

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de caracterização dos ligantes com envelhecimento.

Tipo	<b>Ensaio de caracterização após envelhecimento (RTFOT)</b>				
	Penetração (dmm) 100g, 5s e 25°C	P.A. °C	Dutilidade (cm)	Perda %	Pen Retida %
CAP 50/70	37	53,4	>60	0,06	59
CAP 30/45	25	58,2	>60	0,02	74
CAP 30/45 + 2% WMA	18	58,5	>60	-0,04	51
CAP 50/70 + 25% TLA	26	58,9	31,4	0,22	72
CAP 50/70 + 3% OMMT	27	53,5	46	0,06	59

Observou-se pela comparação das curvas de viscosidade mostradas na figura 3.10 e resultados da Tabela 4.1, que o aditivo WMA tornou o ligante ligeiramente menos viscoso. Essa característica poderia ter influência negativa nos resultados de deformação permanente

em comparação com os resultados do ligante puro. Entretanto é importante destacar que os resultados de viscosidade de ligantes foram realizados em temperaturas altas, que somente são atingidas pelo ligante no momento da fabricação da mistura. Como o ligante asfáltico possui comportamentos distintos em diferentes faixas de temperaturas é possível que o efeito seja diferente quando analisado em temperaturas médias a baixas. A penetração pouco maior e o ponto de amolecimento ligeiramente menor encontrados, caracterizaram o ligante modificado com WMA como um ligante mais mole do que o ligante puro.

Observou-se que embora o produto WMA tenha tornado o ligante menos rígido quando da modificação, após o condicionamento no RTFOT o efeito foi inverso, tornando o ligante mais duro e fazendo com que a penetração retida assumisse valores abaixo de 60%. No entanto, como comentado no Capítulo 3, este tipo de aditivo tem menor efeito de envelhecimento em curto prazo, durante a aplicação no campo, que os outros por não precisar passar pelas condições de temperatura dos outros ligantes.

Observa-se também que o CAP 30/45 modificado com WMA ganhou massa após o RTFOT. Em geral isso ocorre com CAPs onde o oxigênio reage com a amostra na qual há percentual pequeno de componentes voláteis.

No caso do ligante modificado com TLA, figura 3.9 e Tabela 4.1, os 25% de peletes introduzidos na modificação levaram o CAP 50/70 a ter características muito próximas do CAP 30/45 estudado.

No caso do CAP 50/70 modificado com TLA verificou-se uma perda de massa maior do que o esperado, tendo inclusive ultrapassado o valor da perda do ligante puro que teoricamente apresenta maior quantidade de materiais voláteis. Pode-se admitir que a perda de componentes se deu da composição do TLA.

A modificação mais interessante é o do CAP50/70 modificado com a montmorilonita organofílica (Tabela 4.1 e figura 3.11). Embora tenha se mostrado menos rígido que o CAP50/70 modificado com o TLA em temperaturas mais baixas, quando comparam-se os valores de viscosidade Brookfield percebe-se que para altas temperaturas a montmorilonita

torna o ligante mais rígido do que o ligante modificado com o TLA. Isso é efeito da disposição esfoliada que a montmorilonita organofílica assume quando misturado com material orgânico. As lamelas esfoliadas dificultam a movimentação do ligante e isso é refletido nos resultados em altas temperaturas como relata YU *et al.*, (2006).

Outro ponto a comentar é o fato do ponto de amolecimento do CAP50/70 modificado com montmorilonita organofílica ter sido o menor de todos os ligantes ensaiados, sendo menor inclusive do que o próprio ligante puro. Uma explicação pode ser atribuída à tensão superficial do ligante. Ensaios de energia de superfície foram realizados e percebeu-se que o ligante puro, para temperaturas mais baixas, possui tensão superficial maior que a do ligante com montmorilonita. Aumentando-se a temperatura a tensão superficial do ligante puro cai bruscamente, enquanto que no caso do ligante modificado a tensão permanece quase constante e com valores maiores do que os do ligante puro.

Os ensaios de tensão superficial foram realizados pelo estudante de doutorado da Engenharia Metalúrgica e de Materiais PEMM da COPPE-UFRJ: Erico Dourado, que está estudando o efeito químico das montmorilonitas no ligante. Na figura 4.2 estão mostradas imagens dos ensaios a 30°C e na figura 4.3 o resultado completo do ensaio realizado no equipamento goniômetro e seus acessórios, representado pelo gráfico de tensão superficial versus temperatura.

Dourado (2009) descreve o ensaio de determinação da tensão superficial da seguinte forma:

- Para determinação da tensão superficial foi utilizado o equipamento goniômetro, como mostrado na figura 4.1, por meio dele é possível obter em várias temperaturas o valor da energia de superfície do ligante obtida pelo método da gota pendente. Para esta determinação é utilizado um *software* chamado DROPimage Advanced, que nos fornece imagens da gota pendente (figura 4.1) e o gráfico das medidas da tensão superficial em várias temperaturas, como mostrado na figura 4.3.

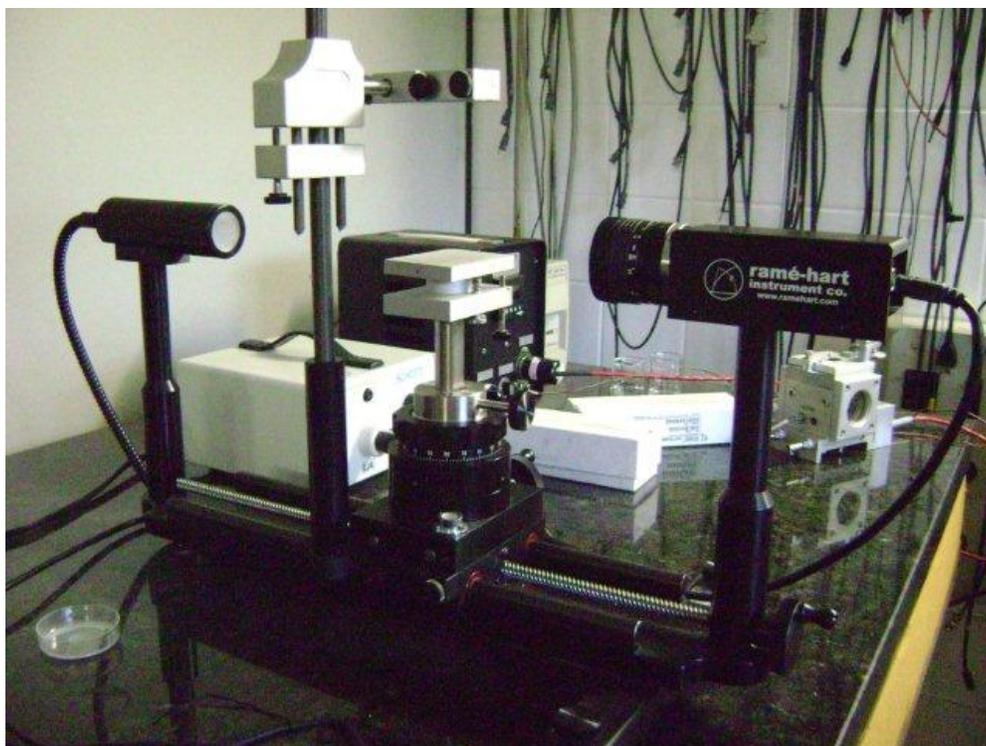


Figura 4.1 – Goniômetro utilizado para determinação da tensão superficial (DOURADO, 2009).

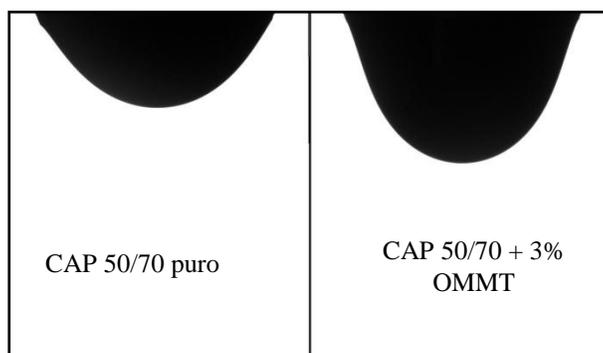


Figura 4.2 – Imagens produzidas pelo goniômetro utilizando a gota pendente (DOURADO, 2009).

### Tensão Superficial

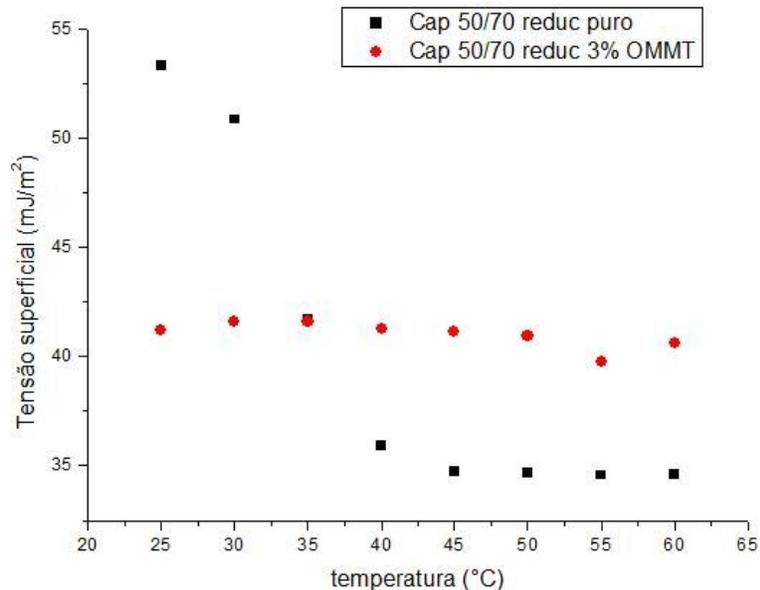


Figura 4.3 – Gráfico T°C x Tensão Superficial (mJ/m<sup>2</sup>) gerado pelo programa DROPImage advanced (DOURADO, 2009).

Quanto à classificação SUPERPAVE dos ligantes estudados nesta dissertação foram encontrados os resultados comentados a seguir.

Após ensaios reológicos do CAP50/70 antes e após RTFOT, verificou-se que a máxima temperatura em que este ligante atende às condições de resistência à deformação permanente é de 64°C, o que o classifica dentro da faixa de um PG 64.

Quanto ao CAP 30/45 os resultados de DSR antes e após o RTFOT, informam que o ligante possui o valor de temperatura máxima igual a 70°C, para atender os parâmetros de rigidez, o que o enquadra em um PG 70.

No caso do CAP50/70 + 25% de TLA, verifica-se que a máxima temperatura é de 70°C, o que o classifica também como um PG 70, como o CAP 30/45. Os resultados de G\*/sen ( $\delta$ ) do ligante modificado com TLA foram poucos menores do que o do ligante 30/45 puro sem envelhecimento, porém, após o RTFOT, verificou-se o inverso: os valores de G\*/sen ( $\delta$ ) do ligante modificado com TLA foram maiores que os do ligante 30/45 puro. O ângulo de

fase, por sua vez, assumiu o menor valor dentre os das amostras estudadas após o envelhecimento, o que indica que o TLA pode assumir um comportamento mais elástico que o dos ligantes estudados após a usinagem.

Os resultados de DSR referentes ao CAP30/45 + WMA mostram uma queda de rigidez significativa em comparação com o ligante CAP30/45 puro na condição sem envelhecimento. Ainda assim, o ligante continuou classificado como um PG70.

No caso da montmorilonita modificada, observou-se que o valor da máxima temperatura onde é garantido o atendimento às condições de rigidez é 64°C. Embora o PG seja o mesmo do ligante 50/70 puro, percebe-se que há um aumento no  $G^*/\sin(\delta)$ , o que demonstra que a montmorilonita também melhora as características reológicas do ligante.

#### **4.2 ANÁLISE DOS AGREGADOS UTILIZADOS NA PESQUISAS.**

Os ensaios de granulometria dos agregados foram realizados para determinar a proporção de materiais para compor a mistura de agregados escolhida. Conforme explicado no Capítulo 3, o proporcionamento dos vários conjuntos de agregados disponíveis seguiu o procedimento padrão da Prefeitura do Rio de Janeiro que é o enquadramento por tentativas, sem nenhum critério de proporcionalidade efetivo a não ser estar enquadrado na Faixa escolhida.

Não se teve o cuidado de enquadrar a composição de acordo com os limites da faixa para se obter um comportamento da mistura fino ou gráudo, nem foi analisado conforme proposto pelo método Bailey. Mas foi realizada a verificação da granulometria escolhida a posteriori, observando-se que a mistura está acima da linha de densidade máxima no gráfico SUPERPAVE, o que a caracteriza como sendo uma mistura de comportamento fino. Após análise pelo método Bailey, como se verá mais adiante, também se observou que a amostra apresenta comportamento fino, caracterizando a Mistura, embora de TMN = 19mm, como uma mistura onde os agregados finos são os principais responsáveis por resistir às solicitações.

Quanto à análise executada utilizando o método Bailey observou-se que a composição escolhida de forma habitual simplesmente por tentativa, não era a ideal. O valor da proporção AG abaixo do recomendado em conjunto com as massas específicas, solta e compactada, indicaram que a mistura pode ter problemas com desagregação e que seu comportamento é de uma mistura fina.

Após cálculo das proporções das novas peneiras de controle tendo em vista ser mistura fina, observou-se que a composição de agregados estava desbalanceada, o que é mostrado pelo valor da proporção dos finos dos agregados finos abaixo do recomendado, o que pode explicar o VAM elevado. Neste caso a mistura se enquadraria nos valores recomendados com a adição de mais 2,5% de material fino, passante na peneira #200.

Os resultados dos ensaios de Los Angeles mostram que um dos agregados graúdos (brita 1) apresenta boa resistência à abrasão, já a brita 0, embora tenha alcançado valor de abrasão abaixo do recomendado pelo DNIT, tem valor bem próximo do limite.

Os ensaios de densidade foram realizados juntamente com os de absorção e observou-se que os agregados possuem baixa absorção, indicando menor consumo de ligante, o que é favorável economicamente.

Quanto aos ensaios de forma dos agregados graúdos recomendados pela metodologia SUPERPAVE, os resultados obtidos mostraram que os agregados graúdos estão aptos a serem utilizados para produção de uma mistura de boa qualidade quando se utiliza a relação de 1:5. No entanto percebe-se, quando utilizando a taxa de 1:3 e, principalmente a de 1:2, que os agregados graúdos utilizados apresentam grande porcentagem de partículas com forma não desejável para misturas, o que pode interferir negativamente na compactação, dificultando o trabalho para se chegar no grau de compactação desejado.

O resultado do ensaio de vazios não compactados dos agregados miúdos mostrou que, embora próximo do limite, os agregados miúdos possuem características de angularidade satisfatórias.

### 4.3 TEOR DE PROJETO DO LIGANTE E PARÂMETROS VOLUMÉTRICOS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS.

#### 4.3.1 Misturas dosadas utilizando os critérios do método Marshall.

Após procedimentos citados no item 3.3.2, partiu-se para determinação do teor de projeto das misturas e dos cálculos dos parâmetros volumétricos.

Nas figuras 4.4 a 4.7 seguintes mostram-se os valores dos teores de projeto das diferentes misturas moldadas pelo método Marshall e na tabela 4.3 são apresentados todos os parâmetros volumétricos determinados.

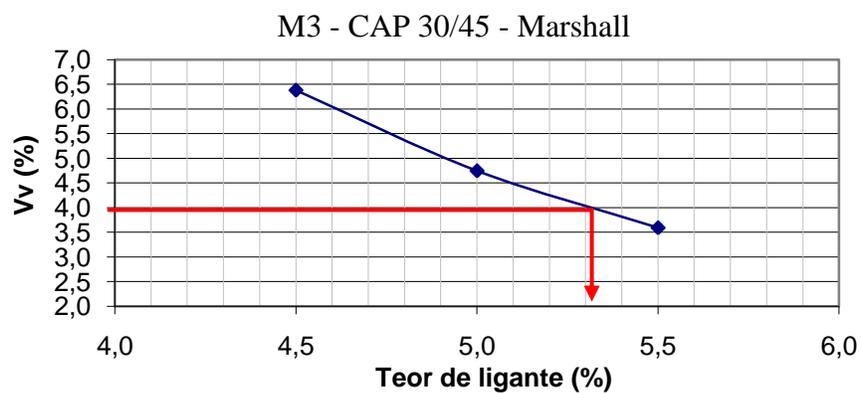


Figura 4.4 – Gráfico teor de ligante (%) *versus* Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M3.

