

**ESTUDO DE MISTURAS ASFÁLTICAS DE MÓDULO
ELEVADO PARA CAMADAS ESTRUTURAIS DE
PAVIMENTOS**

Luciana Rohde

Porto Alegre
outubro 2007

LUCIANA ROHDE

**ESTUDO DE MISTURAS ASFÁLTICAS DE MÓDULO
ELEVADO PARA CAMADAS ESTRUTURAIS DE
PAVIMENTOS**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia

Porto Alegre
outubro 2007

ROHDE, Luciana

Estudo de misturas asfálticas de módulo elevado para camadas estruturais de pavimentos / Luciana Rohde.
– Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2007.

250 p.

Tese de doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul; Doutor em Engenharia. Orientador: Jorge Augusto Pereira Ceratti.

1. Pavimentação. 2. Misturas asfálticas. 3. Módulo elevado. I. Rohde, Luciana.

CCAA2

LUCIANA ROHDE

**ESTUDO DE MISTURAS ASFÁLTICAS DE MÓDULO
ELEVADO PARA CAMADAS ESTRUTURAIS DE
PAVIMENTOS**

Porto Alegre, 08 de outubro de 2007

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti
D.Sc. pela COPPE - UFRJ
orientador

Prof. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Profa. Laura M. G. da Motta (UFRJ)
D.Sc. pela COPPE - UFRJ

Prof. Glicério Trichês (UFSC)
Dr. pelo ITA

Profa. Liédi L. B. Bernucci (EPUSP)
Dra. pela EPUSP

Prof. Washington P. Nuñez (UFRGS)
Dr. pela UFRGS

*Todo o nosso conhecimento
se inicia com sentimentos.*

Leonardo da Vinci

*Dedico este trabalho ao meu esposo, Cláudio,
e a meus pais, Otavio e Arlete,
pela compreensão e apoio.*

AGRADECIMENTOS

Com muito carinho gostaria de agradecer a todos aqueles que de alguma forma auxiliaram no desenvolvimento desta tese.

A Deus, por me dar força e por manter acesa a fé no meu trabalho.

Ao Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti, orientador deste trabalho, pelo apoio incondicional na realização desta pesquisa. Nos momentos de dúvida e de dificuldade sempre escutei uma palavra de incentivo e pude contar com atitudes positivas de mestre e amigo.

Aos professores Washington Núñez e Suyen Nakahara e à amiga Bernadette Bado Correa pelo apoio e palavras de estímulo.

Aos colegas do LAPAV que sempre deram suporte e todo o auxílio necessário, em especial aos incansáveis Ivo, Vinícius e Daniel.

Aos bolsistas Diego Treichel, Ândreas Ostermann, Vinícius Barp, Júlio Balbinot e Bruna Canarim pela “força”, disposição e amizade.

À Profa. Liedi Bernucci e ao engenheiro Edson de Moura, do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Universidade de São Paulo, pelo apoio e gentileza na execução dos ensaios de deformação permanente com simulador de tráfego LCPC.

À Profa. Laura Motta por sua disponibilidade em complementar a caracterização das misturas asfálticas viabilizando a realização da técnica de tomografia computadorizada executada por Edson Cardoso do Programa de Engenharia Nuclear da UFRJ.

À Profa. Leni Leite incansável e sempre disponível tanto para um bate-papo informal quanto para discussões complexas sobre o comportamento de ligantes asfálticos.

Aos engenheiros Thiago Vitorello, Eduardo Borba (*in memoriam*), Daniel Victorino, Lélío Brito (CONCEPA) e Adriano Pereira (Petrobras Distribuidora) fundamentais para o “nascimento” da pista experimental.

Às amigas engenheiras Marlova Johnston e Cristina Passos do Centro de Pesquisas Rodoviárias do DAER/RS por possibilitarem a realização das avaliações empregando o FWD.

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil que, através de seus professores e funcionários, tornam possível o desenvolvimento de pesquisas no PPGEC/UFRGS.

À CAPES, ao CNPq e ao LAPAV pela bolsa de estudos que possibilitou a minha total dedicação às atividades necessárias para o desenvolvimento desta tese.

Aos amigões Juliana e Rodrigo e às amigas/manas/dindas Carol e Márcia: desejo que em suas vidas encontrem pessoas tão especiais quanto vocês. Valeu a força e o carinho.

As minhas famílias, Rohde e Bressan Vieira, que sempre me estimularam e compreenderam os momentos de introspecção resultantes das preocupações com o meu trabalho.

Por fim, agradeço ao meu esposo, Cláudio, meu companheiro de todas as horas, pelo amor e confiança. Esta conquista também é tua.

RESUMO

ROHDE, L. **Estudo de misturas asfálticas de módulo elevado para camadas estruturais de pavimentos**. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Este trabalho apresenta os resultados alcançados em uma pesquisa experimental que objetivou estudar misturas asfálticas com módulos de resiliência elevados (EME), para emprego em camadas estruturais de pavimentos. As misturas EME são solução muito utilizada para pavimentos com elevado volume de tráfego, especialmente na França, por serem muito resistentes às deformações permanentes apresentando bom comportamento à fadiga. Foram caracterizados os ligantes asfálticos utilizados e as misturas projetadas. Para caracterização e verificação de desempenho, realizaram-se os ensaios da Metodologia Marshall, ensaios de resistência à tração, módulo de resiliência à compressão diâmetral, fadiga à tensão controlada, resistência ao dano por umidade induzida (Método Lottman Modificado), perda de massa por desgaste (Cântabro) e deformação permanente (creep dinâmico e simulador tipo LCPC). As misturas asfálticas projetadas apresentaram melhor desempenho mecânico em comparação com uma mistura de comparação formulada com ligante convencional (CAP 50/70). Foi construída uma pista experimental com o objetivo de verificar aspectos executivos e monitorar o desempenho da estrutura submetida a ensaios acelerados. Os danos causados pelas solicitações impostas pelo simulador de tráfego UFRGS-DAER/RS foram monitorados através de medidas de deflexões e afundamentos nas trilhas de roda e da inspeção visual para verificar a ocorrência de trincamento superficial. O carregamento aplicado superou os 200 mil ciclos, com cargas de eixo de 100 e 120 kN. O ATR médio observado no final do experimento totalizou 6 mm. Não foi observado trincamento na superfície do pavimento. A partir dos resultados obtidos é possível concluir que o emprego de misturas asfálticas de módulo elevado em camadas estruturais de pavimentos permitirá a construção de estruturas de melhor qualidade técnica, podendo contribuir para o aumento da vida útil das rodovias.

Palavras-chave: pavimentação; misturas asfálticas; módulo elevado.

ABSTRACT

ROHDE, L. **Estudo de misturas asfálticas de módulo elevado para camadas estruturais de pavimentos**. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A study of high-modulus asphalt mixes for structural layers of pavements

This work presents an experimental study that searched to study high modulus asphalt mixtures (EME) for structural layers of pavements. The EME is a well-known solution for high volume roads, especially in France, presenting better results in terms of rutting and fatigue cracking than conventional mixtures. Asphalt binders and designed mixtures were characterized. To evaluate the laboratorial mixes performance, Marshall Methodology, tensile strength, resilient modulus, fatigue (controlled stress mode), stripping (Modified Lottman test), weight loss (Cantabro Methodology) and permanent deformation (dynamic creep and LCPC simulator) were carried out. The results showed that the EME mixtures present better mechanical behavior than conventional asphalt mixture. An experimental section was built to verify the construction features and to monitor the progressive degradation produced by a linear traffic simulator. For the accompaniment of the degradation were monitored the pavement deflections, rutting and cracking. 200.000 load cycles were applied with axle loads of 100 and 120 kN. The rut depth in the end of experiment totalized 6 mm. Fatigue cracking was not observed in the pavement surface. The study results show that the use of EME mixtures in structural layers of pavements will allow the construction of structures with remarkably good technical quality, contributing to increase pavement life.

Key-words: pavement; asphalt mixes; high modulus.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	14
LISTA DE TABELAS	18
SIGLAS E SÍMBOLOS	20
1 INTRODUÇÃO.....	24
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	29
2.1 INTRODUÇÃO.....	29
2.2 LIGANTE ASFÁLTICO	30
2.2.1 A modificação de ligantes asfálticos	42
2.2.1.1 Polímeros modificadores	44
2.2.1.2 O ácido polifosfórico como modificador de ligantes	47
2.3 AGREGADOS.....	52
2.4 DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS.....	56
2.4.1 O Método Marshall.....	57
2.4.2 O Método Francês	60
2.4.3 O Método SUPERPAVE™	71
2.5 PAVIMENTOS DE DESEMPENHO ELEVADO	77
2.6 AS MISTURAS ASFÁLTICAS UTILIZADAS NA FRANÇA.....	79
2.6.1 As misturas asfálticas de módulo elevado para base de pavimentos.....	85
2.6.1.1 Características do EME	93
2.6.1.2 Experiências na utilização da técnica EME.....	100
2.7 ENSAIOS ACELERADOS DE PAVIMENTOS.....	107
2.7.1 O simulador de tráfego UFRGS-DAER/RS	114
3 MATERIAIS E PROCEDIMENTOS LABORATORIAIS	122
3.1 INTRODUÇÃO.....	122
3.2 MATERIAIS	122
3.2.1 Agregados.....	122
3.2.2 Ligantes asfálticos	125
3.3 PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS	126
3.3.1 Ensaios em amostras de ligantes	126

3.3.1.1 Penetração.....	126
3.3.1.2 Ponto de amolecimento	127
3.3.1.3 Densidade e massa específica.....	127
3.3.1.4 Viscosidade rotacional.....	127
3.3.1.5 Envelhecimento de curto prazo	128
3.3.1.6 Envelhecimento de longo prazo	128
3.3.1.7 Cisalhamento dinâmico	129
3.3.1.8 Rigidez e fluência na flexão	129
3.3.2 Ensaio em amostras de concreto asfáltico	130
3.3.2.1 Dosagem das misturas asfálticas	130
3.3.2.2 Resistência à tração por compressão diametral	132
3.3.2.3 Módulo de resiliência	133
3.3.2.4 Fadiga	134
3.3.2.5 Ensaio de fluência por compressão uniaxial com carregamento dinâmico	135
3.3.2.6 Deformação permanente em simulador de tráfego.....	135
3.3.2.7 Perda de massa no ensaio Cantabro.....	136
3.3.2.8 Resistência aos danos por umidade induzida	136
3.3.2.9 Caracterização por imagem	137
4 PARTE 1 - ESTUDO LABORATORIAL	139
4.1 INTRODUÇÃO.....	139
4.2 CARACTERIZAÇÃO DOS LIGANTES ASFÁLTICOS	139
4.3 CARACTERIZAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	145
4.3.1 Composição granulométrica.....	145
4.3.2 Projeto da mistura.....	147
4.3.3 Variação do MR e da RT em função da temperatura	154
4.3.4 Resistência à fadiga	156
4.3.5 Resistência às deformações permanentes.....	161
4.3.6 Resistência ao desgaste.....	162
4.3.7 Resistência ao dano por umidade induzida	163
4.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS	163
5 PARTE 2 – CONSTRUÇÃO E MONITORAMENTO DE PISTA EXPERIMENTAL	165
5.1 INTRODUÇÃO.....	165
5.2 LIGANTES ASFÁLTICOS PESQUISADOS	166
5.2.1 Produção do ligante PPA 50/70.....	166
5.2.2 Caracterização dos ligantes asfálticos	170

5.3 DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	173
5.3.1 Resíduo de vácuo (RV)	174
5.3.2 CAP 50/70 modificado por ácido polifosfórico (PPA 50/70)	177
5.3.3 CAPPLUS 106B	182
5.4 PROJETO DA PISTA EXPERIMENTAL.....	185
5.4.1 Materiais	185
5.4.2 Análise mecânica	187
5.5 EXECUÇÃO DA PISTA EXPERIMENTAL.....	190
5.5.1 Levantamento topográfico.....	191
5.5.2 Remoção da estrutura existente	191
5.5.3 Execução das camadas granulares.....	194
5.5.4 Execução da camada de mistura de alto módulo.....	197
5.5.4.1 Caracterização do ligante asfáltico	203
5.5.5 Execução da camada de rolamento.....	204
5.6 CARACTERIZAÇÃO DAS MISTURAS DE MÓDULO ELEVADO.....	206
5.6.1 Variação do MR e da RT em função da temperatura	208
5.6.2 Resistência à fadiga	211
5.6.3 Resistência às deformações permanentes.....	214
5.6.4 Resistência ao desgaste.....	215
5.6.5 Resistência ao dano por umidade induzida	216
5.7 ENSAIOS ACELERADOS COM O SIMULADOR UFRGS-DAER/RS	216
5.7.1 Desempenho da pista experimental	220
5.7.1.1 Parâmetros Ambientais.....	222
5.7.1.2 Resposta estrutural.....	223
5.7.1.3 Parâmetros de comportamento	229
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	233
6.1 CONCLUSÕES.....	233
6.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	238
REFERÊNCIAS	240

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Evolução das condições dos pavimentos brasileiros segundo a CNT (2006).....	25
Figura 2.1: Configuração do reômetro de cisalhamento dinâmico.....	36
Figura 2.2: Módulo complexo e ângulo de fase	37
Figura 2.3: Comportamento tensão-deformação de um material viscoelástico.....	38
Figura 2.4: Esquema de funcionamento do viscosímetro rotacional.....	38
Figura 2.5: Esquematização do ensaio com reômetro de viga à flexão para ligantes asfálticos	39
Figura 2.6: Esquematização do ensaio de tração direta.....	40
Figura 2.7: Esquema representativo da modificação de ligante asfáltico por PPA.....	50
Figura 2.8: Prensa de cisalhamento giratório	61
Figura 2.9: Sistema de compactação com a PCG.....	62
Figura 2.10: Resultados obtidos no ensaio com a PCG.....	63
Figura 2.11: Mesa compactadora	65
Figura 2.12: Simulador LCPC para avaliar ATR	65
Figura 2.13: Equipamento para ensaio de módulo complexo	66
Figura 2.14: Resultados obtidos no ensaio de módulo complexo	67
Figura 2.15: Equipamento para ensaios reológicos.....	68
Figura 2.16: Equipamento para ensaio de fadiga	69
Figura 2.17: Requisitos SUPERPAVE TM para granulometria	73
Figura 2.18: Conceito de estrutura de pavimento de elevados desempenho e durabilidade	78
Figura 2.19: Estrutura tipo de pavimento francês	78
Figura 2.20: Evolução das misturas asfálticas na França	80
Figura 2.21: Ficha 3 (VRS) do Catálogo de Estruturas Tipo de Estradas Novas francês, página 2	89
Figura 2.22: Ficha 3 (VRS) do Catálogo de Estruturas Tipo de Estradas Novas francês, página 3	90
Figura 2.23: Pista circular LCPC.....	95
Figura 2.24: Configuração de experimento na pista circular do LCPC.....	97
Figura 2.25: Trincamento em pavimentos franceses com EME.....	100
Figura 2.26: ALF do FHWA	111
Figura 2.27: Área de testes de pavimentos do CEDEX.....	111
Figura 2.28: Simulador de tráfego linear do TRL	112
Figura 2.29: Equipamento HVS (TRB, 2006).....	113

Figura 2.30: Pista circular do IPR/DNER	114
Figura 2.31: Simulador de tráfego UFRGS-DAER/RS.....	115
Figura 2.32: Desvio do trincamento pelo geotêxtil	118
Figura 2.33: Detalhes do estudo realizado por Schmitz.....	121
Figura 3.1: Localização das jazidas e do derrame basáltico no RS.....	123
Figura 3.2: Estado de tensões gerado no ensaio de tração por compressão diametral	132
Figura 3.3: Esquema do equipamento para ensaio de MR por compressão diametral.....	133
Figura 4.1: Curvas granulométricas de EME	146
Figura 4.2: Distribuição granulométrica das misturas estudadas	146
Figura 4.3: Características de projeto da mistura com AMP EVA	148
Figura 4.4: características de projeto da mistura com RASF	149
Figura 4.5: Características de projeto da mistura com PPA 30/45.....	150
Figura 4.6: Características de projeto da mistura de comparação (CAP 50/70)	151
Figura 4.7: Valores médios de MR e RT das misturas estudadas nesta pesquisa nos teores de projeto.....	153
Figura 4.8: Relação MR/RT para as misturas estudadas.....	153
Figura 4.9: Variação do MR com a temperatura	155
Figura 4.10: Variação da RT com a temperatura.....	155
Figura 4.11: Curvas de fadiga das misturas estudadas em função da tensão de tração.....	157
Figura 4.12: Curvas de fadiga das misturas estudadas em função da diferença de tensões ...	158
Figura 4.13: Estrutura de pavimento utilizada na análise mecanística.....	159
Figura 5.1: Misturador asfalto polímero.....	167
Figura 5.2: Variação da PEN e do PA com o teor de modificador.....	168
Figura 5.3: Viscosidade dos ligantes modificados por EVA e PPA.....	169
Figura 5.4: Composição granulométrica da mistura com RV	174
Figura 5.5: Características das misturas com RV	175
Figura 5.6: Variação do MR e da RT em função do teor de RV nas misturas	176
Figura 5.7: Composição granulométrica da mistura com PPA 50/70	177
Figura 5.8: Características das misturas com PPA 50/70 e cal hidratada	178
Figura 5.9: Variação do MR e da RT em função do teor de PPA 50/70	179
Figura 5.10: Composição granulométrica da mistura com PPA 50/70 sem cal hidratada	180
Figura 5.11: Características das misturas com PPA 50/70 sem utilização de cal	181
Figura 5.12: Variação do MR em função do teor de PPA 50/70.....	182
Figura 5.13: Granulometria da mistura com CAPPLUS 106B	182
Figura 5.14: Características das misturas com CAPPLUS 106B.....	183

Figura 5.15: Variação do MR e da RT em função do teor de CAPPLUS 106B	184
Figura 5.16: Distribuição granulométrica do material da base.....	187
Figura 5.17: Estrutura de pavimento de referência.....	188
Figura 5.18: Seção longitudinal da pista experimental	188
Figura 5.19: Levantamento topográfico no local da pista experimental deste estudo.....	191
Figura 5.20: Procedimento de remoção do material existente na pista antiga no local do experimento desta pesquisa	192
Figura 5.21: Aspecto da camada de argila após escavação no local do experimento desta pesquisa	192
Figura 5.22: Regularização da camada argilosa do local do experimento desta pesquisa	193
Figura 5.23: Avaliação da deformabilidade elástica com viga Benkelmann no local do experimento desta pesquisa	193
Figura 5.24: Execução da sub-base de material do britador primário da pista experimental desta pesquisa	195
Figura 5.25: Distribuição e compactação da brita graduada no local do experimento desta pesquisa	195
Figura 5.26: Avaliação da deflexão sobre a camada de base da pista experimental desta pesquisa	196
Figura 5.27: Imprimação da base de brita graduada no local do experimento desta pesquisa	196
Figura 5.28: Procedimentos para adequação da usina para a produção da mistura de módulo elevado desta pesquisa	197
Figura 5.29: Procedimentos executivos da camada de módulo elevado da pista experimental desta pesquisa	199
Figura 5.30: Determinação das deflexões com viga eletrônica na pista experimental desta pesquisa	200
Figura 5.31: Bacia de deformação obtida com FWD para a trilha externa da pista com 80 mm de EME.....	201
Figura 5.32: Bacia de deformação média obtida com a viga eletrônica para a trilha externa da pista com 80 mm de EME.....	202
Figura 5.33: Extração de amostras com sonda rotativa.....	202
Figura 5.34: Execução da camada de rolamento da pista experimental desta pesquisa.....	204
Figura 5.35: Vista da pista experimental desta pesquisa no final da construção.....	205
Figura 5.36: Deficiências observadas no microvestimento asfáltico da pista experimental desta pesquisa	205
Figura 5.37: MR e RT de amostras Marshall e extraídas da pista experimental desta pesquisa	208
Figura 5.38 Variação do MR das misturas estudadas em função da temperatura de ensaio ..	209
Figura 5.39: Variação da RT das misturas estudadas em função da temperatura	210

Figura 5.40: Curvas de fadiga das misturas estudadas em função da tensão de tração.....	211
Figura 5.41: Curvas de fadiga das misturas estudadas em função da diferença de tensões ...	212
Figura 5.42: Variação do ATR no simulador LCPC do LTP-EPUSP.....	214
Figura 5.43: Localização da pista experimental na APTP da UFRGS.....	217
Figura 5.44: Calibração do simulador de tráfego	217
Figura 5.45: Impressão dos pneus com cargas de eixo de 100 e 120 kN	219
Figura 5.47: Distribuição transversal de carregamento para eixo de 120 kN.....	220
Figura 5.48: Seções de monitoramento de desempenho da pista experimental	221
Figura 5.49: Histórico do carregamento na pista experimental desta pesquisa.....	221
Figura 5.50: Precipitações pluviométricas durante os ensaios acelerados	222
Figura 5.51: Variação das temperaturas diárias durante o experimento.....	223
Figura 5.52: Evolução das deflexões médias a 20°C (100 kN).....	225
Figura 5.53: Precipitações pluviométricas nos dias anteriores às medições de deflexão desta pesquisa	226
Figura 5.54: Evolução das deflexões nas seções de monitoramento desta pesquisa.....	227
Figura 5.55: Variação das bacias de deflexões para a seção S5 da pista experimental desta pesquisa	227
Figura 5.56: Contribuição das camadas do pavimento na deflexão	229
Figura 5.57: Transversoperfilógrafo para avaliação de ATR.....	229
Figura 5.58: Evolução do ATR na seção S5 deste experimento	230
Figura 5.59: Evolução do ATR em todas as seções avaliadas nesta pesquisa	230
Figura 5.60: Variação da média das deformações permanentes observadas nesta pesquisa..	231
Figura 5.61: Variação do ATR na pista experimental desta pesquisa.....	232

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Classificação SUPERPAVE™ de ligantes asfálticos.....	35
Tabela 2.2: Especificações para ligantes asfálticos produzidos no Brasil.....	41
Tabela 2.3: Critérios da especificação SUPERPAVE™ para as propriedades de consenso....	54
Tabela 2.4: Valores para estabilidade (E) e fluência (F).....	59
Tabela 2.5: Critérios estabelecidos para volume de vazios (Vv) e relação betume vazios (RBV).....	59
Tabela 2.6: Características do ensaio na PCG.....	62
Tabela 2.7: Níveis de dosagem de misturas asfálticas segundo o método francês.....	70
Tabela 2.8: Especificações SUPERPAVE™ para VAM.....	75
Tabela 2.9: Limites SUPERPAVE™ para RBV.....	76
Tabela 2.10: Misturas asfálticas para camadas estruturais de pavimentos.....	82
Tabela 2.11: Misturas asfálticas para revestimentos espessos.....	83
Tabela 2.12: Misturas asfálticas para revestimentos delgados.....	84
Tabela 2.13: Granulometria da GBTHP para bases de pavimentos.....	86
Tabela 2.14: Comparação de estruturas de pavimentos.....	91
Tabela 2.15: Exemplo de reforços equivalentes.....	92
Tabela 2.16: Granulometria do GBTHM 0/14.....	92
Tabela 2.17: Comparação de estruturas de pavimentos novos.....	93
Tabela 2.18: Requisitos para misturas asfálticas de módulo elevado.....	94
Tabela 2.19: Ligantes asfálticos utilizados no experimento.....	98
Tabela 2.20: Granulometria do GBTHM 0/14.....	105
Tabela 2.21: Características mecânicas das misturas estudadas.....	106
Tabela 2.22: MR e RT das misturas estudadas por Freitas (2007).....	107
Tabela 2.23: Pesquisas realizadas na pista circular do IPR/DNER.....	113
Tabela 2.24: Tempo de operação do simulador para aplicar 10 ⁶ cargas de eixo padrão.....	116
Tabela 3.1: Distribuição granulométrica dos agregados das jazidas CB e SAP.....	124
Tabela 3.2: Características dos agregados utilizados nesta pesquisa.....	124
Tabela 3.3: Distribuição granulométrica da areia e da cal hidratada utilizadas nesta pesquisa.....	124
Tabela 4.1: Características dos ligantes utilizados nesta pesquisa.....	140
Tabela 4.2: Resultados dos ensaios de cisalhamento dinâmico e fluência na flexão.....	141
Tabela 4.3: Faixa de viscosidades de mistura e compactação para ligantes asfálticos.....	144
Tabela 4.4: Viscosidades e temperaturas de mistura e compactação dos ligantes asfálticos utilizados nesta pesquisa.....	144

Tabela 4.5: Distribuições granulométricas de EME.....	145
Tabela 4.6: Parâmetros Marshall das misturas projetadas.....	152
Tabela 4.7: Variação do MR e da RT em função da temperatura.....	154
Tabela 4.8: Constantes dos modelos de MR e RT em função da temperatura.....	156
Tabela 4.9: Constantes do modelo de fadiga para as misturas estudadas.....	158
Tabela 4.10: Valores de tensão de tração e vida de fadiga calculados.....	160
Tabela 4.11: Valores de tensão de tração e vida de fadiga calculados.....	160
Tabela 4.12: Resultados dos ensaios de <i>creep</i> dinâmico.....	162
Tabela 4.13: Perda de massa por desgaste Cantabro.....	162
Tabela 4.14: Resultados dos ensaios de dano por umidade induzida.....	163
Tabela 5.1: Constantes dos modelos para PEN e PA desta pesquisa.....	168
Tabela 5.2: Teores SARA nos ligantes convencional e modificado.....	170
Tabela 5.3: Características dos ligantes pesquisados.....	170
Tabela 5.4: Resultados dos ensaios de cisalhamento dinâmico e fluência na flexão.....	172
Tabela 5.5: Viscosidades e temperaturas de mistura e compactação dos ligantes asfálticos utilizados.....	173
Tabela 5.6: Características da mistura de módulo elevado com RV.....	176
Tabela 5.7: Características de projeto da mistura com CAPPLUS 106B.....	184
Tabela 5.8: Características do solo argiloso de reforço do subleito.....	186
Tabela 5.9: Resultados das análises mecânicas das estruturas estudadas.....	190
Tabela 5.10: Distribuições granulométricas da mistura.....	198
Tabela 5.11: Características do CAPPLUS 106B e da amostra testemunha.....	203
Tabela 5.12: Características volumétricas de corpos-de-prova Marshall e extraídos.....	206
Tabela 5.13: Resultados obtidos na caracterização por imagem com tomógrafo digital na COPPE/UFRJ.....	207
Tabela 5.14: Variação do MR e da RT em função da temperatura.....	209
Tabela 5.15: Modelos de MR e RT em função da temperatura para as misturas estudadas.....	211
Tabela 5.16: Modelos de fadiga para as misturas estudadas.....	213
Tabela 5.17: Valores de tensão de tração e vida de fadiga calculados.....	213
Tabela 5.18: Ajustes para ATR obtidos nesta pesquisa.....	215
Tabela 5.19: Perda de massa por desgaste Cantabro.....	215
Tabela 5.20: Resultados dos ensaios de dano por umidade induzida.....	216
Tabela 5.21: Resultados da calibração do simulador de tráfego.....	218
Tabela 5.22: Deflexões previstas para a pista experimental.....	224
Tabela 5.23: Constantes dos modelos para correção das deflexões.....	225
Tabela 5.24: Raios de curvatura para a seção S5.....	228

SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHO: *American Association of State Highway Officials* (extinta, substituída pela AASHTO)

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

ABCP: Associação Brasileira de Cimento Portland

ABGE: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

AFNOR: *Association Française de Normalisation*

ALF: *Accelerated Loading Facility*

AMP: Asfalto modificado por polímero

ANP: Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis

APT: *Accelerated Pavement Testing*

APTP: Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos

ASTM: *American Society of Testing and Materials*

ATR: Afundamento nas Trilhas de Roda

BBDr: *Enrobé Drainant*

BBM: *Béton Bitumineux Mince*

BBME: *Béton Bitumineux à Module Élevé*

BBR: *Bending Beam Rheometer*

BBSG: *Béton Bitumineux Semi Grenu*

BBTM: *Béton Bitumineux Très Mince*

BBUM: *Béton Bitumineux Ultra Mince*

BG: Brita graduada

BSI: *British Standards Institution*

CA: Concreto asfáltico

CAP: Cimento asfáltico de petróleo

CBUQ: Concreto betuminoso usinado a quente

CEDEX: *Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas*

CNT: Confederação Nacional dos Transportes

COST: *European Cooperative in the Field of Science and Technology*

DAER/RS: Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul

DNER: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (extinto)

DNIT: Departamento Nacional de Infra-estrutura Terrestre (antigo DNER)

DPqD: Divisão de Pesquisas e Desenvolvimento do DNER

DSR: *Dynamic Shear Rheometer*

DTT: *Direct Tension Test*

δ : Ângulo de fase

E: Estabilidade

EME: *Enrobé à Module Élevé*

EPDM: Etileno-propileno-dieno

ESALs: *Equivalent Single Axle Loads*

EVA: Copolímero Etileno Acetato de Vinila

ε_6 : Deformação específica após 10^6 ciclos de carga

F: Fluência

FAA: *Fine Aggregate Angularity*

FHWA: *Federal Highway Administration*

FWD: *Falling Weight Deflectometer*

G*: Módulo de cisalhamento complexo

γ : Deformação cisalhante

GB: *Grave bitume*

GBTHP: *Grave Bitume à Très Hautes Performances*

GBTHM: *Grave Bitume à Très Hautes Modulés*

GRH: *Grave Hydraulique*

IBP: Instituto Brasileiro do Petróleo

ICERR: Instituto para a Conservação e Exploração da Rede Rodoviária

IPR: Instituto de Pesquisas Rodoviárias

IPT: Instituto de Pesquisas Tecnológicas

ISC: Índice de suporte Califórnia

IST: Índice de suscetibilidade térmica

k: Módulo de riqueza

LAPAV: Laboratório de Pavimentação

LCPC: *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*

LDM: Linha de densidade máxima

LTPP: *Long Term Pavement Performance*

m: Módulo de relaxação

ME: Método de ensaio

MR: Módulo de resiliência

MS: Macadame seco

$\mu\epsilon$: Micro deformação

NBR: Norma Brasileira Registrada

NF: *Norme Française*

PA: Ponto de amolecimento

PAV: *Pressure Aging Vessel*

PCG: Prensa de cisalhamento giratório

PEN: Penetração

PF: Ponto de fulgor

PG: *Performance Grade*

PPA: Ácido polifosfórico

RASF: Resíduo de desasfaltação a propano

RBV: Relação betume vazios

RGRA: *Revue Générale des Routes et Aérodrômes*

RT: Resistência à tração

RTFOT: *Rolling Thin Film Oven Test*

S: Rigidez em *creep*

σ : Tensão axial

SARA: Saturados, Aromáticos, Resinas e Asfaltenos

SBR: Borracha de estireno-butadieno

SBS: Copolímero tribloco de estireno-butadieno

SEBS: Copolímero tribloco de estireno-etileno-butadieno

SETRA: *Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes*

SHRP: *Strategic Highway Research Program*

SMA: *Stone Mastic (Matrix) Asphalt*

sp: *Spindle*

SUPERPAVETM: *Superior Performing Asphalt Pavements*

τ : Tensão cisalhante

TM: Tamanho máximo

TMN: Tamanho máximo nominal

TRL: *Transportation Research Laboratory*

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

USACE: *United States Army Corps of Engineers*

VAM: Vazios do Agregado Mineral

VRS: *Voies du Réseau Structurant*

Vv: Volume de vazios

ZR: zona de restrição

1 INTRODUÇÃO

A pavimentação de rodovias é um desafio que o país precisa enfrentar no milênio que se inicia. Considerando que aproximadamente 60% do transporte de cargas é realizado em rodovias, conclui-se que o aumento da densidade de estradas pavimentadas é um condicionante para a diminuição do custo operacional do transporte e a decorrente redução nos custos finais dos bens e serviços. Não deve subestimar-se igualmente o efeito da melhoria das condições de rolamento dos pavimentos no aumento da competitividade dos produtos nacionais no exterior. Por último, mas não menos importante, uma rodovia com boas condições de tráfego é fundamental para a qualidade de vida das pessoas. No Brasil, cerca de 40.000 vidas humanas são perdidas em decorrência de acidentes de trânsito todos os anos (Guandalini, 2007).

Em reportagem publicada na Revista Veja de 8 de agosto de 2007, Guandalini (2007) afirma que a precariedade das rodovias brasileiras reduz a vida útil das peças de caminhões, aumenta o tempo de viagem e, conseqüentemente, encarece o frete. Segundo a publicação, a durabilidade média de amortecedores de caminhão no Brasil varia entre 80.000 e 150.000 km enquanto que em países desenvolvidos, com pavimentos em boas condições de tráfego, a vida de serviço destes componentes pode chegar a 200.000 km. Em outro comparativo, o autor revela que a durabilidade média de pneus de caminhão nos Estados Unidos é de 500.000 km, 100% superior à observada no território brasileiro. Além do custo financeiro, o maior número de pneus descartados resulta em um importante passivo ambiental. Adicionalmente, a má qualidade das rodovias limita a competitividade do país, pois o preço final das mercadorias transportadas é aumentado pelo repasse dos prejuízos decorrentes das péssimas condições das estradas brasileiras. Considerando o transporte de um automóvel, o custo do frete no Brasil representa 12% do valor da carga, enquanto que nos Estados Unidos é de 6%.

No Brasil apenas 172.000 km (10%) da malha viária é pavimentada, com predomínio de pavimentos flexíveis com revestimentos asfálticos. O custo inicial das obras, as facilidades construtivas, a disponibilidade de um grande número de usinas asfálticas e o domínio dos processos construtivos são fatores que colaboram para a manutenção dessa tendência na construção de novos pavimentos ou na recuperação estrutural de antigos.

A Confederação Nacional dos Transportes (CNT) realiza anualmente, desde 1995, uma pesquisa para avaliar as condições de trafegabilidade da malha rodoviária do País. Os objetivos principais da Pesquisa Rodoviária CNT são gerar informações capazes de orientar transportadores e demais usuários das rodovias e também subsidiar pesquisas e ações de melhoria da infra-estrutura rodoviária, contribuindo com informações valiosas e com o desenvolvimento e aperfeiçoamento do modo rodoviário de transporte. A Pesquisa Rodoviária CNT 2006 avaliou 100% da malha rodoviária federal pavimentada e os principais trechos sob gestão estadual e sob concessão, totalizando 84.382 km de extensão, podendo ser considerada o diagnóstico mais atualizado e preciso sobre as condições de trafegabilidade da malha rodoviária do País (CNT, 2006).

A pesquisa publicada em 2006 constatou que 36,6% das rodovias avaliadas apresentam estado geral de conservação ruim ou péssimo sendo observada uma melhora em relação aos dados levantados em 2005, quando cerca de 33.000 km (40,2%) estavam nestas condições. A extensão de pavimentos com condição de rolamento ruim ou péssima totaliza 15.852 km representando 18,8% do total avaliado. No Rio Grande do Sul 65,5% das rodovias avaliadas apresentaram pavimento em condição de rolamento ótima ou boa. O estado brasileiro com rodovias em melhores condições, segundo a pesquisa, é São Paulo, onde 75% dos pavimentos avaliados estão em ótima condição. A Figura 1.1 ilustra a evolução das condições dos pavimentos brasileiros entre os anos de 2003 e 2006 segundo a CNT (2006).

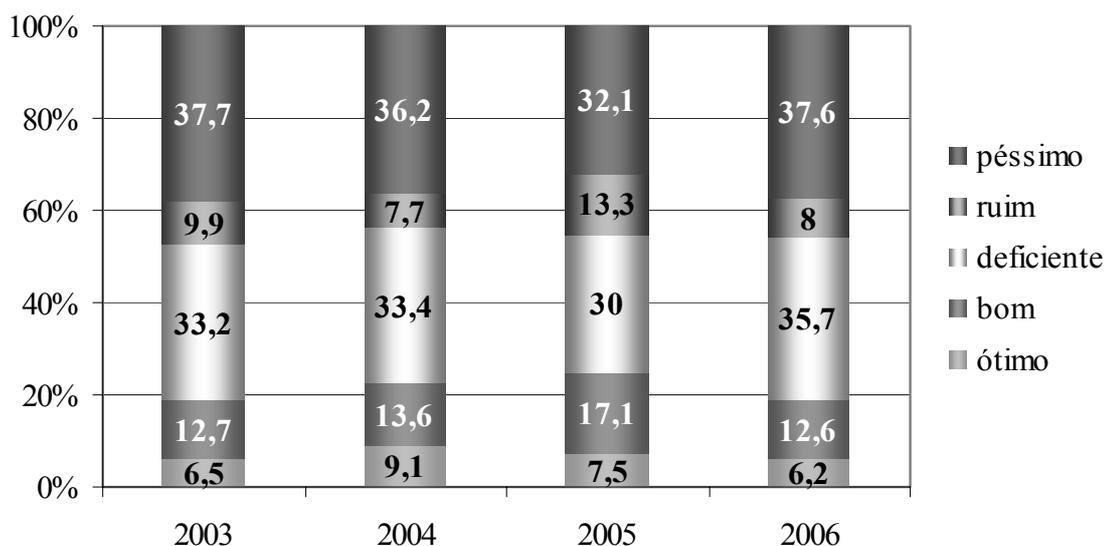


Figura 1.1: Evolução das condições dos pavimentos brasileiros segundo a CNT (2006)

A necessidade de aumentar a vida útil de pavimentos submetidos a volumes de tráfego de crescente magnitude, impõe o emprego de misturas asfálticas com desempenho elevado. Uma solução que tem sido adotada nas últimas décadas é a modificação de asfaltos convencionais através da incorporação de polímeros, resultando em aumento na resistência à fadiga e redução de deformações permanentes.

A literatura científica tem destacado experiências bem sucedidas com novos tipos de misturas asfálticas, como o SMA (*stone mastic asphalt* ou *stone matrix asphalt*), originado na Alemanha no final dos anos 1960, e as misturas “*enrobé à module élevé*” (EME) e “*béton bitumineux à module élevé*” (BBME) desenvolvidas na França a partir dos anos 1980.

A pesquisa relatada nesta tese teve como objetivo estudar novos tipos de misturas asfálticas que apresentam módulos de resiliência elevados, para emprego em camadas estruturais de pavimentos rodoviários e aeroportuários com elevado volume de tráfego. Essas misturas, conhecidas na França como EME, derivam-se de misturas convencionais como o concreto asfáltico. Os EME, empregados naquele país nas camadas de ligação e de base, por apresentarem macrotextura insuficiente para camadas de revestimento, proporcionam maior proteção às camadas subjacentes. A utilização destas misturas pode reduzir as espessuras das camadas, em relação às misturas convencionais, garantindo, ainda, forte impermeabilização dos pavimentos.

O estudo experimental de novos materiais para pavimentação compreendeu duas etapas fundamentais – laboratorial e de campo. Buscando caracterizar misturas asfálticas de desempenho elevado empregando procedimentos laboratoriais e testes acelerados em escala real, esta pesquisa foi dividida em duas partes desenvolvidas concomitantemente.

A PARTE 1 compreendeu o estudo laboratorial de misturas de módulo elevado empregando os ligantes avaliados na pesquisa desenvolvida no projeto CT-PETRO “Misturas asfálticas de alto desempenho” realizada em conjunto por laboratórios da USP, UFRJ, UFC, UFSC e UFRGS com apoio do CENPES/Petrobras (RASf e AMP EVA). Adicionalmente foi avaliada a utilização de um CAP 30/45 modificado por 1,2% de ácido polifosfórico (PPA 30/45) no projeto de misturas de módulo elevado. Um CAP 50/70 foi utilizado para formular uma mistura de comparação.

A PARTE 2 foi dedicada ao projeto, execução e monitoramento de uma seção experimental com mistura asfáltica de módulo elevado submetida ao tráfego imposto pelo simulador linear

UFRGS-DAER/RS. Esta fase da pesquisa foi realizada com o apoio da Concessionária da Rodovia Osório – Porto Alegre S/A (CONCEPA).

As seguintes etapas fazem parte do escopo deste trabalho:

- Identificar e avaliar ligantes asfálticos (convencionais e/ou modificados) considerando as características desejáveis para utilização em misturas asfálticas de módulo elevado;
- Produzir em laboratório, a partir da modificação de um cimento asfáltico convencional por ácido polifosfórico, ligante asfáltico que atenda às especificações francesas para utilização em camadas asfálticas de módulo elevado;
- Projetar misturas asfálticas buscando alcançar as características das misturas francesas do tipo EME;
- Avaliar as características mecânicas das misturas formuladas empregando ensaios tradicionalmente utilizados no Brasil;
- Estabelecer o processo executivo de um pavimento com camada constituída de mistura de módulo elevado e
- Avaliar o comportamento de uma estrutura projetada para apresentar elevado desempenho, empregando o simulador de tráfego UFRGS-DAER/RS.

Esta tese está organizada em seis capítulos incluindo este intitulado INTRODUÇÃO.

No Capítulo 2 (REVISÃO BIBLIOGRÁFICA) são feitas considerações relacionadas a misturas asfálticas, avaliando os materiais constituintes (ligantes asfálticos e agregados), o projeto e os desempenhos esperados. São discutidas as misturas asfálticas de módulo elevado – o surgimento, o conceito, as características e o emprego. No encerramento deste capítulo é apresentada uma síntese de estudos realizados empregando ensaios acelerados de pavimentos com enfoque especial às pesquisas desenvolvidas na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos do Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (AFTP/LAPAV-UFRGS).

No Capítulo 3 (MATERIAIS E PROCEDIMENTOS LABORATORIAIS) são apresentados os materiais (agregados e ligantes asfálticos) e os métodos de ensaio empregados no desenvolvimento desta pesquisa.