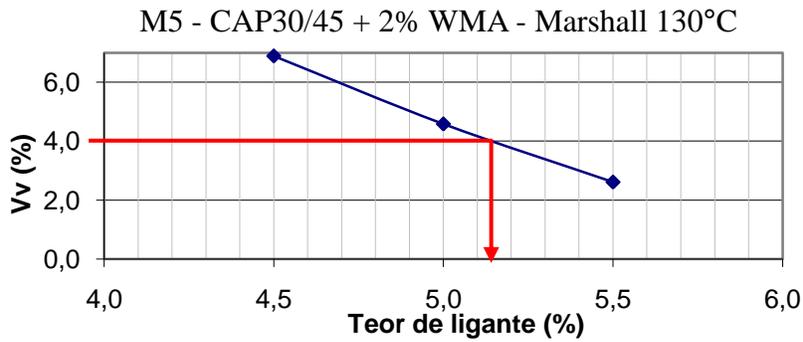


Figura 4.5 – Gráfico teor de ligante (%) *versus* Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M5.

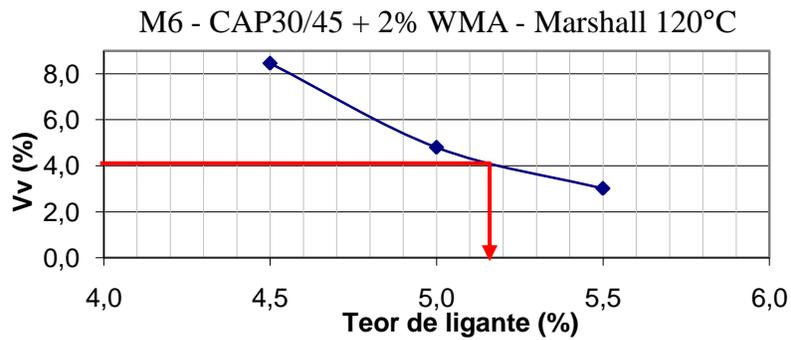


Figura 4.6 – Gráfico teor de ligante (%) *versus* Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M6.

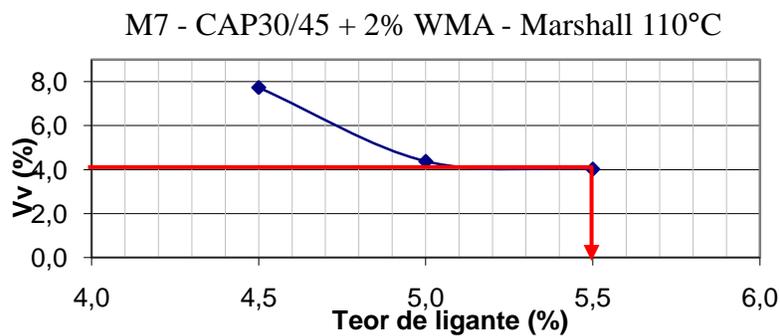


Figura 4.7 – Gráfico teor de ligante (%) *versus* Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M7.

Tabela 4.3 – Resultados da dosagem Marshall das misturas TMN 19mm a 4% Vv.

<b>Mistura</b>	<b>Ligante</b>	<b>Teor de ligante (%)</b>	<b>Gmb</b>	<b>Gmm</b>	<b>VCB (%)</b>	<b>VAM (%)</b>	<b>RBV (%)</b>
M3	CAP 30/45 de referência	5,3	2,393	2,493	12,10	16,10	75,16
M5	CAP 30/45 + 2% WMA compactada a 130°C	5,1	2,400	2,500	11,70	15,70	74,52
M6	CAP 30/45 + 2% WMA compactada a 120°C	5,2	2,397	2,497	11,75	15,75	74,60
M7	CAP 30/45 + 2% WMA compactada a 110°C	5,5	2,386	2,486	12,53	16,53	75,80

Os valores dos teores de projeto obtidos ficaram bem próximos ao valor encontrado pelo cálculo do método da superfície específica, tendo sido o valor do teor de ligante da mistura M3, o mesmo calculado pelo método. Assim, comprova-se, mais uma vez, que, no caso da compactação por impacto, o método da superfície específica é uma alternativa para aproximar o teor provável de ligante, para quem não tem experiência com mistura e que não pretenda utilizar várias tentativas sem um valor estimado inicial.

Percebe-se, como mostrado na tabela 4.3 que os teores de projeto encontrados nas misturas dosadas pela metodologia Marshall ficaram bem próximos, e que as misturas M5 e M6 com aditivos WMA, compactadas nas temperaturas de 130°C e 120°C apresentaram um teor ligeiramente inferior ao da mistura de referência M3.

O teor um pouco mais alto da mistura M7 compactada com a temperatura de 110°C deve-se ao endurecimento do ligante, o qual diminui a trabalhabilidade da mistura em comparação com as outras misturas compactadas em temperaturas mais altas. Desta forma o teor de ligante da mistura M7 pode estar superestimado, o que pode interferir na resistência à deformação permanente da mistura. O ensaio de *Flow number* será um indicativo de comprovação ou não desta afirmação. Também pode interferir na fadiga eventualmente.

Quanto aos parâmetros volumétricos calculados observou-se que os valores de RBV das misturas M5 e M6 estão ligeiramente menores do que os valores recomendados pelo DNIT-

ES-031/04 para camadas de rolamento, porém dentro da faixa se fossem usados os limites SUPERPAVE.

#### 4.3.2 Misturas dosadas utilizando os critérios da metodologia SUPERPAVE.

Os teores de projeto das misturas dosadas por meio da metodologia SUPERPAVE tiveram seus valores definidos como aqueles em que as misturas, após 100 giros ( $N_{proj}$ ), obtiveram uma porcentagem de volume de vazios de 4%, sendo atendidos também os limites dos parâmetros volumétricos como descrito no item 3.3.3. As figuras 4.8 a 4.14 informam os teores de projetos determinados a partir da porcentagem dos volumes de vazios das misturas M1, M2, M4, M8, M9, M10 e M11, sendo os pontos a média de 3 corpos de prova.

Na tabela 4.4 estão apresentados os resultados dos parâmetros volumétricos das misturas e os limites para o atendimento dos critérios SUPERPAVE.

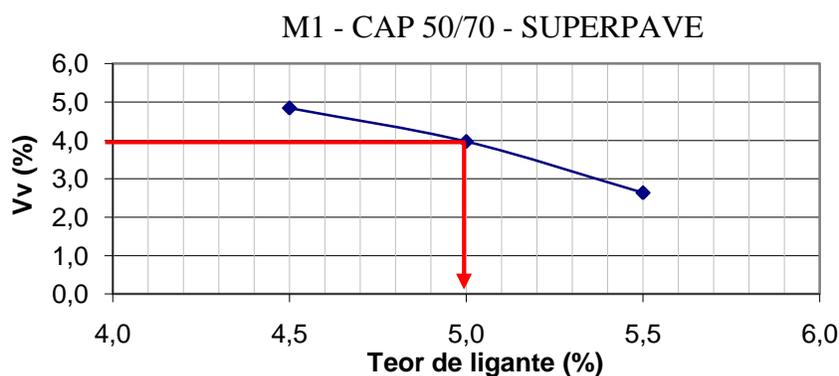


Figura 4.8 – Gráfico teor de ligante (%) versus Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M1.

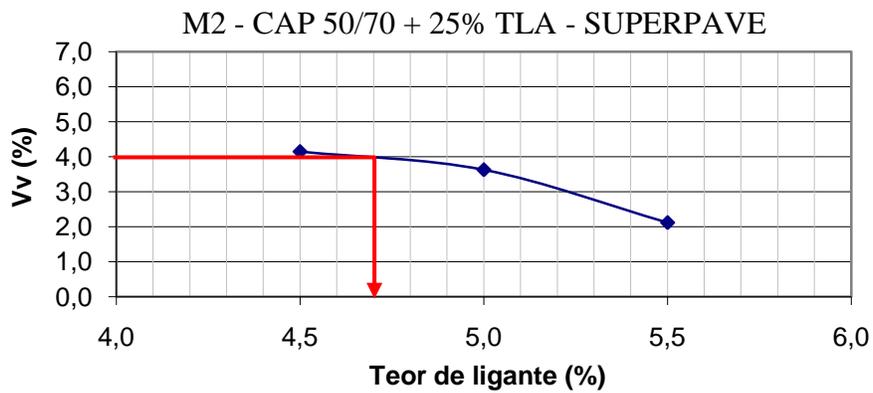


Figura 4.9 – Gráfico teor de ligante (%) *versus* Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M2.

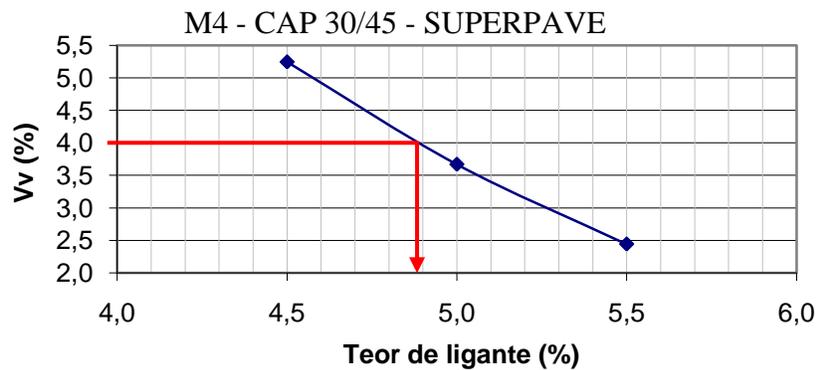


Figura 4.10 – Gráfico teor de ligante (%) *versus* Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M4.

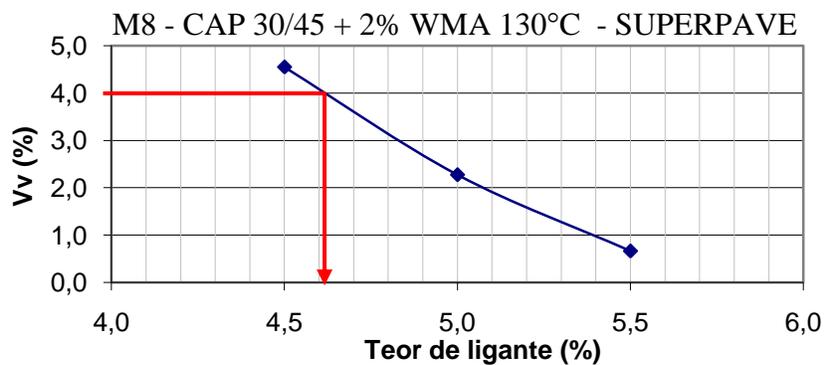


Figura 4.11 – Gráfico teor de ligante (%) *versus* Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M8.

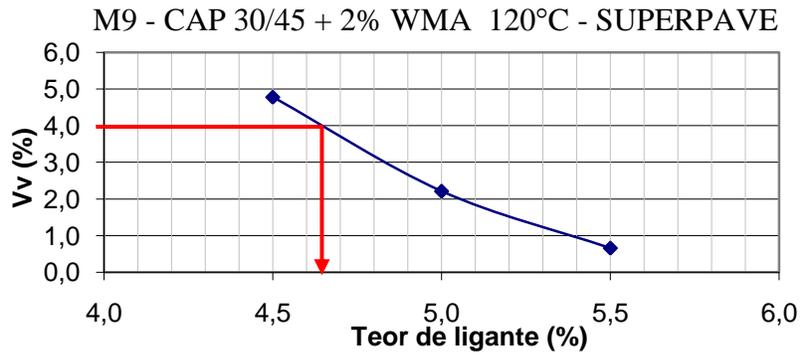


Figura 4.12 – Gráfico teor de ligante (%) *versus* Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M9.

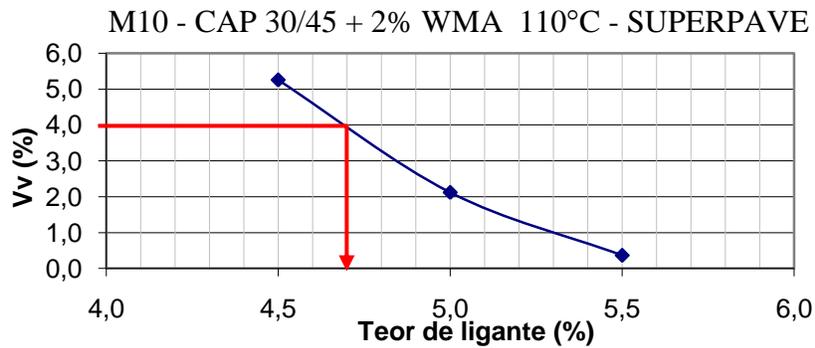


Figura 4.13 – Gráfico teor de ligante (%) *versus* Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M10.

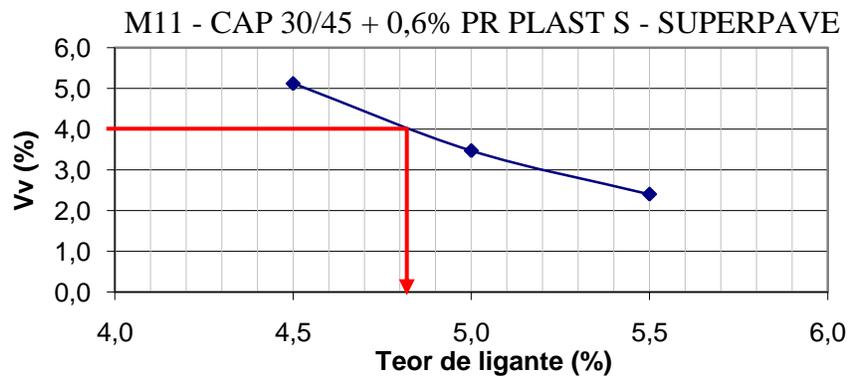


Figura 4.14 – Gráfico teor de ligante (%) *versus* Vv (%) para determinação do teor de projeto da mistura M11.

Tabela 4.4 – Resultados da dosagem SUPERPAVE das misturas TMN 19mm a 4% Vv

Mistura	Ligante	Teor de ligante (%)	Gmb	Gmm	VAM (%) ≥13%	RBV (%) 65% - 75%	Teor de filler (%) 0,8 – 1,6	%Gmm N <sub>ini</sub> ≤ 89%
M1	CAP 50/70 de referência	5,0	2,395	2,495	15,06	73,47	0,95	88,31
M2	CAP 50/70 + 25% TLA	4,7	2,417	2,518	14,01	71,45	1,02	87,45
M4	CAP 30/45 de referência	4,9	2,407	2,508	14,54	72,49	0,97	87,15
M8	CAP 30/45 + 2% WMA compactada a 130°C	4,6	2,417	2,518	13,92	71,29	1,04	88,32
M9	CAP 30/45 + 2% WMA compactada a 120°C	4,6	2,417	2,518	13,92	71,29	1,04	88,30
M10	CAP 30/45 + 2% WMA compactada a 110°C	4,7	2,414	2,515	14,11	71,66	1,02	88,25
M11	CAP 30/45 + 0,6% PR PLAST S	4,8	2,410	2,511	14,32	72,08	1,00	85,39

Observa-se que os teores encontrados das misturas de referência ficaram bem próximos, com diferença máxima de 0,3% que é o valor da tolerância máxima de variação na usinagem estabelecido pelo DNIT. Quanto aos valores dos parâmetros volumétricos observa-se que todos estão dentro dos limites estabelecidos pela AASHTO MP02/01.

Os valores da %Gmm no N<sub>ini</sub> (Tabela 4.4) mostram que: as misturas com aditivo do tipo warm mix alcançaram valores maiores que o da mistura de referência, o que indica que possuem melhor trabalhabilidade. Este fato não foi observado na mistura com o aditivo PR PLAST S: como mostrado na tabela 4.4, o valor da %Gmm no N<sub>ini</sub> desta mistura é inferior ao da mistura de referência.