Os resultados obtidos na etapa laboratorial deste estudo são apresentados e avaliados no Capítulo 4 (PARTE 1 – ESTUDO LABORATORIAL), abrangendo a caracterização dos ligantes asfálticos empregados e das misturas projetadas.

A resposta às solicitações impostas pelo simulador de tráfego UFRGS-DAER/RS de uma seção experimental executada com uma camada em mistura de módulo elevado foi avaliada através de medidas de deflexões superficiais e bacias defletométricas, com emprego de defletógrafo digital (viga eletrônica), e do acompanhamento da evolução dos afundamentos nas trilhas de roda, com emprego de um transverso-perfilógrafo. A identificação de possíveis defeitos superficiais, como trincas, foi realizada por inspeções visuais periódicas. O projeto, execução e monitoramento da pista experimental são detalhados no Capítulo 5 (PARTE 2 – CONSTRUÇÃO E MONITORAMENTO DE PISTA EXPERIMENTAL).

No Capítulo 6 (CONCLUSÕES E SUGESTÕES) são apresentadas as conclusões obtidas com o desenvolvimento deste trabalho e sugestões para estudos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

O pavimento é uma estrutura constituída por camadas de materiais capazes de suportar a ação danosa do tráfego e do meio ambiente. O desempenho de um pavimento está relacionado a um complexo conjunto de fatores, dentre eles as propriedades físicas e mecânicas das camadas que o constituem.

Para o desenvolvimento de novos materiais, como em qualquer área do conhecimento, é necessário conhecer as propriedades mecânicas, físicas e químicas dos materiais de constituição, bem como suas possíveis combinações.

A utilização de misturas asfálticas em diversas camadas do pavimento é prática comum em vários países. Dentre eles, a França destaca-se pelo desenvolvimento de uma metodologia para projeto de misturas com elevado desempenho para utilização nas camadas de base, sub-base e revestimento.

As misturas asfálticas são utilizadas na estrutura de pavimentos visando proteger as camadas granulares subjacentes do efeito da umidade e de tensões elevadas resultantes do tráfego. Para desempenhar adequadamente estas funções ao longo da vida útil do pavimento, a mistura asfáltica deve resistir às solicitações impostas pelo tráfego que, somadas às condições ambientais, podem causar danos como deformações permanentes e trincamento.

Uma mistura asfáltica para pavimentação pode ser definida como o produto resultante da combinação de materiais granulares (de graúdo a fino), de material de enchimento (filer) e de ligante asfáltico, em proporções adequadas ao fim a que se destina.

O ligante asfáltico atua como um agente aglutinante, proporcionando ligação entre os agregados de modo a resistir à ação mecânica de desagregação produzida pelas cargas do tráfego. Também age como impermeabilizante, garantindo ao pavimento resistência à ação da água. Já os agregados minerais, quando unidos pelo ligante asfáltico, conferem resistência

mecânica e flexibilidade ao concreto asfáltico. Como as misturas asfálticas são constituídas por ligante asfáltico e agregados minerais, seu comportamento é influenciado pelas propriedades de cada componente e pelo modo como eles interagem entre si.

Diversos fatores afetam o desempenho de uma mistura asfáltica. O projeto da mistura, as práticas construtivas, as propriedades dos materiais utilizados e o uso de aditivos representam importante papel nas características estruturais de um pavimento.

Para obter desempenho satisfatório em estruturas de pavimentos as misturas asfálticas devem apresentar: (a) capacidade para distribuir tensões; (b) estabilidade para resistir a deformações permanentes; (c) resistência ao trincamento e (d) resistência aos efeitos causados pelas condições climáticas. Diversos fatores e propriedades estão relacionados à capacidade de uma mistura asfáltica apresentar estes requisitos estruturais, tais como: características dos materiais empregados, o uso de aditivos, a temperatura, a umidade, a história de carregamento, as características de envelhecimento, o estado de tensões, o método de compactação, a rigidez, as propriedades reológicas, a deformabilidade e a resistência ao trincamento.

2.2 LIGANTE ASFÁLTICO

As primeiras pavimentações asfálticas foram executadas com asfalto natural em 1802 na França, em 1838 no estado norte-americano da Filadélfia e em 1869 na Inglaterra (IBP, 1994). O asfalto natural pode ocorrer em depressões terrestres, formando lagos de asfalto, ou impregnando poros de rochas, originando rochas asfálticas (gilsonitas), ou ainda misturado com impurezas minerais como areias e argilas. A origem destes lagos ainda é discutida, sendo provavelmente decorrente da dispersão de óleos leves de antigos depósitos de petróleo que foram inundados pelo mar, resultando em um óleo viscoso com grande quantidade de material sedimentar. Para utilizar o asfalto natural é necessário remover minerais e outras impurezas remanescentes. O teor de betume deste tipo de asfalto é inferior a 60% (Baptista, 1976).

Em 1902 começou a ser utilizado o asfalto derivado de petróleo que, devido às características de pureza e economia, passou a ser a principal fonte deste material (Asphalt Institute, 1994). Um dos processos utilizados no beneficiamento do petróleo é a destilação, onde as frações leves, como gasolina e querosene, são separadas do asfalto por vaporização, fracionamento e

condensação em uma torre de vácuo, em temperaturas relativamente baixas, o que evita a perda das propriedades ligantes e aglutinantes do asfalto. O produto que permanece no fundo da torre de vácuo após a remoção dos outros destilados denomina-se, então, resíduo asfáltico. Quando este resíduo se enquadra nas especificações de viscosidade e penetração para pavimentação, passa a ter o nome de cimento asfáltico de petróleo (CAP) que, à temperatura ambiente, possui cor escura, é semi-sólido e rico em hidrocarbonetos não voláteis de elevada massa molecular.

Os cimentos asfálticos constituem 25 a 40% do petróleo e são produzidos por períodos reduzidos durante o processo de destilação (cerca de uma semana por mês), correspondendo a 1,5% do volume total de petróleo processado. Quando o resíduo não é asfalto, ele é voltado à produção de óleo combustível com outro elenco de petróleos. Cerca de 96% do CAP extraído do petróleo destina-se à pavimentação. O restante da produção é destinado a aplicações industriais, como impermeabilizante e isolante, entre outras. As características do asfalto produzido podem variar em função da origem do petróleo utilizado ou ainda em função do processo de refino empregado (Leite, 2007).

O CAP é preparado especialmente para apresentar qualidade e consistência próprias para uso direto na formulação de concretos asfálticos. É adequado para aplicação em pavimentação pois, além de suas propriedades aglutinantes e impermeabilizantes, possui características de flexibilidade, durabilidade e alta resistência à ação da maioria dos ácidos, sais e álcalis.

Durante os serviços de pavimentação, o CAP deve apresentar as seguintes características:

- Tornar-se suficientemente “líquido” para facilitar o processo de mistura com os agregados pétreos e o lançamento na pista;
- Após a aplicação, deve tornar-se suficientemente “sólido” para permitir que as camadas asfálticas do pavimento resistam à ação das cargas do tráfego, mesmo sob altas temperaturas, sem ocorrência de deformações excessivas ou prematuras e
- Sob baixas temperaturas, deve possuir flexibilidade suficiente para evitar o aparecimento de trincas nas camadas asfálticas.

A análise química indica que o asfalto é composto por 82 a 88% de carbono, 8 a 11% de hidrogênio, 0 a 6% de enxofre, oxigênio (0 – 1,5%), nitrogênio (0 – 1%) e traços de alguns metais como ferro, nítrio, vanádio, cálcio e magnésio (Read e Whiteoak, 2003).

Diversos estudos têm sido realizados buscando a melhor caracterização química dos asfaltos, com a finalidade de obter frações mais puras e entender suas propriedades e estabilidade. Dentre estes estudos, pode-se destacar os realizados por Corbett (1969) e Rostler e White (1959). Corbett (1969) concluiu que a porção do asfalto insolúvel em n-heptano é constituída de asfaltenos e que a porção solúvel é formada por maltenos, que podem ser divididos em mais três frações denominadas saturados, resinas e aromáticos.

O estudo de cada fração do asfalto isoladamente possibilitou a Corbett (1969) identificar diferenças nas suas propriedades físicas e no seu comportamento. Os saturados e aromáticos funcionam como plastificantes das resinas e asfaltenos, sólidos de alto peso molecular. As resinas, sólidos ou semi-sólidos marrons, e os asfaltenos, sólidos de coloração entre o marrom e o preto, apresentam penetração igual a zero e ponto de amolecimento de 77 e 109°C, respectivamente. A penetração dos saturados, líquidos de coloração transparente, e aromáticos, líquidos alaranjados, é superior a 300 décimos de milímetros e o ponto de amolecimento destas frações é 19 e 24°C, respectivamente. Os métodos convencionais não possibilitam a determinação da viscosidade da fração asfáltica. As resinas apresentam viscosidade muito elevada e os saturados e aromáticos têm viscosidade e densidade bem inferiores às demais frações, por serem compostos predominantemente parafínicos. Os asfaltenos e aromáticos apresentam boa suscetibilidade térmica, enquanto que os saturados e as resinas são mais suscetíveis às variações de temperatura. As características do ligante asfáltico são altamente dependentes da quantidade de cada fração na composição total, variando entre as propriedades das frações líquidas e sólidas.

Ao estudar as combinações entre as frações asfálticas, Corbett (1969) concluiu que, quando misturados, saturados e asfaltenos são menos suscetíveis à temperatura, aromáticos e asfaltenos possuem boa resistência às variações térmicas e saturados e resinas são muito suscetíveis à temperatura, em comparação ao asfalto original. Além disso, observou que a ductilidade do asfalto é amplamente influenciada pelo teor de resina, independente do teor de saturados e asfaltenos e sofre pouca influência da fração aromática.

Rostler e White (1959), solubilizando ligantes asfálticos em hidrocarbonetos como n-pentano e n-heptano, separaram os asfaltenos e maltenos. A fração solúvel foi dividida em quatro frações. Segundo estes autores o asfalto é um sistema composto por moléculas polares ou nitrogenadas, acidafinas I, acidafinas II, saturados e asfaltenos. Os asfaltenos (sólidos) são os agentes de consistência; as bases nitrogenadas ou compostos polares são os agentes peptizantes, transformando o asfalto de líquido SOL em líquido GEL; as acidafinas são solventes para peptização e os hidrocarbonetos saturados são agentes gelantes ou floculantes. As frações maltênicas são compatíveis entre si. No entanto, poderá ocorrer insolubilidade na presença dos asfaltenos. As resinas ou bases nitrogenadas, com massa molecular e estrutura química intermediária entre os asfaltenos e maltenos, envolvem e peptizam as moléculas de asfalto formando uma suspensão de micelas dentro da fase maltênica.

A reologia é a ciência que estuda a fluência e a deformação da matéria. As características reológicas de um ligante a uma dada temperatura são determinadas pela constituição (composição química) e pela estrutura (composição física) das moléculas do material (Read e Whiteoak, 2003). Portanto, o comportamento reológico de um asfalto é determinado pelo equilíbrio físico-químico das fases constituintes. O teor de cada fração é importante na previsão da estabilidade coloidal do ligante, da sua compatibilidade com aditivos e das suas propriedades físicas e reológicas.

O asfalto pode variar sua estrutura coloidal e suas propriedades reológicas com a temperatura em função do teor de resinas, asfaltenos e maltenos presentes em sua composição, possuindo três tipos fundamentais de estrutura (Dony, 1991):

- Estrutura GEL: caracteriza-se pela aglomeração das micelas de asfalto, formando uma fase contínua pouco dispersa pelas resinas. São asfaltos ricos em asfaltenos com fase maltênica composta por baixos teores de hidrocarbonetos aromáticos, apresentando comportamento reológico do tipo elástico;
- Estrutura SOL: as moléculas de asfaltenos são totalmente peptizadas pelas resinas, formando uma solução diluída de asfaltenos dispersa em um meio estruturado pelas resinas. São asfaltos de comportamento reológico viscoso com fase maltênica rica em aromáticos e

- Estrutura SOL-GEL: agregados de micelas de asfaltenos são dispersos em um meio de resinas, intermediário entre SOL e GEL. A maioria dos ligantes asfálticos empregados em pavimentos possui esse tipo de estrutura, apresentando comportamento reológico viscoelástico.

A característica mais importante de um ligante asfáltico é sua suscetibilidade térmica. A temperatura atua como um fator fundamental no comportamento desses materiais, pois pode alterar seu estado físico ou de consistência. O comportamento dos cimentos asfálticos também depende do tempo de aplicação de carga. A aplicação de um mesmo carregamento com diferentes durações, resultará em diferentes comportamentos. Por esta razão, os ensaios de caracterização de materiais asfálticos devem respeitar valores especificados para temperatura e tempo de aplicação de carga.

O cimento asfáltico pode ser considerado um material viscoelástico, pois apresenta comportamento elástico e viscoso simultaneamente, quando submetido a temperaturas intermediárias. Em temperaturas elevadas (acima de 100°C), o CAP atua como um fluido viscoso. Em baixas temperaturas (abaixo de 0°C), torna-se um sólido elástico, isto é, quando recebe um carregamento, o material se deforma, quando o carregamento é retirado, o material volta ao estado original. Conforme destaca Huber (1999), o comportamento elástico, viscoso e viscoelástico das camadas de concreto asfáltico depende da temperatura, do tempo de carregamento e das características reológicas do ligante asfáltico, além de propriedades dos agregados.

Outra característica importante dos cimentos asfálticos está relacionada ao envelhecimento, que se inicia durante a fase de produção do concreto asfáltico, quando o CAP é aquecido para facilitar o processo de mistura com os agregados pétreos. Durante essa fase, ocorrem alterações significativas nas propriedades reológicas do ligante, como a diminuição da penetração (ou aumento da consistência) e o aumento da viscosidade.

O envelhecimento de curto prazo é causado, principalmente, devido à perda dos componentes voláteis e oxidação durante a fase de construção. Acredita-se que o envelhecimento de longo prazo seja conseqüência da progressiva oxidação durante a vida em serviço do pavimento. Embora, em geral, o envelhecimento possa resultar no enrijecimento da mistura, o que pode ser benéfico do ponto de vista da distribuição das cargas e da deformação permanente, poderá

também resultar em um pavimento com tendências ao trincamento e na perda de durabilidade em termos de resistência ao desgaste e suscetibilidade à umidade (Liang e Lee, 1996).

Em função das limitações dos ensaios empíricos tradicionais, o Programa SHRP (*Strategic Highway Research Program*) iniciou, em 1987, o desenvolvimento de um sistema para especificar materiais asfálticos e misturas asfálticas com base em propriedades diretamente relacionadas ao desempenho dos pavimentos quando em serviço. O produto final desse Programa de pesquisa foi denominado SUPERPAVE™ (*Superior Performing Asphalt Pavements*).

As especificações SUPERPAVE™ não consideram os ensaios tradicionais de classificação de ligantes (penetração e viscosidade), visto que estes não possuem relação direta com o comportamento dos asfaltos em serviço. Propõem, para cada zona climática, temperaturas máximas e mínimas de projeto, classificando os ligantes asfálticos em graus de desempenho (*Performance Grade* - PG) sendo designados como, por exemplo, PG 64-22. O primeiro número, 64, é o grau a alta temperatura e significa que o ligante apresenta propriedades físicas adequadas para aplicação em locais onde a média das máximas temperaturas observada em pavimentos durante os 7 dias mais quentes do ano não ultrapassa 64°C. O segundo número, -22, é o grau a baixa temperatura e significa que o ligante possui propriedades físicas adequadas em pavimentos até -22°C. A Tabela 2.1, adaptada de Asphalt Institute (1994), apresenta as possíveis classificações de um ligante asfáltico de acordo com o método SUPERPAVE™.

Tabela 2.1: Classificação SUPERPAVE™ de ligantes asfálticos
(Asphalt Institute, 1994)

Graus para altas temperaturas (°C)	Graus para baixas temperaturas (°C)
PG 46	-34, -40, -46
PG 52	-10, -16, -22, -28, -34, -40, -46
PG 58	-16, -22, -28, -34, -40
PG 64	-10, -16, -22, -28, -34, -40
PG 70	-10, -16, -22, -28, -34, -40
PG 76	-10, -16, -22, -28, -34
PG 82	-10, -16, -22, -28, -34

No sistema SUPERPAVE™ as propriedades físicas dos ligantes asfálticos também são obtidas após o envelhecimento. As especificações incluem dois procedimentos para simular o envelhecimento que ocorre durante as operações de produção (mistura em usina) e aplicação (lançamento e compactação) da mistura e durante a vida de serviço. O envelhecimento decorrente da produção e aplicação da mistura é simulado em laboratório através de ensaio de película fina rotativa em estufa (RTFOT). O envelhecimento durante a vida em serviço é simulado em laboratório pelo ensaio de envelhecimento em vaso pressurizado (PAV).

As propriedades físicas dos ligantes são obtidas empregando quatro equipamentos (FHWA, 1995):

- Reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR – *Dynamic Shear Rheometer*);
- Viscosímetro rotacional (*Rotational Viscosimeter*);
- Reômetro de viga à flexão (BBR – *Bending Beam Rheometer*) e
- Prensa de tração direta (DTT – *Direct Tension Test*).

O reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR) é utilizado para caracterizar as propriedades viscoelásticas de ligantes asfálticos virgens ou envelhecidos. O equipamento é composto por duas placas paralelas, uma fixa e outra oscilante, como mostra esquematicamente a Figura 2.1. A amostra asfáltica é colocada entre as placas e submetida a pulsos de carga cisalhantes com frequência de 10 radianos por segundo ($\cong 1,59$ Hz).

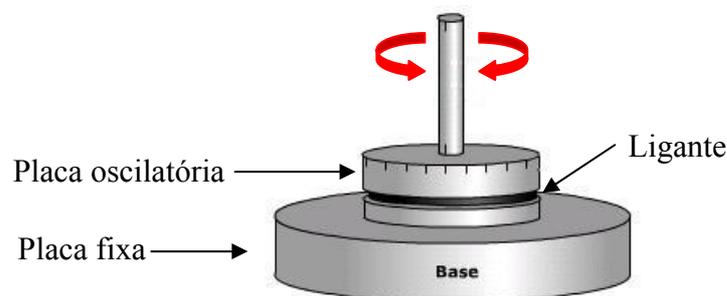


Figura 2.1: Configuração do reômetro de cisalhamento dinâmico

Os resultados do ensaio permitem determinar o módulo de cisalhamento complexo (G^*) e o ângulo de fase (δ). O G^* representa a resistência à deformação do ligante asfáltico quando

submetido a pulsos repetidos de tensões cisalhantes, sendo a soma de duas componentes: elástica (recuperável) e viscosa (permanente), como mostra a Figura 2.2. É definido como a razão entre a tensão cisalhante total ($\tau_{\max} - \tau_{\min}$) e a deformação cisalhante total ($\gamma_{\max} - \gamma_{\min}$). O δ é definido como o intervalo de tempo entre a aplicação da tensão cisalhante e a deformação cisalhante resultante (Asphalt Institute, 1994).

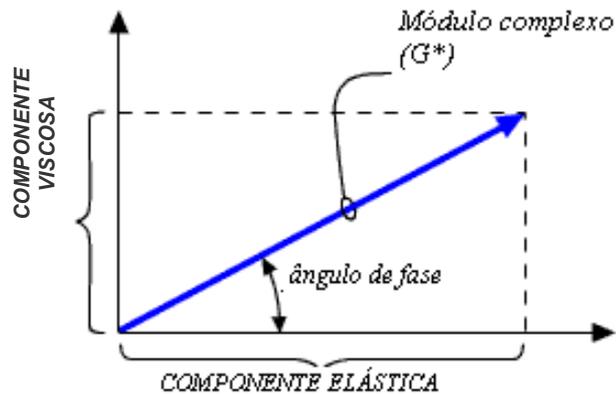


Figura 2.2: Módulo complexo e ângulo de fase

Para materiais perfeitamente elásticos, o carregamento aplicado coincide com a resposta imediata da deformação e o intervalo de tempo é zero. Um material totalmente viscoso apresenta um intervalo de tempo entre o carregamento e a resposta, levando a um ângulo de fase que se aproxima de 90° . Os materiais viscoelásticos, como os ligantes asfálticos, apresentam o ângulo de fase variando entre 0° (baixa temperatura) e 90° (alta temperatura) com resposta semelhante à reproduzida na Figura 2.3.

A especificação SUPERPAVETM define e estabelece valores para as relações $G^*/\text{sen}\delta$ e $G^*\text{sen}\delta$, que servem como indicativo do desempenho do ligante quanto às deformações permanentes para altas temperaturas ($> 46^\circ\text{C}$) e à fadiga para temperaturas intermediárias (entre 7 e 34°C). A altas temperaturas, a rigidez ($G^*/\text{sen}\delta$) de um ligante não envelhecido deve ser superior a $1,0$ kPa. Para amostras submetidas ao envelhecimento de curto prazo (RTFOT), a rigidez deverá ser de no mínimo $2,2$ kPa. Para temperaturas intermediárias, o ensaio é realizado utilizando-se amostras submetidas ao envelhecimento de longo prazo (PAV), sendo fixados valores máximos de $G^*\text{sen}\delta$ de 5.000 kPa para assegurar que o ligante não irá contribuir para o aparecimento de trincas por fadiga.

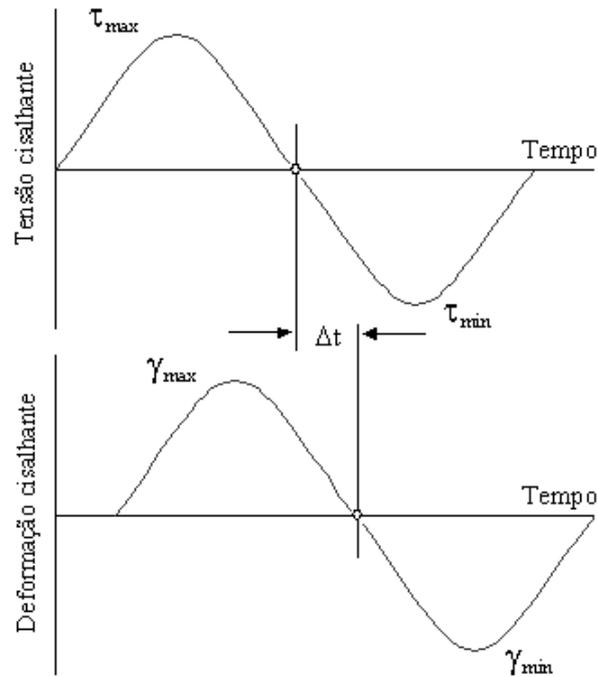


Figura 2.3: Comportamento tensão-deformação de um material viscoelástico

O viscosímetro rotacional, ou viscosímetro Brookfield, é utilizado para avaliar a trabalhabilidade dos ligantes asfálticos em altas temperaturas. O equipamento mede a viscosidade através do torque necessário para rodar uma haste (*spindle*) imersa em uma amostra de asfalto quente, a velocidade constante, como ilustra a Figura 2.4. Geralmente, a caracterização da viscosidade do ligante é feita a 135°C, quando este age quase que inteiramente como um fluido viscoso. A medida da viscosidade busca assegurar que o ligante será suficientemente fluido para ser bombeado e misturado com os agregados. Segundo a especificação SUPERPAVETM a viscosidade rotacional a 135°C deve ser inferior a 3 Pa.s (Asphalt Institute, 1994).

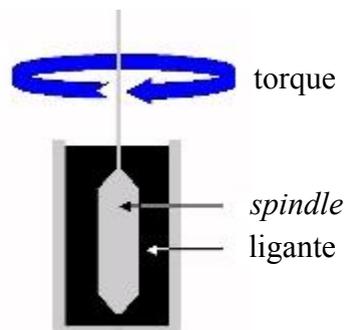


Figura 2.4: Esquema de funcionamento do viscosímetro rotacional

O reômetro de viga à flexão (BBR) é utilizado para caracterizar a rigidez do ligante asfáltico à baixa temperatura. O equipamento mede a deflexão produzida quando uma carga é aplicada no ponto médio de uma viga de ligante asfáltico simplesmente apoiada, durante 240 segundos, como ilustra a Figura 2.5. No ensaio são utilizados ligantes submetidos ao envelhecimento de longo prazo (PAV). A viga a ser ensaiada é colocada em um banho com temperatura controlada, determinada em função do clima da região onde será construído o pavimento. A carga de ensaio e a deflexão no ponto médio da viga são monitoradas ao longo do tempo. A rigidez S (*creep stiffness*) e o módulo de relaxação m (*creep rate*) são calculados a partir da resposta ao carregamento aplicado.

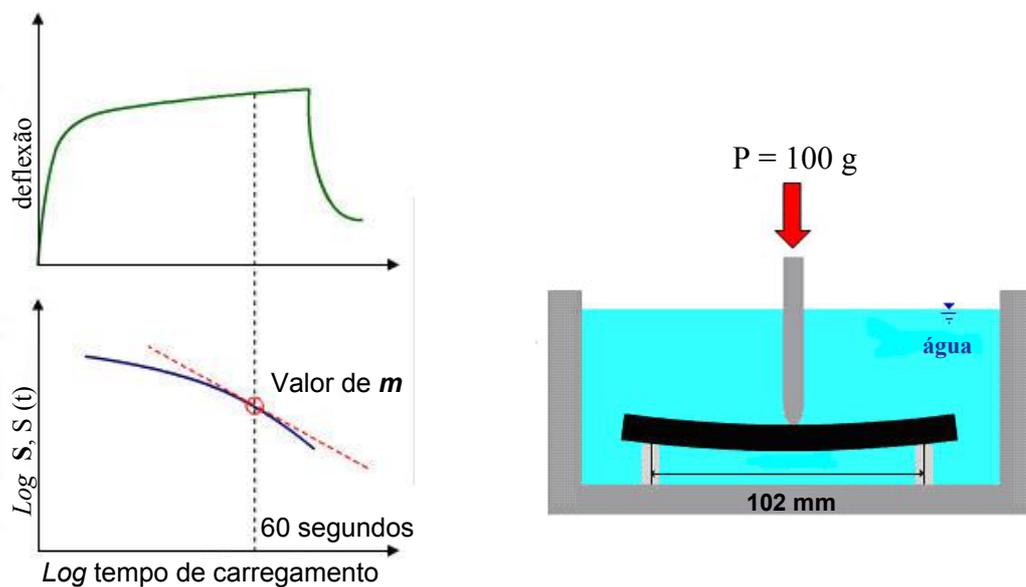


Figura 2.5: Esquemática do ensaio com reômetro de viga à flexão para ligantes asfálticos

A especificação recomenda um valor máximo de 300 MPa para a rigidez e um valor mínimo de 0,30 para a relaxação, ambos calculados para um tempo de aplicação de carga de 60 segundos. Ligantes que possuem baixa rigidez apresentam menor tendência ao trincamento devido a baixas temperaturas. Do mesmo modo, ligantes com alto valor de relaxação são mais eficientes na dissipação das tensões durante a contração, minimizando a formação de trincas e fissuras (Asphalt Institute, 1994).

Alguns ligantes podem exibir rigidez a baixa temperatura maior do que o desejado e, mesmo assim, podem não apresentar trincamento, devido à capacidade de deformar sem se romper. O ensaio de tração direta (DTT) avalia a ductilidade do ligante a baixas temperaturas e consiste

em estirar uma amostra de ligante, em temperatura controlada, até seu rompimento, como ilustra a Figura 2.6. A deformação na ruptura deverá ser maior ou igual a 1%. No ensaio são utilizadas amostras submetidas ao envelhecimento de longo prazo (PAV).



Figura 2.6: Esquemática do ensaio de tração direta

Os ensaios tradicionais mais importantes de controle laboratorial, recomendados pelas normas brasileiras para a certificação da qualidade dos materiais asfálticos, consistem na determinação das seguintes características:

- Penetração – NBR 6576 (ABNT, 1998);
- Ponto de fulgor e de combustão – NBR 11341 (ABNT, 2003a);
- Ponto de amolecimento – NBR 6560 (ABNT, 2000);
- Viscosidade Saybolt-Furol – NBR 14950 (ABNT, 2003b);
- Ductilidade – NBR 6293 (ABNT, 2001a) e
- Efeito do calor e do ar – ASTM D2872 (ASTM, 1997).

No entanto, é observada uma tendência de avaliar os ligantes empregando a metodologia tradicional buscando, adicionalmente, realizar alguns ensaios preconizados pelo método SUPERPAVETM, como a avaliação da viscosidade rotacional e o envelhecimento de curto prazo com o RTFOT. Os cimentos asfálticos de petróleo produzidos por refinarias brasileiras são classificados pela penetração sendo denominados CAP 30/45, CAP 50/70, CAP 85/100 e CAP 150/200. A Tabela 2.2 apresenta as características especificadas para os ligantes asfálticos produzidos no Brasil (ANP, 2005).

Tabela 2.2: Especificações para ligantes asfálticos produzidos no Brasil (ANP, 2005)

CARACTERÍSTICAS	Unidades	Ligantes asfálticos			
		CAP 30/45	CAP 50/70	CAP 85/100	CAP 150/200
Penetração (100 g, 5 s, 25°C)	0,1 mm	30 – 45	50 – 70	85 – 100	150 – 200
Ponto de amolecimento, mín	°C	52	46	43	37
Viscosidade Saybolt-Furol	s				
- a 135°C, mín		192	141	110	80
- a 150°C, mín		90	50	43	36
- a 177°C, mín		40 – 150	30 – 150	15 – 60	15 – 60
OU					
Viscosidade Brookfield	cP				
- a 135°C, sp 21, 20 rpm, mín		374	274	214	155
- a 150°C, sp 21, mín		203	112	97	81
- a 177°C, sp 21		76 – 285	57 – 285	28 – 114	28 – 114
Índice de suscetibilidade térmica ¹		-1,5 a +0,7	-1,5 a +0,7	-1,5 a +0,7	-1,5 a +0,7
Ponto de fulgor, mín	°C	235	235	235	235
Solubilidade tricloroetileno, mín	% massa	99,5	99,5	99,5	99,5
Ductilidade a 25°C, mín	cm	60	60	100	100
Efeito do calor e do ar (RTFOT) a 163°C, 85 min					
- Variação em massa, máx ²	% massa	0,5	0,5	0,5	0,5
- Ductilidade a 25°C, mín	cm	10	20	50	50
- Aumento do ponto de amolecimento, máx	°C	8	8	8	8
- Penetração retida, mín ³	%	60	55	55	50

Observações:

¹ O índice de suscetibilidade térmica (*IST*) é obtido a partir da seguinte equação:

$$IST = \frac{(500)(\log PEN) + (20)(PA) - 1951}{120 - (50)(\log PEN) + (PA)} \quad \text{onde: } PA = \text{Ponto de amolecimento}$$

PEN = penetração a 25°C, 100 g, 5 s

² A variação em massa, em porcentagem, é definida como:

$$\Delta M = \frac{M_{inicial} - M_{final}}{M_{inicial}} \times 100 \quad \text{onde: } M_{inicial} = \text{massa antes do ensaio RTFOT}$$

M_{final} = massa após o ensaio RTFOT

³ A penetração retida (*PEN_{retida}*) é definida como:

$$PEN_{retida} = \frac{PEN_{final}}{PEN_{inicial}} \times 10 \quad \text{onde: } PEN_{inicial} = \text{penetração antes do RTFOT}$$

PEN_{final} = penetração após o ensaio RTFOT

Leite e Tonial (1994) buscaram adaptar as especificações SUPERPAVE™ para ligantes asfálticos às condições climáticas brasileiras. Os autores realizaram um levantamento das temperaturas do ar mínimas e máximas absolutas a partir de dados climatológicos de 1961 a 1990. Os dados apurados foram utilizados para estimar as temperaturas do pavimento em função da temperatura do ar e da latitude. Os resultados obtidos foram superiores às temperaturas observadas em pavimentos em até 6°C. Foram propostas equações formuladas considerando a temperatura do pavimento função da temperatura do ar, da latitude e da profundidade até a superfície do pavimento (Leite, 1999).

A partir das temperaturas obtidas para cada região do Brasil foram determinados os tipos de CAP adequados ao clima brasileiro. Segundo Leite e Tonial (1994) os ligantes indicados são PG 64-16 e PG 70-16, sem levar em consideração o nível de tráfego. Os CAPs com PG 76 e PG 82 devem ser empregados em pavimentos com volume de tráfego elevado e/ou sujeitos a tráfego canalizado e lento, como estacionamentos e corredores de ônibus.

2.2.1 A modificação de ligantes asfálticos

Com o objetivo de modificar os comportamentos reológico e mecânico dos ligantes asfálticos são incorporados agentes modificadores, desenvolvidos para produzir misturas asfálticas menos sensíveis às variações climáticas, mais flexíveis e resistentes à ação do tráfego. Estes modificadores devem melhorar as propriedades reológicas do asfalto, apresentar resistência à temperatura de trabalho, facilidade de dispersão, disponibilidade no mercado e custo adequado para atender aos critérios básicos de desempenho, praticidade e economia.

O ligante modificado é resultante da interação física e/ou química de um agente modificador com um ligante asfáltico. Deve ser processado por meios convencionais, manter suas propriedades e estabilidade durante as etapas de armazenamento, aplicação e ao longo de sua vida útil. São denominados ligantes modificados os CAPs cujas características sofreram alterações pela adição de asfaltos naturais como gilsonita (Estados Unidos), asfaltita (Argentina) e Asfalto de Trinidad; fileres (cal, cimento, sílica); fibras (fibra de vidro, asbestos, fibras de celulose e fibras poliméricas); enxofre elementar ou pelo uso de polímeros (SBR, SBS, EVA e borracha de pneus) (Leite, 1999).

A busca de novos materiais para melhorar o desempenho dos pavimentos asfálticos levou ao desenvolvimento de asfaltos modificados por polímeros – moléculas relativamente grandes com estrutura caracterizada pela repetição de unidades químicas simples. A modificação de ligantes asfálticos por polímeros é empregada há cerca de 40 anos em países desenvolvidos. No Brasil, as primeiras aplicações ocorreram na Bahia, na década de 1970 quando os engenheiros Vogh e Farah adicionaram látex a um concreto asfáltico usinado a quente (CBUQ). A partir desta experiência, vários segmentos de rodovias, em diversos estados brasileiros, foram pavimentados com asfalto modificado.

O desenvolvimento de ligantes asfálticos modificados por polímeros visa a obtenção de misturas asfálticas de desempenho superior frente aos principais problemas observados em pavimentos asfálticos convencionais: o afundamento nas trilhas de rodas e o trincamento por fadiga, que aceleram a deterioração da estrutura levando à necessidade de recuperação prematura das estradas, sendo as principais causas da perda de regularidade e serventia do pavimento asfáltico.

Em comparação ao CAP convencional, os ligantes modificados por polímeros apresentam menor suscetibilidade térmica, ou seja, são mais estáveis em temperaturas elevadas e mais flexíveis em baixas temperaturas, sendo esta a característica mais importante deste tipo de ligante. A modificação por polímeros também aumenta o ponto de amolecimento, a resistência ao envelhecimento, a adesividade e coesão, a elasticidade e a resistência às deformações permanentes, além disso, observa-se também um aumento significativo na viscosidade absoluta do ligante.

O acréscimo excessivo da viscosidade do ligante asfáltico pela adição de polímero pode ser uma desvantagem, pois altera as condições de processo, estocagem e transporte do ligante modificado. Também deve ser observada a estabilidade da suspensão asfáltica com a adição de polímero, podendo ocorrer incompatibilidade da mistura. Além disso, é necessário avaliar a relação desempenho *versus* custo, observando-se sempre a região geográfica e as condições de tráfego a que a mistura asfáltica será submetida.

O termo polímero pode ser aplicado a qualquer molécula gigante. Mas nem todos podem ser usados misturados ao cimento asfáltico para fins de pavimentação. Alguns polímeros têm propriedades adequadas para altas temperaturas, enquanto outros têm boas propriedades a

baixas temperaturas; alguns materiais exibem bom desempenho tanto a alta quanto a baixas temperaturas.

Vários tipos de polímeros têm sido utilizados na modificação de ligantes asfálticos, tais como: borracha de estireno-butadieno (SBR), copolímero tribloco de estireno-butadieno (SBS), copolímero tribloco de estireno-etilenobutadieno (SEBS), etileno-acetato de vinila (EVA), etileno-propileno-dieno (poli) (EPDM), resina epóxi, poliolefinas, poliuretanas, entre outros.

2.2.1.1 Polímeros modificadores

Diversos polímeros podem ser utilizados como modificadores de asfalto, é necessário apenas apresentar afinidade com o ligante para evitar heterogeneidade da mistura. Quando existe compatibilidade entre o asfalto e o polímero, o ligante modificado apresenta melhores propriedades físicas e mecânicas se comparado ao ligante puro.

Em pavimentação, um estudo realizado pela Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) do DNER, por intermédio da Divisão de Pesquisas e Desenvolvimento (DPqD) resultou em uma classificação simplificada dos polímeros empregados como modificadores de ligantes asfálticos, dividindo-os em quatro grupos (DNER, 1998a):

- Termorrígidos: quando aquecidos endurecem de forma irreversível, como as resinas epóxi e o poliuretano;
- Termoplásticos: quando aquecidos amolecem de forma reversível, isto é, amolecem quando aquecidos e endurecem quando resfriados, como o EVA e o polietileno;
- Elastômeros: são passíveis de grandes deformações reversíveis, apresentando comportamento elástico semelhante ao da borracha. Quando aquecidos se decompõem antes de amolecer, como o SBR e
- Elastômero-termoplásticos: quando aquecidos apresentam comportamento termoplástico, mas em baixas temperaturas apresentam propriedades elásticas, como o SBS.

A pesquisa de asfaltos modificados por polímeros realizada pela DPqD identificou, de modo sistemático, as propriedades mais relevantes conferidas ao asfalto pela adição de polímeros,

dando ênfase às características físicas, físico-químicas, reológicas e comportamentais frente a carregamentos repetidos de curta duração (DNER, 1999).

Reis (2002) relata que a incorporação de elastômeros sem o processo de vulcanização não forma uma rede tridimensional elástica, alterando muito pouco o comportamento reológico do ligante asfáltico e conseqüentemente suas propriedades finais. Segundo o autor, a utilização de elastômeros vulcanizados, inclusive pó de borracha proveniente da reciclagem de pneus, modifica significativamente as propriedades dos ligantes asfálticos, entretanto, estes polímeros são de difícil dispersão requerendo altas temperaturas e tempo de digestão.

Os polímeros termoplásticos (polietileno, polipropileno, PVC, poliestireno, entre outros) aumentam a viscosidade do ligante asfáltico à temperatura ambiente. Infelizmente, apresentam propriedades elásticas e compatibilidade reduzidas; normalmente o que ocorre é a migração do polímero provocando uma dispersão grumosa e heterogênea (Reis, 2002).

Os polímeros mais amplamente utilizados na modificação de asfaltos para fins rodoviários são: SBS (copolímero de estireno butadieno), SBR (borracha de butadieno estireno) e EVA (copolímero de etileno acetato de vinila) (IBP, 1999).

Têm sido utilizados com sucesso sistemas de asfalto-polímero com EVA na pavimentação rodoviária. O EVA é uma macromolécula que apresenta propriedades similares ao polietileno de baixa densidade. Quanto maior a concentração de acetato de vinila, melhores as propriedades de compatibilidade e flexibilidade do polímero. Asfaltos modificados por EVA têm sido empregados principalmente em revestimentos sujeitos a tráfego pesado ou canalizado, com o intuito de melhorar a resistência à deformação permanente de pavimentos flexíveis (IBP, 1996).

Segundo Bernucci *et al.* (2000), a modificação por EVA eleva a rigidez da mistura, que passa a trabalhar com elevados módulos de resiliência. As misturas asfálticas produzidas com ligante modificado por este polímero devem ser utilizadas, preferencialmente, com estruturas de baixa deflexão, isto é, com boa rigidez ou com espessuras elevadas, para evitar trincamento precoce.

Whiteoak (1990) considera que excelentes resultados têm sido obtidos na aplicação, em larga escala, de sistemas poliméricos que apresentam recuperação elástica e resistência mecânica à tração. Para o autor isto não é surpresa, visto que estas propriedades são essenciais para

determinados materiais, como os pneus dos veículos, que permanecem resistentes e flexíveis em toda a gama de tensões e temperaturas do pavimento. Estas macromoléculas combinam as propriedades termoplásticas e elastoméricas sem necessidade de vulcanização e são denominadas quimicamente de copolímeros em bloco de estireno-butadieno (SBS). Conhecidos comercialmente como borrachas termoplásticas, estes materiais apresentam blocos finais de poliestireno incorporados a uma matriz de borracha (butadieno). Quando o polímero é disperso no asfalto, a quente, o poliestireno dissolve-se completamente, assumindo características termoplásticas que facilitam a mistura e a compactação da massa asfáltica.

Baseado no tipo de técnica a ser empregada, é possível otimizar a seleção dos modificadores para melhorar as propriedades fundamentais dos ligantes asfálticos (Reis e Espírito Santo, 1998):

- Termo-suscetibilidade - A consistência do ligante asfáltico modificado permanece inalterada sob larga faixa de temperaturas. Em climas frios, seu caráter flexível aumenta a resistência às trincas e fissuras na superfície do revestimento. Em climas quentes, o incremento do ponto de amolecimento e da viscosidade do ligante reduz o risco de exsudação, de afundamentos e de diminuição da macrotextura do pavimento;
- Resistência coesiva - Esta propriedade faz com que o ligante asfáltico mantenha os agregados unidos, quando sujeitos à ação das cargas de tráfego, principalmente em baixas temperaturas;
- Comportamento reológico - A resistência à fluência e/ou recuperação elástica do ligante modificado sob tensões de tração mantém a integridade do revestimento, mesmo quando sujeito a níveis elevados de deformação, ao contrário do comportamento puramente dúctil dos ligantes convencionais e
- Poder de adesão - Os revestimentos asfálticos, quando sujeitos à ação da água e aos efeitos abrasivos dos veículos tendem a perder adesão entre a superfície do agregado e o ligante (*Stripping*). O asfalto modificado aumenta a resistência do revestimento a estes fatores.

Reis (2002) ainda destaca que a modificação de ligantes asfálticos resulta em:

- Maior resistência ao envelhecimento proporcionando aumento da vida útil do ligante;

- Elevação do ponto de amolecimento podendo significar a diminuição das deformações permanentes;
- Diminuição do ponto de ruptura Fraass, que representa a temperatura em que o ligante asfáltico sofre trincas quando submetido à tensão, podendo representar a redução do fenômeno de trincamento a baixas temperaturas;
- Aumento do intervalo de plasticidade, faixa de temperatura na qual o ligante asfáltico pode ser utilizado, em consequência da elevação do ponto de amolecimento e do ponto de ruptura Fraass reduzido e
- Maior resistência à deformação permanente em decorrência do aumento da elasticidade do material resultante.

A introdução de qualquer tipo de polímero causa uma perturbação no equilíbrio coloidal do ligante asfáltico, acarretando importantes consequências nas características mecânicas, químicas e na compatibilidade do sistema. A otimização dos resultados dependerá da escolha e quantidade de polímero introduzido, da natureza do ligante e das condições térmicas, químicas e mecânicas do processo de dispersão adotado.

2.2.1.2 O ácido polifosfórico como modificador de ligantes

Existe uma relação estreita entre as propriedades finais das misturas asfálticas e as propriedades reológicas e mecânicas do ligante asfáltico utilizado. As características reológicas a altas temperaturas, bem como as propriedades mecânicas a baixas temperaturas dos ligantes asfálticos, podem ser melhoradas pela modificação física através da adição de polímeros. A modificação da estrutura química do asfalto pela adição de produtos como o ácido polifosfórico (PPA) é uma alternativa para melhorar as propriedades do material.

A utilização de PPA na modificação de ligantes asfálticos não é uma tecnologia recente. A primeira patente relacionada à técnica é norte-americana, estabelecida em 1972. No entanto, o emprego em escala comercial começou a pouco mais de 10 anos nos EUA e está iniciando-se na Europa (Orange *et al.*, 2004).

Filipis *et al.* (1994) ao pesquisarem a estabilização de resíduos de vácuo empregando tratamento com ácido polifosfórico concluíram que a adição deste modificador produz efeito similar ao induzido pelo processo de sopragem, resultando em aumento do ponto de amolecimento, da viscosidade e da resistência ao envelhecimento e redução da penetração. O resultado obtido pode ser comparado à oxidação branda, gerando uma estrutura gel, não causando alterações nas propriedades a baixas temperaturas. A modificação por ácido, segundo os autores, pode ser considerada de menor custo, comparada ao processo de sopragem e não interfere na estrutura coloidal do material asfáltico.

A modificação física pela adição de polímeros sólidos pode apresentar alguns problemas de compatibilidade, estabilidade à estocagem e envelhecimento prematuro do ligante. O PPA é um polímero inorgânico, não-oxidante e termicamente estável obtido a partir da termocondensação do ácido ortofosfórico; não possui água livre e apresenta viscosidade de 840 cP a 25°C, sendo altamente solúvel em compostos orgânicos (Martin, 2004). Este modificador químico melhora a razão das temperaturas de aplicação, definida como a margem entre a temperatura máxima e a temperatura mínima, com melhoria na suscetibilidade térmica do ligante se comparado a polímeros tradicionalmente empregados na modificação de asfaltos (Orange *et al.*, 2004). Geralmente ocorre o ganho de um “grau” quente no PG com excelentes propriedades a baixas temperaturas e boa durabilidade, isto é, um asfalto com PG 64-22 com adição de 1,2% de PPA passa para PG 70-22. Adições de maior quantidade de PPA, respeitando o limite de saturação, podem aumentar o PG em até dois “graus” quentes (12°C), dependendo do tipo de ligante utilizado.

A rigidez do ligante, caracterizada pelo módulo complexo (G^*), é aumentada pela modificação por PPA, ao mesmo tempo o ângulo de fase (δ) é consideravelmente reduzido, significando um aumento na elasticidade do ligante (Marcant, 2004; Martin, 2004; Orange *et al.*, 2004). Um ligante que apresenta bom comportamento a baixas temperaturas deve manter um módulo suficientemente baixo após o envelhecimento e ter uma boa capacidade de relaxação. A temperatura mínima correspondente aos critérios de rigidez (S) ou módulo de relaxação (m) não sofrem alteração pela modificação por PPA após envelhecimentos de curto e longo prazo.

Estudos realizados com misturas asfálticas dosadas com ligante modificado por PPA empregando agregado granítico mostraram que a adesividade ligante-agregado, avaliada

através da metodologia Lottman Modificada (AASHTO T283), é mantida, podendo ser melhorada ligeiramente (Martin, 2004; Orange *et al.*, 2004).

Ao pesquisar a alteração da coesividade e da adesividade de ligantes asfálticos em função da adição de modificadores, Baumgardner (2005) concluiu que a adição de compostos polares, como o PPA, aumenta as duas características e favorece a interação asfalto-agregado, enquanto a adição de compostos não-polares, como polímeros, modifica a coesividade sem alterar a adesividade. Também observou que o aumento da polaridade dos componentes do asfalto (asfaltenos) pela adição de PPA pode aumentar a afinidade do asfalto com a superfície dos agregados, melhorando a resistência aos efeitos danosos da umidade.

Conforme apresentado anteriormente, o asfalto pode ser descrito como uma substância coloidal, na qual a fase dispersa, constituída de asfaltenos, é coberta por uma camada de resinas; este complexo (micela) é disperso em uma fase contínua de malteno que consiste de uma mistura de óleos aromáticos e saturados.

A adição de PPA pode aumentar entre 5 e 10% o teor de asfaltenos, dependendo do tipo de ligante empregado, devido ao efeito desaglomerante deste polímero nas cadeias de moléculas de asfaltenos. A consequência mais importante da modificação por PPA é o aumento da dispersão e estabilização das micelas de asfaltenos no ligante asfáltico, como pode ser observado na Figura 2.7, adaptada de Orange *et al.* (2004).

Do ponto de vista mecânico, o ligante asfáltico pode ser considerado como uma matriz (maltenos) reforçada por partículas orgânicas (asfaltenos). A dispersão eficiente destas partículas, leva à melhoria das propriedades mecânicas. Ligantes modificados quimicamente mostram um comportamento reológico a altas temperaturas mais rígido (G^* aumenta) e mais elástico (δ diminui). Além disso, a baixas temperaturas, a redução do tamanho das aglomerações de asfaltenos e o aumento da dispersão resulta em menor suscetibilidade ao trincamento térmico (Orange *et al.*, 2004). A utilização de ligantes modificados por PPA pode melhorar a vida de fadiga e a resistência às deformações permanentes das misturas asfálticas. É importante lembrar que o resultado da modificação por PPA será tanto melhor quanto maior o teor de asfaltenos presente no ligante empregado.

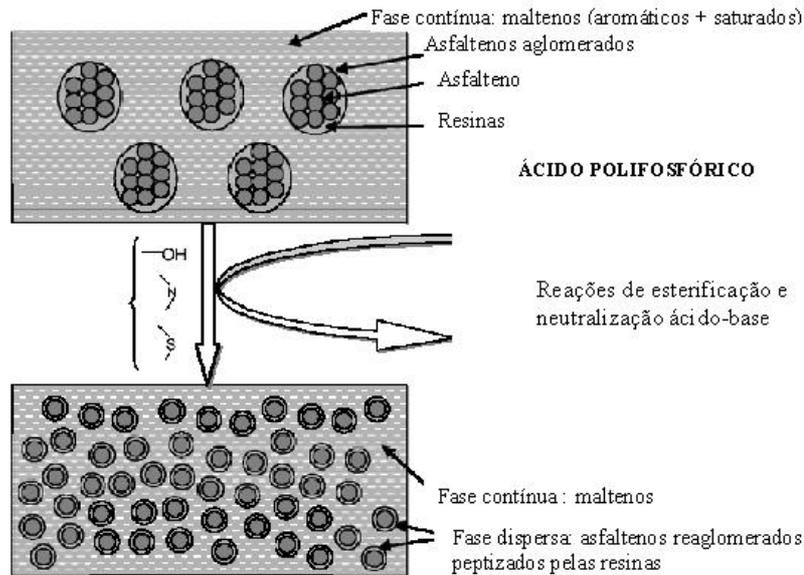


Figura 2.7: Esquema representativo da modificação de ligante asfáltico por PPA (Orange *et al.*, 2004)

Marcant (2004) ao estudar o mecanismo de modificação do asfalto por PPA identificou a ocorrência de dois efeitos em série:

- A dispersão dos asfaltenos devido à reação com PPA resultando em alteração no PG do ligante (aumento na alta temperatura e redução na baixa). Esta reação é irreversível e
- Quando o meio atinge a saturação por asfaltenos ocorrem reações entre o PPA livre com o asfalto, reduzindo a viscosidade. Esta reação é parcialmente reversível.

O autor ainda verificou que o PPA livre pode reagir com espécies básicas, reduzindo os efeitos benéficos do modificador no ligante.

Embora a modificação de ligantes asfálticos por PPA seja eficiente em qualquer tipo de CAP, os naftênicos são mais reativos que os parafínicos (Martin, 2004; Orange *et al.*, 2004). Por exemplo, após a adição de cerca de 1% de PPA, a variação na temperatura alta (PG), medida pelo DSR, é superior a 12°C nos ligantes naftênicos e 6°C nos ligantes parafínicos. A temperatura mínima em geral não é afetada pela adição de PPA, embora uma redução de 2°C a 5°C, quando medida no BBR, pode ser observada em alguns casos.

Cabe ainda ressaltar que a modificação por PPA resulta em ligantes asfálticos com menor viscosidade se comparados aos ligantes modificados por polímeros para um mesmo PG, necessitando de menores temperaturas de aplicação. Esta característica é de grande

importância pois, além de garantir maior facilidade no processo construtivo de camadas asfálticas empregando esta tecnologia, pode significar redução das emissões gasosas resultantes da utilização de ligantes asfálticos (Martin, 2004; Orange *et al.*, 2004).

A adição de PPA a asfaltos modificados por polímeros pode proporcionar redução da viscosidade sem alterar a recuperação elástica do material resultante. Adicionalmente, pode representar uma diminuição do teor de polímero necessário para atingir o desempenho desejado. Martin (2004) verificou que a adição de 1% de PPA e 1,5% de polímero SBS resulta em igual desempenho que a adição de 4,5% de SBS. Ou seja, nesta situação, 1% de PPA apresentou desempenho similar a 3% de SBS.

No Brasil, Leite *et al.* (2004) avaliaram a utilização de ácido polifosfórico com concentração superior a 100% na modificação de um resíduo de vácuo de petróleo brasileiro com penetração igual a 142 dmm. Em um reator de vidro, com atmosfera inerte foi realizada a reação com três diferentes teores de ácido polifosfórico: 0,7; 1 e 1,2%. A amostra foi previamente aquecida em estufa e o PPA foi adicionado ao ligante sob agitação em baixo cisalhamento.

Para avaliar o ligante modificado foram realizados ensaios de viscosidade dinâmica a 60°C, penetração a 25°C, viscosidade empregando o viscosímetro rotacional a 135°C, estabilidade à estocagem (48 h), ponto de amolecimento e espectrometria de ressonância magnética nuclear entre outros.

Os resultados das espectrometrias realizadas indicaram a ocorrência de uma associação dos asfaltenos com o fósforo e um aumento significativo do peso molecular dos asfaltenos. A modificação por PPA leva à conversão de aromáticos em resinas e de resinas em asfaltenos, diminuindo a aromaticidade e aumentando o teor e o peso molecular dos asfaltenos.

Os autores ainda observaram que, conforme esperado, a penetração decresce com o acréscimo do teor de ácido, o ponto de amolecimento aumenta, o ligante asfáltico torna-se mais viscoso e a susceptibilidade térmica melhora. A adição de 0,7% e 1% de PPA modifica a classificação SUPERPAVETM do asfalto de PG 46-22 para, respectivamente, PG 52-28 e PG 58-22.

Considerando ligantes produzidos empregando processo e petróleo iguais, a utilização de um ligante de menor penetração leva à necessidade da adição de menores teores de ácido para um mesmo desempenho (Leite *et al.* 2004).

2.3 AGREGADOS

Os agregados podem ser subdivididos em naturais ou artificiais. Os agregados naturais são resultantes da alteração das rochas por processos de intemperismo ou produzidos por britagem. Pedregulhos, seixos, britas e areias são agregados naturais empregados em pavimentação. Já os agregados artificiais são produtos ou subprodutos de processos industriais por transformação física e química de materiais, como as escórias siderúrgicas, argila calcinada e argila expandida.

Nos últimos anos, a preocupação crescente com os aspectos ambientais tem motivado a incorporação de agregados alternativos nas misturas asfálticas. Este é o caso, por exemplo, das escórias siderúrgicas e da borracha triturada de pneus inservíveis.

Os agregados representam a maior parcela constituinte de uma mistura asfáltica, chegando a valores superiores a 90% em peso do conjunto asfalto-agregado. Logo, as propriedades dos agregados utilizados nas misturas asfálticas são muito importantes para o desempenho dos pavimentos.

Defeitos no pavimento, como desagregação e deformação permanente, podem estar diretamente relacionados à escolha incorreta dos agregados. Deste modo, é fundamental que possuam propriedades geométricas, físico-químicas e mecânicas adequadas para garantir o bom desempenho do pavimento.

Muitos ensaios atualmente em uso foram desenvolvidos para caracterizar os agregados empiricamente sem, necessariamente, possuírem relação com o desempenho dos pavimentos quando em serviço. As normas brasileiras têm recomendado os seguintes ensaios para agregados pétreos:

- Resistência mecânica: determinação da abrasão “ Los Angeles” – ME 035 (DNER, 1998b); resistência ao esmagamento de agregados graúdos – ME 197 (DNER, 1997); determinação do índice de tenacidade de agregados pelo aparelho Treton – IPT ME 52;
- Forma: determinação do índice de forma – ME 086 (DNER, 1994a);
- Durabilidade: avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio – ME 089 (DNER, 1994b) e

- Adesividade a ligante asfáltico: Agregado graúdo – adesividade a ligante betuminoso – ME 078 (DNER, 1994c); Agregado – adesividade a ligante betuminoso – ME 079 (DNER, 1994d).

Durante as pesquisas do Programa SHRP não foram desenvolvidos novos ensaios e procedimentos para caracterizar os agregados pétreos; os ensaios já existentes foram aperfeiçoados e incorporados ao sistema SUPERPAVE™. Especialistas em pavimentação foram consultados visando estabelecer as propriedades mais importantes dos agregados, chegando-se a um consenso de que estas influenciam diretamente na resistência às deformações permanentes. Os trincamentos por fadiga e a baixas temperaturas são menos influenciados pelas características do agregado mineral. Foram incorporadas duas categorias de propriedades do agregado ao sistema SUPERPAVE™: as propriedades de consenso e as propriedades de origem.

As propriedades de consenso são:

- Angularidade do agregado graúdo;
- Angularidade do agregado miúdo;
- Partículas planas e alongadas e
- Equivalente de areia.

Existem padrões de aceitação para estas propriedades dos agregados minerais. Os padrões de consenso não são únicos, mas sim variam em função do volume de tráfego e da posição da camada em relação à estrutura do pavimento. O material pétreo utilizado nas camadas mais superficiais do pavimento deve atender a especificações mais restritivas. A Tabela 2.3 (adaptada de SHRP, 1999) apresenta as especificações SUPERPAVE™ para as propriedades de consenso. Nos Estados Unidos, essas propriedades têm sido aplicadas no controle de qualidade dos agregados utilizados nas misturas asfálticas.

As especificações de angularidade dos agregados graúdos e miúdos possibilitam uma mistura asfáltica com alto grau de atrito interno e, portanto, com maior resistência ao cisalhamento e à deformação permanente. A limitação do número de partículas achatadas e alongadas na mistura asfáltica garante que os agregados não serão tão suscetíveis ao esmagamento durante as fases de produção e construção e sob as cargas do tráfego.

Tabela 2.3: Critérios da especificação SUPERPAVE™ para as propriedades de consenso (SHRP, 1999)

Tráfego N ⁽¹⁾ (milhões)	Angularidade do Agregado Graúdo (% mínima)		Angularidade do Agregado Miúdo ⁽³⁾ (% mínima)		Equivalente de Areia (% mínima)	Partículas achatadas e alongadas ⁽⁴⁾ (% máxima)
	< 100 mm	> 100 mm	< 100 mm	> 100 mm		
< 0,3	55/--	--/--	--	--	40	--
0,3 até < 3	75/--	50/--	40	40	45	10
3 até < 10	85/80 ⁽²⁾	60/--	45	40	45	
10 até < 30	95/90	80/75	45	40	45	
≥30	100/100	100/100	45	45	50	

⁽¹⁾ Número equivalente de solicitações do eixo padrão (design ESAL's) para um período de 20 anos.

⁽²⁾ “85/80” significa que 85% dos agregados graúdos apresentam uma face fraturada e 80% apresentam duas ou mais faces fraturadas.

⁽³⁾ Os critérios são apresentados como a porcentagem de volume de vazios em agregados finos não compactados.

⁽⁴⁾ Critério baseado na razão 5:1 entre a máxima dimensão (comprimento) e a mínima dimensão (espessura).

A fração argila, devido à sua expansividade, pode provocar o rompimento da película de ligante que envolve os agregados, dificultando a adesão entre as partículas. A porcentagem de argila presente na fração fina dos agregados é estimada pelo ensaio de equivalente de areia.

As propriedades de origem são dureza, sanidade e materiais deletérios e seus limites são especificados regionalmente pelo órgão regulador de acordo com a importância do projeto.

Dentre as propriedades dos agregados citadas destaca-se a angularidade do agregado miúdo. Acredita-se que as características da fração fina do agregado têm influência significativa na estabilidade das misturas asfálticas interferindo na resistência à deformação permanente, especialmente para misturas bem graduadas e densas.

De acordo com o método SUPERPAVE™, a angularidade do agregado miúdo é avaliada através da determinação do volume de vazios de uma amostra de material não compactado. O ensaio para analisar a angularidade do agregado miúdo (*Fine Aggregate Angularity – FAA*) consiste em verter agregado com diâmetro inferior a 2,36 mm de uma altura de queda estabelecida até preencher um cilindro de 100 cm³ de volume. Em seguida, determina-se a massa de agregado dentro do cilindro que permite calcular o volume de vazios.

O procedimento considera que o volume de vazios do agregado miúdo medido neste ensaio pode ser relacionado com características físicas do agregado (angularidade e textura superficial), pois partículas arredondadas e lisas permitem uma melhor acomodação, resultando em menor volume de vazios não compactados se comparadas a partículas de agregados com maior angularidade e rugosidade. A granulometria do agregado também interfere no resultado do ensaio, visto que agregados bem graduados apresentam menor volume de vazios não compactados que agregados de granulometria uniforme. O procedimento de ensaio pode ser encontrado nas normas AASHTO T 304 e ASTM C 1252: *Uncompacted Void Content of Fine Aggregate*.

Atualmente não existe consenso sobre a eficiência do ensaio FAA para determinar as características dos agregados miúdos (angularidade, forma e rugosidade) que interferem na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas. No Brasil, Fernandes Jr. *et al.* (2000) compararam o ensaio FAA com o de cisalhamento direto e concluíram que o FAA não é um bom indicador da resistência ao cisalhamento do agregado fino. Segundo os autores, o ensaio de cisalhamento direto pode prover parâmetros de maior relevância para avaliar os agregados finos.

Gouveia e Fernandes Jr. (2002) consideraram a hipótese de que agregados finos com altos valores de FAA apresentam partículas angulosas e textura superficial rugosa, resultando em um maior intertravamento entre as partículas, promovendo maior resistência ao cisalhamento e, conseqüentemente, maior estabilidade da mistura. A partir deste pressuposto realizaram ensaios FAA, análise visual da forma, angularidade e textura superficial e cisalhamento direto em amostras de agregado fino e ensaio Marshall em amostras de misturas asfálticas produzidas com diferentes materiais. Os resultados obtidos permitiram concluir que o ensaio FAA proposto pelo método SUPERPAVETM não separa os efeitos de angularidade e forma das partículas; que um agregado fino com maior FAA não apresenta, necessariamente, maior resistência ao cisalhamento e que não há correlação entre estabilidade e valores de FAA. Logo, o ensaio parece não ser capaz de identificar agregados capazes de produzir misturas asfálticas mais resistentes às deformações permanentes.

2.4 DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS

O principal objetivo da dosagem de misturas asfálticas é produzir uma mistura que possua trabalhabilidade satisfatória e a melhor combinação possível das seguintes características (Asphalt Institute, 1997):

- Estabilidade: resistência à ação do tráfego sem sofrer distorções ou deslocamentos;
- Durabilidade: resistência à desagregação pela ação do tráfego e/ou do intemperismo;
- Flexibilidade: resistência à flexão sob ação de carga repetida, sem ocorrência de fissuras;
- Impermeabilidade: resistência à penetração e à percolação de água e
- Resistência ao atrito.

Um bom projeto de mistura asfáltica deveria considerar os seguintes fatores que correspondem às principais causas de defeitos nos pavimentos: deformação permanente, trincas por fadiga, trincas a baixas temperaturas, além dos efeitos da umidade e do envelhecimento (Asphalt Institute, 1995).

Existem diversos métodos de dosagem de misturas asfálticas, podendo-se destacar os seguintes:

- O Método Marshall: desenvolvido nos Estados Unidos na década de 1930, sendo o mais utilizado no Brasil;
- O método francês de dosagem: desenvolvido na França na década de 1970. Atualmente alguns ensaios e especificações deste método estão sendo incorporadas às especificações europeias, em função da criação da União Européia e
- O Método SUPERPAVETM: surgiu nos Estados Unidos no final da década de 1980 como resultado do Programa SHRP. Alguns procedimentos sugeridos por este método são empregados experimentalmente no Brasil como complemento ao método Marshall.

2.4.1 O Método Marshall

O método Marshall foi desenvolvido por Bruce Marshall, engenheiro do Departamento Rodoviário do Estado do Mississippi (White, 1985). O método consiste na determinação da quantidade ótima de ligante asfáltico a ser utilizada em uma mistura asfáltica.

Anteriormente ao desenvolvimento do método SUPERPAVETM, aproximadamente 75% dos departamentos de estradas de rodagem dos Estados Unidos utilizavam adaptações do Método Marshall enquanto que os 25% restantes empregavam o Método de Hveem (Roberts *et al.*, 1996). No Brasil, o Método Marshall é usado como critério na dosagem de misturas asfálticas para pavimentação.

O procedimento Marshall prevê a dosagem de misturas asfálticas considerando valores admissíveis empíricos para a estabilidade e a fluência. A estabilidade pode ser definida como a capacidade da mistura em deformar-se (plasticamente) sob a ação das cargas. Depende do tipo e das proporções dos materiais granulares, bem como do tipo e, principalmente, da quantidade de ligante asfáltico empregado. A fluência pode ser definida como a deformação sofrida pela mistura compactada quando submetida a uma tensão constante.

Na dosagem das misturas asfálticas, são considerados os seguintes parâmetros (Asphalt Institute, 1997):

- Granulometria: busca-se a densidade máxima possível para garantir a máxima estabilidade;
- Densidade aparente da mistura: densidade da mistura considerando os vazios com ar;
- Densidade máxima teórica da mistura: densidade da mistura suposta sem vazios;
- Porcentagem de vazios da mistura (Vv): volume total de ar existente entre as partículas de agregados recobertos por cimento asfáltico em uma mistura compactada em relação ao volume total da mistura;
- Porcentagem de vazios do agregado mineral (VAM): porcentagem do volume do espaço intergranular de uma mistura asfáltica compactada, que inclui o volume de ar e de asfalto, em relação ao volume total da mistura;

- Relação betume vazios (RBV): porcentagem do volume de VAM que é preenchido com cimento asfáltico;
- Estabilidade (E): carga sob a qual o corpo-de-prova rompe quando submetido à compressão radial semiconfinada e
- Fluência (F): deformação total que a amostra sofre ao romper na condição semiconfinada.

Os métodos de ensaio do DNER (1995a) e ABNT (1993) fixam os procedimentos para o ensaio Marshall, que consiste basicamente nos seguintes passos:

- a) Preparação dos corpos-de-prova – Na preparação das amostras para o ensaio, o agregado e o asfalto são aquecidos separadamente e, então, misturados. A mistura é colocada no molde aquecido e compactada com 50 ou 75 golpes em cada face do corpo-de-prova, com um soquete de 4.540 g, caindo de uma altura de 457,2 mm. São avaliados cinco teores de ligante empregando três amostras para cada porcentagem estudada, de modo a tornar possível a escolha do teor de ligante de projeto.
- b) Método de Ensaio – Em síntese, o ensaio Marshall é executado com amostras cilíndricas de aproximadamente 102 mm de diâmetro e 63,5 mm de altura. Os corpos-de-prova são deixados em repouso, ao ar livre, durante 12 horas e extraídos dos moldes. São então pesados (ao ar e imersos em água) para a obtenção dos elementos necessários ao cálculo de suas características físicas. As amostras são imersas em água a 60°C, por um período de 30 a 40 minutos, após o qual são submetidas ao ensaio para a determinação de suas características mecânicas (estabilidade e fluência).
- c) Curvas Típicas – Dos dados obtidos e calculados, são traçadas as curvas de variação da densidade, estabilidade, fluência, Vv, VAM e RBV em função das porcentagens de ligante analisadas.

Os limites recomendados para estabilidade (E), fluência (F), volume de vazios e relação betume vazios são apresentados nas Tabelas 2.4 e 2.5. A estabilidade para corpos-de-prova moldados com 75 golpes em cada face segundo DNIT (2006) deve ser superior a 500 Kgf.

Tabela 2.4: Valores para estabilidade (E) e fluência (F) (ABNT, 1993)

Pressão dos Pneus	nº de golpes	E (kgf)	F (0,1 mm)
Até 7 kgf/cm ²	50	Mín. 250	20 – 46
De 7 a 14 kgf/cm ²	75	Mín. 350	20 – 46

Tabela 2.5: Critérios estabelecidos para volume de vazios (V_v) e relação betume vazios (RBV) (ABNT, 1993; DNIT, 2006)

Tipo de mistura	V _v (%)	RBV (%)
Camada de rolamento	3 – 5	75 – 82
Camada intermediária	4 – 6	65 – 72

Os requisitos para os vazios do agregado mineral (VAM) segundo a especificação de serviço 031/2006 do DNIT (2006) podem variar entre 13 e 18% em função do tamanho nominal máximo do agregado. Para misturas asfálticas com material pétreo de diâmetro máximo 19,1 mm (3/4”) o VAM deve ser superior a 15%. Segundo o órgão, uma mistura asfáltica deve apresentar, adicionalmente, resistência à tração, obtida no ensaio de compressão diametral a 25°C, superior a 0,65 MPa.

É importante ressaltar que o Método Marshall não fornece propriedades das misturas asfálticas compactadas relacionadas ao dimensionamento de pavimentos ou ao desempenho em serviço, o método visa apenas auxiliar na escolha do teor de ligante de projeto.

MOTTA *et al.* (1993) destacam que o Método Marshall também apresenta diversidade de procedimentos na preparação das amostras, compactação e desmoldagem dos corpos-de-prova, sendo muito grande a dispersão dos resultados de estabilidade e fluência. Siddiqui *et al.* (1988) apontam como causas da variabilidade fatores como o tipo de soquete, a verticalidade da haste do soquete durante a operação de compactação dos corpos-de-prova, além dos aspectos relativos ao “projeto” do soquete e à estrutura de fixação do molde e do soquete de compactação.

2.4.2 O Método Francês

Na França, a produção anual de misturas asfálticas usinadas a quente é de 40 milhões de toneladas. Isto exige a disponibilidade de um método eficaz para dosagem de misturas asfálticas com bom desempenho, adaptadas às necessidades e ao contexto rodoviário francês (clima temperado, mas variável segundo a região; carga de eixo legal de 130 kN; volumes de tráfego variados e às vezes elevado: 100.000 veículos por dia, dos quais 15% comerciais) (Brosseau, 2002a).

Foi durante o inverno atípico de 1962-63, que se tornou evidente a necessidade de um método confiável para dosagem de misturas asfálticas. O método Marshall, utilizado até então, mostrou todas as limitações, inerentes aos métodos empíricos, quanto à adaptação a novos níveis de solicitação (em termos climáticos e/ou mecânicos), bem como à variabilidade dos materiais constituintes (agregados e ligantes). A França decidiu então adotar um método de dosagem de misturas asfálticas baseado no desempenho, no qual cada critério (volume de vazios, adesividade, resistências à deformação permanente e à fadiga, faixa de variação do módulo de deformabilidade) é avaliado por um ensaio específico e comparado com os valores especificados fixados nas normas, em função da classe de desempenho definida (Brosseau, 2002a).

O procedimento de dosagem de misturas asfálticas empregado na França combina (Corté e Serfass, 2000) os seguintes itens:

- Especificação precisa dos constituintes (agregado, ligante asfáltico, aditivos);
- Ensaio laboratoriais para previsão do desempenho das camadas asfálticas no pavimento;
- Especificações que definem classes de desempenho em substituição às especificações “receita” da composição volumétrica da mistura;
- Ensaio “padrão” para certificação de que a composição da mistura proposta atende às especificações;
- Controle contínuo da proporcionalidade da mistura na usina e
- Controle no pavimento, após compactação, para garantir que o volume de vazios se encontre em um intervalo aceitável em relação ao determinado em laboratório.

O princípio de dosagem fundamenta-se em três partes complementares (Brosseaud, 2002a):

- Normas de classificação dos materiais e das misturas produzidas, fixando as especificações em termos do desempenho exigido;
- Normas de ensaios de laboratório para avaliar características e propriedades representativas e
- Um teste de dosagem, baseado em quatro níveis.

O teste de dosagem tem por finalidade estabelecer as características obtidas na mistura asfáltica projetada, seguindo uma seqüência bem definida de ensaios laboratoriais. Todos os ensaios realizados para caracterização dos materiais, preparação e caracterização das misturas usinadas seguem métodos padronizados.

O ponto central da dosagem de misturas asfálticas é o ensaio na prensa de cisalhamento giratório (PCG), representada na Figura 2.8, normalizado na França pela NF P98-252 (AFNOR, 1999a).



Figura 2.8: Prensa de cisalhamento giratório (Brosseaud, 2004)

O ensaio com a PCG fará parte das especificações europeias para misturas asfálticas usinadas (projeto de norma europeia EN 12-697.31), sendo aplicado nos Estados Unidos, com algumas diferenças, no método SUPERPAVETM. Uma comparação das especificações de procedimento utilizadas na França e nos Estados Unidos é apresentada na Tabela 2.6.

Tabela 2.6: Características do ensaio na PCG

	França (AFNOR, 1999a)	Estados Unidos (AASHTO, 2003)
Pressão de compactação (kPa)	600	600
Ângulo de compactação (°)	1	1,16
Velocidade de rotação (rpm)	30	30
Diâmetro do molde (mm)	160	150

A utilização da PCG permite avaliar a trabalhabilidade da mistura no momento de sua distribuição pela acabadora e serve para determinar a porcentagem de vazios que deve ser alcançada na obra em função da espessura da camada e da sua posição na estrutura.

O ensaio consiste em compactar a mistura, à temperatura pré-definida, estabelecida em função da consistência do ligante, em um molde cilíndrico que gira formando um ângulo de 1° em relação à vertical, simulando o efeito de rolos compactadores pneumáticos. Registra-se a evolução da altura do corpo-de-prova, que é transformada em porcentagem de vazios, em função do número de giros. Uma esquematização do sistema de compactação empregando a PCG é apresentada na Figura 2.9, adaptada de Brosseaud (2004), onde h_{\min} é a altura mínima da amostra para volume de vazios de 0%, h é a altura para um número n de giros, F é a força axial, F_C é a força cisalhante e α é o ângulo de cisalhamento.

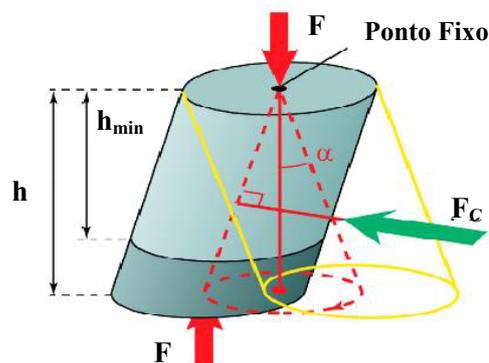


Figura 2.9: Sistema de compactação com a PCG (adaptado de Brosseaud, 2004)

Na Figura 2.10 (adaptada de Corté, 2001) é apresentada a variação do volume de vazios em função do número de giros aplicados no procedimento de compactação com a PCG para uma

mistura asfáltica de módulo elevado (EME 0/14) e para um concreto asfáltico convencional (CA 0/14) com diâmetro máximo de agregado de 14 mm e teores de ligante de 6,2% e 5,4%, respectivamente.

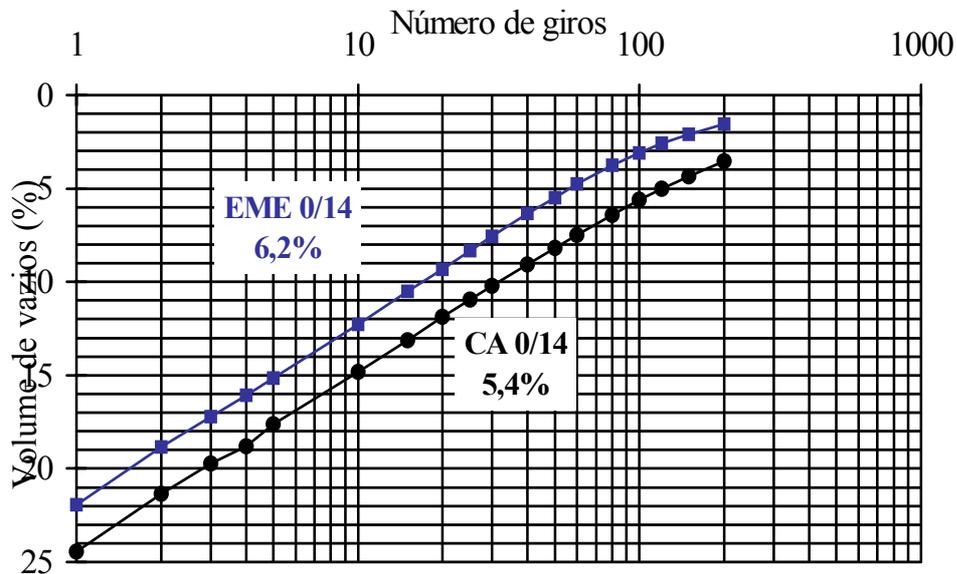


Figura 2.10: Resultados obtidos no ensaio com a PCG (Corté, 2001)

As especificações estipulam uma porcentagem mínima de vazios após 10 giros (abaixo da qual, a estabilidade da mistura não é satisfatória) e um intervalo aceitável para essa porcentagem de vazios (função da natureza da camada) após dado número de giros (função da espessura da camada). A porcentagem de vazios prevista para a camada é avaliada através do ensaio PCG, por meio de uma correlação entre a espessura da camada e o número de giros. Segundo estudos, para camadas com mais de 5 cm a porcentagem de vazios em campo é da mesma ordem de grandeza da porcentagem de vazios obtidos no ensaio com a PCG para um número de giros igual a 10 vezes a espessura da camada em centímetros.

Os teores de ligante avaliados na fase de projeto são determinados em função de requisitos mínimos de módulo de riqueza (k), obtido empregando a Equação 2.1, que expressa a espessura do filme de ligante no esqueleto mineral considerando a densidade dos agregados e a distribuição granulométrica empregada.

$$\text{teor de ligante} = k \times \alpha \times \sqrt[5]{\Sigma} \quad (2.1)$$

- Onde: k : módulo de riqueza em %;
- α : coeficiente de correção em função da densidade do agregado;
($\alpha = 2,65 / \text{densidade aparente da mistura de agregados}$)
- Σ : superfície específica, calculada utilizando a Equação 2.2, em m^2/kg ;

$$\Sigma = 0,25G + 2,3S + 12s + 135f \quad (2.2)$$

- Onde: G : porcentagem da mistura de agregados com diâmetro maior que 6,3 mm;
- S : porcentagem da mistura de agregados com diâmetro entre 6,3 e 0,315 mm;
- s : porcentagem da mistura de agregados com diâmetro entre 0,315 e 0,08 mm e
- f : porcentagem da mistura de agregados com diâmetro menor que 0,08 mm.

Uma vez determinada a composição de projeto no ensaio com a PCG, verifica-se a sensibilidade à água da mistura para estimar o descolamento de ligante do agregado. O ensaio desenvolvido nos anos 1950 por M. Duriez, leva seu nome (NF P 98-251.1). Consiste em determinar a redução da resistência à compressão simples (ensaio realizado a 18°C e velocidade de deformação de 1 mm/s) em corpos-de-prova (diâmetro de 80 mm, ou 120 mm se $D_{\text{agregado}} > 14$ mm), obtidos por compactação estática (pressão de 12 MPa), conservados na água durante 7 dias (r), em comparação à resistência de corpos-de-prova conservados ao ar a 18°C (R). Especifica-se um valor mínimo do quociente r/R, e quanto maior o quociente maior a resistência ao descolamento do ligante.

A verificação da resistência ao acúmulo de deformações permanentes nas trilhas de roda é realizada empregando-se o simulador de tráfego tipo LCPC (NF P 98-253-1). Este ensaio faz parte igualmente das normas européias (EN 12-697.22). O equipamento foi desenvolvido no final dos anos 1960 com o objetivo de simular, em escala reduzida, o efeito do tráfego pesado.

O ensaio que avalia o afundamento nas trilhas de roda (ATR) consiste em submeter uma placa retangular da mistura compactada (500 × 180 mm), com espessura de 50 ou 100 mm (de acordo com a espessura da camada) e volume de vazios fixado em norma, à passagem

repetida de uma roda provida de pneu liso (frequência de 1 Hz) com pressão de inflação de 0,6 MPa, que transmite uma carga de 5 kN, a temperatura de 60°C. Mede-se o afundamento em função do número de ciclos. Especifica-se uma porcentagem máxima de afundamento após dado número de ciclos, definido em função da natureza da mistura e da classe de desempenho desejada.

Na Figura 2.11 é apresentada a mesa compactadora empregada para preparação das amostras ensaiadas no simulador de tráfego mostrado na Figura 2.12. Este ensaio permite rejeitar formulações que apresentem sensibilidade à formação de ATR e melhorar seu comportamento ajustando a composição da mistura.



Figura 2.11: Mesa compactadora (Brosseaud, 2004)



Figura 2.12: Simulador LCPC para avaliar ATR (Brosseaud, 2004)

As características mecânicas avaliadas durante o processo de dosagem são o módulo de deformabilidade (ou módulo de rigidez, *stiffness modulus*) da mistura e a resistência à fadiga e são determinadas para verificar se as propriedades impostas pela norma foram alcançadas.

A noção da equivalência tempo-temperatura, evidenciada para os ligantes puros, é igualmente aplicável às misturas asfálticas. Essa lei permite descrever as variações do módulo através de uma única curva, denominada “curva mestra” (*courbe maîtresse*). O módulo de deformabilidade é medido a um nível de deformações muito baixo (inferiores a 50×10^{-6}), a fim de permanecer no domínio quase elástico da mistura, e assim evitar danos por fadiga.

O módulo complexo pode ser determinado no modo freqüencial [módulo complexo: $E^*(\omega) = \sigma^*(\omega)/\varepsilon(\omega)$, sendo (ω) a freqüência da solicitação senoidal em flexão ou tração] ou no modo temporal [módulo secante: $S(t) = \sigma^*(t)/\varepsilon(t)$, sendo (t) o tempo de carregamento monotônico, segundo uma lei fixada $\varepsilon(t)$, em tração direta ou em compressão].

O ensaio de módulo complexo praticado na França, normalizado pela NF P 98-260-2 (futura norma européia EN 12-697.26), solicita amostras trapezoidais à flexão em dois pontos utilizando o equipamento apresentado na Figura 2.13.



Figura 2.13: Equipamento para ensaio de módulo complexo (Brosseaud, 2004)

O ensaio é realizado geralmente a sete temperaturas (entre -10°C e $+40^{\circ}\text{C}$) e a quatro frequências por temperatura (1, 3, 10 e 30 Hz). Permite construir a curva mestra da mistura caracterizando seu comportamento tanto a altas quanto a baixas temperaturas. O valor característico considerado nas normas de misturas é o valor do módulo complexo obtido a 15°C e 10 Hz. As normas definem os valores mínimos de acordo com a classe de desempenho a ser alcançada.

A Figura 2.14, adaptada de Corté (2001), apresenta resultados típicos obtidos no ensaio de módulo complexo para um concreto asfáltico com ligante modificado por EVA (EVA), uma mistura asfáltica de módulo elevado (EME) e um concreto asfáltico denso com ligante convencional (BBSG).