## **4.4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS MECÂNICOS.**

### **4.4.1 Resistência à tração.**

Os ensaios de resistência à tração foram realizados conforme item 3.3.5. Na tabela 4.5 mostram-se as médias dos resultados de ensaios de resistência à tração realizados em todas as misturas estudadas, inclusive nos corpos de prova moldados para execução prévia do ensaio de módulo de resiliência. A figura 4.15 mostra a média dos resultados dos ensaios de resistência à tração e o desvio-padrão de cada mistura.

Observa-se que os corpos de prova da mistura de referência M4, moldados pelo método SUPERPAVE, apresentaram valores de RT muito próximos em relação aos dos CPs da mistura de referência M3, moldados pelo compactador de impacto Marshall. Isto não quer dizer que o modo de compactação não influencia a resistência à tração, visto que os teores de ligante destas misturas apresentam uma diferença de 0,4%. Segundo MARQUES (2004) o teor de ligante influencia a resistência à tração e nota-se um aumento progressivo da RT à medida que se aumenta o teor de ligante para próximo do teor de projeto. Com relação às misturas com warm mix observa-se que os corpos de prova moldados pelo método SUPERPAVE apresentaram maiores valores de RT em comparação com os CPs moldados pelo compactador Marshall. Uma hipótese é que a compactação giratória induza nos corpos de prova um arranjo estrutural dos agregados, (pelo amassamento), favorável à resistência à tração, o que é mais evidente quando moldados com o mesmo teor de ligante, o que não foi o caso. Este fato pode ter equilibrado os efeitos quando se comparam as misturas M3 e M4.

Fazendo-se uma comparação entre os resultados obtidos de resistência à tração das misturas M1 e M2 percebe-se que a viscosidade também é um fator que define a tendência das RT destas misturas. A resistência à tração é diretamente proporcional à viscosidade do ligante da mistura, e esse fato está bem representado neste caso. Assim como no caso do WMA, é provável que os valores obtidos de RT ficassem mais distantes à medida que se usasse o

mesmo teor de ligante para as misturas. A diferença de 0,3% entre os teores de ligante das misturas M1 e M2, pode ter minimizado este efeito.

Tabela 4.5 – Resultados do ensaio de resistência à tração de corpos de prova virgens e após módulo de resiliência.

Mistura	Ligante	Resistência à tração. (MPa)	Desvio Padrão	Resistência à tração após módulo de resiliência. (MPa)
M1	CAP 50/70 de referência	1,38	0,04	1,42
M2	CAP 50/70 + 25% TLA	1,52	0,13	1,67
M3	CAP 30/45 de referência - Marshall	2,37	0,1	2,21
M4	CAP 30/45 de referência - SUPERPAVE	2,20	0,13	2,35
M5	CAP 30/45 + 2% WMA – Marshall – compactação à 130°C	1,73	0,18	1,74
M6	CAP 30/45 + 2% WMA – Marshall – compactação à 120°C	1,76	0,05	1,65
M7	CAP 30/45 + 2% WMA – Marshall – compactação à 110°C	1,70	0,08	1,65
M8	CAP 30/45 + 2% WMA – SUPERPAVE – compactação à 130°C	1,92	0,14	1,88
M9	CAP 30/45 + 2% WMA – SUPERPAVE – compactação à 120°C	2,02	0,02	1,85
M10	CAP 30/45 + 2% WMA – SUPERPAVE – compactação à 110°C	1,89	0,05	1,86
M11	CAP 30/45 + 0,6% PR PLAST S	2,14	0,1	2,30

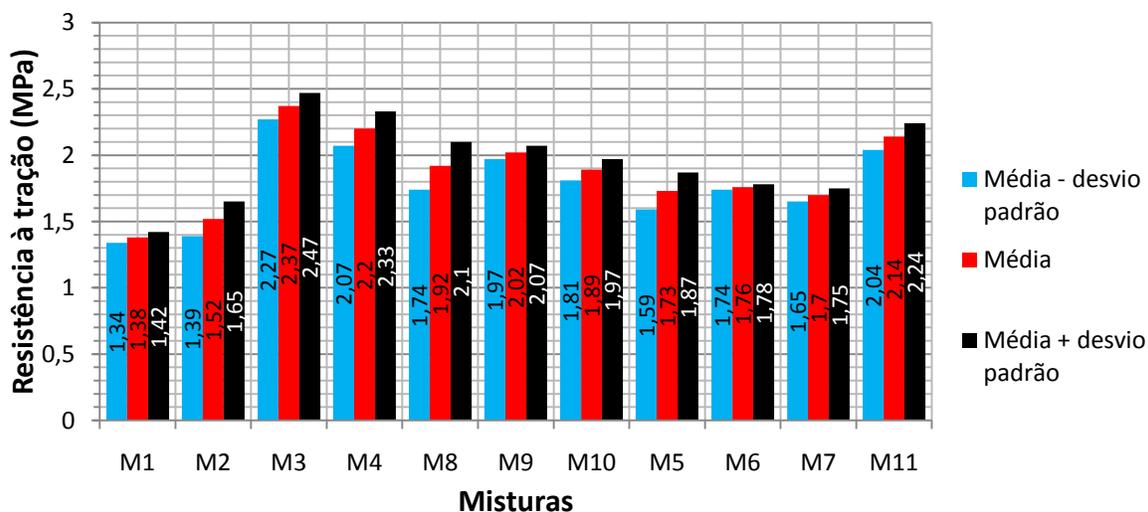


Figura 4.15 – Média dos resultados de ensaios de resistência à tração dos corpos de prova com valores acrescidos e subtraídos do desvio padrão.

#### **4.4.2 Dano por umidade induzida.**

O efeito da água nas misturas foi avaliado pelo ensaio de dano por umidade induzida conforme procedimento constante no item 3.3.5. Na tabela 4.6 são mostrados os resultados de todas as misturas utilizadas na pesquisa, lembrando que neste caso os corpos de prova são moldados com teores de vazios maiores do que no teor de projeto, que corresponde à tabela anterior, por isso os resultados são diferentes.

Diante dos resultados obtidos (tabela 4.6) nota-se que as misturas de referência apresentam comportamentos diferentes quando analisado o dano por umidade da mistura envelhecida em curto prazo e da mistura sem envelhecimento. Sabe-se que o envelhecimento da mistura é inevitável, mas optou-se por fazer ensaios com as misturas sem envelhecimento apenas para se verificar se o envelhecimento também influencia na susceptibilidade à ação deletéria da água.

Os valores de RRT não apresentaram uma tendência definida o que torna difícil a interpretação dos resultados com a quantidade de ensaios realizados. Um exemplo é que para mistura com CAP50/70 de referência (M1), onde os valores encontrados de RRT sem envelhecimento foram maiores do que os valores de RRT com envelhecimento. No caso da mistura com CAP30/45 de referência (M3) observou-se o inverso: a mistura com envelhecimento apresentou valor de RRT maior do que a mistura sem envelhecimento.

Os resultados de RRT de todas as misturas WMA foram maiores do que o recomendado ( $RRT > 70\%$ ), o que indica que o aditivo utilizado também funciona como um melhorador de adesividade. Este efeito foi observado em todas as temperaturas e modos de compactação.

Tabela 4.6 – Resultados dos ensaios de resistência à tração dos corpos de prova e resistência à tração retida.

Mistura	Ligante	Resistência à tração. (MPa)		Resistência à tração após condicionamento (MPa)		Resistência à tração retida (RRT - %)	
		CE*	SE*	CE*	SE*	CE*	SE*
M1	CAP 50/70 de referência	0,82	0,63	0,59	0,56	68	94
M2	CAP 50/70 + 25% TLA - SUPERPAVE	1,63	1,32	0,98	0,66	60	50
M3	CAP 30/45 de referência - Marshall	1,81	1,31	0,99	0,64	54	49
M4	CAP 30/45 de referência - SUPERPAVE	1,75	1,09	0,61	0,65	35	60
M5	CAP 30/45 + 2% WMA – Marshall – compactação à 130°C	-	1,32	-	1,05	-	79
M6	CAP 30/45 + 2% WMA – Marshall – compactação à 120°C	-	1,44	-	1,17	-	81
M7	CAP 30/45 + 2% WMA – Marshall – compactação à 110°C	-	1,22	-	0,93	-	76
M8	CAP 30/45 + 2% WMA – SUPERPAVE – compactação à 130°C	-	1,33	-	1,06	-	79
M9	CAP 30/45 + 2% WMA – SUPERPAVE – compactação à 120°C	-	1,47	-	1,10	-	75
M10	CAP 30/45 + 2% WMA – SUPERPAVE – compactação à 110°C	-	1,52	-	1,15	-	75
M11	CAP 30/45 + 0,6% PR PLAST S	1,79	1,70	0,93	1,02	52	60
Obs: *CE = Com envelhecimento de 2 horas em estufa na temperatura de compactação *SE = Sem envelhecimento.							

Quanto às misturas com TLA (M2) e PR PLAST S (M11) os efeitos da ação deletéria da água não foram diminuídos. Entretanto, os baixos valores de RRT obtidos se devem provavelmente ao tipo de agregado utilizado, cuja característica granítica na sua maior proporção é responsável pela baixa adesividade com o asfalto, como já observado em outros estudos.

#### **4.4.3 Módulo de Resiliência.**

Os ensaios de módulo de resiliência foram executados conforme item 3.3.5 à temperatura de 25°C. Cada um dos 3 corpos de prova de cada mistura passaram por três níveis de cargas, e os valores de MR admitido de cada corpo de prova foi a média dos MR obtidos nesses três ciclos. O valor de MR adotado para a mistura é a média dos valores de MR admitido de cada corpo de prova, após análise de dispersão. Este procedimento estatístico é o adotado pelo laboratório de pavimentação da COPPE para determinação do MR, para um nível de confiança de 95%.

Na tabela 4.7 são apresentados os valores de MR de cada mistura e na figura 4.16 são mostradas as médias dos resultados de MR com seus respectivos valores acrescidos e subtraídos dos desvios-padrão determinados.

Todos os valores de módulo de resiliência encontrados são considerados altos. Analisando os resultados das misturas de referência M3 e M4, percebe-se que os valores são bem próximos, mas deve-se lembrar que a diferença entre os teores de ligante é de 0,4% entre elas. Provavelmente haveria uma diferença maior entre os resultados caso o teor de ligante fosse o mesmo e a diferença entre o tipo de compactação que interfere nos valores do módulo de resiliência fica pouco evidente se não forem considerados os teores de CAP. Assim pode-se admitir que a compactação Marshall leve à tendência dos corpos de prova apresentar valores de MR maiores do que os dos corpos de prova moldados pelo compactador giratório, conforme também observado por MARQUES (2004) e por NASCIMENTO (2008).

Tabela 4.7 – Resultados dos módulos de resiliência das misturas estudadas.

<b>Mistura</b>	<b>Ligante</b>	<b>Módulo de resiliência. (MPa)</b>	<b>Desvio Padrão</b>
M1	CAP 50/70 de referência	6897	526
M2	CAP 50/70 + 25% TLA	7723	1934
M3	CAP 30/45 de referência - Marshall	9385	572
M4	CAP 30/45 de referência - SUPERPAVE	9745	956
M5	CAP 30/45 + 2% WMA – Marshall – compactação à 130°C	9340	1550
M6	CAP 30/45 + 2% WMA – Marshall – compactação à 120°C	7466	232
M7	CAP 30/45 + 2% WMA – Marshall – compactação à 110°C	7588	229
M8	CAP 30/45 + 2% WMA – SUPERPAVE– compactação à 130°C	9848	422
M9	CAP 30/45 + 2% WMA – SUPERPAVE – compactação à 120°C	9839	1442
M10	CAP 30/45 + 2% WMA – SUPERPAVE – compactação à 110°C	9084	898
M11	CAP 30/45 + 0,6% PR PLAST S	11497	329

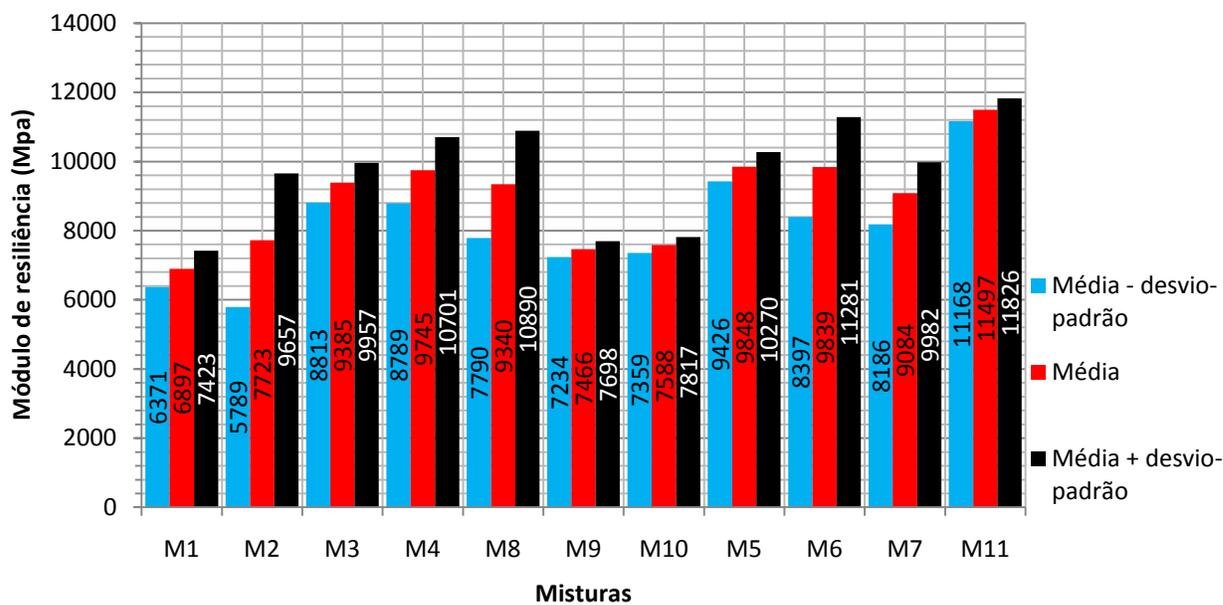


Figura 4.16 – Média dos resultados de ensaios de módulo de resiliência dos corpos de prova com valores acrescidos e subtraídos do desvio padrão.

Observa-se nos resultados obtidos pelo WMA moldados pelo compactador giratório, que as misturas compactadas a 130°C e 120°C que possuem o mesmo teor de ligante, a diferença entre temperaturas de compactação não influenciou os valores de MR. E a pequena diferença entre MRs obtidos na mistura compactada a 110°C e nas outras se deve à diferença entre o teor de ligante entre elas.

No caso das misturas WMAs moldadas pelo compactador Marshall nota-se uma diferença considerável de módulo entre a mistura compactada a 130°C e as compactadas a 120°C e 110°C. Neste caso não dá pra afirmar qual dos fatores é o responsável por essa diferença. Sabe-se que, diferente do compactador giratório, o compactador Marshall é mais sensível à temperatura da mistura no momento da compactação, e este pode ser o fator responsável. No entanto não dá para se desprezar a diferença entre os teores de ligante das misturas WMA e da mistura de referência, visto que a quantidade de asfalto também pode ser um fator determinante.

Outro ponto importante é com relação ao arranjo estrutural dos agregados empregados na mistura. A angularidade, a disposição e orientação dos agregados podem também estar

influenciando nos resultados de módulo de resiliência entre as duas formas de compactação. Estudos neste campo seriam bem-vindos para melhor entendimento da influência dos fatores de cada um dos compactadores adotados na pesquisa.

Nota-se também que as misturas que utilizaram ligantes com PG 64-XX, obtiveram MR menores. Um exemplo é a diferença entre os MRs das misturas M1 e M4, ficando claro que os asfaltos com maiores rigidez tendem a ter maior módulo de resiliência.

Quanto à mistura com adição de PR PLAST S (M11), observou-se que os valores de módulo foram os maiores de todas as misturas ensaiadas. Neste caso pode-se afirmar que o aditivo utilizado, embora numa porcentagem relativamente pequena (0,6%) foi determinante para o aumento significativo do MR.