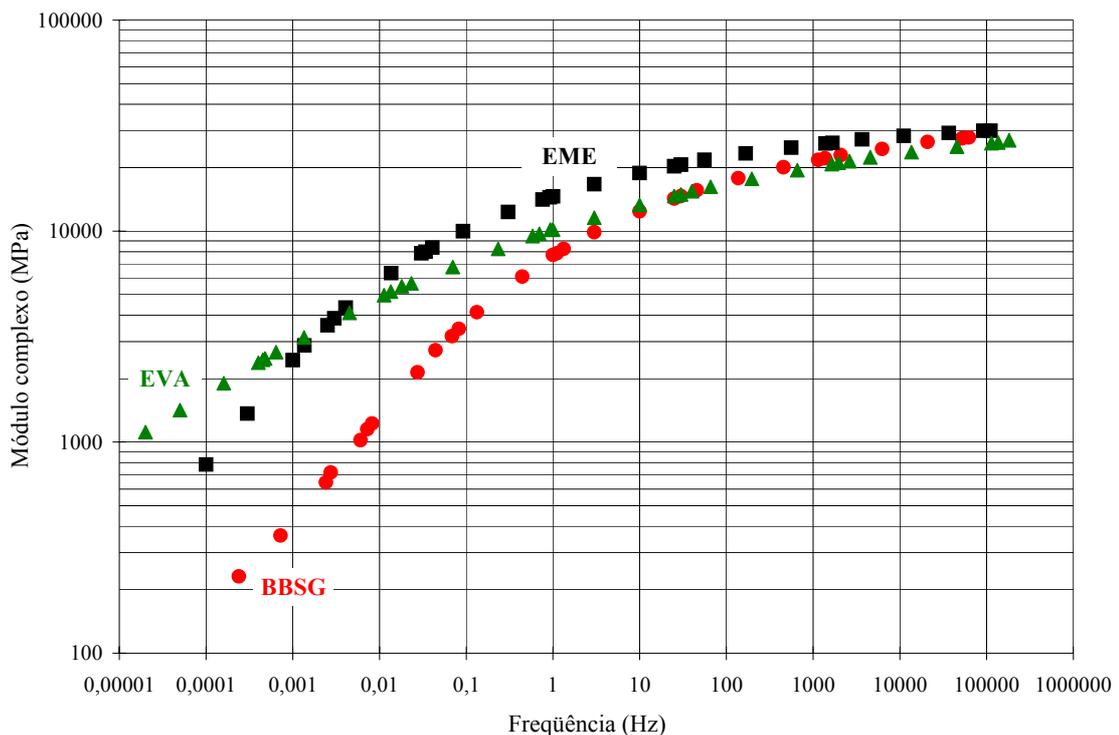


Figura 2.14: Resultados obtidos no ensaio de módulo complexo (Corté, 2001)

O módulo também pode ser medido em tração direta, por meio de um equipamento para ensaios reológicos, apresentado na Figura 2.15, seguindo as especificações da norma NF P 98-260-1 (futura norma europeia EN 12-697.26).

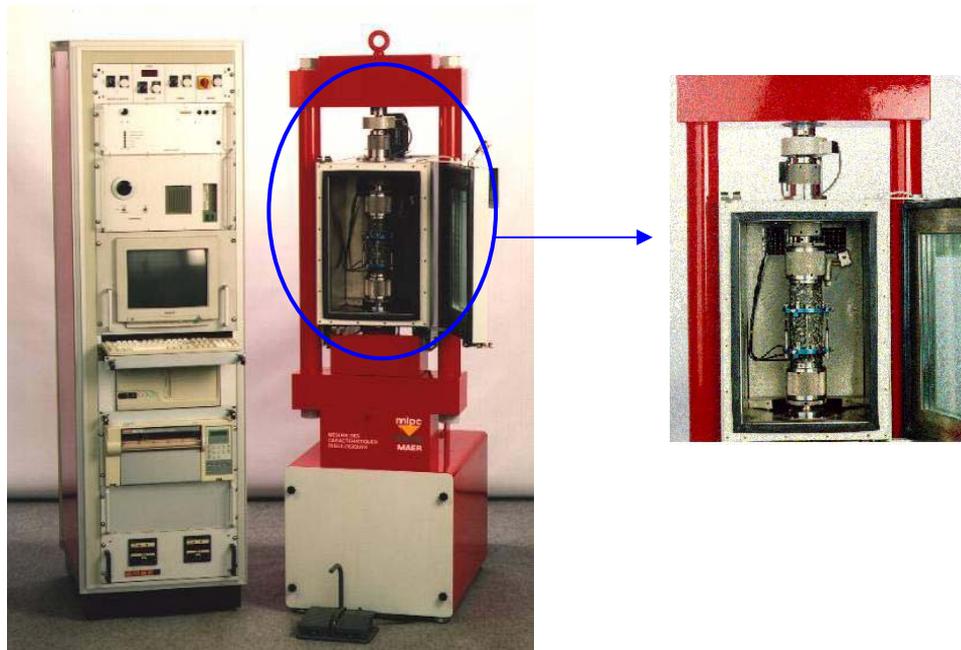


Figura 2.15: Equipamento para ensaios reológicos (Corté, 2001)

O ensaio de tração direta é realizado em amostras cilíndricas com diâmetros variando entre 50 e 160 mm (diâmetro $\geq 4 \times$ diâmetro máximo do agregado) e altura variando entre 2 e 3 vezes o diâmetro. Os corpos-de-prova são submetidos à tração direta, segundo uma lei de carregamento do tipo apresentado na Equação 2.4.

$$\varepsilon(t) = a \times t^n \quad (2.4)$$

Onde: ε : deformação axial;

t : tempo e

n : velocidade de deformação, em geral constante ($n=1$).

O módulo é avaliado a diferentes temperaturas (entre -10°C e $+15^\circ\text{C}$) e diferentes tempos de carregamento (entre 1 e 1000 segundos) sendo determinado a partir das medidas das cargas e dos deslocamentos. O valor característico de módulo à tração considerado nas normas é obtido a 15°C e 0,02 s. O valor obtido nestas condições é o mesmo que o determinado no

ensaio de módulo complexo a 15°C e 10 Hz. A perda de linearidade a grandes deformações, que pode ser relacionada à resistência ao trincamento por fadiga, pode ser investigada com este tipo de ensaio. É geralmente descrita como a redução do módulo secante, a 0°C, entre 50 e 500 $\mu\epsilon$ para tempo de carregamento de 30 s (Corté e Serfass, 2000).

O ensaio de fadiga em laboratório procura reproduzir o desenvolvimento de trincas devido a solicitações repetidas de tração na base das camadas asfálticas produzidas pela passagem de veículos sobre o pavimento. O equipamento utilizado na França para avaliar a resistência à fadiga de misturas asfálticas é apresentado na Figura 2.16.



Figura 2.16: Equipamento para ensaio de fadiga (Brosseau, 2004)

O método, normalizado pela NF P 98-261-1 (futura norma europeia EN 12-697.24), consiste em solicitar uma amostra trapezoidal à flexão repetida, no modo de deformação controlada, à temperatura de 10°C e frequência de 25 Hz, correspondendo às condições médias em que os pavimentos franceses são solicitados. A repetição dos ciclos danifica o corpo-de-prova, o que fica evidenciado pela redução da rigidez da mistura. O ensaio prossegue até que a rigidez inicial tenha sido reduzida à metade. Essa redução do módulo é considerada critério de ruptura. O ensaio é realizado para três níveis de deformação, com seis corpos-de-prova por nível. Permite traçar a curva de fadiga, na qual se determina a deformação admissível correspondente a 1 milhão de ciclos: ϵ_6 (expressa em micro deformações; 1 $\mu\epsilon = 10^{-6}$ m/m). Essa deformação é o valor característico do comportamento da mistura em fadiga. As normas

especificam para as misturas com papel estrutural o valor mínimo de ε_6 conforme a classe de desempenho.

A partir das técnicas laboratoriais apresentadas para avaliação das características das misturas asfálticas, o método francês propõe uma diferenciação em níveis de dosagem essencialmente relacionada à natureza da camada em que a mistura será aplicada e à importância da rodovia. A Tabela 2.7 apresenta os quatro níveis de dosagem. Os ensaios na prensa de cisalhamento giratório (PCG) e Duriez são realizados nos quatro níveis sendo, portanto, necessários para caracterizar qualquer tipo de mistura em todas as camadas do pavimento (revestimento, ligação ou base).

Tabela 2.7: Níveis de dosagem de misturas asfálticas segundo o método francês (Corté e Serfass, 2000)

	Nível 1	Nível 2	Nível 3	Nível 4
PCG e Duriez				
ATR simulador tipo LCPC				
Módulo complexo ou módulo à tração				
Ensaio de Fadiga				

O primeiro nível é dedicado à dosagem volumétrica da mistura empregando a PCG. Tendo em vista a rapidez da realização de ensaios na prensa, diferentes composições podem ser avaliadas com o objetivo de otimizar a mistura para atingir o volume de vazios adequado. A avaliação da sensibilidade à água é realizada com a mistura selecionada para o projeto utilizando o ensaio Duriez. Os ensaios mecânicos correspondentes aos níveis 2 a 4 são realizados com a mistura selecionada a partir dos ensaios na PCG e Duriez.

O Nível 2 é aplicado para misturas asfálticas empregadas em revestimento ou base de pavimentos sujeitos a tráfego elevado de veículos pesados e inclui a verificação da resistência às deformações permanentes empregando o simulador de tráfego do tipo LCPC.

Os ensaios do Nível 3 são realizados para misturas destinadas às camadas de base e ligação quando a determinação da rigidez da mistura é necessária para o projeto estrutural do pavimento.

O Nível 4 é especificado para rodovias com elevado volume de tráfego, para misturas usadas como base de pavimentos novos ou para misturas empregadas na restauração de pavimentos antigos (Corté e Serfass, 2000).

2.4.3 O Método SUPERPAVE™

O projeto volumétrico de misturas SUPERPAVE™ baseia-se na especificação dos agregados e em proporções volumétricas da mistura. De acordo com o método, as misturas asfálticas são controladas pelas propriedades dos agregados e pelo equilíbrio entre volume de vazios, volume de asfalto e volume de agregados. As propriedades volumétricas são fundamentais, assim como as propriedades dos agregados (Huber *et al.*, 1998).

A dosagem de misturas asfálticas segundo o método SUPERPAVE™ é dividida em 3 níveis. O primeiro nível corresponde à dosagem volumétrica do concreto asfáltico. Os níveis 2 e 3 são referentes aos tráfegos moderado e elevado, sendo realizada a avaliação do desempenho da mistura. As equações de desempenho aplicáveis a estes níveis estão em desenvolvimento com o programa LTPP (*Long Term Pavement Performance*).

O Nível 1 divide-se em quatro etapas para o projeto de misturas asfálticas:

- Seleção dos materiais (agregados, ligantes, modificadores);
- Projeto de estrutura do agregado (definição da granulometria);
- Seleção do teor de ligante asfáltico de projeto e
- Avaliação da sensibilidade à umidade da mistura projetada.

Embora nenhum novo método de ensaio de agregado tenha sido desenvolvido, a metodologia tradicional de seleção e especificação de agregado foi aperfeiçoada e incorporada ao sistema de projeto de mistura SUPERPAVE™, conforme comentado anteriormente.

A especificação de ligantes asfálticos empregada neste método é baseada no desempenho. O ligante é selecionado a partir das características climáticas do local onde ele será aplicado. As propriedades físicas exigidas (tais como rigidez, $G^*/\sin \delta$, entre outras) são constantes para

todos os ligantes. O que difere entre os diversos tipos de ligantes é a temperatura em que estes requisitos são atendidos.

Para o projeto da estrutura do agregado, foram incorporadas ao método características referentes à distribuição granulométrica: pontos de controle, linha de densidade máxima (LDM) e zona de restrição (ZR). Segundo o método SUPERPAVE™, a distribuição granulométrica de uma mistura deve passar por pontos de controle definidos em função de quatro peneiras: a peneira de tamanho máximo (TM), a peneira de tamanho máximo nominal (TMN), a peneira de 2,36 mm e a peneira de 0,075 mm de abertura. A peneira TMN é a peneira de tamanho imediatamente acima da primeira peneira que reter mais de 10% do agregado combinado e a peneira TM é um tamanho acima da peneira de tamanho máximo nominal.

A linha de densidade máxima é outra importante característica do gráfico de distribuição granulométrica segundo as especificações SUPERPAVE™. O traçado desta linha, segundo o Asphalt Institute (1995), é definido por uma linha reta que parte da origem e vai até o ponto de agregado de tamanho máximo.

A adoção de uma zona de restrição (ZR) sugerida pelo método SUPERPAVE™ é muito questionada, visto que muitas misturas densas, projetadas antes do surgimento do método, não respeitam a ZR mas têm apresentado bom desempenho em campo (Hand e Epps, 2001; Cooley Jr. *et al.*, 2002). A zona de restrição é uma área formada em ambos os lados da LDM, limitada nas peneiras intermediárias (2,36 ou 4,75 mm dependendo do TMN) e na peneira de 0,3 mm de abertura (McGennis *et al.*, 1994). Foi proposta com o objetivo de evitar que uma quantidade excessiva de areia natural seja usada na mistura, além de garantir que um mínimo de vazios no agregado mineral (VAM) seja atingido. A Figura 2.17 ilustra os requisitos SUPERPAVE™ para granulometria de misturas contínuas com 12,5 mm de TMN.

A ZR tem sido objeto de diversos estudos nos últimos anos, devido principalmente aos questionamentos sobre sua eficiência. As diretrizes apontadas pelo método SUPERPAVE™ para agregados foram resultado do conhecimento de um grupo formado por 14 especialistas, conhecido como *Aggregate Expert Task Group*, e não de uma pesquisa laboratorial extensiva (Cooley Jr. *et al.*, 2002). Além da recomendação de não passar pela ZR, o método propõe que as misturas com granulometria abaixo da ZR sejam empregadas em pavimentos sujeitos a tráfego elevado por não considerar as composições acima da ZR adequadas (Cominsky *et al.*,

1994a, 1994b). Kennedy *et al.* (1994) concluíram que as graduações abaixo da ZR produzem granulometrias graúdas e proporcionam uma estrutura de agregados mais resistente. Por outro lado, a extinção da ZR dos procedimentos de dosagem SUPERPAVE™ é proposta por diversos autores como Chowdhury *et al.*, 2001; Hand *et al.*, 2001; Hand e Epps, 2001; Kandhal e Cooley Jr., 2001.

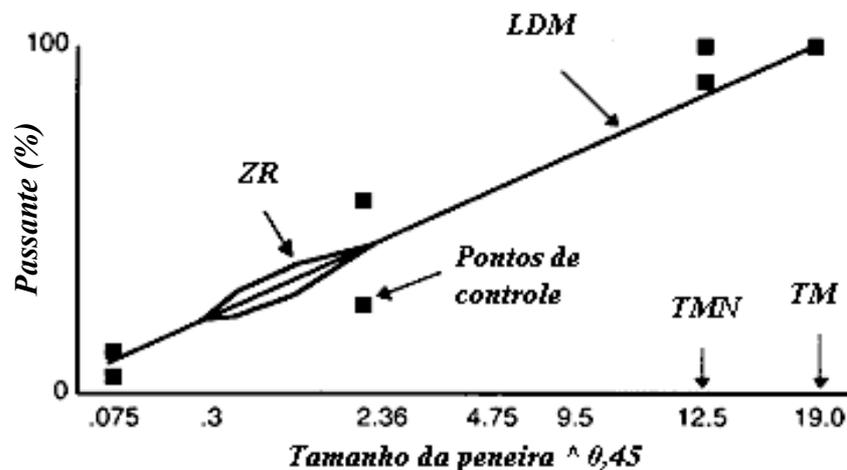


Figura 2.17: Requisitos SUPERPAVE™ para granulometria (Asphalt Institute, 1997)

Sousa *et al.* (1998) avaliaram a resistência à fadiga de misturas asfálticas projetadas segundo o método SUPERPAVE™ empregando nove granulometrias compostas por 100% de agregado britado com TMN de 25, 19 e 12,5 mm. Três composições passaram através da ZR, quatro acima e duas abaixo. A partir da análise dos resultados obtidos em ensaios de fadiga os pesquisadores concluíram que as granulometrias que atravessaram a ZR apresentaram melhor desempenho se comparadas às graduações abaixo da ZR. Foi possível concluir que maiores teores de ligante asfáltico associados às graduações acima e através da ZR podem resultar em misturas asfálticas mais resistentes ao trincamento por fadiga.

Kandhal e Mallick (2001) desenvolveram um estudo para avaliar o efeito da distribuição granulométrica na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas dosadas segundo o método SUPERPAVE™. Foram avaliadas composições granulométricas com TMN de 12,5 e 19 mm projetadas acima da ZR, abaixo da ZR e cruzando a ZR próxima à LDM com três tipos de agregado: granítico, calcário e cascalho. Para as misturas com agregados granítico e calcário as deformações permanentes observadas apresentaram valores

decrecentes para a granulometria abaixo, acima e cruzando a ZR. Para as misturas com cascalho, a granulometria abaixo da ZR apresentou as menores deformações permanentes. A partir dos resultados obtidos os autores concluíram que as granulometrias que violaram a zona de restrição não resultaram em misturas asfálticas mais suscetíveis às deformações permanentes se comparadas a misturas projetadas respeitando a recomendação. Sendo assim, consideram que a ZR não deve ser fator relevante na escolha da distribuição granulométrica a ser adotada.

Chowdhury *et al.* (2001) avaliaram a resistência às deformações permanentes de misturas asfálticas com três granulometrias formuladas a partir de quatro tipos de agregados (cascalho, granito, calcário e areia natural) com TMN de 19 mm. As misturas foram avaliadas através dos ensaios de cisalhamento e de deformação permanente e os resultados não demonstraram existir relação entre ZR e deformação permanente nas misturas analisadas.

Kandhal e Cooley Jr. (2001) investigaram cinco granulometrias, dois agregados graúdos, dez agregados miúdos, dois tamanhos máximos nominais (9,5 e 19 mm) e três esforços de compactação (75, 100 e 125 giros do compactador giratório). A pesquisa permitiu concluir que as misturas que atendem aos requisitos SUPERPAVETM e de angularidade da fração miúda, mas que violam a ZR, apresentam desempenho similar ou superior às misturas que respeitam a ZR. Os autores sugerem que a utilização de agregados de alta angularidade resulta em misturas pouco suscetíveis à deformação permanente, mesmo com distribuição granulométrica violando a ZR.

ZHANG *et al.* (2004) investigaram a distribuição granulométrica de quatro misturas que já haviam sido aplicadas em rodovias de alto volume de tráfego no estado americano do Alabama, todas elas passando abaixo da ZR. Para cada uma dessas granulometrias foram propostas duas novas, sendo uma acima e outra através da ZR. Os autores concluíram que a ZR é ineficiente, pois as misturas que violaram a mesma tiveram desempenho semelhante ou superior às demais. Segundo os autores as misturas com granulometria abaixo da ZR, consideradas mais resistentes à deformação permanente, são mais sensíveis às propriedades dos agregados que as misturas acima e cruzando a ZR.

Considerando os trabalhos mencionados, é possível constatar que a ZR não pode ser considerada um fator eficiente e preponderante na escolha da granulometria de uma mistura asfáltica. Observa-se que o comportamento mecânico das misturas asfálticas avaliado em

laboratório pelos pesquisadores é dependente do tipo de equipamento adotado para análise e especialmente sensível às características dos materiais utilizados. Sendo assim, granulometrias que não respeitam a zona de restrição podem apresentar bom desempenho mecânico, dependendo do tipo de análise e de materiais adotados.

A ZR é igualmente inadequada para o projeto de misturas asfálticas de módulo elevado, pois estas são formuladas visando alcançar elevada resistência ao cisalhamento – proveniente de um esqueleto pétreo com distribuição granulométrica contínua aproximando-se da linha de densidade máxima – que, aliada a um ligante asfáltico com baixa penetração, garantiria alta resistência às deformações permanentes e elevada vida de fadiga proporcionada por altos teores de ligante.

Além das recomendações referentes à distribuição granulométrica, as misturas asfálticas projetadas segundo o método SUPERPAVE™ devem atender a especificações quanto a requisitos volumétricos da mistura, teor de fíler e sensibilidade à água.

Os requisitos volumétricos da mistura consistem de vazios na mistura, vazios no agregado mineral e vazios preenchidos por asfalto. O teor de vazios na mistura é uma propriedade importante usada como base para a seleção do teor de asfalto. Neste método, o teor de vazios de projeto da mistura é de 4%. Os limites para o teor de vazios no agregado mineral (VAM) são especificados em função do tamanho máximo nominal do agregado. A Tabela 2.8 apresenta os valores para VAM especificados para uma mistura com 4% de vazios (Asphalt Institute, 1995).

Tabela 2.8: Especificações SUPERPAVE™ para VAM (Asphalt Institute, 1995)

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

O RBV é o volume de ligante asfáltico efetivo, expresso como porcentagem de VAM. Este parâmetro é especificado em função do volume de tráfego previsto para a aplicação. A Tabela 2.9 apresenta a faixa de valores de RBV de projeto com 4% de vazios na mistura (Asphalt Institute, 1995).

Tabela 2.9: Limites SUPERPAVE™ para RBV (Asphalt Institute, 1995)

Tráfego (ESALs)	RBV de projeto (%)
$< 3 \times 10^5$	75 – 80
$< 1 \times 10^6$	65 – 78
$< 3 \times 10^6$	65 – 78
$< 1 \times 10^7$	65 – 75
$< 3 \times 10^7$	65 – 75
$< 1 \times 10^8$	65 – 75
$< 3 \times 10^8$	65 – 75

Outro requisito importante da mistura é a relação filer - betume, representado pela razão entre a porcentagem em peso do agregado passante na peneira de 0,075 mm de abertura e o teor efetivo de asfalto expresso como porcentagem do peso total da mistura. Esta relação é usada como um critério de projeto de mistura e valores aceitáveis variam entre 0,6 e 1,6 para todas as misturas (Asphalt Institute, 1995).

A sensibilidade à água é avaliada empregando o método AASHTO T 283 – Resistência ao dano pela umidade induzida em misturas asfálticas compactadas – e busca estimar o descolamento de ligante do agregado no concreto asfáltico. Este ensaio é utilizado para identificar qual combinação de materiais é sensível à umidade e para medir a eficiência de aditivos melhoradores de adesividade. O ensaio utiliza seis corpos-de-prova cilíndricos moldados com volume de vazios variando entre 6 e 8%. Três amostras são submetidas a um processo de condicionamento. A sensibilidade à água é determinada pela razão entre a resistência à tração por compressão diametral (RT) dos corpos-de-prova condicionados e a média da RT das amostras de controle. Misturas asfálticas que apresentarem RT retida maior que 70% são consideradas resistentes ao dano por umidade induzida (Asphalt Institute, 1995).

2.5 PAVIMENTOS DE DESEMPENHO ELEVADO

O conceito de pavimentos asfálticos de elevada durabilidade não é novo. Estruturas *full-depth* e *deep-strength* têm sido construídas desde a década de 1960. Os pavimentos do tipo *full-depth* são construídos diretamente sobre o subleito e os *deep-strength* são executados sobre base granular relativamente delgada (100 a 150 mm). Uma das principais vantagens destes tipos de estrutura é que a espessura total do pavimento é menor se comparada às estruturas convencionais empregando bases granulares espessas. Estes pavimentos têm a vantagem adicional de reduzir significativamente o potencial ao trincamento por fadiga, visto que minimizam as tensões de tração nas fibras inferiores da camada asfáltica (Newcomb *et al.*, 2001).

Nunn *et al.* (1997) relatam que, a partir de pesquisas relativas à seleção de materiais, ao projeto de mistura, à avaliação de desempenho e ao projeto de pavimentos, pesquisadores do Laboratório de Pesquisa em Transportes do Reino Unido (*Transportation Research Laboratory – TRL*) propuseram um procedimento de projeto que pode ser empregado para obter estruturas asfálticas de elevado desempenho a longo prazo (> 50 anos) adotando a substituição periódica do revestimento (\cong 20 anos), que é constituído de uma camada asfáltica de pequena espessura empregada para conferir conforto e segurança ao usuário, podendo ser considerada uma camada de “desgaste”.

Nos Estados Unidos, os departamentos de transportes de alguns estados, como a Califórnia e o Texas, têm aplicado este tipo de solução especialmente na reabilitação de pavimentos deteriorados, sendo conhecida como pavimento perpétuo. A técnica consiste em combinar um revestimento resistente ao desgaste com uma camada intermediária durável e resistente às deformações permanentes e uma camada de base resistente à fadiga com elevada durabilidade, como pode ser observado na Figura 2.18.

O projeto de pavimentos de desempenho elevado não pode ser realizado considerando todas as camadas asfálticas combinadas aplicando fatores de equivalência. Para projetar este tipo de estrutura é necessário considerar cada camada do pavimento separadamente, adotando-se uma abordagem mecanístico-empírica.

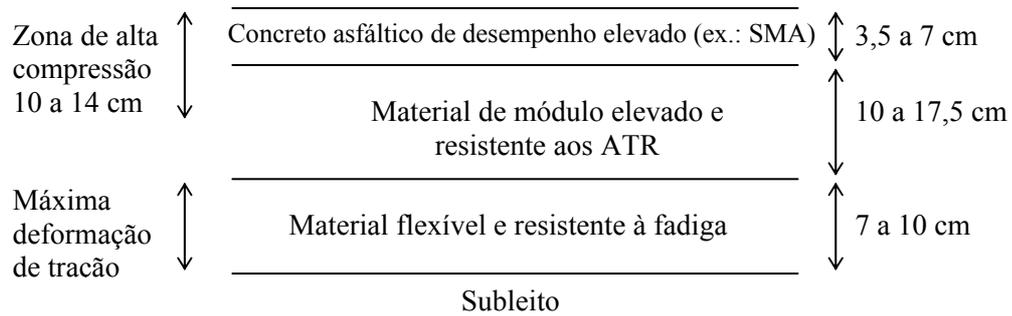


Figura 2.18: Conceito de estrutura de pavimento de elevados desempenho e durabilidade

Na França o projeto de estruturas de pavimentos é baseado no princípio da dissociação das funções das camadas. Este princípio confere às camadas de base um papel estrutural e às camadas superficiais um papel próprio à função de rolamento (interface pneu-pavimento). A Figura 2.19 apresenta um corte de uma estrutura tipo de pavimentos franceses. É possível identificar três níveis de camadas principais: a plataforma suporte do pavimento, as camadas intermediárias e as camadas superficiais (RGRA, 2005).

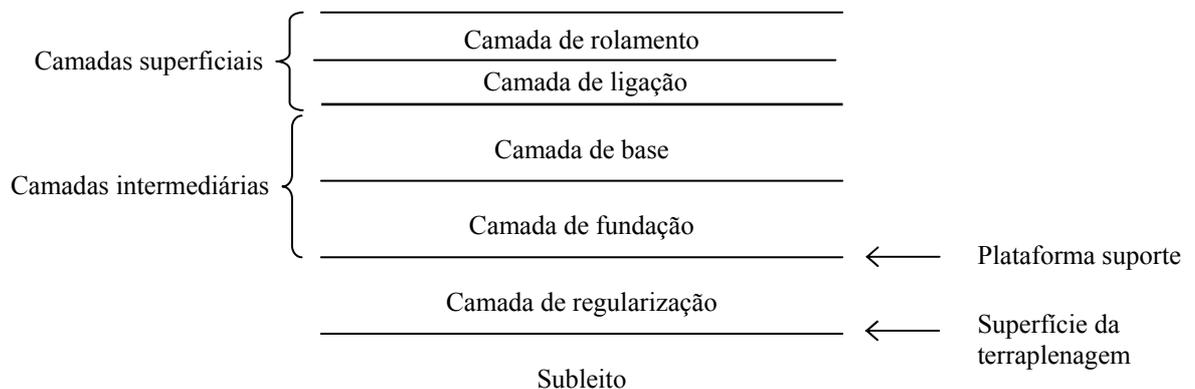


Figura 2.19: Estrutura tipo de pavimento francês

A plataforma suporte do pavimento é constituída do solo da terraplenagem e de uma camada de regularização (*couche de forme*) em material granular tratado ou não com ligantes hidráulicos, é uma camada de transição entre o solo do subleito e a estrutura do pavimento.

A camada intermediária (*couche d'assise*) dos pavimentos franceses é geralmente constituída de dois materiais: o de fundação (*couche de fondation*) e o de base (*couche de base*). Durante

a fase de construção do pavimento deve garantir suporte e nivelamento para a execução das camadas superficiais, servindo de camada de rolamento provisória. Esta camada deve proteger termicamente a plataforma suporte do pavimento, para evitar os danos ocasionados pelo congelamento e degelo nas estações frias, e fornecer à estrutura resistência mecânica para suportar os carregamentos verticais resultantes do tráfego. Pode ser constituída de materiais granulares tratados ou não, misturas asfálticas ou concreto de cimento Portland.

A camada superficial (*couche de surface*) é constituída de uma camada de ligação (*couche de liaison*) e uma camada de rolamento (*couche de roulement*). A camada de ligação garante a transição entre as camadas intermediárias constituídas de materiais de granulometria 0/14 ou 0/20 e as camadas de rolamento compostas por materiais asfálticos de granulometria 0/14, 0/10 ou 0/6 (diâmetro mínimo/diâmetro máximo onde 0 equivale à peneira de abertura 0,075 mm). O carregamento resultante do tráfego de veículos na superfície do pavimento submete a camada superficial a esforços cisalhantes e, portanto, o material utilizado deve apresentar uma forte coesão.

A camada de rolamento é a camada superior da estrutura do pavimento sobre a qual são exercidas diretamente as ações do tráfego e do clima. Deve apresentar forte aderência, boa drenabilidade e conforto ao rolamento. Os revestimentos, inicialmente de espessura da ordem de 80 mm, foram substituídos progressivamente por materiais menos espessos sem papel estrutural, exercendo a função de garantir conforto e segurança ao usuário. Atualmente, são delgados a muito delgados (espessura entre 50 e 25 mm) ou ultradelgados (< 20 mm).

2.6 AS MISTURAS ASFÁLTICAS UTILIZADAS NA FRANÇA

Os anos de prática rodoviária, aliados à observação sistemática e à pesquisa, resultaram no uso de diversos tipos de misturas asfálticas especialmente projetadas para atender diferentes requisitos. Tendo em vista que as especificações francesas são baseadas no desempenho da mistura asfáltica no pavimento, o tipo de ligante asfáltico não é fixado nas normas, podendo ser um asfalto convencional, um asfalto modificado por polímero ou a mistura pode incorporar um aditivo para atingir o desempenho adequado ao projeto.

As misturas asfálticas utilizadas em camadas estruturais de pavimentos franceses são os *graves-bitume* (GB) e os *enrobés à module élevé* (EME). Estes materiais são empregados na

construção de camadas de ligação e de base de pavimentos flexíveis, pavimentos asfálticos de estrutura plena ou estruturas mistas, ainda sendo utilizados na execução de reforços de pavimentos com estrutura comprometida, apresentando um papel estrutural importante.

O EME surgiu no final da década de 1980 e resultou de estudos realizados para melhorar o desempenho de misturas tipo GB, visando a redução das espessuras das camadas asfálticas aplicadas nos pavimentos franceses. O EME empregado atualmente é caracterizado pelo alto teor de ligante asfáltico de baixa penetração e pelo elevado módulo de deformabilidade. A Figura 2.20, adaptada de Brosseaud (2004), apresenta a evolução das características das misturas asfálticas utilizadas em camadas estruturais de pavimentos franceses.

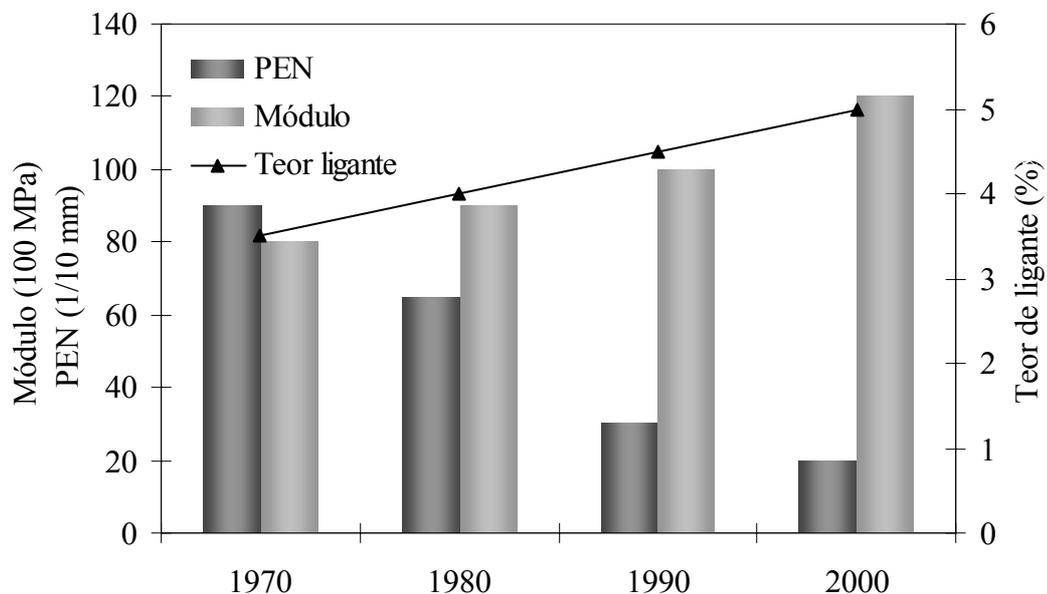


Figura 2.20: Evolução das misturas asfálticas na França (adaptada de Brosseaud, 2004)

As misturas asfálticas para revestimento são classificadas de acordo com a função e a espessura da camada, podendo ser empregados os seguintes tipos:

- *Bétons bitumineux semi grenus* (BBSG) (NF P 98-130) e *bétons bitumineux à module élevé* (BBME) (NF P 98-141): para revestimentos espessos com importante papel estrutural. Os BBSG contêm em sua formulação ligante convencional 35/50 ou 50/70 e são empregados em pavimentos novos e obras de restauração, são misturas clássicas à base de dosagens tradicionais. Os BBME são resistentes à fadiga e à deformação

permanente e possuem uma rigidez elevada, em função do emprego de aditivos (fibras, ligante modificado por polímeros, gilsonita, ligante de dureza média);

- *Bétons bitumineux minces* (BBM) (NF P 98-132): aplicados com espessura entre 30 e 50 mm com função estrutural limitada. São utilizados com frequência nas rodovias principais nacionais francesas (similares às BRs). Existem três tipos de BBM (a, b, c) em função da granulometria: fortemente descontínua, descontínua e contínua;
- *Bétons bitumineux très minces* (BBTM) (XP P 98-137): empregados em espessuras da ordem de 20 mm, são formulados com ligante modificado por polímero ou ligante convencional com adição de fibras à mistura para melhorar as características do mastic. Apresentam uma descontinuidade da curva granulométrica bem acentuada com tamanho máximo de agregado de 6 e 10 mm. São misturas com excelente desempenho em termos de conforto e segurança (aderência muito elevada e textura superficial durável);
- *Enrobés drainants* (BBDr) (NF P 98-134): utilizados para eliminar a água superficial e reduzir o desconforto sonoro, não apresentam papel estrutural. Garantem elevada resistência ao ATR, aderência elevada e durável e maior visibilidade em períodos de chuva. A desvantagem da utilização desta técnica é a possibilidade de colmatção dos vazios responsáveis pelo caráter drenante do material e
- *Bétons bitumineux ultra-mince* (BBUM): utilizados em espessuras entre 10 e 15 mm, apresentam composições granulares intermediárias entre um BBDr e um BBTM.

As Tabelas 2.10, 2.11 e 2.12, adaptadas de Corté e Serfass (2000), apresentam as principais características das misturas asfálticas utilizadas na França. O teor de ligante e o nível de compactação *in situ* indicados nas tabelas são valores observados em campo, as demais características são valores estabelecidos em amostras produzidas em laboratório.

Tabela 2.10: Misturas asfálticas para camadas estruturais de pavimentos (Corté e Serfass, 2000)

Tipo da mistura	Granulometria	Módulo de riqueza	Tamanho máximo dos agregados (mm)	Teor de ligante (%)	Espessura em campo (mm)	Nível de compactação (%)	P.C.G. (% de vazios) C80 (10 mm) C100 (14 mm) C120 (20 mm)	Sensibilidade à água – razão r/R	Profundidade de ATR * 10.000 ciclos (%) ** 30.000 ciclos (%)	Módulo de rigidez 15°C – 10 Hz (MPa)	Deformação específica de fadiga em 1 milhão de ciclos
GB 2	contínua	≥ 2,5	14	3,8 – 4,4	80 – 140	89 – 92	≤ 11	≥ 0,65	≤ 10 *	≥ 9.000	≥ 80×10 ⁻⁶
			20	3,7 – 4,3	100 – 160						
GB 3	contínua	≥ 2,8	14	4,2 – 4,8	80 – 140	90 – 93	≤ 10	≥ 0,7	≤ 10 *	≥ 9.000	≥ 90×10 ⁻⁶
			20	4,1 – 4,7	100 – 160						
GB 4	contínua	≥ 2,9	14	4,4 – 5,0	80 – 140	91 – 94	≤ 9	≥ 0,7	≤ 10 **	≥ 11.000	≥ 100×10 ⁻⁶
			20	4,3 – 4,9	100 – 160						
EME 1	contínua	2,5 – 3,3	10	4,0 – 5,0	60 – 80	94 – 98	≤ 10	≥ 0,7	≤ 7,5 **	≥ 14.000	≥ 100×10 ⁻⁶
			14	3,8 – 4,8	70 - 130						
			20	3,6 – 4,6	90 – 150						
EME 2	contínua	≥ 3,4	10	5,2 – 6,2	60 – 80	94 – 98	≤ 6	≥ 0,75	≤ 7,5 **	≥ 14.000	≥ 130×10 ⁻⁶
			14	5,0 – 6,0	70 - 130						
			20	4,9 – 5,8	90 – 150						

Tabela 2.11: Misturas asfálticas para revestimentos espessos (Corté e Serfass, 2000)

Tipo da mistura	Granulometria	Módulo de riqueza	Tamanho máximo dos agregados (mm)	Teor de ligante (%)	Espessura em campo (mm)	Nível de compactação	P.C.G. (% de vazios) C60 (10 mm) C80 (14 mm)	Sensibilidade à água – razão r/R	Profundidade de ATR 30.000 ciclos (%)	Módulo de rigidez 15°C – 10 Hz (MPa)	Deformação específica de fadiga em 1 milhão de ciclos
BBSG 1	contínua	$\geq 3,4$	10	5,2 – 5,8	50 – 70	90 – 95	5 – 10	$\geq 0,75$	≤ 10	≥ 5.500	$\geq 100 \times 10^{-6}$
		$\geq 3,2$	14	4,9 – 5,6	60 – 90	91 – 96	4 – 9				
BBSG 2	contínua	$\geq 3,4$	10	5,2 – 5,8	50 – 70	90 – 95	5 – 10	$\geq 0,75$	$\leq 7,5$	≥ 7.000	$\geq 100 \times 10^{-6}$
		$\geq 3,2$	14	4,9 – 5,6	60 – 90	91 – 96	4 – 9				
BBSG 3	contínua	$\geq 3,4$	10	5,2 – 5,8	50 – 70	90 – 95	5 – 10	$\geq 0,75$	≤ 5	≥ 7.000	$\geq 100 \times 10^{-6}$
		$\geq 3,2$	14	4,9 – 5,6	60 – 90	91 – 96	4 – 9				
BBME 1	---	$\geq 3,5$	10	5,3 – 5,9	50 – 70	91 – 96	5 – 10	$\geq 0,8$	≤ 10	≥ 9.000	$\geq 110 \times 10^{-6}$
		$\geq 3,3$	14	5,1 – 5,7	60 – 90		4 – 9				
BBME 2	---	$\geq 3,5$	10	5,2 – 5,9	50 – 70	91 – 96	5 – 10	$\geq 0,8$	$\leq 7,5$	≥ 12.000	$\geq 100 \times 10^{-6}$
		$\geq 3,3$	14	5,0 – 5,6	60 – 90		4 – 9				
BBME 3	---	$\geq 3,5$	10	5,2 – 5,8	50 – 70	91 – 96	5 – 10	$\geq 0,8$	≤ 5	≥ 12.000	$\geq 100 \times 10^{-6}$
		$\geq 3,3$	14	5,0 – 5,6	60 – 90		4 – 9				

Tabela 2.12: Misturas asfálticas para revestimentos delgados (Corté e Serfass, 2000)

Tipo da mistura	Granulometria	Módulo de riqueza	Tamanho máximo dos agregados (mm)	Teor de ligante (%)	Espessura em campo (mm)	Nível de compactação	P.C.G. (% de vazios) C 40	Sensibilidade à água – razão r/R	Profundidade de ATR 60°C – 50 mm * 3.000 ciclos ** 10.000 ciclos *** 30.000 ciclos		
BBM a	Muito descontínua	$\geq 3,3$	10	5,0 – 5,7	30 – 40	89 – 94	6 - 11	$\geq 0,75$	$\leq 15^*$	$\leq 15^{**}$	$\leq 15^{***}$
		$\geq 3,2$	14	4,9 – 5,5	35 – 50						
BBM b	Pouco descontínua	$\geq 2,8$	10	5,3 – 6,0	30 – 40	88 – 93	7 - 12	$\geq 0,75$	$\leq 15^*$	$\leq 15^*$	$\leq 15^{***}$
			14	5,2 – 5,8	35 – 50						
BBM c	contínua	$\geq 3,3$	10	5,1 – 5,8	30 - 40	88 – 93	8 - 13	$\geq 0,75$	$\leq 15^*$	$\leq 15^*$	$\leq 15^{***}$

Velocidade de percolação
(NF P 98-254-3)

BBDr	descontínua		6		20 – 30		C 40	$\geq 0,80$	$\geq 0,4$ cm/s
			10		30 – 40		20-28		
			14		30 – 40		C 200 > 15		

2.6.1 As misturas asfálticas de módulo elevado para base de pavimentos

A utilização de asfaltos duros, isto é, apresentando uma penetração a 25°C entre 10 e 25 décimos de milímetro, e com temperaturas de amolecimento anel e bola (PA) entre 60 e 85°C (Marsot, 1993), evoluiu significativamente na França desde a década de 1960. Este tipo de cimento asfáltico tem sido desenvolvido para garantir soluções técnicas para o problema de afundamento nas trilhas de roda (ATR) de camadas de rolamento e para melhorar as características de deformabilidade das camadas de base de pavimentos asfálticos.

O uso de asfaltos de baixa penetração está intimamente relacionado ao desenvolvimento de novas misturas asfálticas projetadas especialmente para estes ligantes com o objetivo de obter o desempenho desejado dos pavimentos. Nesse contexto, surgem na França nos anos 1980 o concretos asfálticos de módulo elevado atualmente conhecidos como EME, para uso em camada de base, e BBME utilizado em camadas de ligação e revestimento.

As primeiras aplicações do EME, em 1980, foram casos de reforço ou reabilitação com remoção parcial do pavimento antigo para acomodar as mudanças altimétricas (Carof e Corté, 1994). A partir de meados dos anos 1980, este tipo de mistura passou a ser utilizada na execução de camadas de base e de regularização com pelo menos 70 ou 80 mm de espessura e, geralmente, cobertas por uma camada de desgaste fina sem função estrutural. Muito utilizado em áreas urbanas onde o reforço de pavimentos por métodos tradicionais levaria a camadas espessas que são freqüentemente inadequadas pela presença de tubulações subterrâneas que limitam a profundidade da escavação e por restrições altimétricas devidas à presença de meio-fio e outros limitantes.

A solução destes problemas levou à procura de materiais com módulos superiores ao concreto asfáltico tradicional buscando produzir camadas mais delgadas com alta resistência à fadiga garantindo a mesma vida de serviço sem necessidade de manutenção estrutural prematura.

O primeiro material deste tipo apareceu em 1980 patenteado com o nome de GBTHP (*Grave Bitume à Très Hautes Performances*) pelo fabricante francês Colas. As primeiras aplicações em estradas começaram em 1981, como camada de base em reforços de pavimentos antigos. O alto módulo e a elevada resistência ao cisalhamento do GBTHP permitiu a execução de um revestimento delgado.

A mistura possui granulometria composta por agregados com tamanho máximo de 20 mm (granulometria 0/20), apresentada na Tabela 2.13, que limita a segregação e garante uma boa homogeneidade (Regis, 1985), e um ligante especial constituído de asfalto de baixa penetração e aditivos, com dosagem variando entre 5,5% e 6,3% do peso total de agregados. Esta composição garante à mistura elevada resistência ao ATR e bom desempenho, reduzindo a espessura das camadas se comparado ao concreto asfáltico convencional. Estas misturas foram muito empregadas em pavimentos sujeitos a deflexões elevadas onde ocorre tráfego extremamente pesado (Langumier, 1984).

Tabela 2.13: Granulometria da GBTHP para bases de pavimentos (Regis, 1985)

Tamanho do grão (mm)	% passante
6	45 – 60
2	25 – 40
0,6	16 – 29
< 0,08	6 – 9

A busca de soluções que reduzissem a quantidade de CAP nas misturas asfálticas, mantendo o desempenho do pavimento, levou à utilização do EME em camadas de base de pavimentos novos, com o objetivo de diminuir custos em função da redução da espessura das camadas do pavimento em comparação com as soluções tradicionais utilizadas até então. O EME pode ser executado como camada de base sobre sub-bases granulares ou em base e sub-base de pavimentos garantindo melhores desempenhos das estruturas.

A utilização de ligantes modificados na formulação de EME não é prática cotidiana. Porém, eventualmente, o uso de polietileno sob a forma de rejeitos plásticos é freqüente em diversas empresas produtoras de misturas de módulo elevado. Outro modo de modificação é a incorporação de gilsonita – hidrocarbureto sólido, natural, proveniente dos Estados Unidos – utilizada na forma de areia com diâmetro máximo de 3 mm. A gilsonita é um material rico em asfaltenos (50 a 65%) de alto peso molecular. Seguindo as indicações do fornecedor, é possível modificar um ligante 40/50 por gilsonita obtendo um ligante 10/20. A mistura formulada com ligante modificado apresenta desempenho similar ao de misturas com ligante duro. Marsot (1993) conclui que não existe grande interesse em pesquisar outros tipos de

ligantes para misturas do tipo EME na França, tendo em vista o desempenho satisfatório alcançado pelo ligante 10/20 empregado desde a década de 1980.

O sucesso na redução do risco de ocorrência de ATR quando se utiliza o EME está relacionado ao tipo de revestimento empregado. A dureza do asfalto utilizado e o baixo volume de vazios destas misturas, levam à necessidade da execução de um revestimento para fornecer textura superficial suficiente. Frequentemente adota-se a combinação do EME com um concreto asfáltico muito delgado (BBTM) em pavimentos com tráfego pesado. O baixo volume de vazios e a alta rigidez do EME garantem a proteção do subleito e um suporte muito resistente em relação ao ATR e a granulometria descontínua do BBTM proporciona rugosidade superficial elevada e durável.

Resultados de testes acelerados em verdadeira grandeza realizados pelo *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC) confirmaram o excelente comportamento de um pavimento combinando base de concreto asfáltico de módulo elevado e revestimento de concreto asfáltico ultradelgado do ponto de vista de ATR e de durabilidade da macrotextura superficial (Corté, 2001). A normalização das misturas asfálticas de módulo elevado ocorreu na França em 1992 com a denominação NF P 98-140 para as misturas do tipo EME e em 1993 para as misturas do tipo BBME (NF P 98-141).

Depois do desenvolvimento e aplicação das misturas asfálticas de módulo elevado na França, a utilização de materiais deste tipo tem sido adotada em vários países europeus, como Portugal, Espanha e Reino Unido, objetivando comprovar as vantagens reconhecidas pela experiência francesa, para as condições construtivas e de solicitação existentes nesses países.

Na França, o método de projeto de pavimentos combina a análise mecânica racional e o conhecimento de parâmetros experimentais. Um método mecânico é empregado para determinar o modelo estrutural do pavimento e calcular as tensões e deformações geradas por uma carga padrão. Os resultados obtidos em laboratório do dano por fadiga dos materiais são usados para definir a resistência à fadiga da estrutura. E finalmente, o conhecimento resultante da observação do desempenho de pavimentos em trechos experimentais ou no simulador de tráfego circular do LCPC, é utilizado para estabelecer critérios de deformação permanente no subleito e em camadas granulares, ajustando os valores encontrados nas análises mecânicas.

O cálculo das tensões e deformações é desenvolvido em programas computacionais em que a estrutura do pavimento é representada por um sistema de camadas elásticas através dos

módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson. As tensões e deformações de projeto são obtidas a partir do comportamento à fadiga dos materiais, tráfego acumulado e fatores que consideram a variabilidade dos materiais, o risco assumido e um fator de calibração que visa corrigir as diferenças entre os valores calculados e observados.

Os principais elementos considerados no dimensionamento do pavimento são o tráfego, o clima, o tipo de material do subleito, os materiais de pavimentação disponíveis e a qualidade nos processos construtivos. Os critérios de projeto são diferenciados em função do tipo de camada a ser estudada:

- para subleitos ou camadas granulares são limitadas as deformações verticais no topo da camada em função do tráfego;
- para camadas asfálticas são restringidas as deformações de tração na fibra inferior em função do tráfego, da lei de fadiga da mistura, do risco adotado, do coeficiente de calibração e da heterogeneidade da capacidade de suporte das camadas de fundação;
- para camadas tratadas com cimentos ou de concreto, limitam-se as tensões de tração na base da camada em função do tráfego e coeficientes de ajustes.

As espessuras finais são determinadas através de ajustes entre os valores de tensão e deformação de projeto e os valores limites, dentro das faixas de espessuras mínimas e máximas de ordem prática e construtiva, de forma a garantir adequada compactação e uniformidade da camada.

Os pavimentos também podem ser projetados empregando catálogos de estruturas típicas, dimensionadas mecanicamente, em que a espessura da camada é fixada de acordo com a faixa de tráfego e a capacidade de suporte do subleito. Este tipo de procedimento é apropriado quando os materiais constituintes do pavimento e seu desempenho mecânico são pré-definidos e as estratégias de investimentos estão determinadas. A edição de 1998 do Catálogo de Estruturas Tipo de Estradas Novas (*Catalogue des structures types de chaussées neuves*) (SETRA e LCPC, 1998) inclui as misturas de módulo elevado como base sobre camadas granulares ou em pavimentos *full-depth*, funcionando como base e sub-base. As Figuras 2.21 e 2.22 apresentam duas páginas de uma das fichas que compõem o catálogo.

EME2/EME2



- Les épaisseurs des couches d'assise indiquées sur la fiche ci-contre sont les épaisseurs nominales au bord droit (côté rive) de la voie la plus chargée de la chaussée.

Données d'entrée :

- TCi_{30} : classe de trafic cumulé

Elle est déterminée par le nombre de poids-lourds (PTAC > 35 kN) cumulé sur 30 ans sur la voie la plus chargée. Les limites de ces classes sont indiquées sur la fiche ci-contre.

- PF_i : classe de plate-forme

Elle est déterminée par le module à long terme de la plate-forme support de chaussée. Les limites des classes de plate-forme figurent sur la fiche ci-contre.

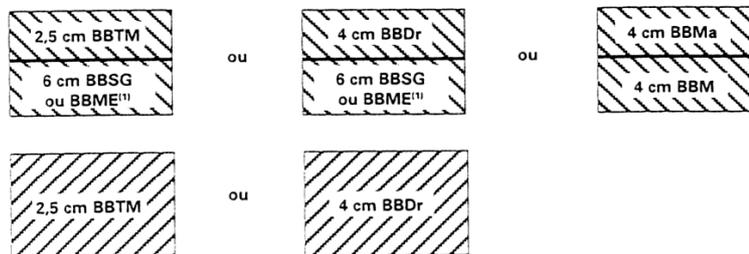
Matériaux :

Ils doivent être conformes aux normes en vigueur et aux guides d'application des normes.

- Couche de surface (CS) :**

Elle peut comprendre une ou plusieurs cou-

ches d'enrobé (couche de roulement, et une ou deux couches de liaison). Les combinaisons autorisées pour cette structure sont les suivantes :



- Épaisseur de mise en oeuvre des matériaux d'assise :**

		EME2		
		0/10	0/14	0/20
mini (cm)		6	7	10
maxi (cm)		10	12	13

Figura 2.21: Ficha 3 (VRS) do Catálogo de Estruturas Tipo de Estradas Novas francês, página 2 (SETRA e LCPC, 1998)



Fiche

VRS

	50 MPa	120 MPa	200 MPa
	PF 2	PF 3	PF 4
<p>TC8₃₀ 94 millions PL (75 millions NE)</p>			
<p>TC7₃₀ 38 millions PL (30 millions NE)</p>			
<p>TC6₃₀ 14 millions PL (11,3 millions NE)</p>			
<p>TC5₃₀ 6 millions PL (4,5 millions NE)</p>			
<p>TC4₃₀ 3 millions PL (2,2 millions NE)</p>			
<p>TC3₃₀ 1 million PL (0,7 million NE)</p>			
<p>TC2₃₀</p>			

NE : Nombre d'essieux équivalents calculé avec CAM= 0,8

Figura 2.22: Ficha 3 (VRS) do Catálogo de Estruturas Tipo de Estradas Novas francês, página 3 (SETRA e LCPC, 1998)

A Ficha 3, para a rede de vias estruturais ou principais, fortemente trafegadas (*Voies du Réseau Structurant – VRS*), apresenta na primeira página as características da estrutura com uma seção transversal tipo, estabelecendo as espessuras e as variações admitidas em função do tráfego e da granulometria.

Na segunda página da Ficha 3 (Figura 2.21) são feitos comentários sobre os dados de entrada: a classe de tráfego acumulado para um período de projeto de 30 anos (T_{ci30}) e a classe da plataforma de suporte do pavimento (PF_i) estabelecida em função do módulo a longo prazo. Também são apresentados os materiais utilizados como revestimento e as combinações permitidas para este fim. No final da página são indicados os limites de espessura de utilização do EME.

Na terceira página da Ficha 3, reproduzida na Figura 2.22, são visualizadas as estruturas propostas pelo catálogo em função dos dados de entrada apresentados na página anterior. A quarta página da Ficha 3 é preenchida por um ábaco para a determinação do índice de gelo admissível na fundação do pavimento.

A utilização de camadas estruturais constituídas de misturas do tipo EME pode ainda resultar em redução da espessura final do pavimento. A Tabela 2.14 adaptada de RGRA (2005) apresenta uma comparação de estruturas propostas no Catálogo de Estruturas Tipo de Estradas Novas (SETRA e LCPC, 1998) para um tráfego pesado (20 milhões de eixos equivalentes de 130 kN) sobre um subleito de módulo de 120 MPa em uma via principal (*réseau structurant*). A redução de espessura é de 90 mm, ou seja, 25% da espessura total, resultando em economia de agregados e ligante asfáltico.

Tabela 2.14: Comparação de estruturas de pavimentos (RGRA, 2005)

Solução GB	Solução EME
BBTM : 25 mm	BBTM : 25 mm
BBSG : 60 mm	BBME : 60 mm
GB 2 : 140 mm	EME 2 : 90 mm
GB 2 : 140 mm	EME 2 : 100 mm
Espessura total : 365 mm	Espessura total : 275 mm

No caso de aplicação da técnica em reforço de um pavimento sujeito a tráfego pesado, a redução da espessura da camada a ser aplicada pode ser de 30 a 50 mm, como pode ser observado na Tabela 2.15, adaptada de RGRA (2005).

Tabela 2.15: Exemplo de reforços equivalentes (RGRA, 2005)

Solução GB	Solução EME
BBSG : 80 mm	BBTM : 25 mm
GB : 100 mm	EME 2 : 100 a 120 mm
Espessura total : 18,0 cm	Espessura total : 12,5 a 14,5 cm

Goacolou (1993) apresenta o *Grave-bitume à très haut module d'élasticité* (GBTHM) proposto pela empresa *Jean Lefebvre*. O GBTHM é uma mistura EME classe 1 constituída por agregados de granulometria 0/10, 0/14 ou 0/20, com possibilidade de adição de 10 a 20% de areia de rio, e ligante duro 10/20. A distribuição granulométrica do GBTHM 0/14 é apresentada na Tabela 2.16. Segundo o autor, o GBTHM foi usado pela primeira vez na obra de reforço da área de manobras do Aeroporto de Biard em Poitiers. Em 1992, a auto-estrada A40 no Leste da França foi reabilitada com 90 mm de GBTHM e 30 mm de concreto asfáltico ultradelgado.

Tabela 2.16: Granulometria do GBTHM 0/14 (Goacolou, 1993)

Peneira (mm)	14	10	6,3	4	2	0,08
% passante	92	80	60	50	38	7,5

Goacolou (1993) considera a utilização do GBTHM em conjunto com um BBME uma excelente solução para corredores de ônibus, onde existe um elevado risco de ATR. Em 1992, a avenida *Grasset* em Montpellier (França), com volume de tráfego de ônibus diário de 300 veículos por sentido, foi reconstruída usando 200 mm de GBTHM 0/20, executado em duas camadas, e 40 mm de BBME. O autor apresenta ainda alguns exemplos de soluções incluindo GBTHM na execução de rodovias novas, concluindo que a utilização deste tipo de material proporciona uma redução da espessura total do pavimento de 15 a 30%, como pode ser observado na Tabela 2.17.

Tabela 2.17: Comparação de estruturas de pavimentos novos
(Goacolou, 1993)

	RN 138 – RN 10	RN 23 R	RD 979
Solução convencional	80 mm CBUQ	80 mm de CBUQ	Revestimento
	180 mm de GB	160 mm de GB	120 mm de GB
	250 mm de brita + cimento	160 mm de GB	120 mm de GB 250 mm de brita
Alternativa GBTHM	40 mm de BBDr	40 mm de BBM	15 mm de BBUM
	180 mm de GBTHM	120 mm de GB	80 mm de GBTHM
	250 mm de brita + cimento	130 mm de GBTHM	90 mm de GBTHM 250 mm de brita

2.6.1.1 Características do EME

As misturas do tipo EME possuem alto teor de asfalto, em geral maior que 6% (razão entre o peso do asfalto e o peso do agregado), quando comparado ao concreto asfáltico tradicionalmente empregado em camadas de revestimento. A dureza do asfalto empregado confere elevado módulo de deformabilidade à mistura permitindo, com igual espessura, reduzir as tensões transmitidas ao subleito. Além disso, o aumento do teor de asfalto possibilita o aumento da compactação da mistura e da resistência à fadiga. As espessuras das camadas de EME variam entre 70 e 150 mm.

A especificação francesa NF P 98-140 (AFNOR, 1999b) diferencia duas classes de desempenho de EME. As misturas da classe 1 apresentam teor de asfalto reduzido em relação às da classe 2, apresentando menor durabilidade e resistência à fadiga, sendo usadas preferencialmente em camadas sujeitas à compressão, sendo resistentes ao ATR.

O módulo de riqueza mínimo (k) para as misturas EME da classe 1 é 2,5, correspondendo a um teor de ligante de 4%; para as misturas da classe 2 o valor de k deve ser superior a 3,4, levando a teores de ligante superiores a 5,5%.

Quanto às características de deformabilidade das misturas de módulo elevado, o uso de um asfalto duro como ligante aumenta a rigidez da mistura asfáltica (Corté, 2001). Em temperaturas de serviço, existe uma correlação estreita entre os módulos do ligante e da mistura asfáltica. Brûlé e Corté (1996) *apud* Corté (2001) observaram que o aumento do

módulo do ligante é acompanhado da redução da sensibilidade a deformações permanentes. A Tabela 2.18 apresenta os requisitos a serem atendidos na utilização de misturas asfálticas de módulo elevado.

Tabela 2.18: Requisitos para misturas asfálticas de módulo elevado (SETRA, 1997; AFNOR, 1999b)

Característica	EME classe 1	EME classe 2
Espessura de utilização	EME 0/10 : 60 a 80 mm EME 0/14 : 70 a 130 mm EME 0/20 : 90 a 150 mm	
Espessura mínima de utilização	EME 0/10 : 50 mm EME 0/14 : 60 mm EME 0/20 : 80 mm	
Teor de ligante EME 0/14 (%)	4,2	5,7
Módulo de riqueza, k	2,5	3,4
Volume de vazios (%)	≤ 10	≤ 6
Desempenho em laboratório		
*ensaio Duriez, r/R	$\geq 0,70$	$\geq 0,75$
*ensaio de deformação permanente (60°C, 30.000 ciclos)	$\leq 7,5\%$	$\leq 7,5\%$
*ensaio de módulo complexo (MPa)	≥ 14.000	≥ 14.000
*ensaio de fadiga ϵ_6 a 10^6 ciclos ($\mu\epsilon$)	≥ 100	≥ 130

Além da realização de ensaios laboratoriais, que pretendem simular as condições de serviço dos materiais de pavimentação, a caracterização do comportamento de pavimentos com EME é feita também por meio da construção e monitoramento de pistas experimentais. Outro procedimento habitual é monitorar trechos executados em estradas da rede viária. Em ambos os casos, o objetivo fundamental é caracterizar melhor o desempenho em serviço dos materiais.

Para caracterizar o real comportamento dos EME, o LCPC em parceria com Scétauroute realizou um extenso programa de pesquisa entre 1990 e 1994 (Odéon *et al.*, 1997). O programa incluiu ensaios na pista experimental do LCPC em Nantes, apresentada na Figura

2.23, e uma análise teórica do comportamento das estruturas avaliadas, com o objetivo de analisar o desempenho de misturas asfálticas compostas por diferentes tipos de ligantes, tanto em laboratório quanto em escala real. Foram avaliadas 12 estruturas de pavimentos ao longo de 3 experimentos, resultando desempenho similar, quando comparadas estruturas com camadas de mesma espessura. O estudo confirmou o bom desempenho de materiais de módulo elevado quando empregados em espessura adequada.



Figura 2.23: Pista circular LCPC (Corté, 2001)

Em um período de quatro anos foram aplicados 7 milhões de ciclos de carga em estágios sucessivos simulando a carga de eixo padrão na França (130 kN). Os experimentos tiveram os seguintes pontos em comum:

- Configuração de carregamento: eixo duplo de 65 kN com pneus com pressão de inflação de 0,8 MPa;
- Velocidade angular do carregamento: 10 rpm;
- Quatro estruturas foram testadas em cada experimento, com seções de 30 m de extensão. Os agregados empregados para produzir os materiais asfálticos são de mesma origem e enquadram-se na mesma faixa granulométrica (0/14);
- A sub-base é a mesma para todas as estruturas e consiste de 400 mm de material granular bem graduado não tratado, designado GRH, de granulometria 0/20 e 0/14 e

- O subleito é de baixa qualidade, apresentando CBR entre 5 e 10%.

O primeiro experimento é descrito por De La Roche *et al.* (1994) e buscou comparar o comportamento à fadiga de misturas do tipo EME ao de uma mistura asfáltica convencional empregada em base de pavimentos na França. As camadas asfálticas consistiram na execução de concretos asfálticos fabricados com ligante 50/70 (teor de ligante de 5,4%) em dois dos setores, sendo realizadas a terceira e a quarta parcelas da pista, respectivamente, com um EME (com 80 mm de espessura e teor de ligante de 6,2%) e com um GB (com 120 mm de espessura e teor de ligante de 4,6%). Todas as estruturas estudadas apresentavam uma camada de revestimento de 25 mm constituída de um concreto asfáltico muito delgado (BBTM).

Os ensaios foram conduzidos até o trincamento completo da seção mais fraca, o que resultou na aplicação de 2.700.000 ciclos de carga. Durante o experimento as temperaturas no interior da camada asfáltica de base variaram entre 0 e 20°C. Verificou-se que a seção construída com EME sofreu trincamento mais tarde que as realizadas com concreto asfáltico clássico. Por outro lado, após o aparecimento de trincas na zona construída com EME, a porcentagem de pavimento trincado cresceu mais rapidamente nessa zona que na parcela realizada com GB.

O segundo experimento compreendeu a aplicação de 1.400.000 ciclos de carga entre novembro de 1991 e janeiro de 1992 e objetivou confirmar os resultados obtidos no primeiro experimento.

Em novembro de 1993 foi iniciado o terceiro experimento na pista do LCPC, com a configuração apresentada na Figura 2.24. O principal objetivo deste último experimento foi completar as observações necessárias para especificar o método de projeto das misturas EME, sendo avaliado o efeito do aumento da espessura das camadas constituídas por este material através da construção de uma seção de pavimento com base de 100 mm de espessura. Adicionalmente buscou-se avaliar as vantagens da utilização de ligantes modificados em relação a ligantes convencionais, tendo em vista à resistência à fadiga de camadas asfálticas.

Os resultados obtidos sugerem um aumento considerável da vida útil dos EME relativamente ao concreto asfáltico clássico (para 25% de área trincada apresenta uma duração 2,5 vezes superior). Os testes mostraram também que a vida útil das camadas construídas com EME é muito sensível à espessura das mesmas. O aumento da espessura da camada de 90 mm para 110 mm resultou em um acréscimo da vida útil de fadiga de 2,5 vezes. Quanto à utilização de ligantes modificados, o estudo concluiu que, para as estruturas avaliadas, o aumento da vida

de fadiga é pouco significativo se comparado a um concreto asfáltico produzido com ligante convencional (Odéon *et al.*, 1997).

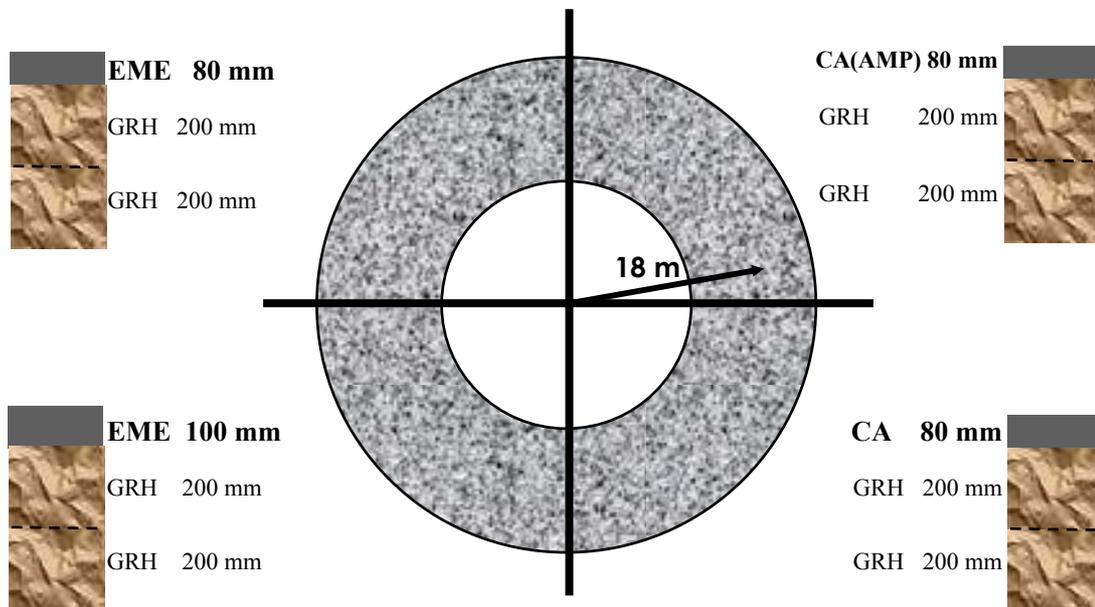


Figura 2.24: Configuração de experimento na pista circular do LCPC (Corte, 2001)

Com o objetivo de estudar a influência do ligante e da configuração do eixo de aplicação de carga na deformação permanente de revestimentos asfálticos, foi desenvolvido a partir de 1992 um experimento no LCPC descrito por Corté *et al.* (1994). Os seguintes aspectos foram considerados na pesquisa:

- O efeito do ligante na resistência ao ATR do revestimento constituído por um material asfáltico sensível à deformação permanente devido ao esqueleto granular instável e elevado teor de areia e
- A influência da configuração do eixo de carga pela comparação entre o efeito de eixos com um pneu de banda larga ao de um eixo padrão (rodas duplas), visto que 50 a 60% dos caminhões que circulam pelas rodovias francesas utilizam eixos com pneus de bandas largas.

As seções experimentais diferem entre si pelo tipo de ligante empregado. A comparação foi feita entre um asfalto modificado pelo polímero SBS, um asfalto SHELL Multigrade com baixa sensibilidade térmica, um asfalto com penetração entre 10 e 20 $\times 10^{-1}$ mm e um asfalto

convencional (CAP 50/70) utilizado para formular uma mistura de comparação. As características dos ligantes asfálticos utilizados na pesquisa são apresentadas na Tabela 2.19. O revestimento da seção com asfalto de baixa penetração consistiu da combinação de uma camada de 80 mm de EME 0/14 e uma camada de BBTM com 25 mm de espessura. Nas demais seções o revestimento apresenta 80 mm de espessura.

Tabela 2.19: Ligantes asfálticos utilizados no experimento

	Penetração 25°C ($\times 10^{-1}$ mm)	Ponto de amolecimento (°C)
CAP 50/70	63	50,5
SHELL Multigrade	52	60,5
CAP 10/20	15,5	70,5
Asfalto modificado por SBS	55,5	58,5

O experimento foi realizado em duas fases, com duas configurações do simulador sobre a pista circular. Com o objetivo de avaliar o efeito da diferença da velocidade de carregamento, na primeira fase (202.000 ciclos de carga) os quatro eixos do equipamento solicitavam diferentes seções:

- Rodas simples com raios de 16,5 m e 19,5 m e
- Rodas duplas com raios de 15,5 m e 18,5 m.

Na segunda fase (de 202.000 a 250.000 ciclos de carga) os dois eixos equipados com pneus de banda larga foram empregados no mesmo raio de 19,5 m e os com rodado duplo com raio de 18,5 m. As cargas adotadas são representativas das cargas reais impostas pelo tráfego: 42,5 kN para os eixos com pneus de banda larga e 65 kN para o eixo com rodado duplo. A pressão de inflação empregada foi de 0,85 MPa.

A avaliação dos resultados obtidos permitiu concluir que:

- A severidade da deformação depende da configuração do eixo (carga e tipo) e do raio de carregamento. Além disso, a profundidade do ATR não aumenta linearmente com o número de aplicações de carga. Corté *et al.* (1997) observam que a evolução do ATR ocorre até determinado patamar, não sendo notado posteriormente aumento significativo.

Este fato pode confirmar que, após um dado nível de carregamento, a mistura asfáltica tende a alcançar certa estabilidade resultante do rearranjo do esqueleto granular;

- Em comparação com o asfalto convencional, todos os produtos testados melhoram a resistência ao ATR. A classificação das seções em função da severidade do defeito foi a mesma para todas as configurações de carregamento investigadas. O setor I (ligante 50/70) apresentou as maiores deformações, mais de 12 mm. No extremo oposto está a combinação EME + BBTM, com as menores profundidades de ATR, 3 a 5 mm. O setor II (Shell Multigrade) e o setor IV (SBS) apresentaram resultados similares, entre 5 e 7 mm;
- A profundidade do ATR é maior para seções sujeitas a menores velocidades de carregamento e
- A agressividade dos eixos com pneus de banda larga é maior se comparada a de eixos com pneus convencionais duplos. Este efeito também depende da natureza do ligante asfáltico e quanto mais sensível ao ATR for a mistura, mais o efeito é observado. Para a mistura de comparação as profundidades do ATR causado pelo eixo simples com pneu de banda larga são cerca de 20 a 40% superiores às resultantes da carga aplicada pelo eixo padrão de rodado duplo (Corté *et al.*, 1997).

Em 1997, realizou-se na França (SETRA, 1997) uma campanha de avaliação do desempenho do EME de pavimentos com idades entre 2 e 14 anos. O estudo englobou a observação de 47 locais diferentes, tendo-se concluído o seguinte:

- Nos pavimentos com idades entre 2 e 6 anos as degradações eram muito pequenas, ou não existiam (severidade do trincamento nível 0);
- Nos pavimentos com idades entre 6 e 10 anos, a porcentagem de casos que apresentavam trincamento aumentou, mas a gravidade dos defeitos era baixa ou moderada (severidade do trincamento 1 e 2) e
- Nos pavimentos mais antigos, a tendência era semelhante, não havendo necessidade de reabilitação.

Ainda na mesma campanha de observação, foram detectados apenas dois casos com trincas transversais (TT), o que permitiu comprovar que, para as condições climáticas francesas, o fenômeno não é significativo quando se utilizam ligantes de baixa penetração na execução de

camadas de base de pavimentos (Corté, 2001). A Figura 2.25 apresenta um resumo dos resultados das avaliações realizadas.

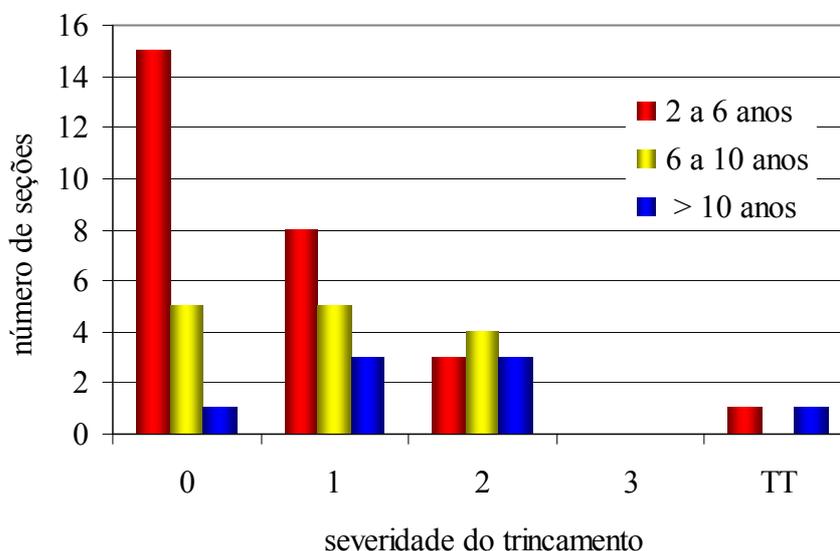


Figura 2.25: Trincamento em pavimentos franceses com EME

2.6.1.2 Experiências na utilização da técnica EME

Uma das referências mais comuns em artigos publicados sobre misturas asfálticas de módulo elevado é Vivier e Deguines (1986). Este apresenta, de forma detalhada, a aplicação, em *Salbris* (França), no ano de 1985 (apesar de serem também referidas obras datadas de 1983) de um EME realizado com um agregado aluvionar.

O projeto previa a construção de um pavimento constituído por 270 mm de camadas asfálticas (60 mm de camada de desgaste; 90 mm de camada de regularização; 120 mm de GB como base). A falta de material rochoso na região e a abundância de agregados aluvionares foi favorável à adoção de EME. Neste contexto, as camadas estruturais foram realizadas com misturas asfálticas de módulo elevado com as seguintes vantagens:

- Redução dos custos de transporte;
- Redução dos custos de produção dos agregados pelo uso em maior escala de seixo, mais baratos que os obtidos por britagem de rocha maciça e

- Diminuição da espessura das camadas, graças aos elevados módulos apresentados por estas misturas, com economia de materiais e de outros meios de produção.

Lautier *et al.* (1991) referem um caso de aplicação de EME em uma estrutura flexível na retificação do traçado da RD 570 em *Bouches-du-Rhône* (França). O projeto inicial previa a construção de uma camada de 700 mm de agregado natural sobre geotextil nas zonas de pavimento novo, e de 200 a 300 mm se colocada sobre o pavimento existente; uma camada de base com 120 mm de espessura em GB melhorado relativamente à fadiga (maior teor de ligante); uma camada de regularização em GB com 120 mm; uma camada de desgaste em concreto asfáltico com 60 mm de espessura.

Foi proposta uma variante ao projeto que incluía as seguintes camadas: camada de desgaste em concreto asfáltico com 25 mm de espessura; camada de regularização em GB com 120 mm de espessura; camada de base de módulo elevado com 90 mm de espessura. A camada granular prevista inicialmente não sofreu alteração. Salienta-se a grande redução da espessura total das camadas asfálticas (20%) que passou de 300 mm (solução do projeto) para 235 mm (proposta baseada em misturas de módulo elevado).

Em Petrongari *et al.* (1992) é descrita a construção de uma variante a *Saint-Chamond* (França). Tratou-se de um traçado em que os solos não apresentavam boas características e onde o tráfego de veículos pesados era excepcionalmente intenso (3.500 veículos pesados por dia, por sentido). A atenção dos técnicos focalizou-se na resolução do problema da deformação permanente por fluência que, perante as condições locais, era previsível que fosse o maior risco de ruína, uma vez que 70% do traçado apresentava declividades entre 3 e 5%.

Das propostas apresentadas foi adotada a seguinte solução: 25 mm de camada de desgaste (concreto asfáltico com ligante modificado); 80 mm de mistura de módulo elevado 0/14; 110 mm de GB 0/20; 120 mm de mistura de módulo elevado 0/20; camada de agregado 0/31,5 da ordem de 200 mm. Com esta solução buscou-se colocar materiais com módulos de deformabilidade elevados onde as solicitações eram maiores (camadas de base e de regularização de módulo elevado, respectivamente, 0/20 e 0/14), construindo um pavimento com camadas de espessuras decrescentes no sentido da superfície.

A França possui grande experiência na utilização de ligantes asfálticos de baixa penetração e no emprego das misturas asfálticas de módulo elevado formuladas com este tipo de ligante (mais de 20 anos). Sendo assim, os constituintes da cadeia produtiva envolvida no

desenvolvimento e aplicação da técnica, (órgãos rodoviários, empreiteiras e concessionárias de rodovias e companhias produtoras de asfalto) são frequentemente consultados por outros países europeus, como a Espanha e o Reino Unido, que vêm demonstrando crescente interesse nesta tecnologia. Corté (2001) e Des Croix e Planque (2004) ressaltam que:

- As tecnologias EME e BBME não são baseadas na simples substituição do ligante convencional (como o 50/70) por um ligante duro (10/20 ou 15/25) em uma mistura asfáltica tradicional. A utilização destas soluções implica em projetar as misturas asfálticas seguindo especificações baseadas em desempenho e
- Os ligantes com baixas penetrações (10/20, 15/25 ou em torno destas especificações) não garantem sistematicamente o desempenho necessário para a aplicação como misturas asfálticas de módulo elevado (EME ou BBME).

Os autores relatam ainda que, no final dos anos 1990, uma empresa de um país europeu contactou diversas companhias francesas para obter experiência na tecnologia EME. A motivação foi principalmente atender restrições ambientais (diminuir a exploração de jazidas de agregados) e reduzir o custo de misturas asfálticas para utilização em base de rodovias. Foram realizados pela empresa interessada revisão bibliográfica, apresentações, visitas a rodovias francesas e treinamento visando a implementação da tecnologia com maior eficiência possível. Foi adotada a mistura EME classe 2, empregando agregados locais e ligante 15/25, seguindo as especificações francesas. Foram realizados ensaios complementares com a mistura projetada, sendo construídos segmentos testes de pequena extensão seguindo as recomendações francesas de mistura, aplicação e compactação com o objetivo de adquirir experiência na técnica e convencer as autoridades rodoviárias locais dos benefícios resultantes da utilização do novo material. Desde então, a tecnologia EME 2 tem sido amplamente reconhecida pelas autoridades rodoviárias locais, sendo incluída entre as técnicas oferecidas naquele país. Adicionalmente foi avaliada a possibilidade da incorporação de 30% de mistura asfáltica reciclada à mistura EME 2 estudada, concluindo-se que, é impossível introduzir, sem controle rigoroso, elevadas porcentagens de material reciclado às misturas EME 2, sob pena de resultar em materiais com desempenho inferior ao especificado.

Na Suíça, anteriormente à introdução das misturas de módulo elevado nas especificações para pavimentação, um projeto experimental foi desenvolvido com o objetivo de avaliar este tipo de material (Perret *et al.*, 2004). Foram construídas três seções experimentais, sendo

solicitadas por um simulador de tráfego, visando avaliar o comportamento dos materiais sob diferentes carregamentos e temperaturas. Duas seções incluem em sua estrutura EME classe 1 e 2 nas camadas de base, seguindo as especificações francesas. O segmento de referência foi executado com base asfáltica seguindo as recomendações locais. As três seções avaliadas foram projetadas para apresentar resistências à fadiga equivalentes. A partir da avaliação do desempenho das estruturas para diferentes tipos de carregamento a diferentes temperaturas, concluiu-se que a mistura do tipo EME classe 1 avaliada não proporcionou redução significativa na espessura das camadas de base de pavimentos, enquanto que a mistura EME classe 2 permite redução de 30% em relação à mistura convencional.

Em Portugal, Capitão (2003) realizou um estudo com o objetivo de avaliar e modelar o comportamento mecânico de misturas asfálticas de elevado desempenho a partir de ensaios capazes de representar as características climáticas portuguesas. O estudo buscou ainda disponibilizar indicadores de desempenho com vistas a servir de base ao desenvolvimento de especificações técnicas locais para misturas de módulo elevado e de critérios de formulação baseados no desempenho mecânico.

A pesquisa foi realizada em parceria com o Instituto para a Conservação e Exploração da Rede Rodoviária de Portugal (ICERR) e incluiu a execução de um trecho de restauração de 16 km de extensão na rodovia EN14, empregando uma camada estrutural de mistura de módulo elevado de 160 mm de espessura. A partir da avaliação de características volumétricas e de propriedades mecânicas realizada em estudos laboratoriais foram estabelecidas duas misturas de agregados diferentes, uma com 2% de filler calcário (mistura A) e outra com 5% de filler calcário (mistura B), cada uma delas fabricada com três teores de ligante (4,8; 5,3; 5,8%). Foram executados trechos experimentais aplicando dois níveis de compactação diferentes para cada uma das seis composições estudadas: N1 e N2, correspondentes a 30 passagens (20 com rolo de pneus e 10 com rolo de chapa lisa) e 22 passagens (16 com rolo de pneus e 6 com rolo de chapa lisa) do equipamento compactador, respectivamente.

Uma vez construídos os trechos experimentais, foram recolhidos corpos-de-prova cilíndricos e retangulares, de cada uma das doze composições volumétricas em análise, para a realização de estudo laboratorial das características de deformabilidade e da resistência à fadiga das misturas. Foram realizados ensaios de flexão de cargas repetidas em corpos-de-prova prismáticos, ensaios em simulador de tráfego do tipo LCPC e ensaios de compressão uniaxial

de cargas repetidas em corpos-de-prova cilíndricos. Além das amostras extraídas dos trechos experimentais foram ensaiadas amostras moldadas em laboratório.

A partir dos resultados obtidos, o autor propôs expressões de previsão para as características de deformabilidade das misturas asfálticas de módulo elevado, em função das condições de solicitação, e dos parâmetros de composição das misturas. Em relação à resistência à fadiga e à deformação permanente, chegou-se a um conjunto de expressões que permitem estimar alguns indicadores de comportamento, para situações de solicitação previsíveis no território português. Estes parâmetros podem ser adotados para estabelecer critérios de dosagem e elaborar especificações técnicas relativas às misturas asfálticas de módulo elevado.

Na Polónia um estudo em conjunto entre o Laboratório de Estradas de Poznan e o LCPC avaliou a possibilidade de empregar a solução BBTM + EME em uma obra de reforço de uma rodovia. Durante a fase laboratorial foi avaliada uma mistura EME empregando um ligante com penetração a 25°C de 25×10^{-1} mm e ponto de amolecimento anel e bola de 58°C. A dosagem Marshall resultou em uma mistura com 5,3% de ligante e volume de vazios de 3,7%; a estabilidade e a fluência medidas a 60°C foram de 14 kN e 4 mm, respectivamente. Com a mistura projetada foi executada uma seção experimental composta por 120 mm de EME e 30 mm de BBTM.