#### **4.4.4 Fadiga.**

Foram realizados ensaios de fadiga nas misturas com aditivos WMA (M8, M9 e M10) nas três temperaturas de compactação (130°C, 120°C e 110°C), na mistura com aditivo TLA (M2) e nas misturas de referência com CAP 50/70 (M1) e CAP 30/45 (M4) que foram moldadas utilizando os critérios SUPERPAVE. Optou-se pela realização deste ensaio nessas misturas para verificar se o teor de ligante mais baixo encontrado utilizando dosagem SUPERPAVE poderia interferir de forma intensa na vida de fadiga das misturas do tipo WMA e para se verificar o comportamento da mistura com TLA quanto à vida de fadiga.

Os ensaios foram realizados conforme item 3.3.5. Nas figuras 4.17 a 4.20 estão mostradas as curvas obtidas das misturas M1, M2, M4, M8, M9 e M19 ensaiadas e na tabela 4.8 mostram-se os valores dos parâmetros da equação da vida de fadiga em função da diferença de tensões e em função da deformação específica resiliente.

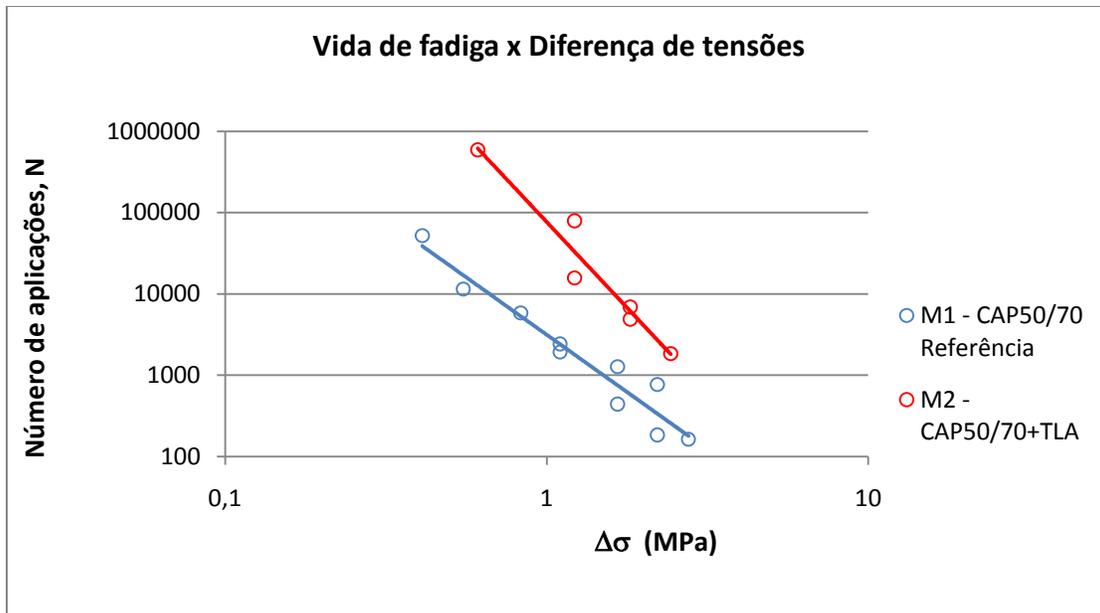


Figura 4.17 – Curvas de fadiga das misturas M1 e M2 (Diferença de tensões ( $\Delta\sigma$ ) *versus* vida de fadiga)

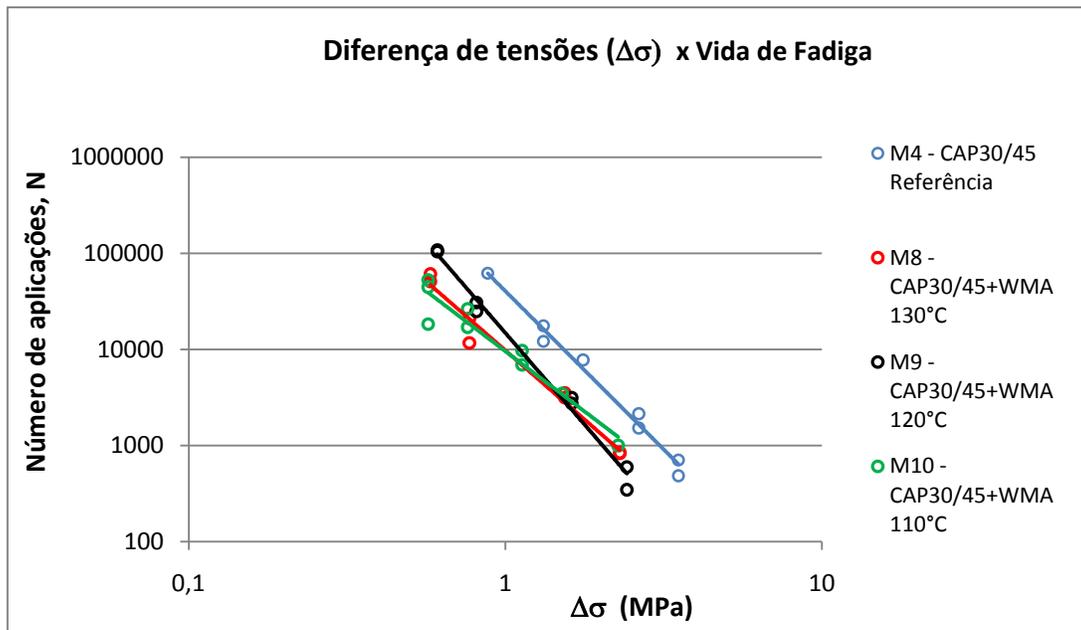


Figura 4.18 – Curvas de fadiga das misturas M4, M8, M9 e M10 (Diferença de tensões ( $\Delta\sigma$ ) *versus* vida de fadiga)

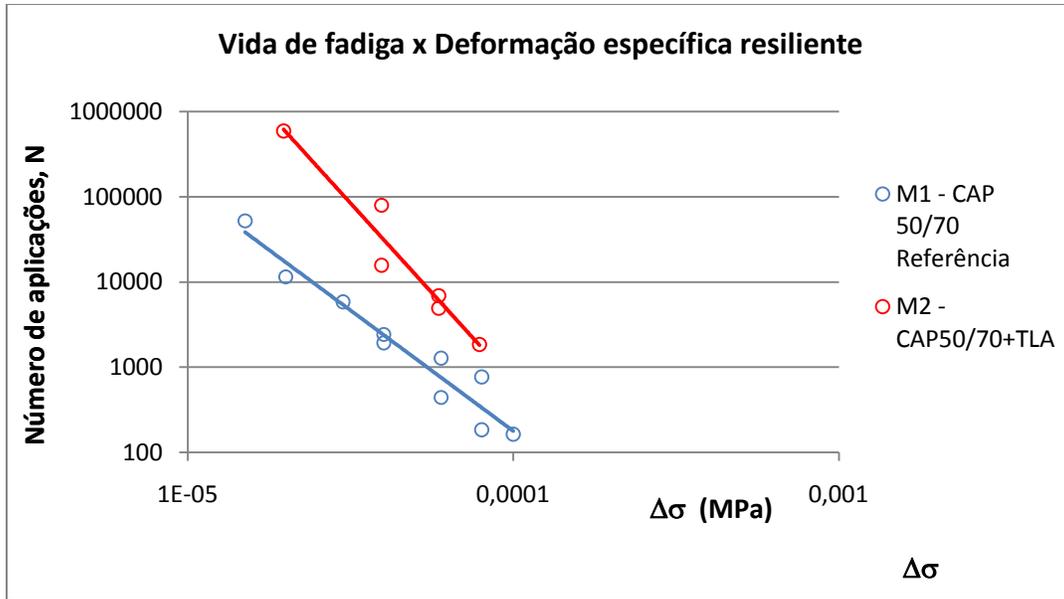


Figura 4.19 – Curvas de fadiga das misturas M1 e M2 (Deformação específica resiliente ( $\epsilon_r$ ) versus vida de fadiga).

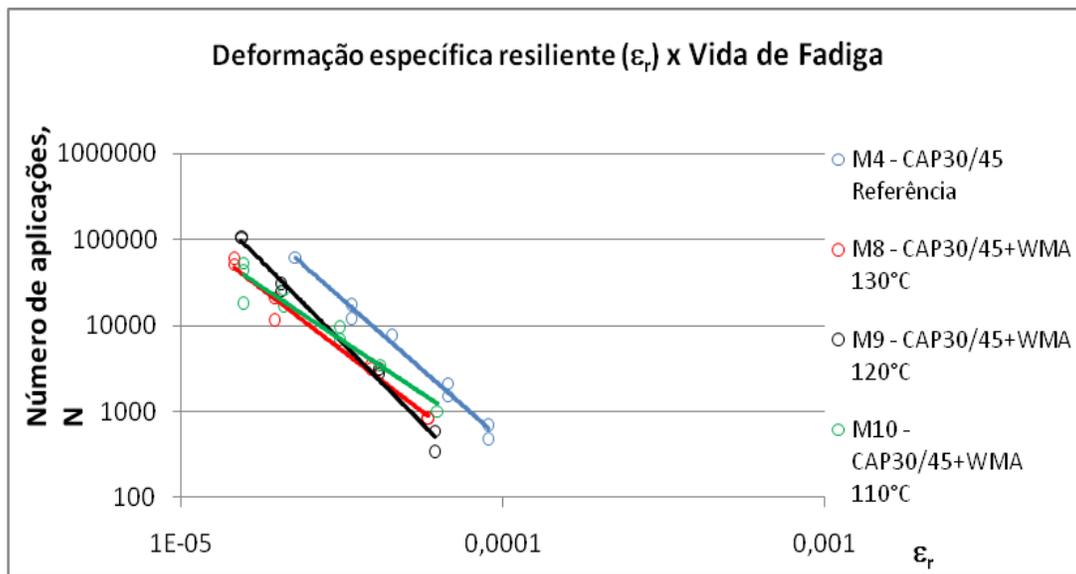


Figura 4.20 – Curvas de fadiga das misturas M4, M8, M9 e M10 (Deformação específica resiliente ( $\epsilon_r$ ) versus vida de fadiga).

Tabela 4.8 – Parâmetros obtidos das curvas de fadiga deste estudo para WMA

Mistura	Ligante	$N = K_1 \cdot \Delta\sigma^{n1}$			$N = K_2 \cdot \varepsilon_r^{n2}$		
		$K_1$	$n1$	$R^2$	$K_2$	$n2$	$R^2$
M1	CAP 50/70 de referência – SUPERPAVE	3158	-2,8333	0,9387	$8^{-10}$	-2,8333	0,9387
M2	CAP 50/70 + 25% TLA - SUPERPAVE	76100	-4,2002	0,9379	$1^{-14}$	-4,2002	0,9379
M4	CAP 30/45 de referência - SUPERPAVE	40485	- 3,2944	0,9852	$3^{-11}$	-3,2944	0,9852
M8	CAP 30/45 + 2% WMA – SUPERPAVE – compactação a 130°C	9684	-2,8629	0,9772	$7^{-10}$	-2,8629	0,9772
M9	CAP 30/45 + 2% WMA – SUPERPAVE – compactação a 120°C	14667	- 3,7937	0,9895	$5^{-14}$	-3,7937	0,9895
M10	CAP 30/45 + 2% WMA – SUPERPAVE – compactação a 110°C	9535	- 2,488	0,9256	$4^{-08}$	-2,488	0,9256

Como as misturas utilizadas apresentam módulos semelhantes, é possível uma análise comparativa entre as curvas de fadiga para um mesmo valor de  $\Delta\sigma$ . Entretanto, se os MRs assumissem valores com diferentes ordens de grandeza não seria possível, pois misturas mais rígidas tendem a absorver mais tensões e, em consequência, geram maiores tensões de tração nesta camada.

Para realização de uma análise mais adequada dos resultados foram feitas simulações utilizando o programa SisPav desenvolvido por FRANCO (2007), admitindo também no modelo de comportamento de fadiga as equações das curvas obtidas no gráfico Vida de fadiga *versus*  $\varepsilon_r$ . O modelo existente no programa é em função do MR, como mostrado na equação 4.1, mas para esta simulação adotou-se o fator de regressão  $K_3$  igual a zero e assim foi possível a análise com as equações obtidas pelos ensaios de fadiga das misturas desta pesquisa.

$$N = fcl \cdot K_1 \cdot \varepsilon_t^{K_2} \cdot Mr^{K_3} \quad (4.1)$$

Onde:

N = Vida de fadiga;

fcl = Fator campo laboratório (fcl = 1);

$K_1$  = Coeficiente de regressão;  
 $K_2$  = Coeficiente de regressão;  
 $K_3$  = Coeficiente de regressão;  
 $M_r$  = Módulo de resiliência (MPa) ;  
 $\epsilon_t$  = Deformação específica de tração.

Os dados considerados para o dimensionamento da camada de revestimento de mistura asfáltica foram os seguintes, como valores típicos, mantidos iguais para todas as condições de revestimento:

- Base de material granular com espessura de 15cm e  $M_r = 1000\text{MPa}$ ;
- Sub-base de solo laterítico com espessura de 20cm e  $M_r = 130\text{MPa}$ ;
- Subleito de solos finos, siltosos ou argilosos de  $M_r = 52\text{MPa}$ ;
- Tráfego de eixo de roda dupla com volume do 1º ano = 150.000;
- Carga do eixo = 8,2tf;
- Pressão dos pneus = 0,56Mpa;
- Mês de abertura de tráfego = Janeiro
- Região = Rio de Janeiro.

Os dados considerados pelo tráfego gerou um  $N$  (DNIT) =  $1,46.10^6$  valor típico de dimensionamento de pavimentos para as ruas mais movimentadas da cidade do Rio de Janeiro, com exceção das vias expressas.

Nas figuras 4.21 a 4.26 são mostrados as espessuras de revestimento que, mantidas todas as outras camadas iguais, conduziram a 10 anos de vida útil, utilizando as equações curvas de fadiga, obtidas para as misturas de referência e para as misturas com TLA e WMA nas três faixas de temperatura, pelos ensaios desta pesquisa, como modelo para dimensionamento. Admitiu-se sempre o mesmo fator campo – laboratório nos quatro casos por falta de informação, embora sabendo que este fator pode ser diferente.

Os resultados foram os seguintes, naturalmente arredondando os valores numericamente obtidos: Mistura de referência M1 = 13 cm; Mistura de referência M4 = 7 cm; TLA = 9cm; WMA compactada à 130°C = 10 cm; WMA compactada à 120°C = 14 cm e WMA compactada à 110°C = 6 cm.

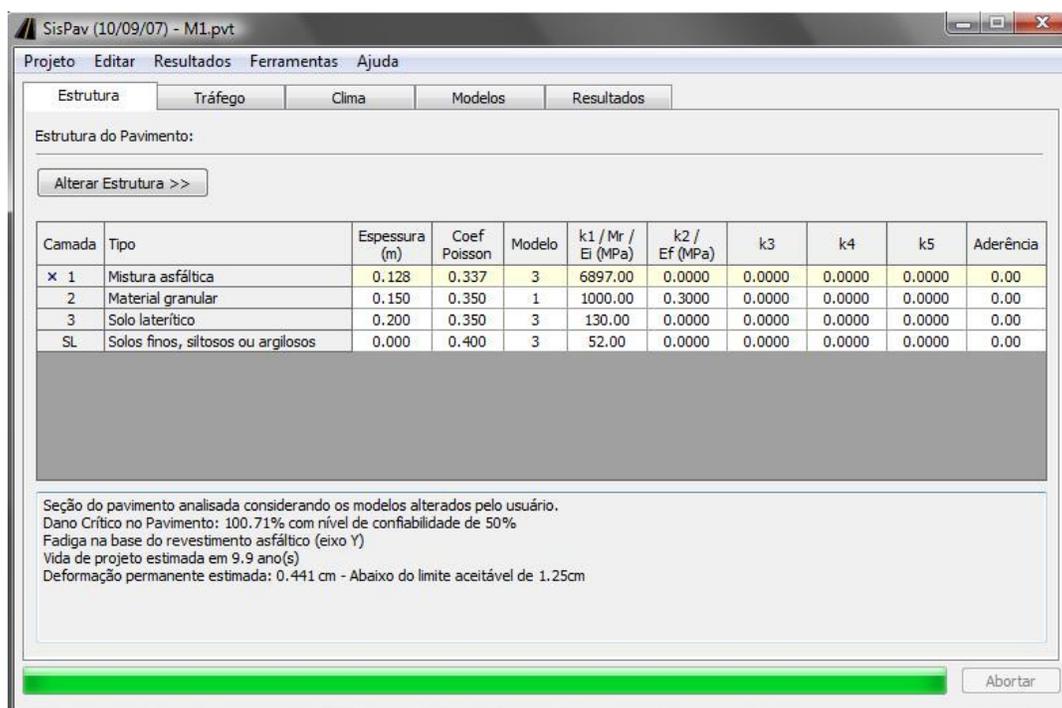


Figura 4.21 – Janela do programa SisPav com o dimensionamento das camadas utilizando o MR e a equação da curva de fadiga da M1.