Brosseaud *et al.* (2003) concluíram que a avaliação de materiais de elevado desempenho, como o EME, pode resultar na modernização dos projetos de pavimentos novos e de reforços estruturais proporcionando maior segurança e conforto aos usuários das rodovias.

Na Espanha, o interesse por materiais de alto desempenho surgiu no final dos anos 1980. Val Melús (1996) relata os resultados de um estudo realizado sobre camadas de base constituídas de misturas asfálticas de módulo elevado entre 1991 e 1993 na Universidade Politécnica de Madri, com o objetivo de adaptar o uso destes materiais ao contexto espanhol. Nesta pesquisa foram dosadas misturas segundo o método Marshall utilizando quatro tipos de ligante asfáltico com penetrações a 25°C variando entre 21 e 29×10^{-1} mm. O autor observou que para uma granulometria densa especificada na Espanha como G20, apresentada na Tabela 2.20, são obtidas misturas de baixa estabilidade (≈ 15 kN), de deformabilidade reduzida (fluência < 2 mm) e de resistência à tração indireta relativamente baixa (≈ 2 MPa a 5°C). Por outro lado, para uma granulometria mais fechada e mais rica em finos (BAM), as

estabilidades atingem 20 kN, a fluência é inferior a 2 mm e a resistência à tração a 5°C é superior a 4 MPa.

Tabela 2.20: Granulometrias avaliadas por Val Melús (1996)

Peneira (mm)	% passante	
	G20	BAM
25	100	100
20	75 – 95	90 – 100
12,5	55 – 75	70 – 90
10	47 – 67	60 – 80
5	28 – 46	44 – 62
2,5	20 – 35	30 – 44
0,63	8 – 20	12 – 24
0,32	5 – 14	8 – 18
0,16	3 – 9	7 – 14
0,080	2 – 6	6 – 10

O autor ainda relata que a partir de 1992 foram executadas na Espanha algumas seções experimentais empregando camadas de base de misturas asfálticas de módulo elevado, tanto em pavimentos novos quanto em reforço de pavimentos antigos em rodovias com baixo volume de tráfego (< 300 veículos pesados por dia por faixa). São apresentadas algumas considerações relativas aos procedimentos de produção e aplicação deste tipo de material. A execução de camadas asfálticas compostas de misturas de módulo elevado é similar à de misturas asfálticas convencionais, exceto que, por empregar ligantes de baixa penetração, as temperaturas devem ser superiores nos tanques de asfalto (165 – 175°C) e na saída da mistura da usina (175 – 185°C). Durante a compactação a temperatura mínima é igualmente superior variando entre 140 e 150°C. A compactação combina normalmente rolos vibratórios e de pneus e pode ser mais simples devido ao alto teor de ligante proporcionar um efeito lubrificante. Em geral, as espessuras das camadas de mistura de módulo elevado variam entre 80 e 160 mm, sendo aconselhável executar em duas camadas quando exceder 130 mm.

Ainda na Espanha, o reforço da plataforma de estocagem de contêineres do Porto de Barcelona foi executado empregando duas camadas de mistura de módulo elevado,

totalizando 190 mm. Foi utilizado ligante modificado com penetração 15/30 (25°C) e ponto de amolecimento anel e bola de 70°C.

No Brasil, Magalhães (2004) comparou duas misturas asfálticas de módulo elevado com ligante modificado por EVA (AMP EVA) e um resíduo asfáltico de petróleo (RASf) e uma mistura com CAP 20, preparadas com agregado de natureza mineral granítica. As misturas preparadas com ligantes especiais apresentaram módulo de resiliência até três vezes maiores que a mistura convencional. A Tabela 2.21 apresenta os valores de módulo de resiliência (MR), resistência à tração (RT) e da relação MR/RT. A resistência à tração retida das misturas estudadas foi de 37% para o CAP 20, 39% para o RASf e 54% para o AMP EVA, inferiores aos 70% recomendados pelo método SUPERPAVE™, sendo necessária a adição de um melhorador de adesividade.

Tabela 2.21: Características mecânicas das misturas estudadas por Magalhães (2004)

Mistura	MR 25°C (MPa)	RT 25°C (MPa)	MR/RT
CAP 20	6.603	1,58	4.183
AMP EVA	10.982	2,25	4.874
RASf	16.341	3,50	4.676

O autor ainda destaca que as misturas de módulo elevado preparadas com ligantes especiais apresentaram excelente comportamento à deformação permanente, com afundamentos na trilha de roda em simulador do tipo LCPC entre 3 e 4,5%. Com base em curvas de fadiga e em análises paramétricas, o autor conclui que a mistura preparada com RASf apresentou desempenho superior ao da mistura com AMP EVA no que diz respeito à vida de fadiga para um N maior que 10⁸.

A partir de uma análise mecanística, Magalhães (2004) concluiu que as misturas de módulo elevado atendem aos valores críticos de diferença de tensões quando aplicadas como camada de ligação apoiadas sobre camadas cimentadas em estruturas denominadas de alto desempenho e alta durabilidade com espessuras em torno de 100 a 120 mm, devido a redução das tensões de tração na fibra inferior das misturas de módulo elevado proporcionada pela

camada cimentada. Sobre camadas granulares, de menor rigidez, como a brita graduada, a espessura mínima de mistura de módulo elevado sugerida pelo autor é 150 mm.

Freitas (2007) estudou a possibilidade do uso de uma escória de aciaria como agregado em misturas asfálticas de módulo elevado. A autora empregou uma única curva granulométrica, constituída por 97% de escória e 3% de cal, e três tipos de ligantes (CAP 30/45, Resíduo de Vácuo e CAP 30/45 com 4% de SASOBIT) para as misturas em estudo. Foram dosadas misturas de referência com a mesma granulometria sem uso de escória. Todas as misturas foram caracterizadas mecanicamente através de ensaios de módulo de resiliência, resistência à tração estática por compressão diametral, fadiga por compressão diametral à tensão controlada e compressão axial estática (*creep* estático). A Tabela 2.22 apresenta o MR e a RT obtidos pela pesquisadora para as misturas com escória e teor de ligante de projeto de 7% e com agregado convencional e 5% de ligante.

Tabela 2.22: MR e RT das misturas estudadas por Freitas (2007)

Ligante asfáltico	Escória		Convencional	
	MR (MPa)	RT (MPa)	MR (MPa)	RT (MPa)
Resíduo de vácuo	8.062	1,76	7.121	1,69
CAP 30/45 + SASOBIT	9.173	1,79	9.080	1,89
CAP 30/45	8.608	1,92	7.082	1,68

A partir de resultados de estudos mecanísticos utilizando o programa computacional FEPAVE2, a autora concluiu que a utilização de misturas asfálticas de módulo elevado formuladas com escória de aciaria e CAP 30/45 + 4% de SASOBIT pode resultar em pavimentos com estruturas mais esbeltas. O desempenho mecânico das misturas com escória foi superior ao das misturas produzidas com agregado convencional, embora com teor ligeiramente maior de ligante.

2.7 ENSAIOS ACELERADOS DE PAVIMENTOS

Melhorar o desempenho dos pavimentos tem sido um desafio constante ao longo da história da pavimentação. A técnica de ensaios acelerados de pavimentos em escala real (*Full-Scale*

Accelerated Pavement Testing) surgiu no início do século XX e os resultados obtidos ao longo de mais de cem anos de utilização permitiram avanços significativos na prática da engenharia rodoviária. Os tipos de instalações para o desenvolvimento de ensaios acelerados em escala real podem ser classificados em quatro categorias:

- Pistas circulares solicitadas por simuladores de tráfego radiais, como as pistas experimentais do LCPC (Nantes – França), da *Technical University of Iassy* (Romênia), da *Ecole Polytechnique Federal de Zurich* (Suíça) e do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (Brasil);
- Pistas retilíneas e seções de pavimentos solicitados por simuladores de tráfego lineares, como as instalações das Universidades de Illinois e Ohio (EUA), da *Ecole Polytechnique Federal de Lausanne* (Suíça), do *Transportation Research Laboratory* (Reino Unido) e da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (Brasil);
- Pistas experimentais com carregamento controlado aplicado por veículos reais, como a *Westrack* em Nevada (EUA) e as pistas de Waterloo (Canadá) e do *Public Works Research Institute* (Japão) e
- Trechos solicitados por simuladores de carga dinâmica, como a instalação do Laboratório Federal de Pesquisa Rodoviária (Alemanha).

Nos Estados Unidos, o primeiro experimento utilizando a técnica de ensaios acelerados em verdadeira grandeza iniciou em 1909, em Detroit, em uma pista circular com o objetivo de avaliar o desempenho de materiais empregados como revestimento de pavimentos como o concreto de cimento Portland (Metcalf, 1996). Em 1912 foi construída a *Teddington Testing Machine*, no *National Physical Laboratory* do Reino Unido e representou o início do emprego de ensaios acelerados no continente Europeu (Croney e Croney, 1997).

A realização de ensaios acelerados em verdadeira grandeza visa reproduzir, em curto espaço de tempo, a deterioração que irá ocorrer em um pavimento ao longo do seu período de projeto. Para permitir a aceleração da degradação do pavimento podem ser utilizados níveis de cargas superiores aos preconizados pela legislação vigente a respeito do excesso de carga em cada país.

O uso de ensaios acelerados (APT) tem sido amplamente difundido como uma ferramenta de apoio ao processo de tomada de decisão, especialmente em relação à utilização de novos materiais e de novas técnicas de pavimentação tanto para a construção de pavimentos novos quanto em projetos de restauração de estruturas deterioradas.

Metcalf (1996) considera que pesquisas utilizando ensaios acelerados em pavimentos apresentam muitos benefícios por possibilitar:

- O aperfeiçoamento de procedimentos de projeto;
- A avaliação de configurações estruturais de pavimentos variadas;
- A validação do uso de materiais tradicionais;
- A avaliação de novos materiais;
- O desenvolvimento e avaliação de técnicas de reabilitação;
- A avaliação de pavimentos projetados para emprego em condições especiais;
- A avaliação dos efeitos de diferentes configurações de carga e
- A estimativa da vida de serviço do pavimento.

Diversos programas de pesquisas vêm sendo desenvolvidos ao longo do tempo em vários países. Os estudos têm como principal objetivo gerar informações e ferramentas capazes de facilitar as decisões relativas às atividades de projeto e manutenção dos pavimentos, buscando garantir um bom desempenho da estrutura ao longo de sua vida de serviço.

Metcalf (2004) apresenta os resultados de uma pesquisa realizada para identificar os programas de pesquisa rodoviária em atividade no Hemisfério Norte que possuem equipamentos para executar ensaios acelerados de pavimentos. O autor concluiu que existiam na época da pesquisa 33 programas em operação na América do Norte e Europa, sendo 18 nos Estados Unidos e os demais no Canadá (2), Reino Unido (2), Alemanha, França, Espanha, Suíça, Dinamarca, México, Países Baixos, Eslováquia, Irlanda, Finlândia, Suécia, República Checa e Romênia.

A engenharia de pavimentos experimentou avanços significativos em função de conclusões resultantes das respostas produzidas por estruturas submetidas a ensaios acelerados em verdadeira grandeza. Nos Estados Unidos, o USACE (*United States Army Corps of Engineers*) realiza testes em pavimentos empregando a técnica de ensaios acelerados desde a década de 1940 e parte dos resultados obtidos foram utilizados para o estabelecimento do procedimento de projeto de pavimentos baseado no ensaio de ISC (Índice de Suporte Califórnia), para o desenvolvimento dos critérios empregados no Método Marshall de projeto de misturas asfálticas e para o estabelecimento de procedimentos para avaliação de materiais que serviram de base para métodos empregados atualmente (Metcalf, 1996).

O experimento desenvolvido pela AASHO (*American Association of State Highway Officials*, que em 1973 passou a ser denominada *American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO*) entre 1958 e 1960 produziu resultados ainda hoje utilizados. Foram estabelecidos modelos de desempenho relacionando parâmetros de projeto e características do carregamento aplicado (configuração, magnitude e número de ciclos).

Cabe ressaltar que os modelos de desempenho estabelecidos a partir dos estudos realizados pela AASHO não podem ser aplicados diretamente a pavimentos em condições diferentes das encontradas no experimento, tendo em vista as diferenças relativas a fatores como: condições climáticas do local, materiais do pavimento e solos de subleito, carregamento e qualidade e controle construtivo. No entanto, a importância do estudo não pode ser desconsiderada, pois muitos dos procedimentos utilizados para o dimensionamento de pavimentos empregados em vários países foram desenvolvidos com base nos resultados obtidos pela AASHO.

Dentre os 18 programas de pesquisa em ensaios acelerados de pavimentos ativos em 2004 nos Estados Unidos, o comandado pelo *Federal Highway Administration* (FHWA) pode ser considerado um dos mais importantes. O centro de pesquisa foi construído em 1986 no *Turner Fairbank Highway Research Center* (TFHRC) no estado de Virginia. Originalmente as instalações permitiam a construção de 8 seções experimentais, em 1989 foram aumentadas para 12 e em 1993 para 24. Os pavimentos são solicitados por um equipamento do tipo ALF (*Accelerated Loading Facility*), com capacidade de simular 20 anos de tráfego em até 6 meses. O ALF, ilustrado na Figura 2.26, é um simulador linear de 29 m e possui um semi-eixo móvel capaz de aplicar cargas entre 44,5 e 100,1 kN. A carga é aplicada a 18,5 km/h em um único sentido sobre uma seção útil de pavimento de 9,8 m (FHWA, 2006).

As pesquisas realizadas pelo FHWA visam avaliar os mecanismos que governam o comportamento e o desempenho de pavimentos avaliando estruturas tradicionais com concreto asfáltico; efeitos da pressão de inflação dos pneus e da configuração do carregamento; e especificações baseadas em desempenho para ligantes e misturas asfálticas. Em 1988/9 uma série de seções com *whitetopping* ultradelgado foram avaliadas.



Figura 2.26: ALF do FHWA (FHWA, 2006)

Na Europa, além do centro de pesquisa do LCPC na França, com sua pista de testes circular apresentada anteriormente (Figura 2.23), os programas desenvolvidos na Espanha pelo CEDEX (*Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas*), ilustrado na Figura 2.27, e no Reino Unido pelo TRL (*Transportation Research Laboratory*) têm produzido resultados importantes em relação ao desempenho de pavimentos submetidos a ensaios acelerados. A Figura 2.28 apresenta o simulador de tráfego empregado pelo TRL em suas pesquisas.

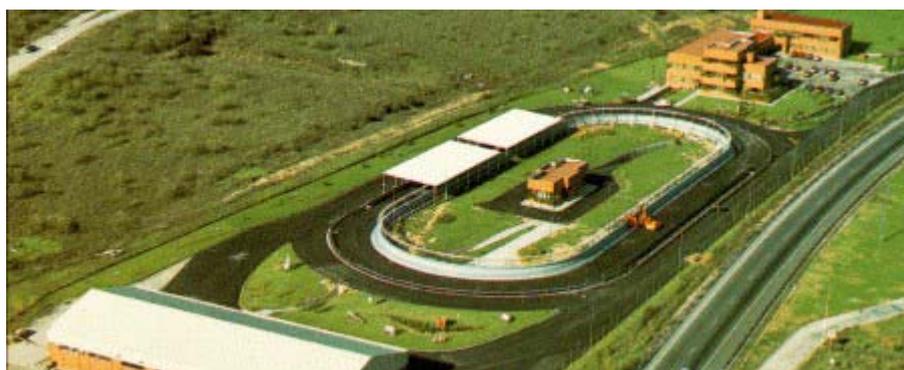


Figura 2.27: Área de testes de pavimentos do CEDEX (TRB, 2006)



Figura 2.28: Simulador de tráfego linear do TRL (TRB, 2006)

Desde 1996, dois grupos de pesquisa foram formados com o objetivo de agrupar os resultados de estudos relativos a ensaios acelerados: nos Estados Unidos, o TRB (*Transportation Research Board*) criou o comitê técnico AFD 40 e na Europa foi estabelecido um programa de pesquisa ligado ao grupo de cooperação COST (*European Cooperative in the Field of Science and Technology*) denominado COST 347.

Em 2004, Sharp apresentou uma síntese sobre os programas de pesquisa envolvendo ensaios acelerados em verdadeira grandeza ativos no Hemisfério Sul e na Ásia. Segundo o autor, África do Sul, Austrália, Brasil, Coréia, Japão, Nova Zelândia e República Popular da China realizam experimentos com pavimentos empregando esta técnica.

O programa HVS sul-africano foi iniciado em 1968 sendo considerado o mais antigo e um dos programas dedicados a ensaios acelerados de maior sucesso no mundo. A África do Sul foi o primeiro país a desenvolver um simulador móvel linear, o *Heavy Vehicle Simulator* (HVS), que pode ser utilizado em rodovias em serviço, como ilustra a Figura 2.29. Desenvolvido entre 1968 e 1972, 4 equipamentos estão em uso contínuo desde 1982 sendo testadas mais de 500 seções. O HVS utiliza eixos simples ou duplo com carregamento acionado por um sistema hidráulico capaz de aplicar cargas entre 20 e 100 kN com velocidade de até 14 km/h. O tráfego pode ser aplicado em um ou dois sentidos sobre seções de 8 m de comprimento (TRB, 2006).

No Brasil existem dois centros de pesquisa com instalações para realização de ensaios acelerados de pavimentos. O Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR/DNER) construiu em 1975 uma pista circular semelhante a existente na Universidade de Washington (EUA) e, em 1996, o Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

juntamente com o Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem (DAER/RS) iniciou as operações na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos onde foi instalado o simulador de tráfego linear UFRGS-DAER/RS.

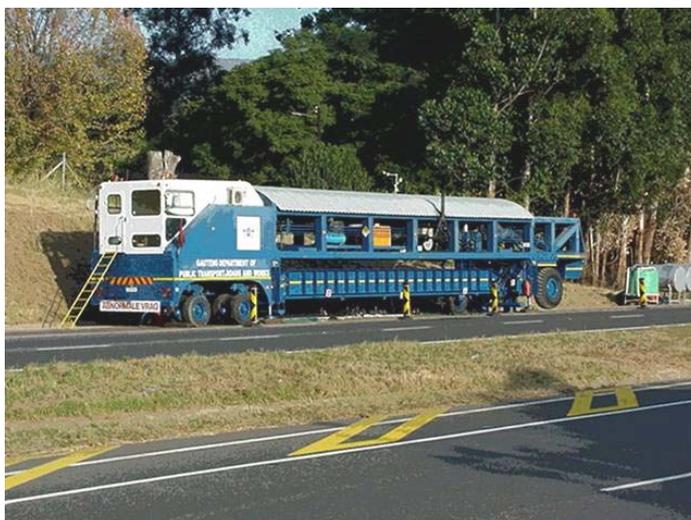


Figura 2.29: Equipamento HVS (TRB, 2006)

Em sua tese de doutorado Silva (2001) apresentou um histórico da Pista Circular Experimental do IPR/DNER com seu trem de prova, resumindo as atividades desenvolvidas desde sua construção até sua última pesquisa, iniciada em 1997, sobre *whitetopping*. A Tabela 2.23 sumariza as pesquisas realizadas em conjunto por DNER, ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland) e iniciativa privada.

Tabela 2.23: Pesquisas realizadas na pista circular do IPR/DNER (Silva, 2001)

Pesquisa	Período
Revestimento em TSD e CBUQ	10/1982 – 07/1983
Revestimento de CBUQ com diferentes espessuras	04/1991 – 08/1991
Concreto rolado	1992
Concreto rolado para tráfego pesado	1993
<i>Whitetopping</i>	04/1997 – 06/1998

A estrutura metálica do trem de prova, com diâmetro de 33 m, é composta de três subestruturas em treliça, conforme ilustra a Figura 2.30. Cada conjunto de rodas duplas recebe

uma carga de aproximadamente 57 kN. O conjunto de rodas duplas é composto de dois pneus inflados a 0,74 MPa (105 psi). O centro do trem de prova é constituído por uma armadura hexagonal; sob esta armadura está montado o mecanismo do excêntrico que permite o deslocamento lateral do trem de prova, em amplitude regulável de 0 a 0,83m. A propulsão do carrossel é feita por três motores de corrente contínua de 60 cv cada. A velocidade máxima do trem de prova é de 80 km/h, com uma velocidade média de operação de 40 km/h. Nesta velocidade, são aplicados no pavimento aproximadamente 1.500 carregamentos por hora (Silva, 2001).

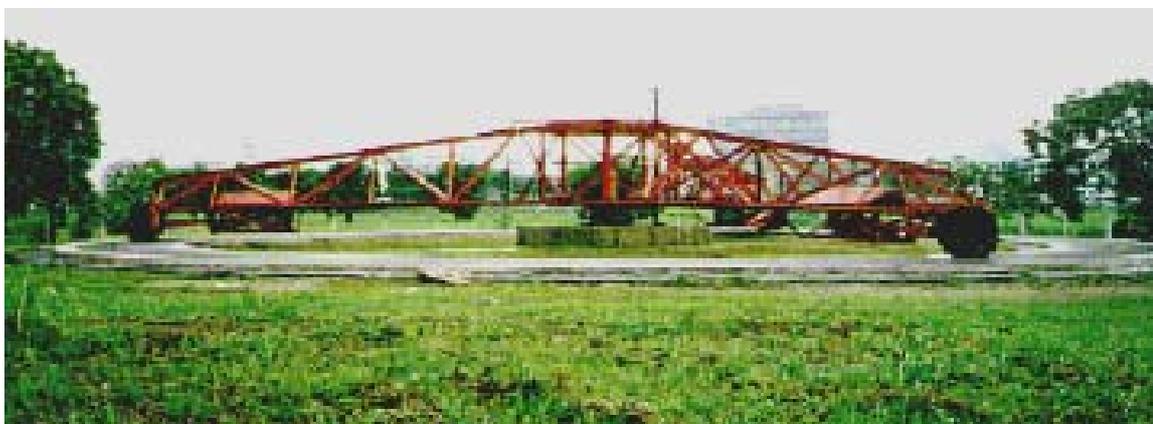


Figura 2.30: Pista circular do IPR/DNER (Silva, 2001)

2.7.1 O simulador de tráfego UFRGS-DAER/RS

O simulador de tráfego UFRGS-DAER/RS, mostrado na Figura 2.31, foi projetado pelo Grupo de Projeto Mecânico e Automação Industrial do Departamento de Engenharia Mecânica da UFRGS. Inspirado no equipamento Accelerated Loading Facility de origem australiana, foi construído entre 1992 e 1994 pelo DAER/RS. O equipamento foi utilizado pela primeira vez em maio de 1996 na pesquisa de doutorado de Núñez (1997). Conforme o autor, o simulador de tráfego UFRGS-DAER/RS mede aproximadamente 15 m de comprimento; 2,5 m de largura e 4,3 m de altura e apresenta as seguintes características:

- Curso de atuação de carga sobre o pavimento: 8m;
- Carga sobre o pavimento: regulável de 0 a 65 kN;

- Princípio de aplicação de carga: hidráulico;
- Aplicação da carga: linear, unidirecional, não tracionada;
- Sistema de rodado: simples ou duplo, articulado regulável;
- Velocidade de deslocamento: regulável até 20 km/h e
- Princípio de acionamento geral: elétrico.



Figura 2.31: Simulador de tráfego UFRGS-DAER/RS

Com a utilização deste equipamento podem ser realizados ciclos de carga em um espaçamento de tempo compreendido entre 16 e 18 segundos, possibilitando a aplicação de 225 ou 200 ciclos de carga por hora.

A carga é aplicada no pavimento através de uma unidade hidráulica comandada eletricamente, permitindo regular o nível de carregamento com o qual o pavimento é solicitado. A aplicação de cargas de eixo superiores à padrão (82 kN) permite acelerar a degradação dos pavimentos ensaiados. De acordo com o USACE uma passagem de eixos com cargas de 100 kN e 130 kN equivale, do ponto de vista destrutivo, a 3,5 e 17,6 passagens do eixo padrão, respectivamente. A Tabela 2.24 apresenta os tempos que o simulador leva para aplicar 10^6 ciclos de carga do eixo padrão considerando os fatores de equivalência sugeridos pelo USACE trabalhando 11 h ao dia.

Tabela 2.24: Tempo de operação do simulador para aplicar 10^6 cargas de eixo padrão (Núñez, 1997)

Tempo para $N = 10^6$	Carga de eixo aplicada pelo simulador (kN)		
	82	100	130
em horas	4.444	1.259	253
em dias	400	113	23

Para evitar a canalização do tráfego na largura correspondente ao rodado, o simulador é equipado com um sistema que permite que o deslocamento longitudinal do trem de cargas seja acompanhado de um deslocamento transversal, a cada passagem do simulador ocorre um deslocamento de 7 mm no sentido transversal. Este sistema permite estabelecer a largura da trilha de roda resultante.

A primeira pesquisa realizada empregando o simulador de tráfego UFRGS-DAER/RS foi apresentada por Núñez em 1997. A tese de doutorado do autor teve como objetivo analisar o comportamento mecânico de pavimentos delgados com basaltos alterados e estabelecer um método de dimensionamento considerando as características do material e do tráfego de rodovias coletoras. Durante a pesquisa foram solicitadas cinco pistas experimentais executadas com camadas de base e sub-base com espessuras de 160, 210 e 320 mm constituídas de basaltos provenientes de duas jazidas. O desempenho das estruturas foi avaliado através do acompanhamento da evolução dos defeitos superficiais, deflexões e deformações permanentes.

O estudo permitiu concluir que os basaltos alterados podem ser empregados em camadas granulares de pavimentos submetidos a baixo volume de tráfego observados alguns critérios. A partir dos resultados obtidos foi possível desenvolver uma equação para projeto de estruturas com basaltos alterados; para tráfego de projeto de 10^5 ESALs é recomendada espessura mínima de 320 mm.

Gonçalves (2002) realizou pesquisa com o objetivo de compreender e quantificar o desempenho de estruturas de pavimentos flexíveis em concreto asfáltico submetidas a ensaios acelerados em escala real com o simulador UFRGS-DAER/RS. Para tornar possível o monitoramento evolutivo da degradação resultante do tráfego, foram construídas e instrumentadas seis seções experimentais, das quais duas foram submetidas a ensaios acelerados durante o desenvolvimento da tese de doutorado do autor.

O monitoramento das condições funcional e estrutural das pistas experimentais permitiu o estabelecimento de modelos de regressão que reproduzem o desempenho dos pavimentos em termos da evolução do trincamento do revestimento asfáltico, da ocorrência de afundamentos em trilha de roda e da evolução das tensões verticais no subleito. Os pavimentos foram instrumentados com medidores de tensões e deformações instalados em diferentes pontos no seu interior. Foi observada uma tendência logarítmica de crescimento dos afundamentos em trilha de roda com o tráfego acumulado.

Os resultados das avaliações realizadas mostraram que os módulos de elasticidade retroanalizados a partir de resultados de levantamentos defletométricos com FWD e viga eletrônica se mostraram adequados à interpretação do desempenho estrutural dos pavimentos experimentais. Em contrapartida, os módulos de elasticidade derivados de ensaios laboratoriais, realizados em diferentes épocas, não refletiram as condições apresentadas pelos pavimentos no campo.

Viera (2002) avaliou a utilização de geotêxtil como SAMI (*Stress Absorbing Membrane Interlayer*) para retardar a reflexão de trincas para a camada de recapeamento em uma estrutura de pavimento deteriorada. A pista experimental avaliada (com 20 m de comprimento e 3,5 m de largura) era uma estrutura representativa de pavimentos existentes no Rio Grande do Sul: camada final de terraplenagem de argila laterítica, sub-base de macadame seco, base de brita graduada, camada de concreto asfáltico de 40 mm trincada e recapeamento, também em CBUQ, de 50 mm.

A pista foi dividida em três regiões, sendo que em duas a camada trincada e o recapeamento foram ligados por mantas geotêxteis impregnadas de asfalto. O tráfego foi aplicado ao longo de duas faixas. A Faixa A, com 700 mm de largura, foi ensaiada entre setembro e dezembro de 1999, sendo aplicados cerca de 50.000 ciclos de carga de eixo de 100 kN e mais de 30.000 cargas de eixo de 120 kN. A Faixa B, com 1 m de largura, foi ensaiada entre maio de 2000 e março de 2001, aplicando-se cerca de 345.000 ciclos de carga de eixo de 100 kN.

Os resultados do estudo explicitaram a influência marcante da temperatura do pavimento na deformabilidade plástica do concreto asfáltico. O aumento da temperatura e da carga de eixo resultou em aumento das deflexões, sugerindo o início da fase de fadiga. A extração de placas mostrou a eficiência do geotêxtil no desvio na direção de propagação das trincas, retardando a reflexão das mesmas através do recapeamento asfáltico, como pode ser observado na Figura

2.32. Adicionalmente, a autora propôs em sua dissertação de mestrado modelos estatísticos para estimar a temperatura no interior do pavimento em função da temperatura do ar e da irradiação solar.



Figura 2.32: Desvio do trincamento pelo geotêxtil (Viera, 2002)

Azambuja (2004) apresentou resultados de um estudo que avaliou o desempenho de recapeamentos asfálticos, aplicados sobre pavimentos severamente trincados, através do acompanhamento da degradação ocorrida em função do tráfego. Foram testados dois tipos de recapeamentos: uma camada de 56 mm de espessura, em concreto asfáltico convencional e um tratamento superficial duplo, com asfalto modificado por polímero SBS. Os recapeamentos asfálticos foram aplicados sobre uma pista experimental já trafegada e foi realizado, artificialmente, um trincamento padronizado buscando reproduzir efeitos similares àqueles provocados pelo fenômeno de fadiga. As estruturas foram solicitadas pelo simulador linear de tráfego com carga de semi-eixo de 50 kN, que proporcionou a degradação do pavimento em três meses de ensaio para cada recapeamento.

O monitoramento do pavimento, em termos estruturais e funcionais, foi realizado por levantamentos periódicos de deflexões, bacias defletométricas, afundamentos de trilha de roda e controle do surgimento de trincas na superfície. Para melhor quantificar e compreender os fenômenos de degradação estrutural, a pista experimental foi instrumentada com sensores (células de tensão total e *strain gages*) na interface entre pavimento trincado e recapeamentos, foram obtidas tensões e deformações nestes locais, considerados críticos no desempenho de pavimentos recapeados. Durante os períodos de ensaio, foram monitoradas as condições pluviométricas e temperaturas do ar e pavimento.

A determinação dos módulos elásticos das camadas das estruturas testadas foi efetuada pela aproximação das bacias obtidas em campo com os dados gerados em uma simulação numérica, através do programa computacional FLAPS. A autora observou que, além do tráfego, o trincamento no recapeamento em tratamento superficial foi devido à condição estrutural inicial do pavimento existente, à severidade do trincamento artificial incompatível com a espessura desse tipo de restauração e às baixas temperaturas. Quanto ao recapeamento em concreto asfáltico, o maior trincamento surgiu em áreas sem trincas artificiais subjacentes, partindo do fundo da camada asfáltica do pavimento existente, em função da pouca rigidez da camada granular.

Cruz (2005) apresentou os resultados de um estudo sobre desempenho de recapeamentos em CBUQ buscando comparar misturas asfálticas formuladas com ligante convencional e com asfalto modificado por borracha. A autora analisou resultados obtidos através da aplicação de aproximadamente 98.000 ciclos de carga de eixo de 100 kN no recapeamento em concreto asfáltico convencional e de mais de 123.000 ciclos de idêntica magnitude no recapeamento com concreto asfáltico modificado com borracha. Enquanto que no concreto convencional identificou-se intenso trincamento, no concreto com asfalto borracha apenas uma trinca foi observada.

Wickboldt (2005), na seqüência dos estudos iniciados por Cruz (2005), apresenta uma avaliação da eficiência do recapeamento constituído por mistura de asfalto-borracha (processo via-úmida), no retardamento de reflexão de trincas, através da técnica de ensaios acelerados. O pavimento experimental avaliado era constituído de camada final de terraplenagem de argila arenosa de comportamento laterítico (500 mm), base de brita graduada (300 mm), camada de concreto asfáltico trincado (40 mm) e camada de recapeamento em asfalto-borracha (50 mm). O simulador de tráfego UFRGS-DAER/RS aplicou aproximadamente 513.000 ciclos de carga de eixo de 100 kN.

A evolução da condição estrutural do pavimento foi monitorada através das medidas de deflexões e dados de instrumentação (tensões e deformações). O registro da evolução da condição funcional do pavimento foi feito através do levantamento de afundamentos de trilha de roda e da avaliação da textura superficial. A autora constatou que o emprego de asfalto-borracha retardou em cinco vezes o surgimento de trincas. Assim, o nível de severidade do trincamento igual a 100 cm/m^2 ocorreu no recapeamento em asfalto-borracha após 340.000

solicitações (100 kN), enquanto no recapeamento em asfalto convencional tal nível de severidade foi registrado com somente 66.000 solicitações da mesma carga de eixo.

Os afundamentos de trilhas de rodas observados nos recapeamentos em asfalto-borracha (AB) e concreto convencional (AC) apresentaram evoluções iniciais semelhantes, mas a partir de 37.000 ciclos de carga a taxa de deformação plástica no recapeamento em AC tornou-se maior. ATR de 7 mm foi observado aos 98.000 ciclos no CBUQ convencional e aos 258.000 ciclos no recapeamento com AB (carga de eixo de 100 kN). Globalmente, o recapeamento em asfalto-borracha conferiu ao pavimento melhores condições funcionais e estruturais, se comparado com um recapeamento convencional da mesma espessura, executado sobre um pavimento com níveis de degradação similares.

Além dos estudos utilizando a técnica de ensaios acelerados realizados por Núñez (1997), Gonçalves (2002), Viera (2002), Azambuja (2004), Cruz (2005) e Wickboldt (2005) o simulador de tráfego UFRGS-DAER/RS foi empregado por Albano (1998 e 2005) e Schmitz (2002) em pesquisas sobre os efeitos da variação das características do carregamento na durabilidade de pavimentos e o comportamento estrutural de sistemas de drenagem viária constituídos por tubos plásticos flexíveis envolvidos com areia.

Albano (1998 e 2005) apresentou os resultados da análise experimental que investigou os efeitos dos fatores carga por eixo, pressão de inflação e tipo de pneu sobre o desempenho de pavimentos. Os dados e informações existentes sobre o quadro de cargas por eixo praticada pela frota de veículos pesados é razoável. A ação conjunta dos referidos fatores é ainda uma questão pouco explorada. Assim, para compensar a escassez de dados sobre pressão de inflação e tipo de construção de pneus utilizados na frota de carga, foi realizada uma pesquisa de campo na rodovia estadual RS/240. As informações oriundas da pesquisa demonstraram que há um acréscimo generalizado no valor da pressão dos pneus e um aumento de uso dos pneus de fabricação radial em relação aos pneus convencionais.

Os dados de campo subsidiaram a programação de um experimento executado na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos do LAPAV/UFRGS. A variação das características do carregamento deu-se através do simulador de tráfego UFRGS-DAER/RS atuando sobre uma pista experimental com 20 m de comprimento e 3,5 m de largura. Tendo como resposta estrutural do pavimento a máxima deflexão superficial recuperável medida com uma viga Benkelmam, o autor concluiu que os efeitos dos fatores carga por eixo e pressão de

enchimento dos pneus sobre o desempenho do pavimento é muito significativo. O principal resultado da pesquisa indica que, para 20% de excesso de carga por eixo, há uma redução da vida útil do pavimento de 48% no pavimento espesso estudado (90 mm de concreto asfáltico; 25 mm de tratamento superficial duplo; 120 mm de brita graduada; 160 mm de macadame seco de basalto decomposto; subleito de argila vermelha de comportamento laterítico).

A Figura 2.33 ilustra o estudo desenvolvido por Schmitz (2002) para avaliar o comportamento estrutural de um sistema solo - tubo plástico flexível de paredes estruturadas frente a cargas permanentes sobre a tubulação e carregamentos móveis, como os provenientes de tráfego de veículos. Foram construídas valas em verdadeira grandeza e o simulador de tráfego foi utilizado para aplicação de cargas estáticas e cíclicas na superfície dos sistemas solo-tubo. O comportamento elástico dos tubos sob carregamento repetido foi avaliado e a autora concluiu que, no caso em que o tubo é instalado muito próximo da superfície, as deflexões no sistema são de grande magnitude, podendo ser consideradas prejudiciais ao pavimento construído sobre a vala. Adicionalmente, o estudo comprovou a importância da cuidadosa compactação do material de envolvimento do tubo para o bom desempenho estrutural do sistema solo - tubo flexível.



Figura 2.33: Detalhes do estudo realizado por Schmitz (2002)

3 MATERIAIS E PROCEDIMENTOS LABORATORIAIS

3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são descritos os materiais e os procedimentos laboratoriais empregados na pesquisa. São apresentadas as características dos agregados utilizados e os procedimentos laboratoriais adotados para a avaliação dos ligantes asfálticos e das misturas de módulo elevado projetadas neste trabalho.

3.2 MATERIAIS

3.2.1 Agregados

No desenvolvimento desta tese, foram utilizados agregados de jazidas representativas dos materiais empregados em pavimentação no estado do Rio Grande do Sul. Foram selecionadas duas jazidas de basalto localizadas em Campo Bom (CB) e Santo Antônio da Patrulha (SAP).

O material pétreo é uma rocha basáltica básica, semelhante à encontrada em outros pontos do estado e considerada a mais representativa desta região do país. A localização das jazidas e as ocorrências do derrame basáltico no Rio Grande do Sul (RS) podem ser observadas na Figura 3.1. O derrame basáltico cobre, aproximadamente, 54% do território gaúcho (ABGE, 1998).

Os basaltos são as rochas ígneas vulcânicas mais abundantes ocorrendo principalmente na forma de derrames. No Brasil, constituem a Formação Serra Geral da Bacia do Paraná, onde totalizam mais de 90% das rochas vulcânicas existentes. A mineralogia essencial é plagioclásio cálcico (labradorita) (35-50%), augita (20-40%), magnetita ou ilemita (5-15%) e quantidades muito variáveis de matriz vítrea. A textura é afanítica, micro granular, por vezes amigdaloidal (ABGE, 1998).



Figura 3.1: Localização das jazidas e do derrame basáltico no RS
(Atlas Socioeconômico do Rio Grande do Sul, 1998)

A coleta dos materiais foi feita em uma única ocasião recolhendo-se os agregados em sacos plásticos impermeáveis diretamente das correias que depositam o material nas pilhas de estocagem. A rocha tem aparência sã com pouquíssima argila ou materiais deletérios. A Tabela 3.1 apresenta as médias das granulometrias dos agregados basálticos utilizados nesta pesquisa e a Tabela 3.2 algumas propriedades físicas e mecânicas destes materiais pétreos. Para a formulação de algumas composições granulométricas estudadas foi necessário utilizar areia e cal hidratada. A distribuição granulométrica destes materiais é apresentada na Tabela 3.3.

Tabela 3.1: Distribuição granulométrica dos agregados das jazidas CB e SAP

Peneiras		Passante (%)					
		Jazida CB			Jazida SAP		
n°	mm	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Pó-de-pedra	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Pó-de-pedra
3/4	19,1	100	100	100	100	100	100
1/2	12,7	16,2	100	100	47,9	100	100
3/8	9,5	2,0	87,3	97,3	13,4	99,6	100
4	4,76	0,1	4,0	70,6	0,3	6,8	92,8
10	2,00	0,1	0,7	65,8	0,2	0,7	62,0
40	0,42	0,1	0,7	33,8	0,2	0,6	28,2
80	0,18	0,1	0,7	26,8	0,2	0,6	21,5
200	0,074	0,1	0,6	18,9	0,2	0,5	15,0

Tabela 3.2: Características dos agregados utilizados nesta pesquisa

Propriedade	Método de ensaio	CB	SAP
Índice de lamelaridade (%)	EL 108/01 (DAER, 2001)	34	30
Absorção (%)	ME 081 (DNER, 1998c)	1,67	0,79
Massa específica (kN/m ³)	ME 081 (DNER, 1998c) e ME 084 (DNER, 1995a)		
Real		29,59	28,03
Aparente		28,65	27,42
Efetiva		29,12	27,73
Sanidade (%)	ME 089 (DNER, 1994b)	2,4	6,7
Perda por abrasão (%)	ME 035 (DNER, 1998b)	17	16

Tabela 3.3: Distribuição granulométrica da areia e da cal hidratada utilizadas nesta pesquisa

Peneiras		Passante (%)	
n°	mm	Areia	Cal
4	4,76	100	100
10	2,00	97,7	100
40	0,42	58,0	99,6
80	0,18	12,0	88,0
200	0,074	0,7	54,4

3.2.2 Ligantes asfálticos

Os ligantes asfálticos adotados foram escolhidos visando atender às especificações existentes na França para misturas asfálticas de elevados desempenho e durabilidade.

Foram utilizados na PARTE 1 desta pesquisa três tipos de ligantes asfálticos especiais, tendo em vista a necessidade de apresentarem baixa penetração:

- Um resíduo asfáltico proveniente do beneficiamento do petróleo Árabe Leve por desasfaltação a propano, produzido na Refinaria da Petrobras localizada em Duque de Caxias - RJ, denominado RASF;
- Um ligante CAP 20 modificado por 7,8% de polímero EVA, produzido em reator batelada no laboratório do CENPES/Petrobras, denominado AMP EVA e
- Um CAP 30/45 modificado por 1,2% de ácido polifosfórico produzido no laboratório do CENPES/Petrobras, denominado PPA 30/45.

Além dos ligantes especiais foi utilizado um ligante convencional (CAP 50/70) para a dosagem de uma mistura asfáltica de comparação, visando a comparação dos resultados obtidos.

Para o projeto da mistura asfáltica de módulo elevado empregada na execução da pista experimental foram avaliados quatro ligantes especiais:

- Um resíduo asfáltico proveniente do beneficiamento do petróleo Árabe Leve em torre de vácuo, produzido na Refinaria Alberto Pasqualini da Petrobras localizada em Canoas - RS, denominado RV;
- Um CAP 50/70 modificado por 2% de ácido polifosfórico, produzido no Laboratório de Pavimentação da UFRGS, denominado PPA 50/70 e
- Um ligante asfáltico modificado em escala laboratorial por asphaltita fornecido pela Petrobras Distribuidora S. A., denominado CAPPLUS 106B.

3.3 PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS

A avaliação das características dos ligantes empregados e das misturas asfálticas estudadas foi realizada utilizando diversas técnicas laboratoriais. Para caracterizar os ligantes asfálticos utilizados nesta pesquisa foram realizados ensaios para a determinação da penetração, do ponto de amolecimento, da densidade e da massa específica e dos parâmetros necessários para a classificação segundo o método SUPERPAVE™. A caracterização dos ligantes asfálticos segundo o método SUPERPAVE™ foi realizada no laboratório do CENPES/Petrobras.

Para caracterizar o comportamento das misturas asfálticas estudadas foram realizados ensaios para determinação da resistência à tração, do módulo de resiliência, da deformação permanente, da perda de massa no ensaio Cantabro, da resistência aos danos por umidade e da vida de fadiga. A determinação da deformação permanente empregando o simulador linear LCPC foi desenvolvida no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da USP. As demais características dos materiais estudados foram avaliadas no Laboratório de Pavimentação da UFRGS. Adicionalmente foram realizados ensaios de caracterização por imagem de amostras de concreto asfáltico no Laboratório de Instrumentação Nuclear da COPPE/UFRJ.

3.3.1 Ensaios em amostras de ligantes

3.3.1.1 Penetração

A penetração (PEN) é a distância em décimos de milímetros que uma agulha padrão afunda verticalmente em uma amostra sob condições prefixadas de carga e temperatura. O equipamento utilizado para este fim é o penetrômetro. O ensaio é normalizado pela NBR 6576: Materiais Betuminosos - Determinação da Penetração (ABNT, 1998).

O ensaio consiste em submeter uma amostra de ligante asfáltico condicionada à temperatura de 25°C em banho de água à penetração de uma agulha padrão com sobrecarga de $100 \pm 0,5$ g durante 5 s. O valor da PEN de um material é resultante da média de três determinações.

3.3.1.2 Ponto de amolecimento

O ponto de amolecimento do asfalto foi determinado conforme a norma NBR 6560: Materiais betuminosos - Determinação do ponto de amolecimento - Método do anel e bola (ABNT, 2000). Para a realização do ensaio uma amostra de ligante é colocada em um molde que consiste de um anel de latão. O anel contendo a amostra é mantido suspenso em um banho, à temperatura controlada, e sobre ele é colocada uma esfera padronizada de aço. O conjunto é aquecido a uma velocidade constante fazendo com que a amostra amoleça dentro do anel e ceda ao peso da bola que se deslocará a uma determinada distância. O ponto de amolecimento (PA) é a temperatura determinada no momento em que a esfera metálica atravessa o anel cheio de material asfáltico e toca uma placa de referência disposta 25,4 mm abaixo do conjunto.

3.3.1.3 Densidade e massa específica

Densidade é a relação entre a massa do cimento asfáltico de petróleo a 25°C e a massa de igual volume de água à 4°C. Este parâmetro permite a transformação de unidades gravimétricas em volumétricas e é empregado na determinação do volume de vazios da mistura asfáltica. A relação entre massa e volume do material é denominada massa específica. Os procedimentos do ensaio são padronizados pelo método NBR 6296: Produtos betuminosos semi-sólidos - Determinação da massa específica e densidade relativa (ABNT, 2004a).

A amostra é colocada em um picnômetro calibrado, preenchendo cerca de $\frac{3}{4}$ de seu volume. Pesa-se a amostra e o picnômetro e completa-se o volume restante com água. O picnômetro cheio é mantido na temperatura de ensaio de $25,0 \pm 0,1^\circ\text{C}$ e pesado. A densidade da amostra é calculada a partir da sua massa e da massa de água deslocada pela amostra no picnômetro cheio.

3.3.1.4 Viscosidade rotacional

A viscosidade é uma medida da consistência dos ligantes asfálticos. O ensaio de viscosidade rotacional mede esta propriedade, segundo o método descrito na NBR 15184: Materiais betuminosos - Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando um

viscosímetro rotacional (ABNT, 2004e). O método consiste na medição do torque necessário para rodar uma haste de prova (*spindle*) imersa em uma amostra de ligante aquecida sob velocidade constante, preferencialmente 20 rpm.

Para determinar a viscosidade de ligantes convencionais é utilizado o *spindle* 21 e para ligantes modificados o 27 (Asphalt Institute, 1994; Asphalt Institute, 2000). Foram realizadas medidas de viscosidade a 135, 155, 175 e 195°C. O equipamento empregado foi um viscosímetro rotacional RVDV II.

3.3.1.5 Envelhecimento de curto prazo

O método de envelhecimento em estufa de película delgada rotativa proposto na especificação NBR 15235: Materiais Asfálticos – Determinação do efeito do calor e do ar em uma película delgada rotacional (ABNT, 2005) foi empregado para simular o envelhecimento do ligante que ocorre no processo de mistura.

O ensaio é realizado em uma estufa elétrica especial com circulação de ar (4 litros por minuto) onde amostras com $35 \pm 0,5$ g de ligante virgem são colocadas em recipientes cilíndricos abertos e aquecidas a 163°C por 80 ± 5 minutos em um suporte rotativo. Após este período, as amostras são resfriadas à temperatura ambiente e pesadas, permitindo o cálculo da perda de massa devida ao envelhecimento de curto prazo.

O RTFOT também foi utilizado para produzir amostras envelhecidas para serem ensaiadas no DSR e submetidas ao envelhecimento a longo prazo. A estufa utilizada é da marca James Cox & Sons Inc, modelo CS 325A.

3.3.1.6 Envelhecimento de longo prazo

O ensaio de envelhecimento acelerado em vaso de pressão simula o envelhecimento do ligante durante a vida de serviço do pavimento. Segundo o método D 652: *Standard practice for accelerated aging of asphalt binder using a pressurized aging vessel* (PAV) (ASTM, 2000a) o ensaio de envelhecimento em longo prazo ou envelhecimento em serviço consiste em submeter o ligante, previamente envelhecido em RTFOT, a condições extremas de

temperatura e pressão. A amostra de ligante asfáltico é colocada em um forno que funciona a pressão de 2070 kPa e temperatura de 100°C durante 20 horas. O equipamento utilizado é da marca Prentex modelo 9300 PAV System.

3.3.1.7 Cisalhamento dinâmico

O ensaio realizado com o equipamento Reômetro de Cisalhamento Dinâmico (DSR – *Dynamic Shear Rheometer*), mede o módulo de cisalhamento complexo, G^* , e o ângulo fase δ . O parâmetro $G^* \cdot \sin \delta$ pode ser relacionado ao trincamento por fadiga e o $G^* / \sin \delta$ às deformações permanentes.

Segundo a proposta de método P 246 (ASTM), uma amostra circular de ligante é colocada entre duas placas paralelas, uma fixa e outra oscilante e determina-se a temperatura que se deseja realizar o ensaio; após a equalização da temperatura aciona-se o equipamento que gira a parte móvel com uma frequência de 10 radianos por segundo aplicando então uma tensão cisalhante na amostra. Os dados de tensão, deformação e deslocamento são lidos e gravados por um microcomputador. Os ensaios de cisalhamento dinâmico foram realizados em um equipamento da *TA Instruments* modelo CSA100.

3.3.1.8 Rigidez e fluência na flexão

As propriedades dos ligantes a baixas temperaturas foram avaliadas utilizando o reômetro de viga à flexão onde se mede a rigidez em *creep*, S , e a inclinação da curva de rigidez em *creep* em função do tempo de carga, m . Estes parâmetros podem ser relacionados ao trincamento térmico a baixas temperaturas, sendo que m , também pode estar ligado ao trincamento por fadiga.

Segundo o método descrito na norma D 6648: *Standard test method for determining the flexural creep stiffness of asphalt binder using the bending beam rheometer (BBR)* (ASTM, 2000b) o ensaio consiste em submeter uma amostra prismática de ligante envelhecido (após RTFOT e PAV) simplesmente apoiada a um carregamento constante no centro do vão, durante 240 segundos. A amostra é mantida imersa em banho de líquido refrigerante que mantém constante a temperatura do ensaio.

A especificação SUPERPAVE™ recomenda que o valor de rigidez no ensaio BBR seja menor que 300 MPa em 60 segundos. Altos valores de m indicam maior eficiência na dissipação de tensões formadas durante a contração do ligante em quedas abruptas de temperatura. O valor de m , calculado para $t = 60$ s, deve ser maior que 0,300.

3.3.2 Ensaios em amostras de concreto asfáltico

3.3.2.1 Dosagem das misturas asfálticas

A dosagem das misturas asfálticas foi realizada empregando os equipamentos propostos pelo método Marshall. Além dos testes preconizados para o projeto das misturas, foram determinados o módulo de resiliência (MR) e a resistência à tração (RT). O teor de ligante de projeto foi determinado visando maximizar os valores de MR e RT a 25°C levando em consideração o módulo de riqueza (k). Segundo a norma francesa NF P 98-140, para misturas do tipo EME classe 2, o valor de k deve ser superior a 3,4. Para a moldagem dos corpos-de-prova foi utilizado o compactador Marshall. Foram determinadas as características volumétricas das amostras e os valores de estabilidade e fluência.

Resumidamente, os procedimentos adotados consistem em moldar-se, por compactação a quente, uma série de corpos-de-prova com diferentes porcentagens de ligante asfáltico, dentro de moldes cilíndricos metálicos. Após a compactação as amostras são armazenadas ao ar livre durante 24 horas e extraídas dos moldes; em seguida, são determinadas as características físicas (dimensão e peso) dos corpos-de-prova que então são imersos em um banho à 60°C de temperatura, sendo retirados do banho e, imediatamente, submetidos à compressão diametral, aplicada por uma prensa, através de um molde de compressão cilíndrico, idealizado por Marshall.

A estabilidade Marshall (E) é a carga máxima suportada pelos corpos-de-prova e a fluência (F) é a deformação de ruptura. Além destes dois parâmetros são calculados também, a massa específica aparente, o volume de vazios, os vazios no agregado mineral e a relação betume/vazios. Os valores de estabilidade e fluência foram determinados à 60°C e corrigidos

em função da altura ou volume do corpo-de-prova, conforme recomenda o método ME 043: Misturas betuminosas a quente – ensaio Marshall (DNER, 1995b).

Inicialmente foram coletados e armazenados os agregados e os ligantes utilizados na preparação das misturas. O agregado foi armazenado em sacos impermeáveis em local isento de umidade, devidamente identificados. O ligante foi acondicionado e armazenado em latas de 3,6 l para evitar seu reaquecimento.

Para a moldagem das amostras de concreto asfáltico foram seguidos os seguintes passos:

i) separação dos agregados: cada uma das frações de agregado utilizada (brita 3/4", brita 3/8", pó-de-pedra) foi seca em estufa à 60°C e separada em frações granulométricas; em seguida cada fração foi lavada na respectiva peneira e então seca em estufa e acondicionada em sacos plásticos;

ii) pesagem e mistura: a partir do ajuste granulométrico, feito com auxílio de uma planilha eletrônica, o material pétreo foi pesado em bandejas metálicas e então levado à estufa para aquecimento; as temperaturas de mistura e compactação foram determinadas a partir dos resultados obtidos no ensaio de viscosidade rotacional. A mistura dos agregados foi feita em um misturador eletromecânico desenvolvido por Specht (2004) durante pesquisa realizada em seu doutorado. O equipamento é composto de um motor elétrico trifásico, controle eletrônico de rotação, cuba térmica com capacidade para 10 l dotada de duas resistências elétricas imersas em óleo térmico; o controle de temperatura da cuba é feito através de um controlador digital com precisão de 2°C.

iii) compactação: a densificação dos corpos-de-prova foi realizada em compactador mecânico tipo Marshall com frequência de 60 Hz e contador eletrônico do número de golpes. A massa era colocada em três camadas dentro de um molde pré-aquecido e sofria acomodação por golpes de um soquete de cobre. A energia de compactação utilizada foi de 75 golpes por face.

iv) desmoldagem: após a compactação as amostras foram deixadas em repouso durante 24 h e então extraídas dos moldes com o auxílio de um macaco hidráulico; as amostras eram então identificadas, medidas, pesadas e encaminhadas aos ensaios específicos.

3.3.2.2 Resistência à tração por compressão diametral

A realização dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral (RT) em amostras cilíndricas, seguiu as recomendações da norma NBR 15087: Misturas asfálticas - Determinação da resistência à tração por compressão diametral (ABNT, 2004c). A Equação 3.1 é utilizada para o cálculo da RT.

$$RT = \frac{2P}{\pi \cdot d \cdot h} \quad (3.1)$$

Onde: RT: resistência à tração por compressão diametral à temperatura do ensaio, expressa em Megapascal, com precisão de 0,01 MPa;
 P: carga de ruptura em Newton, com precisão mínima de 20 N;
 h: a altura do corpo-de-prova em milímetros, com precisão de 0,1 mm e
 d: diâmetro do corpo-de-prova em milímetros, com precisão de 0,1 mm.

Amostras cilíndricas são submetidas a um carregamento de compressão aplicado em planos paralelos diametralmente opostos a uma velocidade de 0,8 mm/s. Esta configuração de carga gera um plano de tensões de tração, razoavelmente uniforme, no plano perpendicular ao da aplicação da carga. A Figura 3.2 apresenta o estado biaxial de tensões, gerado na amostra durante o carregamento.

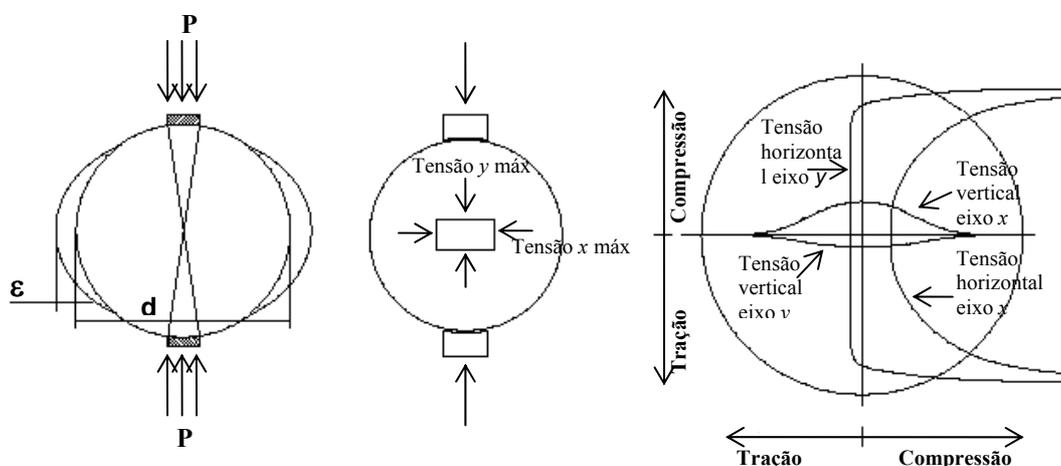


Figura 3.2: Estado de tensões gerado no ensaio de tração por compressão diametral

3.3.2.3 Módulo de resiliência

O módulo de resiliência (MR) é um fator importante no dimensionamento racional dos pavimentos, estando intimamente ligado ao projeto da mistura. É definido como a razão entre a tensão de tração e a correspondente deformação específica recuperável, quando as misturas asfálticas são submetidas a carregamentos cíclicos, de baixa duração.

O módulo de resiliência das amostras de concreto asfáltico foi determinado através das prescrições do método ME 133: Misturas betuminosas - determinação do módulo de resiliência (DNER, 1994e), complementadas conforme Brito (2006).

Utilizaram-se para estes ensaios, corpos-de-prova de 101,6 mm de diâmetro e 63,5 mm de altura. O equipamento utilizado, conforme Figura 3.3, é composto por uma estrutura metálica, um pistão que proporciona um carregamento repetido pulsante com auxílio de um dispositivo pneumático, acoplado a um regulador de tempo e frequência de 1 Hz. O equipamento funciona dentro de uma câmara com temperatura controlada; isso permite ensaios em diversas temperaturas. A partir da aplicação do carregamento, com tempo de 0,1 s e 0,9 s de repouso, a amostra sofre deformações horizontais, que são medidas através de um LVDT, ligado a um microcomputador.

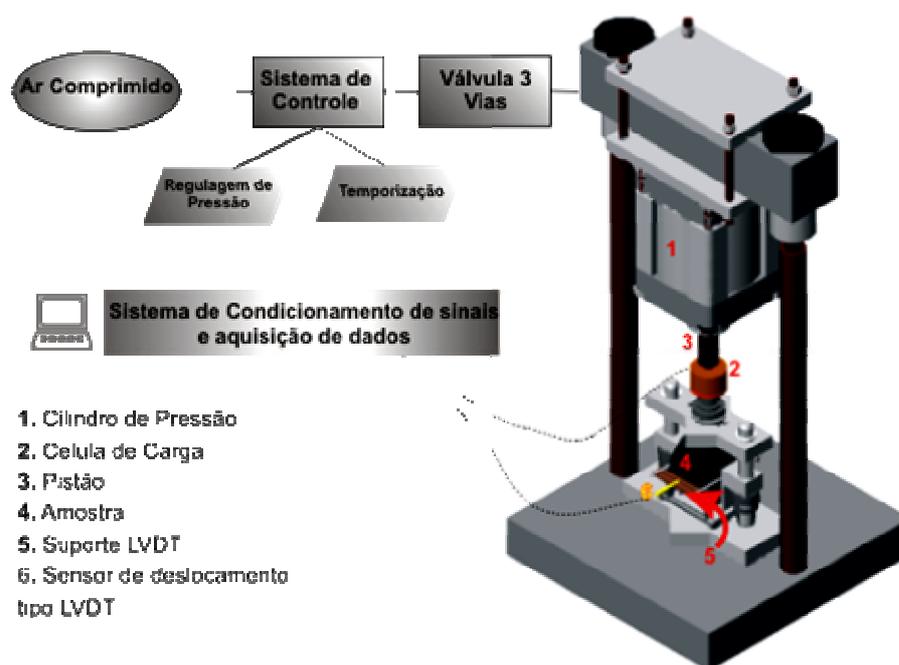


Figura 3.3: Esquema do equipamento para ensaio de MR por compressão diametral (Brito, 2006)

O coeficiente de Poisson foi fixado em 0,30 para 25°C; para temperatura de ensaio de 15°C o μ foi de 0,25 e para 35°C de 0,45 (BSI, 1993). A consideração de diferentes coeficientes de Poisson para distintas temperaturas é necessária, devido à alteração nas propriedades mecânicas das misturas com a modificação da temperatura. A Equação 3.2 foi utilizada para o cálculo.

$$MR = \frac{P}{\Delta h} \times (0,2692 + 0,9976\mu) \quad (3.2)$$

Onde: MR : módulo de resiliência;

P : carga aplicada;

Δ : deformação elástica ou resiliente;

h : altura do corpo-de-prova e

μ : coeficiente de Poisson.

3.3.2.4 Fadiga

Os ensaios laboratoriais utilizados para a determinação da vida de fadiga são diferenciados pelo processo de desenvolvimento das tensões: flexão, torção, tração direta ou indireta. No Brasil, o ensaio mais empregado é o de compressão diametral à tensão controlada. Este ensaio tem sido utilizado em todo mundo pela simplicidade nos processos de execução e preparação das amostras. As amostras podem ser preparadas com o uso do soquete Marshall ou extraídas de placas ou da pista.

O sistema de carregamento do ensaio de módulo de resiliência foi utilizado para a determinação da vida de fadiga das misturas asfálticas testadas. As amostras foram submetidas a diversos níveis de tensão (proporcionais à resistência à tração estática) e levadas à ruptura por fadiga à temperatura de 25°C.

3.3.2.5 Ensaio de fluência por compressão uniaxial com carregamento dinâmico

A avaliação da deformação permanente por compressão uniaxial com carregamento dinâmico (*creep* dinâmico) foi realizada em corpos-de-prova Marshall utilizando o mesmo equipamento empregado na determinação do módulo de resiliência. Uma célula de carga e dois transdutores tipo LVDT ligados a um microprocessador compõem o sistema de aquisição automática de dados.

O ensaio consiste na aplicação de pulsos de carga de duração de 0,1 s intercalados de um tempo de repouso de 0,9 s. Os corpos-de-prova são mantidos na temperatura do ensaio (45°C) por no mínimo 4h e submetidos em seguida a um condicionamento com aplicação de 200 ciclos de carga. Após o período de condicionamento, o carregamento é suspenso por 100 s, o que permite a recuperação das deformações elásticas. Na seqüência são aplicados 3.600 ciclos de carga (1 h) com posterior período de repouso e descarregamento de 15 min.

Os LVDTs são fixados à alça superior de um sistema de sustentação tocando a alça inferior. As deformações são resultado dos deslocamentos no centro do corpo-de-prova em relação à distância entre as alças. Este procedimento garante que as irregularidades da superfície de contato, fontes de erros, tenham influência somente sobre a distribuição do carregamento. A partir dos dados obtidos pelos LVDTs são determinados os deslocamentos sofridos pela amostra. As deformações são calculadas dividindo-se os deslocamentos registrados pela distância entre os anéis de fixação dos LVDTs na amostra. São obtidos a partir deste procedimento os valores das deformações total, recuperável e permanente. A tensão utilizada neste ensaio foi de 0,1 MPa.

3.3.2.6 Deformação permanente em simulador de tráfego

A resistência à deformação permanente das misturas foi avaliada empregando o equipamento simulador de tráfego em laboratório idealizado pelo LCPC, segundo o método descrito nas normas francesas NF P 98-253-1: *Déformation Permanente des Mélanges Hydrocarbonés – Partie I: Essai d’orniérage* (AFNOR, 1991a) e NF P 98-250-2: *Préparation des Mélanges Hydrocarbonés – Partie 2: Compactage des plaques* (AFNOR, 1991b). Os ensaios foram realizados no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da USP.

Para a realização deste ensaio foi moldada uma placa de 500 × 180 mm e 100 mm de espessura para cada mistura. As misturas foram usinadas em uma misturadora industrial com capacidade para 20 kg de material e compactadas na mesa compactadora tipo LCPC. A compactação ocorre por amassamento executado por um pneu de borracha. A pressão do pneu, a carga do eixo e a quantidade de passadas são controladas.

O equipamento simulador de tráfego realiza o ensaio em duas placas simultaneamente, utilizando uma roda dotada de pneus lisos para aplicar o carregamento em cada placa. A pressão dos pneus e a carga dos eixos são controladas. Cada roda passa sobre uma placa em ciclos de ida e volta com frequência de 1 Hz à temperatura de 60°C. As medidas das deformações foram executadas em pontos distintos da trilha de roda, sendo realizadas no decorrer do ensaio, após 100, 300, 1.000, 3.000, 10.000 e 30.000 ciclos.

3.3.2.7 Perda de massa no ensaio Cantabro

O ensaio espanhol Cantabro permite avaliar, indiretamente, a resistência à desintegração das misturas asfálticas de granulometria descontínua ante os efeitos abrasivos originados pelo tráfego. O procedimento de ensaio utilizado foi o especificado pela NBR 15140: Misturas asfálticas – Determinação do desgaste por abrasão Cantabro (ABNT, 2004d).

O ensaio é realizado no equipamento de abrasão Los Angeles, sem as esferas de aço, a temperatura de 25°C. Depois de pesado, cada corpo-de-prova é colocado no cilindro e submetido a 300 revoluções. Ao final do ensaio a amostra é pesada novamente. A perda por desgaste é a diferença de massa em porcentagem do corpo-de-prova no início e após as 300 revoluções. O valor do desgaste para cada mistura estudada é obtido pela média dos resultados obtidos para três corpos-de-prova.

3.3.2.8 Resistência aos danos por umidade induzida

A prática brasileira de avaliação da adesividade agregado-ligante tem se limitado aos ensaios visuais de verificação da ocorrência de desprendimento da película de ligante em agregados graúdos (após imersão em banho de água destilada a 40°C por 72 h) e agregados miúdos

(quando a mistura é submetida à ação de água destilada fervente e a soluções de carbonato de sódio ferventes). Estes métodos não apresentam correlação com o que acontece no campo, podendo apresentar resultados enganosos.

O método SUPERPAVE™ avalia a sensibilidade à umidade da mistura asfáltica através do método de ensaio T 283: *Resistance of Compacted Bituminous Mixture to Moisture Induced Damage* (AASHTO, 1989). Os resultados permitem a estimativa do descolamento da película de ligante do agregado nas misturas asfálticas e a avaliação de aditivos líquidos, como os melhoradores de adesividade que são usados nos ligantes, ou sólidos em pó, tal como a cal hidratada, que são adicionadas ao agregado.

São produzidos dois subgrupos com três corpos-de-prova cada, que são compactados para atingirem um teor de vazios entre 6 e 8%. Um subgrupo é condicionado pela saturação a vácuo. Em seguida, as amostras deste subgrupo são submetidas ao congelamento a $-18 \pm 3^\circ\text{C}$ por um período de $15 \pm 1\text{h}$ e então colocadas em banho a $60 \pm 1^\circ\text{C}$ por $24 \pm 1\text{h}$. Todos os corpos-de-prova são avaliados em termos de resistência à tração indireta medida após 1h de imersão a 25°C . Misturas não suscetíveis à umidade apresentam a proporção entre resistência à tração de amostras condicionadas e não condicionadas maior que 80%.

3.3.2.9 Caracterização por imagem

A variação nas propriedades de uma mistura submetida a diferentes processos de compactação está relacionada principalmente às diferenças na estrutura interna resultante.

A tomografia digital foi utilizada para analisar a distribuição dos vazios com ar em amostras de concreto asfáltico compactadas por impacto com soquete Marshall e por amassamento com rolos compactadores durante a execução da pista experimental. Corpos-de-prova cilíndricos foram moldados em laboratório e extraídos com sonda rotativa da trilha lateral à seção testada. O processo é dividido em duas etapas: aquisição de imagens por tomografia assistida por computador e análise de dados extraídos das imagens.

O emprego de um tomógrafo digital possibilitou a aquisição de imagens tomográficas bidimensionais de fatias dos corpos-de-prova ao longo da altura a cada 10 mm. Tais imagens contêm informações do Coeficiente de Atenuação (CT) em diferentes pontos daquele plano

do cilindro (corpo-de-prova), ou seja, valores proporcionais à densidade pontual permitindo a determinação do volume de vazios em cada região da amostra.

A atenuação é o processo sofrido por um feixe de radiação γ monoenergético, que, ao atravessar um objeto homogêneo, sofre uma redução do fluxo radiante decorrente do espalhamento e da absorção da radiação. Assim, quanto menor o coeficiente de atenuação, menor a densidade do material.

Maiores detalhes sobre a técnica de tomografia computadorizada em misturas asfálticas podem ser obtidos em Braz (1997) e Cardoso (2004).

A caracterização por imagem realizada nesta pesquisa foi desenvolvida pelo Laboratório de Instrumentação Nuclear da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

4 PARTE 1 - ESTUDO LABORATORIAL

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos na etapa laboratorial desta pesquisa, que compreendeu o estudo de misturas de módulo elevado empregando os ligantes avaliados na pesquisa desenvolvida no projeto CT-PETRO “Misturas asfálticas de alto desempenho” realizada em conjunto por laboratórios da USP, UFRJ, UFC, UFSC e UFRGS com apoio do CENPES/Petrobras (RASf e AMP EVA). Adicionalmente foi avaliada a utilização de um CAP 30/45 modificado por 1,2% de ácido polifosfórico (PPA 30/45) no projeto de misturas de módulo elevado. Um CAP 50/70 foi utilizado para formular uma mistura de comparação.

4.2 CARACTERIZAÇÃO DOS LIGANTES ASFÁLTICOS

O desempenho de uma mistura asfáltica está intimamente ligado às características do ligante utilizado em sua formulação. As misturas asfálticas EME são constituídas de agregados com distribuição granulométrica contínua e ligante com penetração variando entre 10 e 25×10^{-1} mm e temperaturas de amolecimento anel e bola (PA) entre 60 e 85°C. A Tabela 4.1 apresenta características de amostras virgens e amostras envelhecidas no RTFOT dos ligantes asfálticos utilizados nesta pesquisa. É possível observar que nenhuma das amostras avaliadas atende completamente às especificações francesas para utilização em misturas asfálticas de módulo elevado.

O equipamento RTFOT permite avaliar a variação da massa do ligante em função do envelhecimento de curto prazo decorrente do processo de mistura e aplicação do concreto asfáltico. Alguns materiais sofrem redução de massa (-) devido à perda de voláteis enquanto outros podem ganhar massa (+) como resultado da oxidação do asfalto. A variação máxima

admitida, segundo a especificação brasileira, é 0,5% (ANP, 2005), portanto todos os ligantes avaliados são adequados segundo este requisito.

Tabela 4.1: Características dos ligantes utilizados nesta pesquisa

	CAP 50/70	AMP EVA	RASF	PPA 30/45
Amostra virgem				
Densidade	1,010	1,013	1,060	1,072
PEN – 100 g, 5 s, 25°C (10^{-1} mm)	52	28	8	16
PA (°C)	47,0	68,8	62,0	59,0
Após RTFOT				
Varição de massa (%)	-0,015	-0,21	+0,04	-0,040
PEN – 100 g, 5 s, 25°C (10^{-1} mm)	35	25	7	13
PA (°C)	54,8	77,4	70,2	67,0

Os ligantes especiais estudados apresentaram boas características quanto à resistência ao envelhecimento, em especial em relação à penetração. Após ser submetida ao RTFOT a PEN reduziu entre 10 e 20%, enquanto que para o ligante convencional a diminuição foi de 33%. A redução na penetração aliada ao aumento do ponto de amolecimento em função do envelhecimento de curto prazo pode representar redução na vida de fadiga da mistura asfáltica, uma vez que as alterações na composição do ligante resultantes do processo pioram as propriedades elásticas do material.

A Tabela 4.2 apresenta os resultados dos ensaios de cisalhamento dinâmico (DSR) e fluência na flexão (BBR) necessários para estabelecer o grau de desempenho (PG) dos ligantes. A partir dos resultados destes ensaios é possível fazer considerações sobre a contribuição do ligante no comportamento à fadiga, na resistência às deformações permanentes e no trincamento térmico dos materiais estudados.

Tabela 4.2: Resultados dos ensaios de cisalhamento dinâmico e fluência na flexão

Característica	CAP 50/70			PPA 30/45			AMP EVA			RASf			
Amostra virgem													
Cisalhamento din. – Def. Perm. – DSR													
Temperatura (°C)	58	64	70	70,1	75,9	82	82	88	94	70	76	82	88
Módulo complexo, G* (Pa)	3.042	1.328	623	4.344	2.010	938	2.212	1.358	849	5.971	2.625	1.245	630
Ângulo de fase, δ (°)	84,6	86,1	87,3	85,0	86,3	87,5	77,0	79,7	81,9	87,6	88,6	89,2	89,4
G*/sen δ (kPa)	3,05	1,33	0,62	4,36	2,01	0,94	2,27	1,38	0,86	5,98	2,63	1,24	0,63
Após RTFOT													
Cisalhamento din. – Def. Perm. – DSR													
Temperatura (°C)	57,9	63,9	70	70	76	82	70	76	82	76	82	88	
Módulo complexo, G* (Pa)	6.703	2.756	1.219	7.754	3.461	1.622	3.647	2.425	1.614	7.083	3.200	1.547	
Ângulo de fase, δ (°)	80,0	82,4	84,1	82,4	84,1	85,5	69,1	72,1	75,0	88,7	87,8	88,5	
G*/sen δ (kPa)	6,81	2,78	1,23	7,82	3,48	1,63	3,90	2,55	1,67	7,09	3,20	1,55	
Após RTFOT/PAV													
Rigidez e fluência na flexão - BBR													
Temperatura (°C)		-12			0		-18	-12	0		0		
Tempo (s)		60			60		60	60	60		60		
Rigidez, S (MPa)		156			179		538	196	47,5		252		
Módulo de relaxação, m		0,319			0,374		0,221	0,331	0,355		0,328		
Cisalhamento din. – Fadiga – DSR													
Temperatura (°C)	28	25	22	19	34	31	28	34	31	43		40	
Módulo complexo, G* (kPa)	2.113	3.396	5.399	8.483	3.322	5.215	8.068	7.557	9.391	4.193		6.578	
Ângulo de fase, δ (°)	50,4	47,5	44,6	41,6	53,4	50,1	46,8	36,1	35,9	61,8		57,8	
G*sen δ (MPa)	1,63	2,50	3,79	5,63	2,67	4,00	5,88	4,45	5,51	3,69		5,57	
Classificação PG	64-22			76-10			76-22			82-10			

O ligante convencional possui PG 64-22 podendo ser considerado adequado ao clima brasileiro, sem considerar o nível de tráfego. Os ligantes especiais atingiram $PG \geq 76$ e são indicados para utilização em pavimentos submetidos a elevado volume de tráfego e/ou sujeitos a tráfego canalizado e lento, como estacionamentos e corredores de ônibus. Os graus de desempenho PG para altas temperaturas obtidos para os ligantes especiais estudados são superiores ao do ligante convencional, significando que esses materiais têm boa resistência à deformação permanente até temperaturas de 76°C para o AMP EVA e o PPA 30/45 e 82°C para o RASF. Para o ligante convencional (CAP 50/70) esta temperatura é de 64°C, logo houve um ganho no desempenho a altas temperaturas de 2 PGs para os ligantes modificados AMP EVA e PPA 30/45 e 3 PGs para o RASF, o que resulta em maior resistência às deformações permanentes. Considerando a possibilidade de trincamento a baixas temperaturas, o CAP 50/70 e o AMP EVA são os ligantes mais resistentes a este defeito se comparados ao RASF e PPA 30/45, que apresentaram PG a baixa temperatura de -10.

Para os ligantes especiais (AMP EVA, PPA 30/45 e RASF), o desempenho a temperaturas intermediárias, relacionado ao parâmetro de fadiga SUPERPAVETM, é inferior ao do ligante convencional, pois quanto maior a temperatura em que $G^* \sin \delta$ é adequado à especificação (< 5000 kPa) pior é o desempenho à fadiga. A resistência à fadiga diminui na seguinte seqüência: CAP 50/70, PPA 30/45, AMP EVA e RASF. A vida de fadiga das misturas pode ser ampliada com o aumento do teor de ligante de projeto, sem ocasionar prejuízo à resistência à deformação permanente, tendo em vista as características superiores dos ligantes especiais estudados relativas a este aspecto.

O AMP EVA apresentou os menores ângulos de fase podendo ser considerado o ligante mais elástico. Este material também é o que apresenta maior faixa de temperatura de utilização, 98°C.

A viscosidade, propriedade dos fluidos descoberta por Isaac Newton em 1687, pode ser definida como a resistência ao fluxo desenvolvida por um material submetido a tensões. Quando são submetidas a esforços cisalhantes as cadeias moleculares tendem a resistir. Então a relação entre a taxa de deformação aplicada e a resistência ao cisalhamento desenvolvida é diferente para cada material e depende, para os materiais termoplásticos, da temperatura. Na realidade, para a maioria dos fluidos a viscosidade não pode ser considerada constante porque é uma função da taxa de cisalhamento. Estes materiais apresentam comportamento não-newtoniano (Sybilski, 1996). Para um fluido newtoniano a relação entre a taxa de

cisalhamento aplicada e a tensão cisalhante medida é constante, quando esta linearidade não é verificada o fluido é considerado não-newtoniano.

A avaliação da viscosidade a altas temperaturas é realizada com o viscosímetro rotacional. Esta propriedade é fundamental para a utilização dos ligantes e das misturas resultantes, pois está relacionada às temperaturas necessárias para o bombeamento do cimento asfáltico e para a produção e aplicação da mistura.

A modificação dos ligantes asfálticos por polímeros gera um material de comportamento não-newtoniano, este fato levou ao surgimento do conceito de viscosidade a taxa de cisalhamento nula. Segundo esta teoria a definição das temperaturas de mistura e compactação para ligantes modificados devem ser tomadas a partir de uma viscosidade calculada à taxa de cisalhamento zero. O modelo CROSS, apresentado na Equação 4.1, é utilizado para modelar matematicamente a curva taxa de cisalhamento *versus* viscosidade.

$$\frac{\eta - \eta_{\infty}}{\eta_0 - \eta_{\infty}} = \frac{1}{1 + (K\gamma)^m} \quad (4.1)$$

Onde: η : viscosidade;

η_0 : viscosidade à taxa de cisalhamento zero;

η_{∞} : viscosidade à taxa de cisalhamento infinita;

γ : taxa de cisalhamento e

K, m : constantes do modelo.

Para sistemas de alta viscosidade o valor de η_{∞} é difícil de ser calculado. Então é admitida uma simplificação ao modelo de CROSS, apresentada na Equação 4.2 (Sybilski, 1996; Anderson *et al.*, 2002).

$$\eta = \frac{\eta_0}{1 + (K\gamma)^m} \quad (4.2)$$

Baseado no conceito de viscosidade à taxa de cisalhamento nula, o Asphalt Institute (1994; 2000) sugeriu que as temperaturas de mistura e compactação sejam consideradas em faixas diferenciadas de viscosidade para asfaltos convencionais e modificados, conforme apresentado na Tabela 4.3. Além disso, recomendou que a avaliação da viscosidade de ligantes asfálticos modificados seja realizada utilizando o *spindle 27* no viscosímetro Brookfield enquanto que para ligantes convencionais é usado o *spindle 21*.

Tabela 4.3: Faixa de viscosidades de mistura e compactação para ligantes asfálticos

Propriedade	Asfalto convencional	Asfalto modificado
	(Asphalt Institute, 1994)	(Asphalt Institute, 2000)
Viscosidade de mistura (Pa.s)	0,15 – 0,19	0,27 – 0,33
Viscosidade de compactação (Pa.s)	0,25 – 0,31	0,54 – 0,66

As temperaturas de compactação e mistura utilizadas na formulação das misturas preparadas em laboratório foram determinadas a partir das viscosidades dos ligantes avaliadas com o viscosímetro Brookfield para as temperaturas de 135, 155, 175 e 195°C. A utilização de ligantes especiais com baixas penetrações levou à necessidade de maiores temperaturas na preparação das misturas, como pode ser observado na Tabela 4.4. Apesar de não ser o ligante com menor penetração, o AMP EVA apresentou a viscosidade mais elevada exigindo maiores temperaturas no processo de mistura e compactação das amostras de concreto asfáltico preparadas.

Tabela 4.4: Viscosidades e temperaturas de mistura e compactação dos ligantes asfálticos utilizados nesta pesquisa

Ligante	Viscosidade (Pa.s)				Temperaturas (°C)	
	135°C	155°C	175°C	195°C	Mistura	Compactação
CAP 50/70	0,480	0,195	0,098	0,058	157 – 164	144 – 150
AMP EVA	3,050	1,237	0,575	0,300	192 – 198	172 – 177
RASF	1,455	0,492	0,207	0,102	178 – 184	166 – 171
PPA 30/45	1,365	0,468	0,200	0,105	164 – 169	149 – 153

4.3 CARACTERIZAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

4.3.1 Composição granulométrica

Nesta etapa da pesquisa foram utilizados agregados pétreos provenientes da jazida localizada em Campo Bom (CB) identificada no Capítulo 3 – Materiais e Procedimentos Laboratoriais. A partir da revisão bibliográfica, buscou-se enquadrar o material em uma granulometria próxima às utilizadas para a formulação de EME. A Tabela 4.5 apresenta algumas distribuições granulométricas de misturas de módulo elevado já estudadas. Observa-se que são materiais com distribuição granulométrica contínua aproximando-se da curva de densidade máxima, como mostra a Figura 4.1.