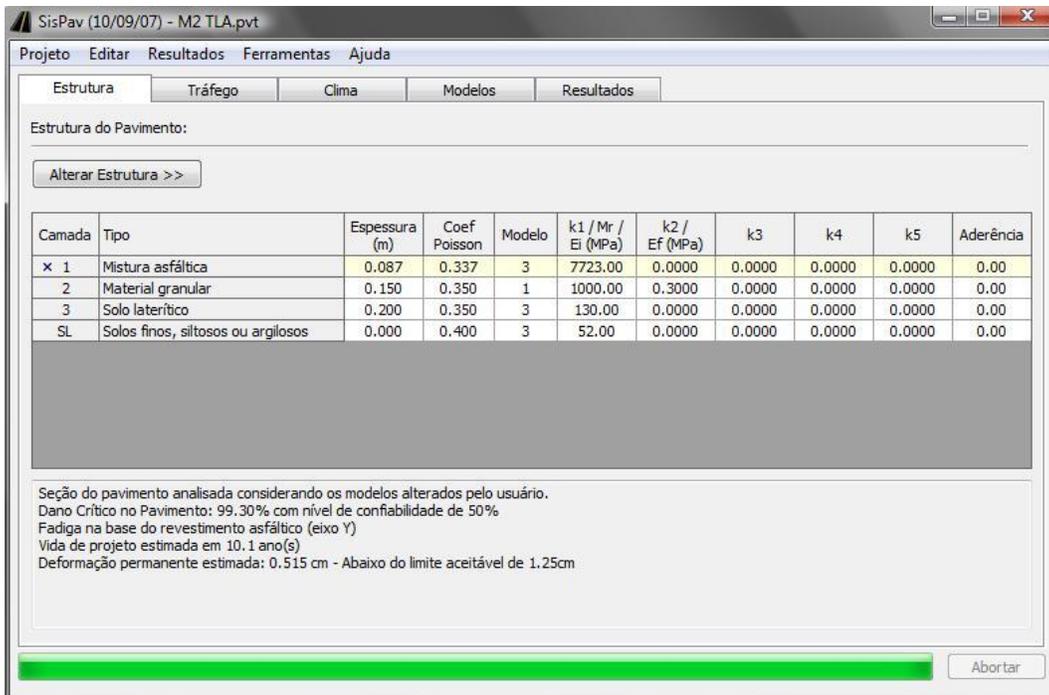


Figura 4.22 - Janela do programa SisPav com o dimensionamento das camadas utilizando o MR e a equação da curva de fadiga da M2.

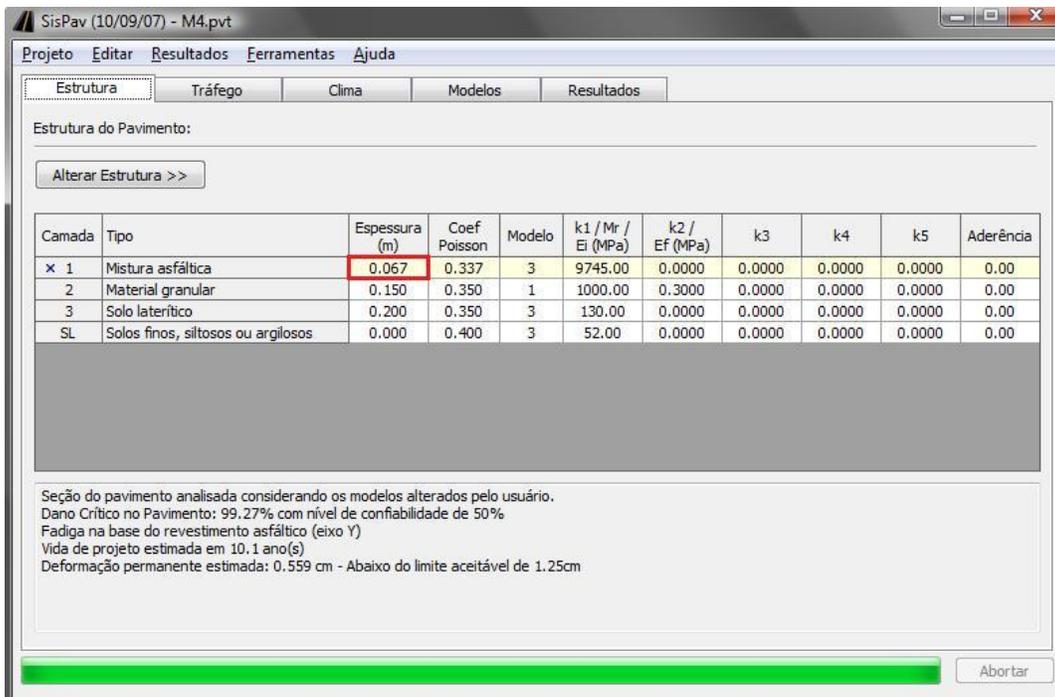


Figura 4.23 – Janela do programa SisPav com o dimensionamento das camadas utilizando o MR e a equação da curva de fadiga da M4.

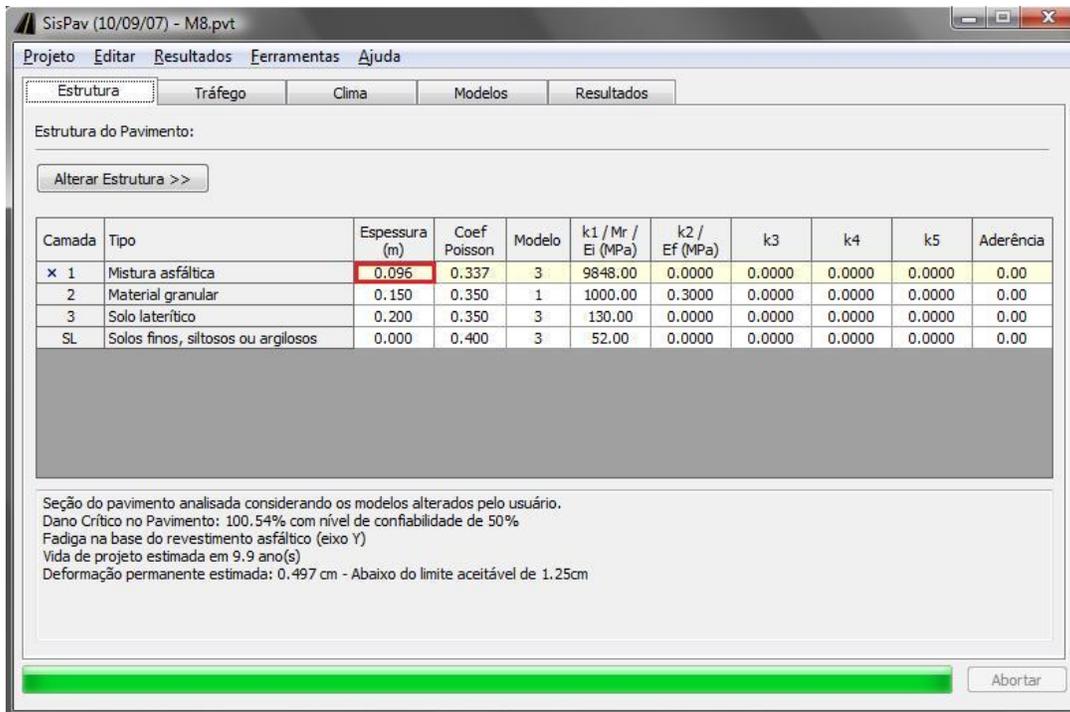


Figura 4.24 – Janela do programa SisPav com o dimensionamento das camadas utilizando o MR e a equação da curva de fadiga da M8.

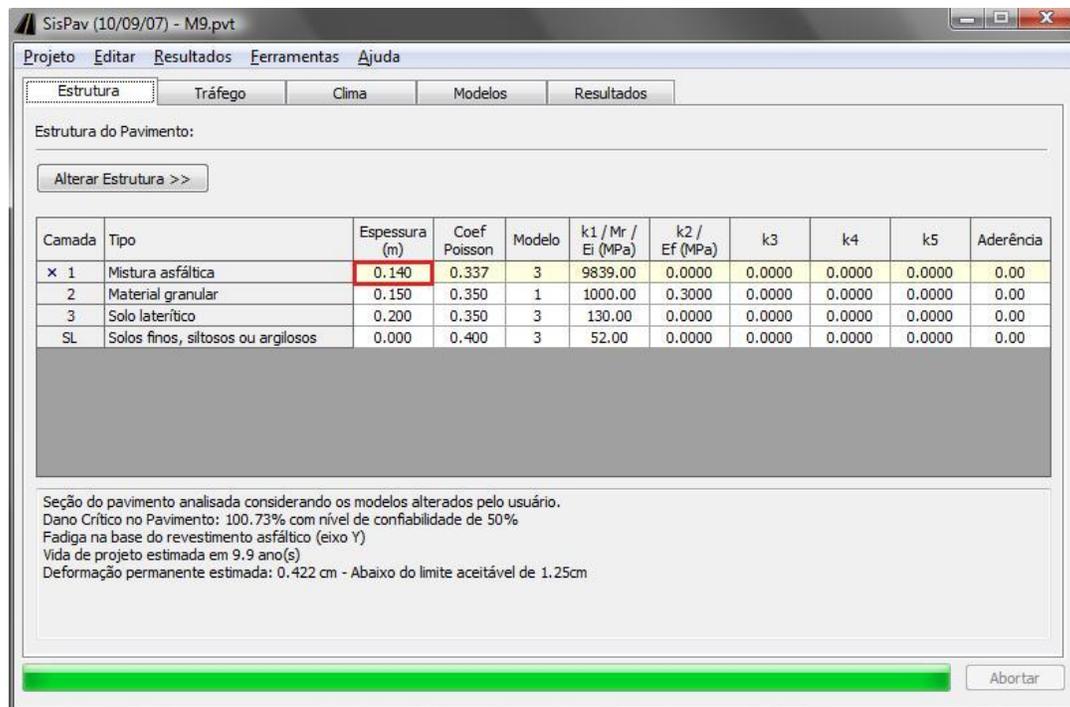


Figura 4.25 – Janela do programa SisPav com o dimensionamento das camadas utilizando o MR e a equação da curva de fadiga da M9.

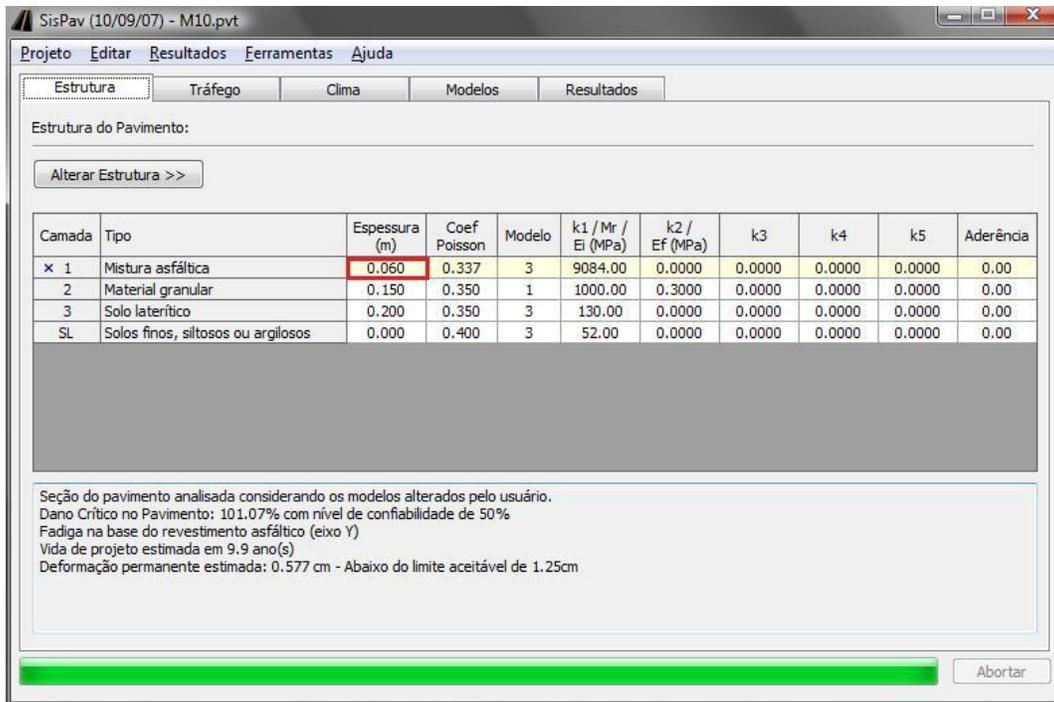


Figura 4.26 – Janela do programa SisPav com o dimensionamento das camadas utilizando o MR e a equação da curva de fadiga da M10.

Após análise pelo programa SisPav, verificou-se que os revestimentos puderam ser dimensionados utilizando a estrutura hipotética considerada para o tráfego previsto. No entanto os valores da espessura apresentaram resultados bastante distintos como já previsto pelas diferenças encontradas nas curvas de fadiga.

A diferença de 4cm entre os valores da espessura de revestimento da mistura com CAP 50/70 puro e a mistura com TLA indica que o aditivo também melhora o desempenho da mistura quanto à vida de fadiga.

Comparando a mistura que utilizou WMA compactada à temperatura de 130°C (M8) e a mistura de referência (M4), observa-se que houve uma diferença de 3cm entre os valores obtidos da espessura da camada de revestimento. Esta diferença mostra que a vida de fadiga foi interferida negativamente pela adição do WMA.

Quando se compara a mistura de referência (M4) com a mistura tipo WMA compactada a 120°C (M9), percebe-se que o efeito é mais intenso, havendo uma diferença entre as espessuras da camada de revestimento de 7cm para manter os mesmos 10 anos de vida útil. Quanto à mistura WMA compactada a 110°C (M10), observou-se um efeito inverso às das outras mistura WMA em questão. A espessura de revestimento foi 1,0cm menor que a da mistura de referência (M4), indicando que a M10 conduziu a uma vida de fadiga maior que de todas as outras misturas compactadas. Para explicar esse comportamento seriam necessários mais estudos a respeito do aditivo WMA, mas muito provavelmente a diferença entre os teores de ligante pode ter sido determinante para a diferença de resultados neste caso.

#### **4.4.5 Compaction densification index (CDI) e Traffic densification index (TDI).**

As curvas de compactação pelo método giratório e os parâmetros gerados por elas foram obtidos conforme item 3.3.5. Na tabela 4.9 mostram-se os resultados obtidos dos parâmetros de CDI, TDI e TDI<sub>m</sub>.

Tabela 4.9 – Resultados dos índices de CDI, TDI e TDI<sub>m</sub> das misturas desta pesquisa

<b>Mistura</b>	<b>Ligante</b>	<b>Teor de Ligante(%)</b>	<b>CDI</b>	<b>TDI</b>	<b>TDI<sub>m</sub></b>
M1	CAP 50/70 de referência	5,0	42	842	184
M2	CAP 50/70 + 25% TLA	4,7	63	4297	350
M4	CAP 30/45 de referência	4,9	75	2254	327
M8	CAP 30/45 + 2% WMA compactada a 130°C	4,6	45	9050	343
M9	CAP 30/45 + 2% WMA compactada a 120°C	4,6	46	8135	317
M10	CAP 30/45 + 2% WMA compactada a 110°C	4,7	65	5766	294
M11	CAP 30/45 + 0,6% PR PLAST S	4,8	262	20975	1999

Como todas as misturas possuem a mesma granulometria e mesmos agregados pode - se afirmar que todos os parâmetros da compactação giratória são influenciados pelo teor e pelo tipo de ligante. Por exemplo, quando se comparam as misturas de referência M1 e M4 é a diferença de rigidez do ligante que influencia. Percebe-se que quanto mais rígido o ligante, maiores são os valores de CDI que é um parâmetro relacionado diretamente à trabalhabilidade do ligante.

Comparando os valores de CDI isoladamente, percebe-se também que as misturas com WMA, embora tenham sido executadas com o CAP30/45, assumiram valores para as temperaturas de 130°C e 120°C (M8 e M9) muito próximos da mistura de referência do CAP50/70 (M1). Este fato confirma que as misturas com WMA, embora produzidas e compactadas com temperaturas mais baixas apresentam melhor trabalhabilidade em relação à mistura de referência utilizando CAP30/45 (M4).

No caso da mistura WMA compactada a 110°C, percebe-se que o valor de CDI não foi tão baixo quanto os das outras misturas WMA, porém o valor de CDI é mais baixo que da mistura de referência M4. Pode-se afirmar que os 10°C de diferença de temperatura influenciam no comportamento da mistura, devido à característica do WMA, utilizado nesta pesquisa, diminuir seu efeito surfactante à medida que a temperatura da mistura diminui, garantindo que as misturas WMA resistam bem à deformação permanente.

No caso da mistura modificada com TLA (M2) observa-se um aumento no valor do CDI. Neste caso dois fatores podem ter influenciado este aumento: teor de ligante mais baixo e maior rigidez do ligante. Embora o valor de CDI tenha sido maior que o da mistura de referência (M1), ainda manteve-se dentro do limite estabelecido por BAHIA e FAHEEM (2007) que é de no máximo 100 para o tráfego menor.

NASCIMENTO (2008) verificou que misturas com CDI abaixo de 50 apresentam maiores probabilidades de afundamentos acentuados, o que poderia implicar em admitir que as misturas WMA fossem mais propícias à deformação permanente, pois não alcançaram valores superiores a 50, no caso das misturas compactadas nas temperaturas de 130°C e

120°C. No entanto o índice TDI das misturas WMA, que representa melhor a característica da mistura resistir à deformação permanente, indica o contrário, ou seja, todas as misturas apresentaram TDI maior do que 400, valor mínimo proposto por BAHIA e FAHEEM (2007) para o menor volume de tráfego considerado.

Os valores obtidos para WMA compactada a 110°C mostram que esta mistura obteve CDI acima de 50, TDI acima de 400 e  $TDI_m$  acima de 250 proposto por NASCIMENTO (2008) para tráfego médio portanto sendo adequada.

De forma geral pode-se afirmar que as misturas com aditivos surfactantes não se enquadram nesta probabilidade levantada por NASCIMENTO (2008), onde se afirma que misturas com baixos CDI's são mais propícias à deformação permanente. A alta trabalhabilidade das misturas com aditivos surfactantes só é conferida em altas temperaturas, e acaba gerando resultados de CDI reduzidos. No entanto, conforme ocorre a redução da temperatura, percebe-se uma diminuição desta trabalhabilidade, o que é comprovado pelo valor mais alto de CDI da mistura M10, compactada à 110°C. Quanto aos resultados de TDI, verifica-se uma queda conforme se abaixa a temperatura, tendo uma redução do valor mais significativa quando se compara as misturas M9 e M10, e que pode ser explicado pela diferença entre os teores de projeto, também sendo a explicação para o maior valor encontrado de CDI da mistura de referência. Entretanto verificando os resultados de CDI e TDI de todas as misturas com aditivos WMA, nota-se que, embora o WMA tenha influenciado as misturas a terem baixos valores de CDI, os valores de TDI, que é um parâmetro que representa o comportamento da mistura à deformação permanente, foram altos.

A mistura M11, com aditivo PR PLAST S, obteve valor de CDI muito alto e acima do limite estabelecido por BAHIA e FAHEEM (2007). Neste caso pode haver problemas relacionados ao grau de compactação, já que esta mistura apresentou trabalhabilidade ruim como comentado em item anterior. Portanto na aplicação deste tipo de mistura deve - se ter grande cuidado com a compactação.

Os valores de TDIs de todas as misturas foram favoráveis quanto à resistência à deformação permanente. Todos os aditivos utilizados melhoraram significativamente o TDI, cujo tráfego admitido para a compactação giratória, estabelece um valor mínimo de 400, conforme limite definido por BAHIA e FAHEEM (2007) e 250 conforme NASCIMENTO (2008).

Analisando os valores obtidos pelo WMA, observa-se certa semelhança entre o comportamento das misturas compactadas a 130°C e 120°C (M8 e M9 respectivamente). No entanto a mistura compactada a 110°C apresentou valor menor de TDI, embora tenha sido bem mais alto do que o valor alcançado pela mistura de referência (M4). Sabe-se que a quantidade de ligante é inversamente proporcional à resistência à deformação permanente e os valores de TDI também confirmam esta afirmação.

Quanto ao aditivo PR PLAST S, observa-se que a mistura atingiu valor de TDI muito maior do que todas as misturas estudadas. O propósito do aditivo é o aumento da resistência à deformação permanente e, diante dos resultados obtidos para o TDI, pode-se afirmar que teve seu objetivo cumprido.

Os valores de  $TDI_m$  (TDI modificado) seguiram a tendência dos valores de TDI para as misturas com aditivo WMA, onde se observa que os menores valores de  $TDI_m$  foram de misturas que obtiveram também menores valores de TDI. No entanto quando se comparam os resultados de outras misturas não há uma relação clara. Como o próprio autor do índice concluiu (NASCIMENTO, 2008) que o parâmetro  $TDI_m$  não apresentou boa correlação com os outros índices da compactação giratória, optou-se por não se fazer uma análise mais aprofundada deste índice.

#### **4.4.6 Módulo dinâmico uniaxial.**

Os ensaios de Módulo dinâmico foram obtidos conforme item 3.3.5. Na tabela 4.10 são mostrados os resultados obtidos dos parâmetros à 25°C na frequência de 10Hz, por se tratar da mesma velocidade de carregamento do ensaio de MR, e à 60°C na frequência de 5Hz,

por se tratar de parâmetros utilizados nos estudos de deformação permanente de temperaturas elevadas descritos por WITCZAK *et al.* (2002).

As figuras 4.27 e 4.28 mostram os resultados das médias acrescidas e subtraídas do desvio-padrão.

Tabela 4.10 – Resultados dos ensaios de módulo dinâmico, realizados pelo CENPES / Petrobras, à 25°C e 60°C nas frequências de 10Hz e 5Hz, respectivamente.

Mistura	Ligante	Módulo Dinâmico 10Hz à 25°C (MPa)	*Valor Médio do Módulo Dinâmico 10Hz à 25°C (MPa)	Módulo Dinâmico 5Hz à 60°C (MPa)	*Valor Médio Módulo Dinâmico 5Hz à 60°C (MPa)
M1	CAP 50/70 de referência	7943	5611	270	241
		5809		212	
		5412		X	
M2	CAP 50/70 + 25% TLA	18747	11288	721	612
		11712		510	
		10863		605	
M4	CAP 30/45 de referência	10729	9511	348	346
		9448		343	
		9573		370	
M8	CAP 30/45 + 2% WMA compactada a 130°C	8990	11535	383	384
		11884		385	
		13731		308	
M9	CAP 30/45 + 2% WMA compactada a 120°C	8865	9058	354	349
		9250		331	
		11378		361	
M10	CAP 30/45 + 2% WMA compactada a 110°C	10440	10479	351	346
		10518		319	
		12512		367	
M11	CAP 30/45 + 0,6% PR PLAST S	10979	10850	424	456
		11954		443	
		10720		501	

\*Média calculada após tratamento estatístico.

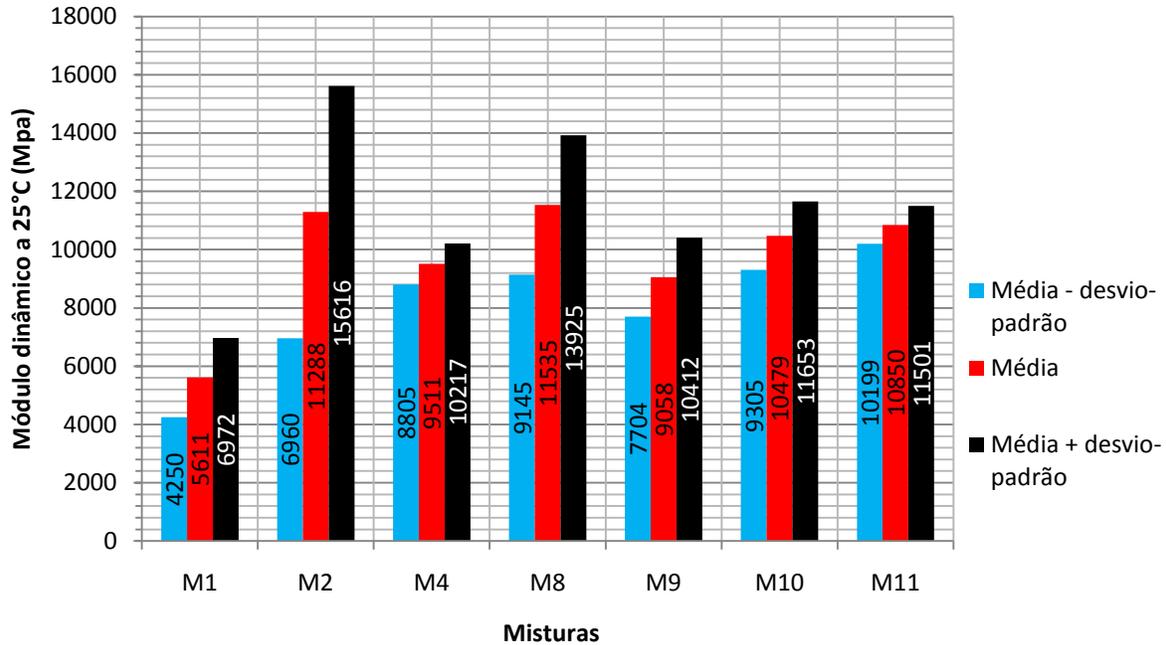


Figura 4.27 – Média dos resultados de ensaios de módulo dinâmico a 25°C com valores acrescidos e subtraídos do desvio padrão.

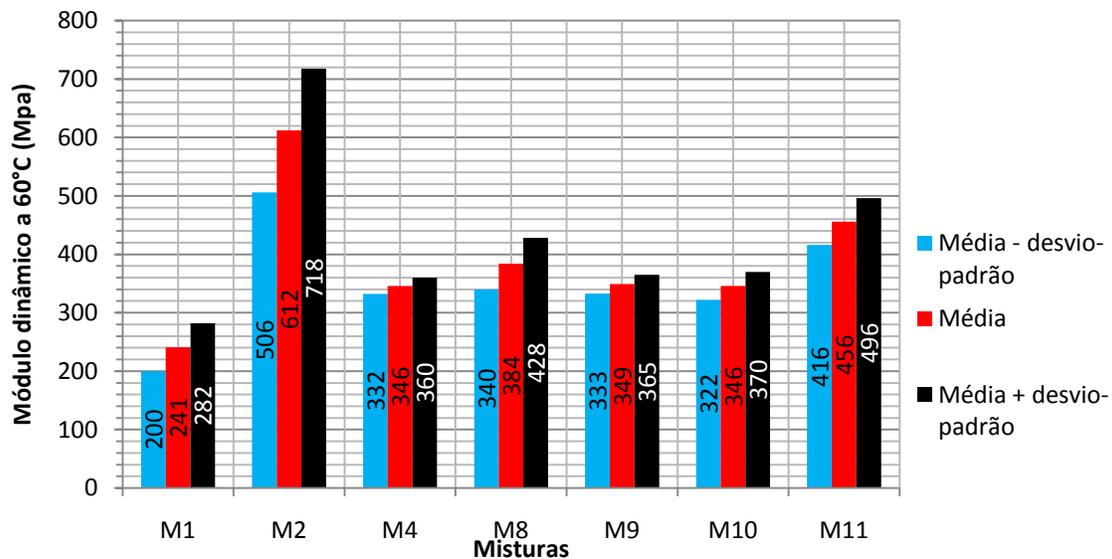


Figura 4.28 – Média dos resultados de ensaios de módulo dinâmico a 60°C com valores acrescidos e subtraídos do desvio padrão.

Foi observada uma dispersão considerável dos resultados dos ensaios de módulo dinâmico, principalmente à 25°C, que exigiu um tratamento estatístico para apresentação dos

resultados de módulo dinâmico médio. A diferença dos resultados de ensaio para a mesma mistura com diferentes CP's pode ter sido causada pela distribuição não uniforme da mistura de agregados quando a mesma é inserida dentro do molde, uma vez nesta mistura estudada notou-se tendência de segregação da massa como já comentado, e pode ter ocorrido queda dos agregados graúdos antes dos finos devido seu maior peso. Embora se tenha tido o cuidado no início do preenchimento do molde para não ter excesso de agregados graúdos na base, pode não ter tido distribuição uniforme de agregados no CP, o que pode ser refletido nos resultados dos ensaios.

Outro fator que pode ter contribuído para a diferença entre os resultados de uma mesma mistura é a segregação dos agregados durante a fase de mistura, utilizando o misturador mecânico BBMAX. Este problema já havia sido detectado visualmente e se achou que com a mistura manual, conforme procedimento relatado no item 3.3.2., poderia se solucionar o problema. Entretanto percebe-se que o ensaio de módulo dinâmico à 25°C foi mais sensível a esta variação em comparação ao módulo de resiliência, o que pode ser explicado devido as dimensões diferentes dos corpos de prova de MD e MR, e também por terem sido moldados com 7% de vazios no MD, e para o ensaio de MR vazios de 4%. Foi feita uma comparação entre os resultados do MD e MR a 25°C e percebeu-se que os valores obtidos apresentaram mesma ordem de grandeza, com uma variação que pode ser atribuída também ao tipo de carregamento imposto, além das hipóteses relacionadas anteriormente. O módulo de resiliência é medido durante aplicação de pulsos de carga em 0,1 s de duração seguidos por um repouso de 0,9 s, enquanto que no ensaio de módulo dinâmico a amostra não sofre o repouso de 0,9 s..

A heterogeneidade de forma e de partículas dos agregados graúdos também pode estar influenciando nos resultados. Embora o TMN seja de 19mm, percebe-se que há muitos agregados lamelares com comprimento próximo dos 50mm, que é a metade do diâmetro do corpo de prova, e que podem estar levando alguns CP's a terem rigidez mais elevada.

Observa-se na tabela 4.10 que o módulo dinâmico variou com a temperatura e frequência de aplicação de carga do ensaio. No entanto a temperatura é o principal agente desta variação.

Os resultados mostram que houve uma pequena diferença entre os resultados das misturas WMA (M8, M9 e M10) em comparação com a mistura de referência (M4), com resultados ligeiramente maiores para a mistura WMA compactada à 130°C (M8), indicando que o WMA mantém as mesmas características de desempenho da mistura.

Quanto ao aditivo PR Plast S, percebe-se que sua incorporação induziu a mistura a ter módulo dinâmico maior quando avaliada à 60°C, comprovando que o aditivo melhora o desempenho da mistura quanto à deformação permanente.

De todos os aditivos avaliados, o TLA foi o que apresentou o maior aumento de rigidez da mistura, elevando o módulo dinâmico para valores maiores que o dobro do valor de módulo dinâmico encontrado para mistura de referência (M1).

#### 4.4.7 Flow Number (FN).

O ensaio de *flow number* foi realizado conforme item 3.3.5. Na tabela 4.11 mostram-se os resultados obtidos dos parâmetros de FN, os quais foram realizados logo após os ensaios de módulo dinâmico à 60°C;.

Tabela 4.11 – Resultados de *flow number* após ensaios de módulo dinâmico à 60°C realizados pelo CENPES/Petrobras.

Mistura	Ligante	Teor de Ligante(%)	FN Ciclos
M1	CAP 50/70 de referência	5,0	104
M2	CAP 50/70 + 25% TLA	4,7	258
M4	CAP 30/45 de referência	4,9	136
M8	CAP 30/45 + 2% WMA compactada a 130°C	4,6	151
M9	CAP 30/45 + 2% WMA compactada a 120°C	4,6	131
M10	CAP 30/45 + 2% WMA compactada a 110°C	4,7	177
M11	CAP 30/45 + 0,6% PR PLAST S	4,8	487

Observa-se que as misturas WMA apresentaram resultados próximos, com destaque para a mistura M10, compactada à 110°C, que apresentou FN ligeiramente maior que os das outras misturas WMA (M8 e M9) e da mistura de referência (M4). Entretanto não foi suficiente para que a mistura fosse adequada para resistir à deformação permanente. NASCIMENTO, (2008) definiu os limites de FN dependendo do tráfego e estabeleceu que para as misturas apresentarem adequado desempenho à deformação permanente, o FN deve ser maior que 300 para tráfego médio e maior que 750 para tráfego pesado, para misturas com asfalto convencionais de graduação densa.

O aditivo TLA promoveu um aumento significativo no FN, porém não foi suficiente para que a mistura pudesse ao menos ser empregada em tráfego médio, segundo NASCIMENTO, (2008).

O PR Plast S foi o único aditivo em que se obteve valores acima de 300, o que segundo NASCIMENTO, (2008) permite sua utilização em vias de tráfego médio.

Quando se compara os resultados de FN com os resultados de TDI, percebe-se que não há uma tendência clara quanto aos resultados das misturas com WMA. Observa-se que os valores de FN obtidos por estas misturas ficaram próximos ao da mistura de referência, fato não observado quando se comparam os valores de TDI. No entanto quando se comparam os valores  $TDI_m$  com os valores de FN percebe-se uma melhor relação. Uma explicação é que o TDI é um parâmetro obtido com variação da temperatura numa condição confinada, enquanto que o FN é obtido numa temperatura constante e sem confinamento.

Os baixos valores de FN não se devem exclusivamente ao tipo de ligante, já que a composição dos agregados é a principal responsável pela resistência à deformação permanente da mistura e como visto pela análise pelo Bailey a granulometria escolhida neste estudo é fina e os agregados são lamelares. No entanto, verificou-se que alguns aditivos podem trazer melhoria à mistura quanto a este aspecto, e que com adequada granulometria e agregados de boa qualidade sua influência pode ser efetiva.

## 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

### 5.1 CONCLUSÕES

Este estudo teve como objetivo principal avaliar o efeito de alguns aditivos nas propriedades mecânicas de misturas asfálticas densas a quente, tipo concreto asfáltico. Para tanto foram realizados ensaios de caracterização convencionais e reológicos dos ligantes, pelas metodologias tradicionais e SUPERPAVE. Para avaliar as misturas foram realizados ensaios de resistência à tração, módulo de resiliência, fadiga, dano por umidade induzida, módulo dinâmico, CDI (*compaction densification index*), TDI (*traffic densification index*) e *flow number*.

Com base nos conceitos apresentados na revisão bibliográfica e nos resultados dos ensaios realizados neste trabalho foi possível chegar às seguintes conclusões:

- A mistura com ligante modificado com TLA (*Trinidad Lake Asphalt*) apresentou resistência à tração e módulo de resiliência maiores do que a mistura de referência. Os resultados de módulo dinâmico indicaram que a mistura com TLA foi a que obteve maior rigidez dentre as misturas estudadas e o valor de FN (*Flow Number*) obtido apresentou valor duas vezes maior do que o da mistura de referência, o que indica que o TLA é eficiente para aumentar a resistência à deformação permanente. Quanto ao dano por umidade induzida, percebeu-se que a mistura modificada TLA não obteve resultado satisfatório, o que pode ser devido ao tipo de agregado utilizado e por não ter sido usado dope. Quanto à fadiga, verificou-se após análise pelo programa SisPav dos resultados dos ensaios que a mistura com TLA obteve melhor desempenho do que a mistura de referência.
- As misturas modificadas com WMA (*Warm-Mix Asphalt*) moldadas pelo compactador de impacto apresentaram bom comportamento quanto às propriedades mecânicas estudadas em comparação com a mistura de referência. No entanto, os resultados mostram que a melhor escolha é a mistura M6 compactada à temperatura

de 120°C. Nesta temperatura de compactação foi possível obter resultados próximos ao da mistura de referência M3 (mistura com CAP 30/45 sem aditivos dosada pelo método Marshall), com a vantagem de se compactar numa temperatura 10°C mais baixa que da mistura M5 e com o teor de ligante 0,3% menor que da mistura M7.

- As misturas WMA dosadas pelo critério SUPERPAVE nas temperaturas de compactação de 130°C e 120°C obtiveram resultados de vida de fadiga inferiores ao da mistura de referência utilizada para comparação. O próprio fabricante do aditivo WMA informa que a dosagem SUPERPAVE, para este tipo de modificador, não é indicada, pois subestima o teor de ligante da mistura. No entanto o resultado de fadiga da mistura compactada a 110°C, para a qual se obteve teor de ligante mais próximo, embora menor do que a mistura de referência, não permite excluir completamente o uso do compactador giratório para dosagem deste tipo de mistura, pois obteve melhores resultados inclusive que o da mistura de referência. A mistura compactada a 110°C obteve resultados de FN pouco maior do que as moldadas nas outras temperaturas o que indica que não houve variação da resistência à deformação permanente quando da redução de temperatura. Quando se comparam os resultados de módulo dinâmico, percebe-se também que a mistura compactada à 110°C possui uma rigidez ligeiramente maior que das outras misturas WMA e da mistura de referência com CAP 30/45 sem aditivos. Quanto ao dano por umidade induzida, todas as misturas WMA obtiveram valores de RRT maiores do que o limite, o que indica que este aditivo também funciona como melhorador de adesividade.
- A mistura realizada com aditivo PR PLAST apresentou resultados de RT muito próximos ao da mistura de referência utilizada para comparação. No entanto os valores de módulo de resiliência e *flow number* foram bem maiores do que os das outras misturas estudadas. Quanto ao dano por umidade induzida percebe-se que o aditivo não possui característica de melhorador de adesividade, já que os valores de RRT ficaram abaixo do estabelecido como limite mínimo aceitável. No geral o

aditivo cumpre bem seu papel quanto ao fim proposto, que é o de aumento da resistência à deformação permanente.

- Os resultados dos parâmetros obtidos nas curvas de compactação (CDI e TDI) indicam que as misturas com WMA apresentaram resultados muito bons quanto à trabalhabilidade. Os baixos valores encontrados de CDI em comparação com os valores da mistura de referência, que indicam boa trabalhabilidade, e os altos valores de TDI, que indicam boa resistência à deformação permanente, são os desejáveis em uma mistura segundo as referências usadas como comparação. É importante lembrar que o teor de ligante das misturas WMA dosadas pelo critério SUPERPAVE foram menores do que os da mistura de referência. Portanto os valores de CDI e TDI, parâmetros que dependem do teor e da viscosidade do ligante, poderiam ser menores se as misturas fossem feitas com teores maiores. Os valores de CDI e TDI na temperatura de 110°C, embora tenham sido melhores do que a da mistura de referência e dentro dos critérios, foram mais desfavoráveis comparados com os das outras temperaturas, o que talvez indique que nesta temperatura o ligante já perdeu parte da capacidade de ser surfactante.
- Os valores de CDI e TDI encontrados referentes à mistura modificada com TLA mostram que o aditivo, devido o aumento da rigidez do ligante puro proporcionado pela modificação, conduziu ao aumento dos valores desses parâmetros. Por estes parâmetros, conclui-se que o TLA, no teor utilizado e com o ligante de base, diminuiu a trabalhabilidade da mistura, em contrapartida, aumentou a capacidade da mistura resistir à deformação permanente.
- A mistura com PR PLAST S aumentou significativamente os valores de CDI e TDI. Este aumento do CDI é indesejável, pois requer cuidado com a compactação. No entanto o alto valor de TDI encontrado indica que o aditivo aumenta bastante a resistência da mistura quanto à deformação permanente, cumprindo o objetivo a que se propõe.

- Os ensaios de caracterização de ligantes mostraram que o TLA e a montmorilonita aumentaram a viscosidade do ligante puro. Os valores de viscosidade da montmorilonita foram maiores do que os valores com o ligante modificado com TLA, o que é explicado pela estrutura esfoliada da montmorilonita que dificulta a movimentação do ligante. Quanto aos ensaios de DSR observou-se que ambos os aditivos elevaram a rigidez do ligante. No entanto o TLA tornou o ligante CAP50/70, classificado como PG 64-XX, num PG 70-XX e o ligante modificado com a montmorilonita com teores acima de 3%, lamentavelmente não puderam ser ensaiados nesta pesquisa para obter sua classificação PG.
- Os resultados de caracterização e de DSR obtidos com o CAP 30/45 modificado com 2% de aditivo WMA não foram muito diferentes dos resultados dos ensaios com o CAP 30/45 puro, o que indica que em termos reológicos, o WMA estudado não alterou o ligante.
- A análise composição granulométrica escolhida, montada com os agregados selecionados dentre os de uso corrente na usina de asfalto da Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro, na época deste estudo, utilizando o método Bailey mostrou: embora a granulometria da mistura esteja dentro dos limites da faixa B do DNIT e tenha atendido aos limites dos pontos de controle adotados pela metodologia SUPERPAVE, a composição escolhida apresenta comportamento fino, não se enquadrando na faixa estabelecida de proporção de finos dos agregados finos (FAF). O valor obtido de FAF foi inferior à faixa limite, sendo a quantidade de finos passante na peneira de #200mm insuficiente.

## **5.2 SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS**

- Realizar estudo com os mesmos aditivos aplicados a outras composições granulométricas ajustadas conforme o método Bailey e com agregados de outras naturezas geológicas.

- Pesquisar misturas com outros aditivos e tecnologias WMA, possibilitando a comparação dos resultados obtidos neste trabalho.
- Verificar a possibilidade de utilização de dois aditivos ao mesmo tempo de modo a usufruir das qualidades de cada um. Ex.: Realizar misturas com a utilização do TLA e WMA e/ou PR PLAST S e WMA.
- Complementar os estudos de misturas com aditivos WMA dosadas pelo método SUPERPAVE, de modo a obter critérios que permitam a dosagem deste tipo de mistura por meio do compactador giratório.
- Realizar trabalhos com execução de ensaios de fadiga de misturas moldadas com o compactador Marshall para o WMA e das outras misturas estudadas nesta pesquisa que não tiveram os ensaios de fadiga realizados, de modo a observar o comportamento do aditivo quanto à vida de fadiga.
- Realizar análises de desempenho no campo de misturas aplicadas com os aditivos utilizados nesta pesquisa.
- Estender os trabalhos com a montmorilonita por meio de execução de misturas e se possível desenvolver OMMTs, preferencialmente nacionais, para uso específico de ligantes asfálticos, de forma a aperfeiçoar os efeitos deste tipo de aditivo em aspectos favoráveis quanto ao desempenho do ligante. Pesquisar se produtos tipo caulim também não se aplicaria a ligantes asfálticos.
- Realizar estudos de métodos e procedimentos para preparação, produção, quarteamento e moldagem de misturas com maiores tamanhos nominal máximo, especialmente utilizando misturador de grande capacidade como é o caso do tipo usado nesta pesquisa.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

AASHTO, 1993, *Bulk Specific Gravity of Compacted Bituminous Mixtures Using Saturated Surface – Dry Specimens*. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO T 166, Washington, D. C.

AASHTO, 1999, *Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures*. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO T 209, Washington, D. C .

AASHTO, 2001, *Standard Specifications for SUPERPAVE Volumetric Mix Design*. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO MP2, Washington, D. C.

AASHTO, 2004, *Standard Method of Test for Bulk Density ("Unit Weight") and Voids in Aggregate*. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO T 19M, Washington, D. C.

AASHTO, 2005, *Determining Dynamic Modulus of Hot-mix Asphalt Concrete Mixtures*. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO TP 62, Washington, D. C.

AASHTO, 2007, *Resistance of Compacted Hot Mix Asphalt (HMA) to Moisture-Induced Damage*. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO T 283, Washington, D. C.

AASHTO, 2008, *Standard Method of Test for Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregate*. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO T 85, Washington, D. C.

- AASHTO, 2008, *Uncompacted Void Content of Fine Aggregate*. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO T 304, Washington, D. C.
- AASHTO, 2009, Standard Method of Test for Specific Gravity and Absorption of Fine Aggregate. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO T 84, Washington, D. C.
- ABDELRAHMAN, M. A., 1996, *Engineering characterization of the interaction of asphalt with crumb rubber modifier (CRM)*. Tese de doutorado, University of Illinois, Illinois, USA.
- ABNT, 2000, *Materiais betuminosos - Determinação do ponto de amolecimento - Método do anel e bola*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 6560.
- ABNT, 2001, *Agregado Graúdo – Ensaio de Abrasão “Los Angeles”*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR NM 51.
- ABNT, 2001, *Agregado miúdo - Determinação da absorção de água*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR NM 30.
- ABNT, 2002, *Materiais betuminosos - Determinação da solubilidade em tricloroetileno*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 14855.
- ABNT, 2003, *Materiais betuminosos - Determinação da viscosidade Saybolt Furol*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 14950.
- ABNT, 2004, *Materiais betuminosos – Determinação da ductilidade*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 6293.

ABNT, 2004, *Materiais betuminosos - Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando um viscosímetro rotacional*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 15184.

ABNT, 2004, *Misturas asfálticas - Determinação da resistência à tração por compressão diametral*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 15087.

ABNT, 2004, *Produtos betuminosos semi-sólidos - Determinação da massa específica e densidade relativa*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 6296.

ABNT, 2004, *Produtos de petróleo - Determinação dos pontos de fulgor e de combustão em vaso aberto Cleveland*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 11341.

ABNT, 2005, *Materiais asfálticos - Determinação do efeito do calor e do ar em uma película delgada rotacional*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 15235.

ABNT, 2007, *Materiais asfálticos - Determinação da penetração*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 6576.

ABNT, 2008, *Misturas asfálticas – Determinação do dano por umidade induzida*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 15617.

ALBUQUERQUE, A. P. F., 2005, *Influência da energia e temperatura de compactação nos parâmetros volumétricos e nas propriedades mecânicas dos concretos asfálticos*. Dissertação de mestrado, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ANP, 2005, Resolução N° 19, Agência Nacional de Petróleo – ANP, 11 de Julho de 2005.

ASTM, 1982, *Standard Test Method for Indirect Tension Test for Resilient Modulus of Bituminous Mixtures*. American Society for Testing and Materials, ASTM D 4123-82.

ASTM, 1993, *Standard Test Method for Saybolt Furol Viscosity of Bituminous Materials at High Temperatures*. American Society for Testing and Materials, ASTM E 102-93.

ASTM, 1997, *Standard Test Method for Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test)*. American Society for Testing and Materials, ASTM D 2872-97.

ASTM, 1997, *Standard Test Method for Penetration of Bituminous Materials*. American Society for Testing and Materials, ASTM D 5-97.

ASTM, 1999, *Standard Test Method for Ductility of Bituminous Materials*. American Society for Testing and Materials, ASTM D 113-99.

ASTM, 2000, *Standard Specification for Type IV Polymer-Modified Asphalt Cement for Use in Pavement Construction*. American Society for Testing and Materials, ASTM D 5892-00.

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

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

ASTM, 2001, *Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregate*. American Society for Testing and Materials, ASTM C 128-01, USA.

ASTM, 2001, *Standard Test Method for Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate*. American Society for Testing and Materials, ASTM D 5821-01.

ASTM, 2001, *Standard Test Method for Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregate*. American Society for Testing and Materials, ASTM C 127-01, USA.

ASTM, 2002, *Standard Test Method for Determining the Fracture Properties of Asphalt Binder in Direct Tension (DT)*. American Society for Testing and Materials, ASTM D 6723-02.

ASTM, 2002, *Standard Test Method for Sand Equivalent Value of Soils and Fine Aggregate*. American Society for Testing and Materials, ASTM D 2419-02, USA.

ASTM, 2004, *Standard Test Method for Effect of Moisture on Asphalt Concrete Paving Mixtures*. American Society for Testing and Materials, ASTM D 4867-04.

ASTM, 2005, *Standard Specification for Trinidad Lake Modified Asphalt*. American Society for Testing and Materials, ASTM D 5710-05.

ASTM, 2005, *Standard Test Method for Flash and Fire Points by Cleveland Open Cup Tester*. American Society for Testing and Materials, ASTM D 92-05.

ASTM, 2005, *Standard Test Method for Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate*. American Society for Testing and Materials, ASTM D 4791-05.

ASTM, 2006, *Standard Test Method for Viscosity Determination of Asphalt at Elevated Temperatures Using a Rotational Viscometer*. American Society for Testing and Materials, ASTM D 4402-06.

ASTM, 2008, *Standard Practice for Accelerated Aging of Asphalt Binder Using a Pressurized Aging Vessel (PAV)*. American Society for Testing and Materials, ASTM D 6521-08, USA.

ASTM, 2008, *Standard Test Method for Determining the Flexural Creep Stiffness of Asphalt Binder Using the Bending Beam Rheometer (BBR)*. American Society for Testing and Materials, ASTM D 6648-08.

ASTM, 2008, *Standard Test Method for Determining the Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer*. American Society for Testing and Materials, ASTM D 7175-08.

ASTM, 2009, *Standard Specification for Graded Trinidad Lake Modified Asphalt Binder*. American Society for Testing and Materials, ASTM D 6626-09.

ASTM, 2009, *Standard Test Method for Softening Point of Bitumen (Ring-and-Ball Apparatus)*. American Society for Testing and Materials, ASTM D 36/D 36M-09.

ASTM, 2009, *Standard Test Method for Solubility of Asphalt Materials in Trichloroethylene*. American Society for Testing and Materials, ASTM D 2042-09.

BAHIA, H.; FAHEEM, A. F., 2007, *Using the Superpave gyratory compactor to estimate rutting resistance of hot-mix asphalt*. In: Transportation Research Circular EC124 – Practical approaches to hot-mix asphalt mix design and production quality control testing, pp. 45-61, Washington, D. C., EUA, Dezembro.

BARTHEL, W.; MARCHAND, J. P.; VON DEVIVERE, M., 2004, “Warm mix asphalt by adding a synthetic zeolite”. *3rd Eurasphalt and Eurobitume Conference, book 1, Foundation Eurasphalt*, Vienna, Austria, Paper 354, May.

- BENEVIDES, S. A. S., 2000, *Análise Comparativa dos Métodos de Dimensionamento dos Pavimentos Asfálticos: Empírico do DNER e da Resiliência da COPPE/UFRJ em rodovias do Estado do Ceará*. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; et al., 2006, *Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros*, 1ª Edição PETROBRAS/ABEDA, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- BRITO, L. A. T., 2006, *Avaliação e análise paramétrica do ensaio de compressão diametral sob cargas repetidas em misturas asfálticas*. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, Brasil.
- CASTELO BRANCO, V. T. F., 2004, *Caracterização de misturas asfálticas com o uso de escória de aciaria como agregado*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- CERATTI, J. A. P., 1991, *Estudo do Comportamento à Fadiga de Solos Estabilizados com cimento*. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- COSTA, C.; NOGUEIRA, L.; GIOIA, J.; 2008, “Mistura asfáltica com o uso do modificador TLA (Trinidad Lake Asphalt)”. *39.ª Reunião Anual de Pavimentação - RAPv e 13º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária - ENACOR*, Recife, Pernambuco, Brasil, 16 a 19 de setembro.
- COVARRUBIAS, P. L.; IBÁÑES, I. C.; RECASENS, R. M.; et al., 2007, *Efecto de la temperatura de compactación sobre el módulo resiliente de las mezclas asfálticas*, 2ª Edición del Premio Internacional a la Innovación en Carreteras Juan Antonio Fernández Del Campo, Madrid, España.

- CUNHA, M. B., 2004, *Avaliação do Método de Bailey de seleção granulométrica de agregados para misturas asfálticas*. Dissertação de M.Sc., Universidade de São Paulo - EESC, São Carlos, SP, Brasil.
- D'ANGELO, J.; HARM, E.; BARTOSZEK, J.; et al., 2008, *War-mix Asphalt: Europe practice*, Report N° FHWA-PL-08-007, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA.
- DIAZ, F. R. V., 1994, *Preparação, a nível de laboratório, de algumas argilas esmectíticas Organofílicas*. Tese de doutorado, Escola Politécnica de São Paulo, EPUSP, São Paulo, SP, Brasil.
- DIN, 2002, *Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Part 10: Compactability*. Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EM 12697-10.
- DNER, 1994, *Agregado – Adesividade a Ligante Betuminoso*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 079/94.
- DNER, 1994, *Agregado - determinação do índice de forma*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 086/94.
- DNER, 1994, *Agregado graúdo – Adesividade a Ligante Betuminoso*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 078/94.
- DNER, 1994, *Agregado Miúdo – determinação da densidade real*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 084/94.
- DNER, 1994, *Agregados – Avaliação da Durabilidade pelo Emprego de Soluções de Sulfato de Sódio ou Magnésio*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 089/94.

- DNER, 1994, *Agregados – determinação da Absorção e da Densidade de Agregado Graúdo*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 081/94.
- DNER, 1994, *Misturas Betuminosas – Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 138/94.
- DNER, 1994, *Misturas Betuminosas – Determinação do Módulo de Resiliência*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 133/94.
- DNER, 1995, *Misturas Betuminosas a Quente – Ensaio Marshall*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER-ME-43/95.
- DNER, 1997, *Agregados - determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 195/97.
- DNER, 1997, *Equivalente de Areia*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 054/97.
- DNER, 1998, *Agregados - Análise Granulométrica*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 083/98.
- DNER, 1998, *Agregados - determinação da abrasão “Los Angeles”*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 035/98.
- DNER, 1998, *Agregados – determinação da Absorção e da Densidade de Agregado Graúdo*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 081/98.

- DNER, 1998, *Materiais betuminosos - determinação da ductilidade*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 163/98.
- DNER, 1999, *Agregados – determinação do índice de degradação Washington - IDW*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 397/99.
- DNER, 1999, *Agregados – desgaste após fervura de agregado pétreo natural*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 400/99.
- DNER, 1999, *Agregados – determinação da perda ao choque no aparelho Treton*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 399/99.
- DNER, 1999, *Agregados – determinação do índice de degradação de rochas após compactação Marshall, com ligante – IDML e sem ligante - IDM*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 401/99.
- DNER, 1999, *Agregados – índice de degradação após compactação Proctor (IDp)*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 398/99.
- DNER, 1999, *Material betuminoso - determinação da penetração*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 003/99.
- DNIT, 2004, *Pavimentos Flexíveis – Concreto asfáltico*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Especificação de Serviço DNIT ES 031/04.

- DNIT, 2006, *Cimentos asfálticos de petróleo - Especificação de material*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Especificação de Serviço DNIT EM 095/2006.
- DOURADO, E. R., 2009, *Análises de ligantes asfálticos modificados por ácido polifosfórico, montmorilonita, polímero SBS e borracha de pneus descartados mediante técnicas de superfície*. Proposta de tese de doutorado, Engenharia Metalúrgica e de Materiais – PEMM, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- FAXINA, A. L., 2006, *Estudo da viabilidade técnica do uso do resíduo de óleo de xisto como óleo extensor em ligante asfalto-borracha*. Tese de doutorado, Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil.
- FRANCO, F. A. C. P., 2007, *Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos – SisPav*. Tese de doutorado, Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- FRITZEN, M. A., 2005, *Avaliação de soluções de reforço de pavimento asfáltico com simulador de tráfego na rodovia Rio Teresópolis*. Dissertação de mestrado, Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- FRITZEN, M. A.; MOTTA, L. M. G.; NASCIMENTO, L. A. H.; et al.; 2009, “Comportamento de misturas asfálticas mornas submetidas a ensaios acelerados por simulador de tráfego móvel”. *IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço*, Fortaleza-CE, Brasil, 07 a 09 de outubro.
- GOUVEIA, L. T., 2006, *Contribuições ao estudo da influência de propriedades de agregados no comportamento de misturas asfálticas densas*. Tese de doutorado, Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Transportes da

Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil.

HARRISON, T.; CHRISTODULAKI, L., 2000, “Innovative processes in asphalt production and application”. *1st International World of Asphalt Pavements Conference*, Sydney, Australia.

HURLEY, G.; PROWELLI, B., 2006, *Evaluation of Evotherm® for Use in Warm Asphalt Mixes*, In: NCAT Report No.06-02, Auburn University, Auburn, AL, June.

HURLEY, G.; PROWELLI, B., 2005, *Evaluation of Aspha-min® Zeolite for Use in Warm Asphalt Mixes*, In: NCAT Report No. 05-04, Auburn University, Auburn, AL, June.

HURLEY, G.; PROWELLI, B., 2005, *Evaluation of Sasobit® for Use in Warm Asphalt Mixes*, In: NCAT Report No. 05-06, Auburn University, Auburn, AL, June.

JACKSON, N.M.; CZOR, L.J., 2003, “100-mm-Diameter Mold Used with Superpave Gyrotory Compactor”. *Journal of Materials in Civil Engineering*, USA.

JAHROMI S. G.; KHODAII A.; 2009, “Effects of nanoclay on rheological properties of bitumen binder”, *Elsevier, Construction and Building Materials*, 23(2009), pp. 2894 - 2904.

JENKINS, K. J.; De GROOT, J. L. A.; VAN DE VEM, M. F. C.; et al., 1999, “Half-warm foamed bitumen treatment, a new process”. *7th Conference on asphalt pavements for Southern Africa (CAPSA)*, Victoria Falls, August and September.

KANDHAL, P.S.; BROWN, E.R; 1990, *Comparative Evaluation of 4-inch and 6-inch Diameter Specimens for Testing Large Stone Mixes*. NCAT Rep. N° 90-5, National Center for Asphalt Technology, Auburn.

- KOENDERS, B. G.; STOKER, D. A.; BOWEN, C., et al, 2000, “Innovative processes in asphalt production and application to obtain lower operating temperatures”. *2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress*, Barcelona, Spain, September.
- KRISTJANSDOTTIR, O., 2006, *Warm mix asphalt for cold weather paving*, dissertação de mestrado, University of Washington, Seattle, WA, USA.
- LEITE L. F. L.; TONIAL I. A.; 1994, “Qualidade dos cimentos asfálticos brasileiros segundo as especificações SHRP”, *12º Encontro de Asfalto do Instituto Brasileiro de Petróleo*, 05 a 09 de dezembro.
- LEITE, L. F. M., 1999, *Estudo de Preparo e Caracterização de Asfaltos Modificados por Polímeros*. Tese de doutorado, Instituto de Macromoléculas Professora Eloisa Mano da Universidade Federal do Rio de Janeiro - IMA/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- LEITE, L. F. M.; BITTENCOURT, C. P.; 2004, “Características de ligantes a serem usinados e compactados a baixa temperatura”. *35ª Reunião Anual de Pavimentação – RAPv, Rio de Janeiro – RJ, Brasil*, 19 a 21 de outubro.
- LOGARAJ, S.; ALMEIDA, A.; 2009, “Aditivo surfactante para asfalto usado em mezclas asfálticas tibias com propiedades de adhesión”. *XV CILA, Congresso Ibero-latino Americano do Asfalto*, Lisboa, Portugal, 22 a 27 de novembro.
- MACCARONE, S., 1994, “Cold asphalt systems as an alternative to hot mix”. *9th AAPA International Asphalt Conference*, November.
- MAGALHÃES, S. T., 2004, *Misturas asfálticas de módulo elevado para pavimentos de alto desempenho*. Dissertação de mestrado, Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- MAHMOUD, A. F. F.; BAHIA, H., 2004, *Using the gyratory compactor to measure mechanical stability of asphalt mixtures*, Wisconsin highway research program 0092-01-02 , Madison, Wisconsin, EUA, Outubro.
- MARQUES, G. L. O, 2004, *Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica; Efeito da compactação por impacto e giratória*. Tese de doutorado, Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- McGENNIS, R.B.; ANDERSON, R.M.; PERDOMO, D.; et al., 1996, *Issues Pertaining to use of Superpave Gyratory Compactor*. Transportation Research Record, N° 1543, Transportation Research Board, Washington, DC, p. 117-125.
- MEDINA, J.; MOTTA L. M. G., 2005, *Mecânica dos Pavimentos*. 2ª Edição, Rio de Janeiro-RJ, Editora UFRJ.
- MOTTA, L. M. G., 1991, *Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critérios de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas*. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MOTTA, L. M. G.; TONIAL, I.; LEITE, L. M.; et al, 1996, *Princípio do Projeto e Análise SUPERPAVE de Misturas Asfálticas*. Tradução comentada da publicação FHWA-95-003, Federal Highway Administration, Instituto Brasileiro do Petróleo.
- MOURA, E., 2001, *Estudo do efeito de aditivos químicos e da cal como melhoradores de adesividade em misturas asfálticas densas*. Dissertação de mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.
- NASCIMENTO, L. A. H., 2008, *Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente*.

Dissertação de mestrado, Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ODA, S., 2000, *Análise da viabilidade técnica da utilização do ligante asfalto-borracha em obras de pavimentação*. Tese de doutorado, Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil.

PAIVA, L. B. de; MORALES, A. R. e DIAZ, F. R. V, (2008), “Argilas organofílicas: características, metodologias de preparação, compostos de intercalação e técnicas de caracterização”, *Cerâmica*, vol.54, n.330, pp. 213-226.

PERKINS, S. W.; 2009, *Synthesis of Warm Mix Asphalt Paving Strategies for Use in Montana Highway Construction*, Report N° FHWA/MT-09-009/8117-38, The State of Montana Department of Transportation in cooperation with The U.S Department of Transportation Federal Highway Administration, USA, November .

PINTO, S., 1996, *Materiais Pétreos e Concreto Asfáltico: Conceituação e Dosagem*. Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ.

SÁ, M. F. P., 2003, *Contribuição ao estudo da influência de tráfego na infraestrutura viária com misturas asfálticas para corredores de ônibus*. Tese de doutorado, Programa de Engenharia de Transportes, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SANTOS, C. R. G., 2005, *Avaliação das influências do tipo de ligante e do volume de vazios na vida de fadiga de algumas misturas asfálticas*. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

- SILVA, A. R. V.; FERREIRA, H. C.; 2008, “Esmectitas organofílicas: conceitos, estrutura, propriedades, síntese, usos industriais e produtores/fornecedores nacionais e internacionais.”, *Revista eletrônica de materiais e processos da Universidade Federal de Campina Grande*, ([www.dema.ufcg.edu.br/revista](http://www.dema.ufcg.edu.br/revista)), v.3.3 – 01-11, ISSN 1809-8797.
- SILVA, H. R. D.; OLIVEIRA, J. R. M.; FERREIRA, C.; 2009, “Avaliação do desempenho de misturas betuminosas temperaturas”. *XV CILA, Congresso Ibero-latino Americano do Asfalto*, Lisboa, Portugal, 22 a 27 de novembro.
- TONIAL, I. A., 2001, *Influência do envelhecimento do revestimento asfáltico na vida de fadiga de pavimentos*. Dissertação de mestrado, Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- VASCONCELOS, K. L., 2004, *Comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente dosadas pela metodologia Marshall e SUPERPAVE com diferentes granulometrias*. Dissertação de mestrado, Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, Brasil.
- VAVRIK, W. R.; HUBER, G.; PINE, W.; et al., 2002, *Bailey method for gradation selection in HMA mixture design*, Transportation Research Board: Transportation Research Circular Number E-C044, Washington, D. C., EUA. Outubro.
- VAVRIK, W. R.; PINE, W. J.; HUBER, G. A.; et al., 2001, “The Bailey Method of Gradation Evaluation: The influence of aggregate gradation and packing characteristics on voids in mineral aggregate”, *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 70.
- VIANNA, A. A. D., 2002, *Contribuição para o Estabelecimento de um Material Padrão e de Metodologia para Calibração de Equipamentos de Ensaio Dinâmicos*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

WITCZAK, M. W.; KALOUSH, K.; PELLINEN, T. et al., 2002, *Simple performance test for Superpave mix design*, National Cooperative Highway Research Program – NCHRP Report 465, Washington, D. C., EUA.

YU, J.; ZENG, X.; WU, S.; et al., 2006, “Preparation and properties of montmorillonite modified asphalts”, *Elsevier, Materials Science and Engineering A*, 447, pp. 233-238, 2006.

YU, J.; ZENG, X.; WU, S.; et al., 2009, “Effects of organo-motmorillonite on aging properties of asphalt”, *Elsevier, Contruction and Building Materials*, 23(2009), pp. 2636 - 2640.

# Livros Grátis

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

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

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

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

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