Tabela 4.5: Distribuições granulométricas de EME

Tamanho do agregado		Material passante (%)			
Peneira	mm	Magalhães (2004)	Capitão (2003)	Corté (2001)	Des Croix e Planque (2004)
3/4"	19,10	97,1	99,0	100	100
1/2"	12,70	82,5	81,1	85,0	85,0
3/8"	9,50	78,0	69,1	74,0	73,6
n 4	4,76	53,0	49,4	49,0	52,2
n 10	2,00	35,4	31,5	35,0	33,9
n 40	0,42	19,4	14,8	16,0	15,6
n 80	0,18	12,4	10,2	12,0	10,2
n 200	0,07	6,3	7,0	8,0	6,6

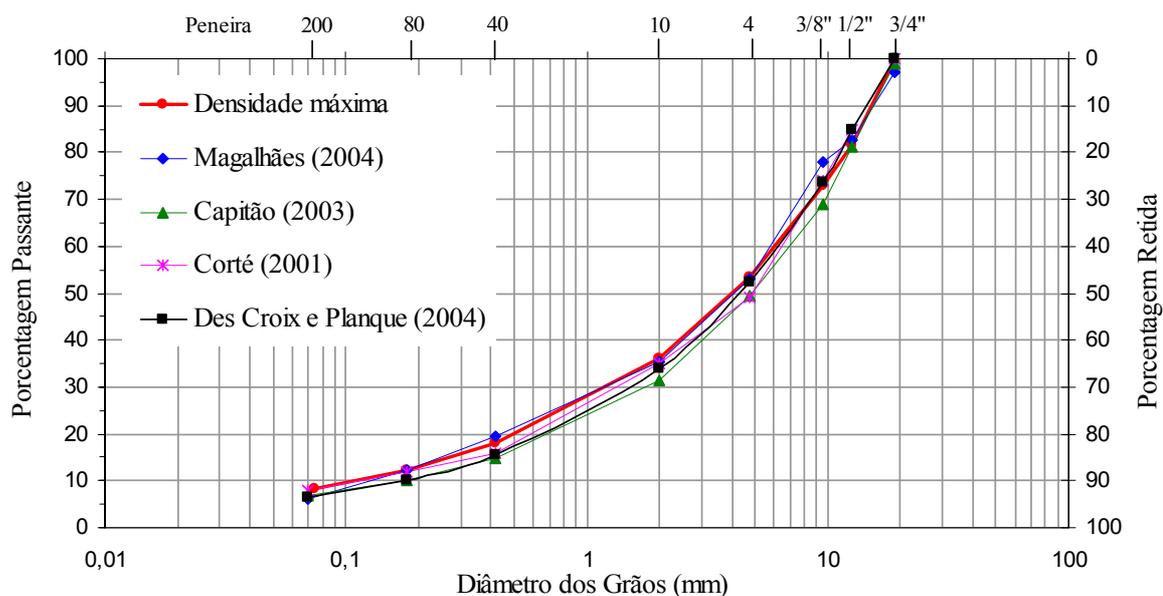


Figura 4.1: Curvas granulométricas de EME

Com o objetivo de avaliar a influência do ligante nas características do concreto asfáltico projetado foi empregada uma única curva granulométrica. A granulometria adotada atende aos requisitos SUPERPAVE™ e enquadra-se nas Faixas B e C do DNIT (2006), resultando em um esqueleto pétreo fechado muito próximo à curva de densidade máxima, como pode ser observado na Figura 4.2.

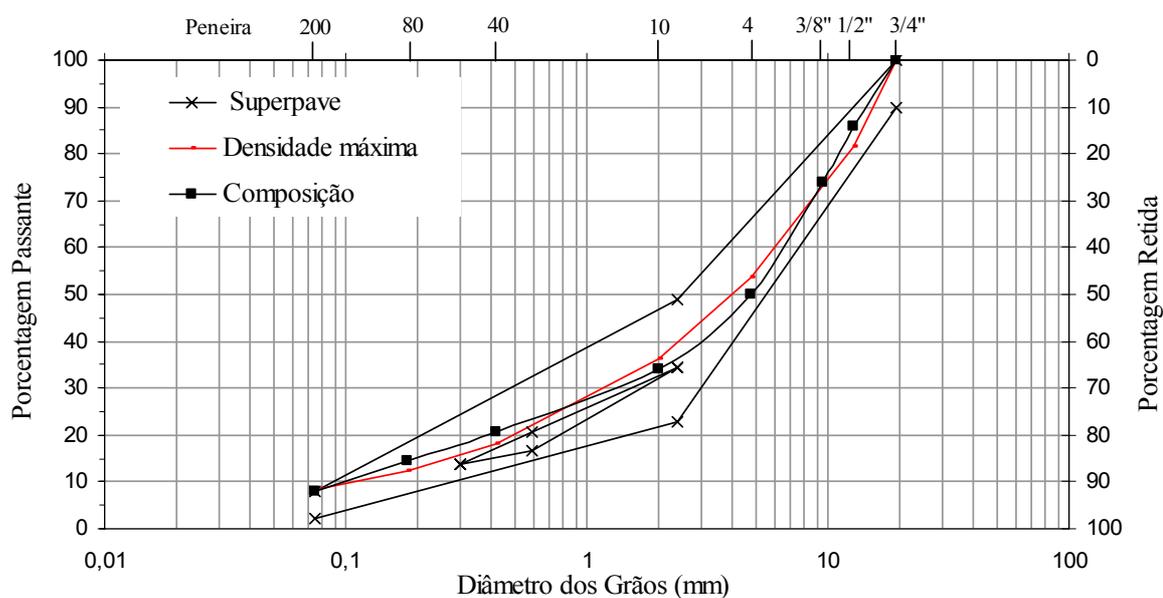


Figura 4.2: Distribuição granulométrica das misturas estudadas

4.3.2 Projeto da mistura

A partir da distribuição granulométrica selecionada foi realizado o projeto de mistura para cada tipo de ligante utilizado. O compactador Marshall foi empregado para produzir corpos-de-prova para a determinação de:

- Características volumétricas das misturas como volume de vazios (V_v), relação betume vazios (RBV) e vazios no agregado mineral (VAM);
- Estabilidade (E) e Fluência (F) Marshall;
- Módulo de resiliência (MR) e
- Resistência à tração por compressão diametral (RT).

A especificação francesa para misturas asfálticas de módulo elevado classe 2 sugere módulo de riqueza (k) superior a 3,4. Levando em consideração este requisito, o teor de ligante de projeto mínimo para as misturas estudadas é 5,3%. Observando esta recomendação, os principais critérios para seleção do teor de ligante de projeto das misturas foram os valores de MR e RT a 25°C, as demais características foram avaliadas buscando não distanciar significativamente dos limites recomendados para misturas asfálticas.

A observação do comportamento da mistura durante o preparo foi fundamental para a identificação da quantidade mais adequada de ligante. No caso da mistura de comparação, utilizando CAP 50/70, teores de ligante acima de 5,0% foram considerados inadequados pois o excesso de ligante no material ficou evidente durante a produção dos corpos-de-prova Marshall (ligante aderido ao soquete). Conforme esperado, o volume de vazios das misturas projetadas é bastante baixo, porém considerado adequado para misturas de módulo elevado.

As Figuras 4.3 a 4.6 apresentam a variação das características das misturas asfálticas estudadas em função do teor e do tipo de ligante empregado. Os parâmetros Marshall para as misturas asfálticas de módulo elevado formuladas com ligantes especiais seguem a tendência da mistura de comparação, ou seja, o aumento no teor de ligante resulta em redução do volume de vazios e da estabilidade e aumento da fluência, dos vazios no agregado mineral e da relação betume-vazios. Quanto às características mecânicas das misturas, o módulo de resiliência e a resistência à tração decresceram com o aumento do teor de ligante.

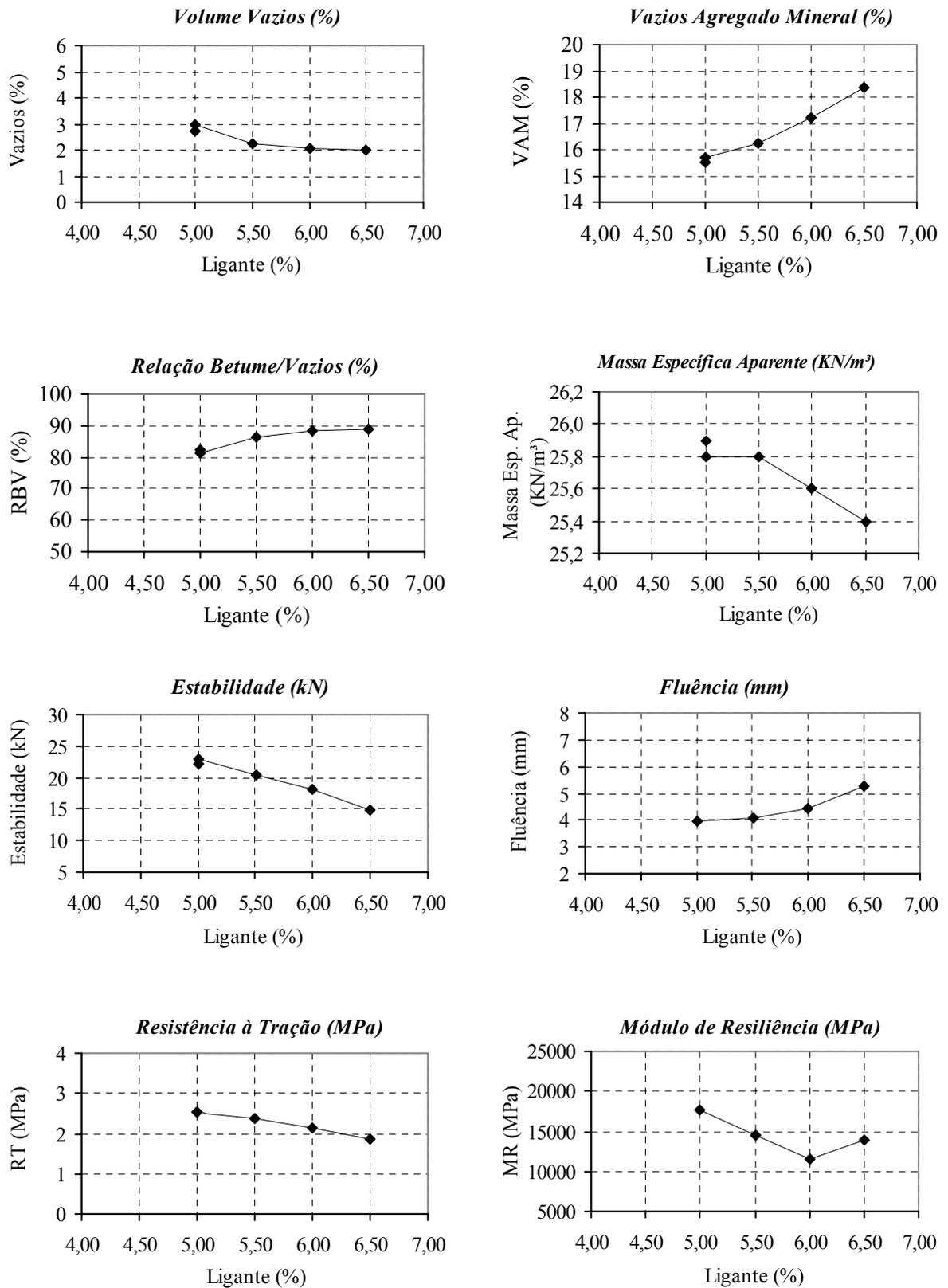


Figura 4.3: Características de projeto da mistura com AMP EVA

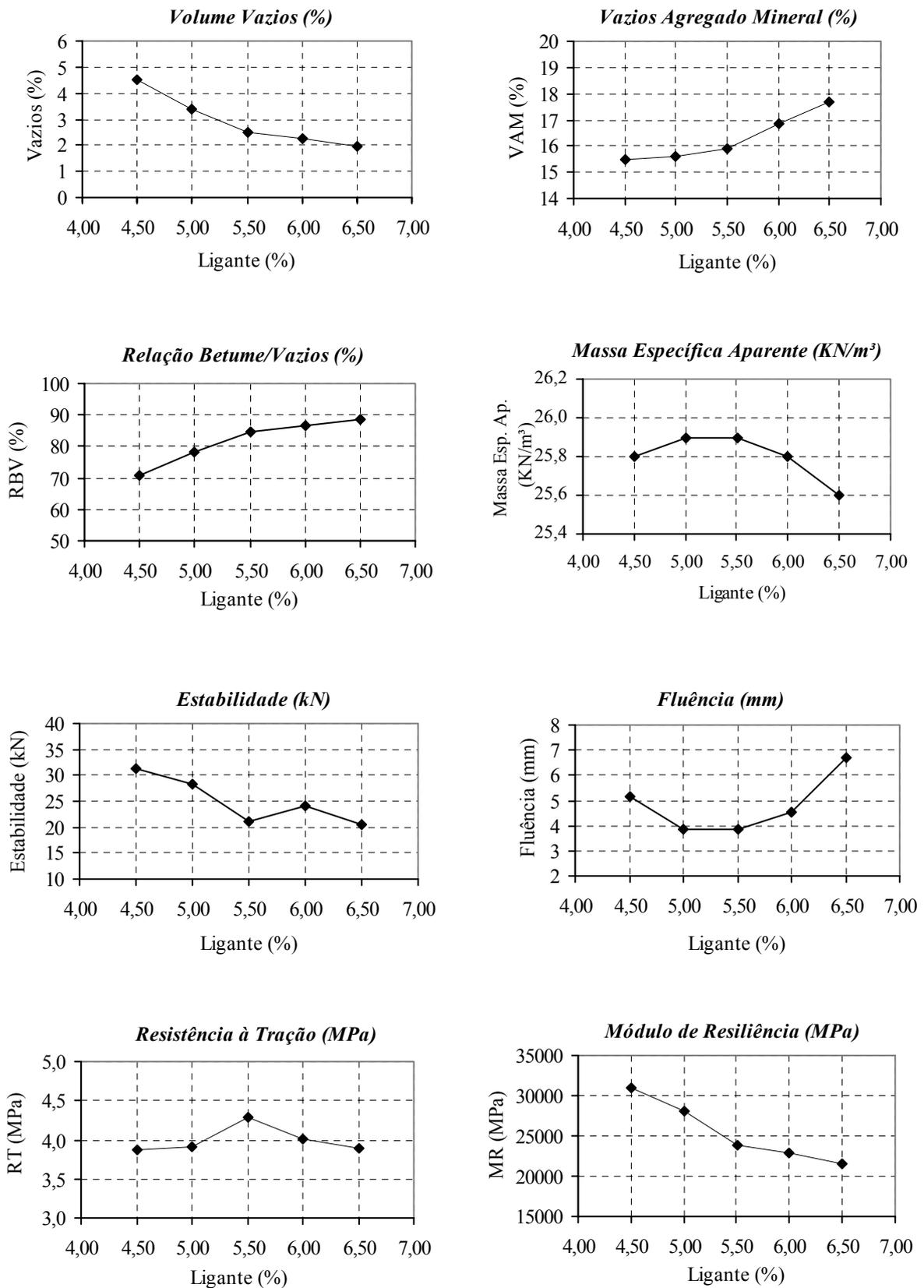


Figura 4.4: Características de projeto da mistura com RASF

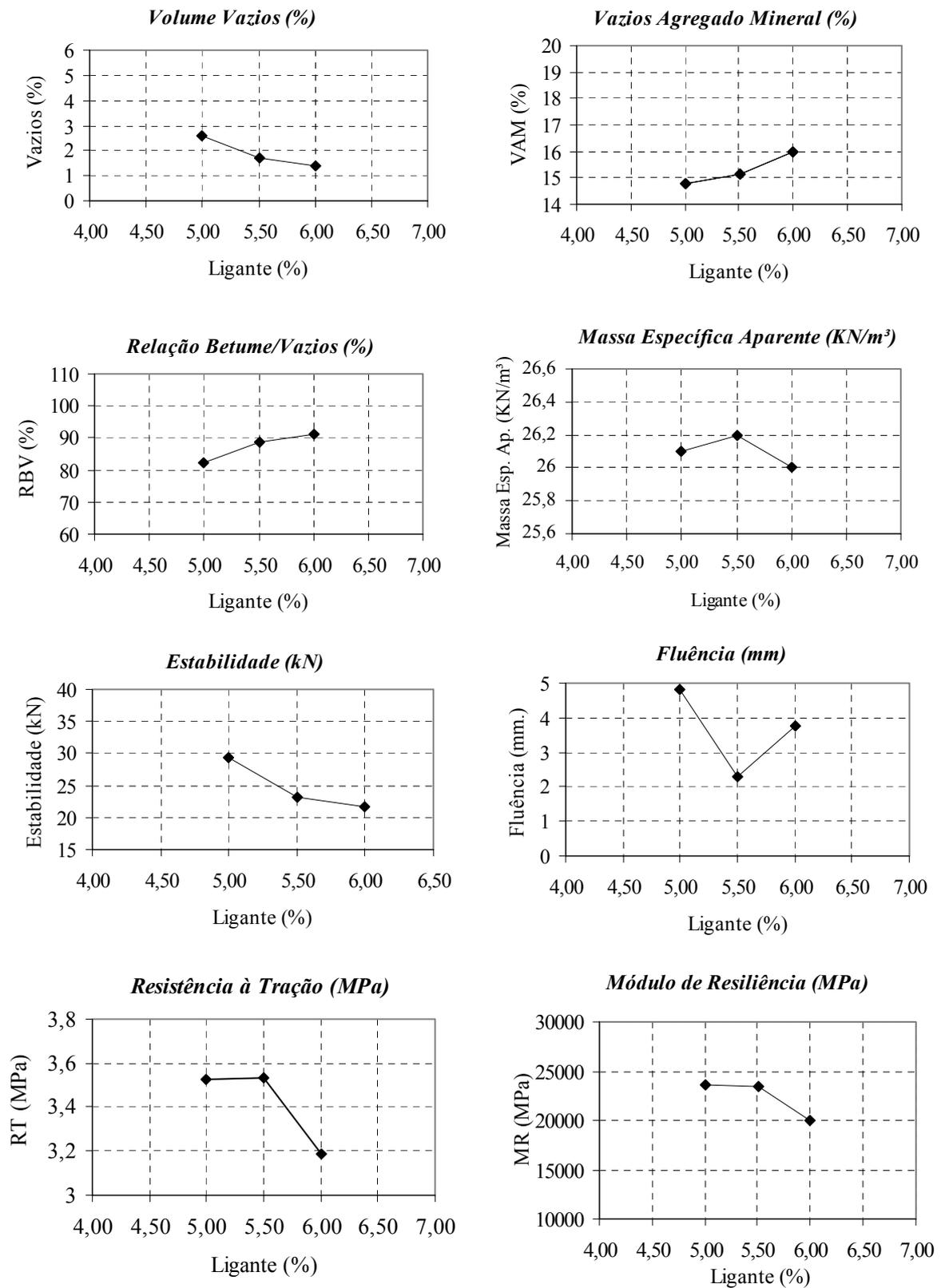


Figura 4.5: Características de projeto da mistura com PPA 30/45

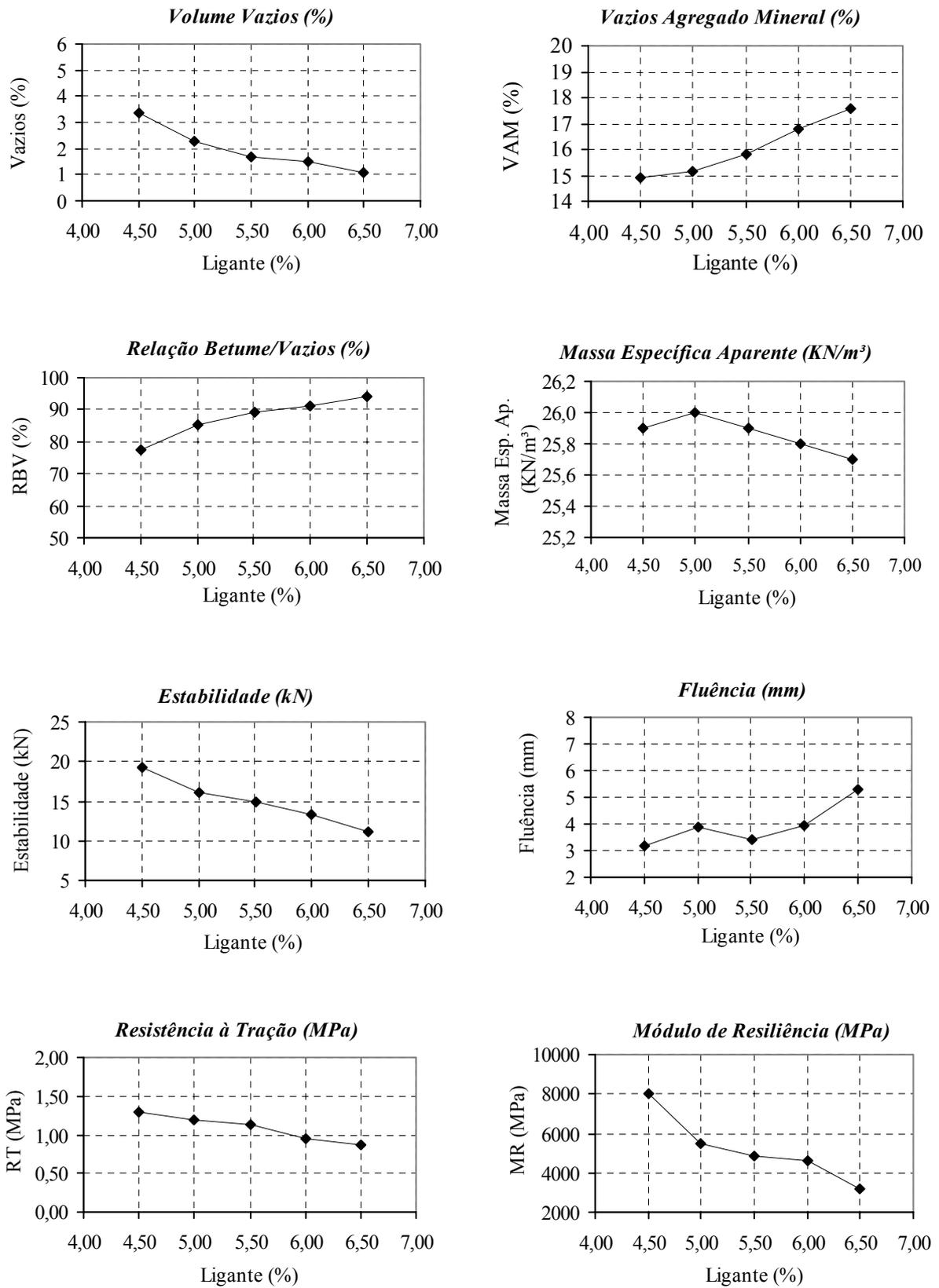


Figura 4.6: Características de projeto da mistura de comparação (CAP 50/70)

A Tabela 4.6 apresenta os parâmetros Marshall das misturas projetadas. Os valores de estabilidade (E), fluência (F) representam a média de três determinações, os demais resultados foram obtidos a partir da média de cinco determinações.

Tabela 4.6: Parâmetros Marshall das misturas projetadas

	AMP EVA	RASF	PPA 30/45	CAP 50/70
Teor de ligante (%)	5,5	5,5	5,5	5,0
Massa específica aparente (kN/m ³)	25,8	25,9	26,2	26,0
Volume de vazios (%)	2,25	2,48	1,71	2,26
Relação Betume Vazios (%)	86	,84	89	85
Vazios no Agregado Mineral (%)	16	16	15	15
Estabilidade (kN)	20	21	23	16
Fluência (mm)	4,1	3,9	2,3	3,9

Capitão (2003) relata que misturas de módulo elevado devem apresentar volume de vazios entre 2 e 6%, VAM superior a 13%, estabilidade Marshall mínima de 16 kN e fluência Marshall máxima de 4 mm segundo as especificações do Instituto das Estradas de Portugal. Considerando os critérios de projeto portugueses, as misturas avaliadas estão de acordo com todos os parâmetros considerados.

Tendo em vista que a distribuição granulométrica empregada é a mesma para todas as misturas, fica evidenciada a influência do tipo de ligante no comportamento do concreto asfáltico projetado. Não são observadas variações significativas nos parâmetros Marshall, portanto as variações nos valores de MR e RT, apresentados na Figura 4.7, são resultantes das características do ligante utilizado.

A relação MR/RT é um indicativo da compatibilidade entre rigidez e resistência da mistura; para garantir desempenho adequado as misturas muito rígidas devem apresentar alta resistência à tração, pois o carregamento aplicado pelo tráfego sobre o pavimento resultará em uma concentração de esforços no interior da camada asfáltica. A Figura 4.8 apresenta os valores de MR/RT para as misturas asfálticas estudadas. O concreto asfáltico formulado com AMP EVA apresentou a pior relação podendo ser considerado um material com rigidez muito elevada para a resistência à tração.

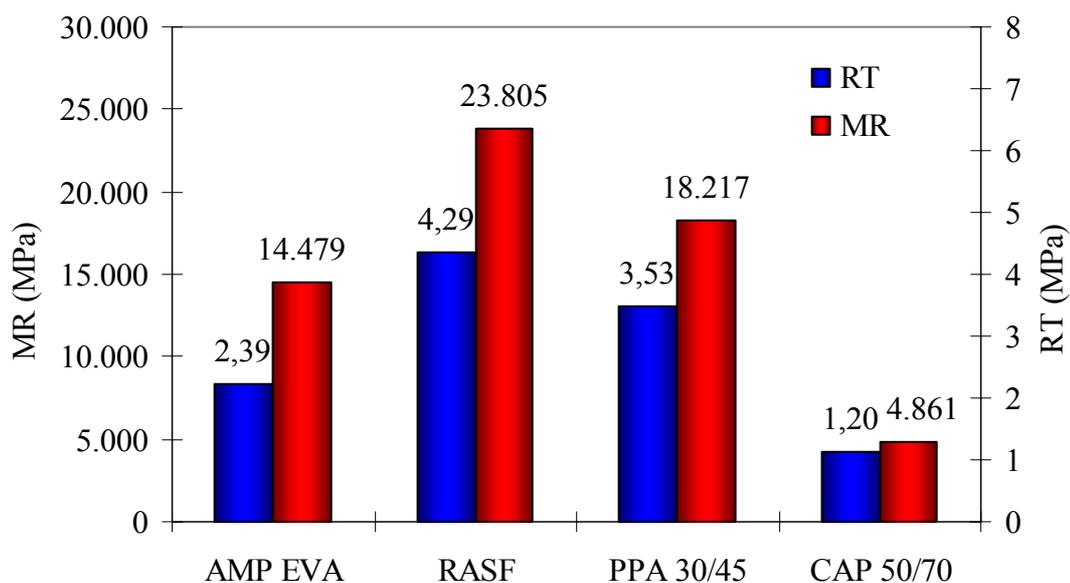


Figura 4.7: Valores médios de MR e RT das misturas estudadas nesta pesquisa nos teores de projeto

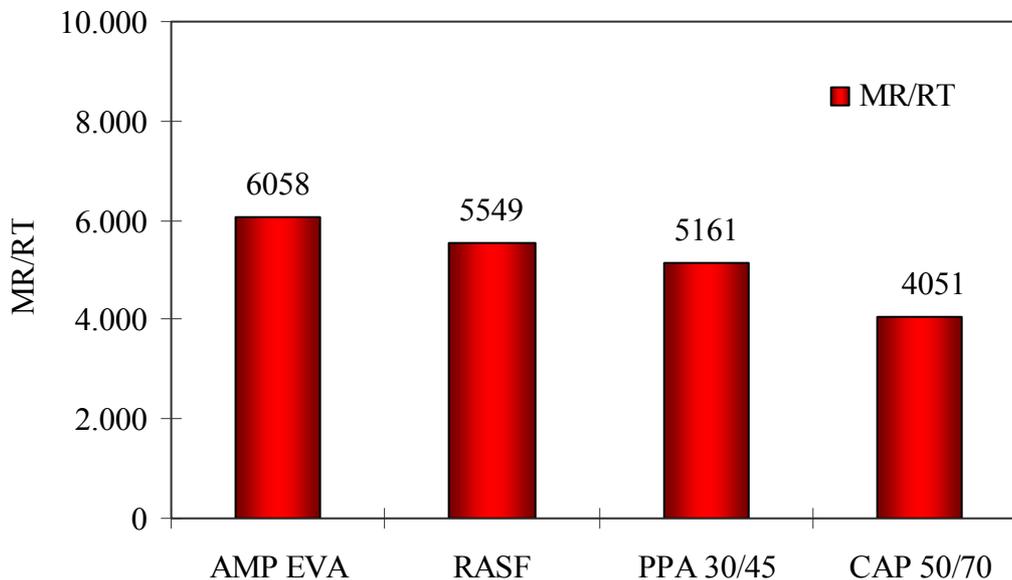


Figura 4.8: Relação MR/RT para as misturas estudadas

Com base nos teores de ligante de projeto selecionados foram compactadas amostras para a realização de ensaios de avaliação da variação do módulo de resiliência e da resistência à tração em função da temperatura, das resistências à fadiga e às deformações permanentes, do dano por umidade induzida e da perda de massa no ensaio Cantabro.

4.3.3 Variação do MR e da RT em função da temperatura

O projeto e o desempenho de um pavimento é condicionado por diversos fatores, dentre eles a temperatura é um dos mais importantes, pois a distribuição de tensões no interior da camada asfáltica, em diferentes estações climáticas ou horários do dia, sofrerá alterações em função da sensibilidade do concreto asfáltico a variações de temperatura. Temperaturas muito baixas podem acelerar os processos de trincamento, enquanto que temperaturas elevadas podem favorecer a ocorrência de exsudações e de deformações plásticas, resultando em afundamentos nas trilhas de rodas e escorregamento de massa.

O MR e a RT das misturas estudadas para as três temperaturas adotadas (15, 25 e 35°C) são apresentados na Tabela 4.7 e nas Figuras 4.9 e 4.10.

A partir dos resultados da tabela constata-se que a mistura formulada com AMP EVA sofre a maior redução de MR com o aumento da temperatura de 25°C para 35°C (-70%), podendo resultar em menor resistência aos afundamentos nas trilhas de roda, porém, é a mistura que apresenta o menor aumento de MR com a redução da temperatura de 25°C para 15°C (+26%), o que pode representar maior resistência ao trincamento em baixas temperaturas. A mistura produzida com CAP 50/70 resulta na pior condição uma vez que apresenta as maiores variações no MR em função da temperatura: à 15°C ocorre um acréscimo de 207% e à 35°C observa-se uma redução de 43% em relação ao valor obtido à 25°C.

Tabela 4.7: Variação do MR e da RT em função da temperatura

Característica mecânica	AMP EVA	RASF	PPA 30/45	CAP 50/70
Módulo de resiliência (MPa)				
15°C	18.201	33.821	32.220	14.923
25°C	14.479	23.805	18.218	4.861
35°C	4.307	15.209	10.229	2.774
Resistência à tração (MPa)				
15°C	3,50	4,47	3,75	2,00
25°C	2,39	4,29	3,53	1,20
35°C	1,29	2,18	1,63	0,85

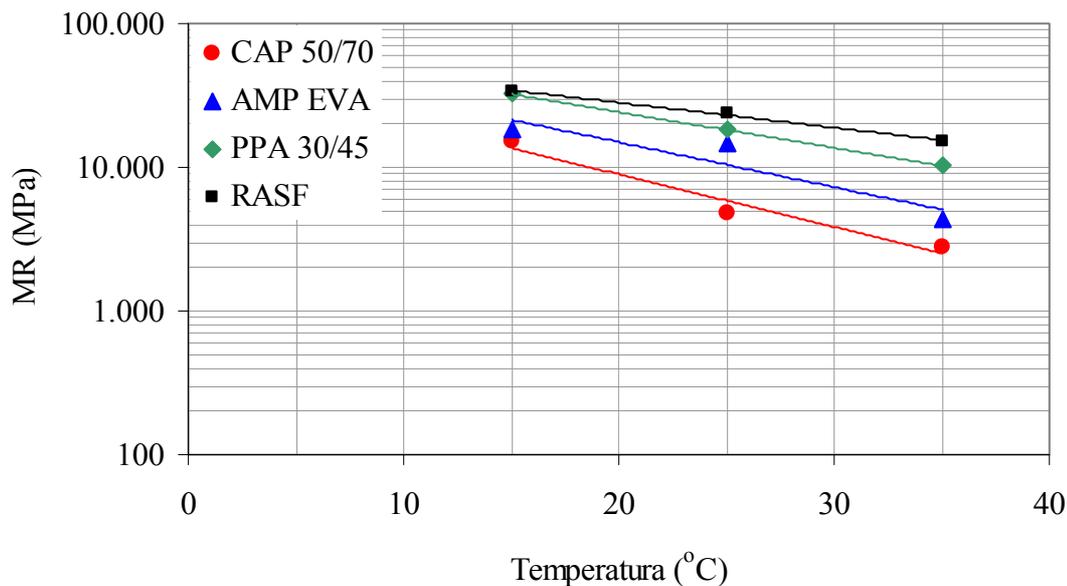


Figura 4.9: Variação do MR com a temperatura

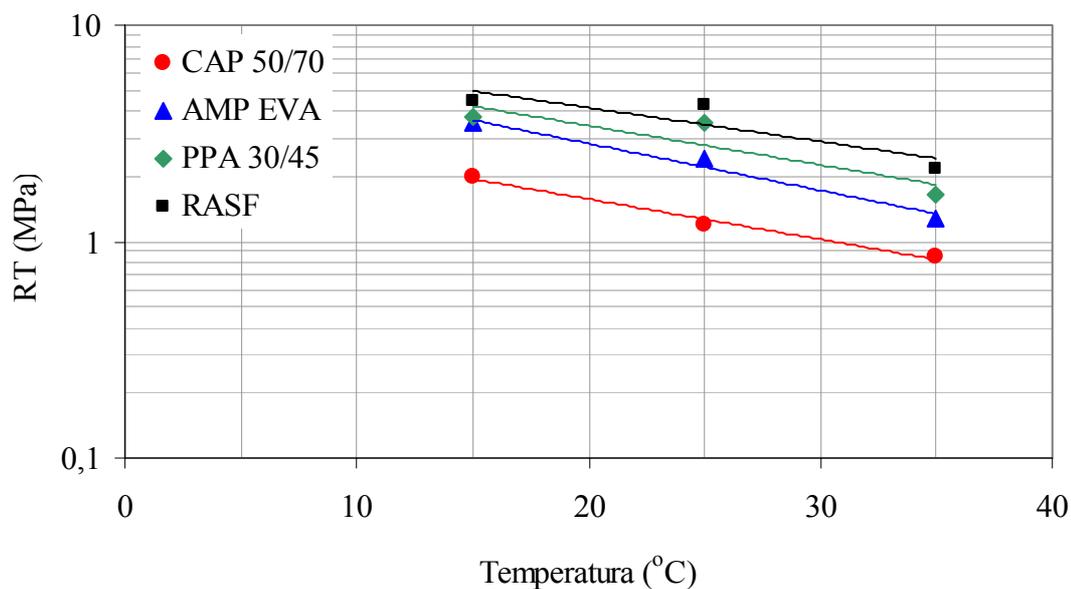


Figura 4.10: Variação da RT com a temperatura

Para o ajuste dos dados foram criados modelos do tipo exponencial que correlacionam o MR e a RT com a temperatura, conforme as Equações 4.3 e 4.4. As constantes a e b dos modelos são apresentadas na Tabela 4.8.

$$MR = a \times e^{bT} \quad (4.3)$$

$$RT = a \times e^{bT} \quad (4.4)$$

Onde: MR: módulo de resiliência em MPa;

RT: resistência à tração em MPa;

T: temperatura em °C e

a, b: constantes do modelo.

Tabela 4.8: Constantes dos modelos de MR e RT em função da temperatura

Mistura	Módulo de resiliência (MPa)			Resistência à tração (MPa)		
	a	b	R ²	a	b	R ²
AMP EVA	63.203	-0,0721	0,87	7,695	-0,0499	0,98
RASF	62.591	-0,0400	0,99	8,516	-0,0359	0,79
PPA 30/45	76.270	-0.0574	1,00	7,888	-0,0417	0,80
CAP 50/70	48.010	-0,0841	0,96	3,696	-0,0428	0,99

A análise dos resultados obtidos em laboratório e dos modelos calculados permite constatar que as características mecânicas das misturas de módulo elevado formuladas com ligantes especiais são menos suscetíveis a variações de temperatura se comparadas à mistura de comparação (CAP 50/70). A mistura produzida com RASF apresenta a menor suscetibilidade térmica tanto para a deformabilidade elástica quanto para a resistência à tração. Isto significa que as características mecânicas sofrem variações menores em função de alterações na temperatura se comparadas às demais misturas estudadas. A suscetibilidade térmica aumenta para a mistura com PPA 30/45, porém ainda é inferior à da mistura com AMP EVA.

4.3.4 Resistência à fadiga

O trincamento por fadiga é um dos defeitos mais comuns observados em pavimentos com baixo desempenho. É caracterizado pelo aparecimento de trincas longitudinais nas trilhas de

roda que podem propagar-se pela superfície do pavimento formando trincas interligadas tipo couro de jacaré. Este tipo de defeito pode ter seu início na superfície do pavimento, devido a ação de forças cisalhantes resultantes do tráfego, ou na fibra inferior da camada asfáltica resultando de tensões de tração excessivas.

A vida de fadiga das misturas estudadas nesta pesquisa foi avaliada empregando ensaios de fadiga à tensão controlada à 25°C; o critério de ruptura neste tipo de ensaio é o trincamento completo do material. As Figuras 4.11 e 4.12 apresentam as curvas de fadiga para as misturas estudadas em função da tensão de tração e da diferença de tensões. A curva que representa a vida de fadiga de uma mistura asfáltica em função da sollicitação aplicada segue modelo da Equação 4.5.

$$N_f = a \times S^b \quad (4.5)$$

Onde: N_f : vida de fadiga;

S : sollicitação e

a, b : constantes do modelo.

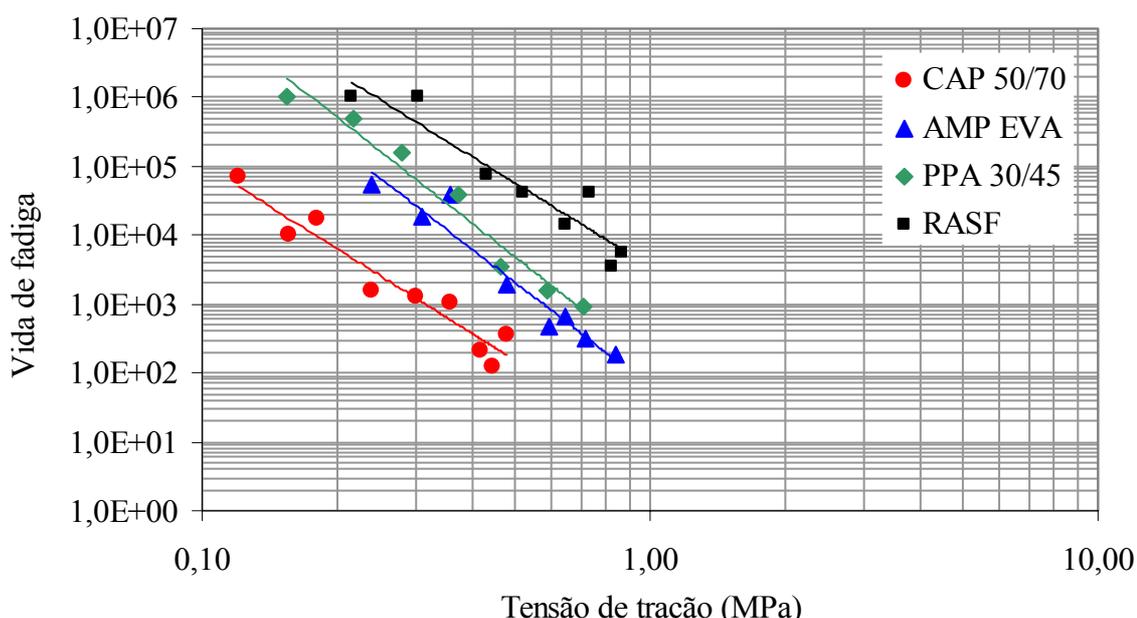


Figura 4.11: Curvas de fadiga das misturas estudadas em função da tensão de tração

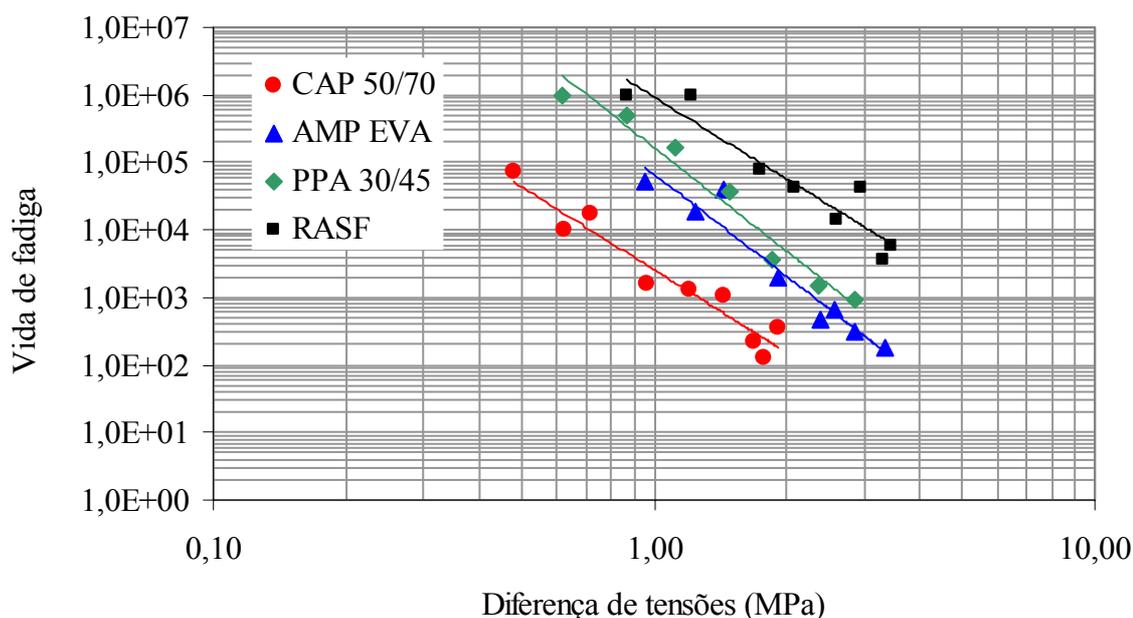


Figura 4.12: Curvas de fadiga das misturas estudadas em função da diferença de tensões

A Tabela 4.9 apresenta as constantes dos modelos gerados para a vida de fadiga das misturas estudadas em função da tensão de tração e da diferença de tensões.

Tabela 4.9: Constantes do modelo de fadiga para as misturas estudadas

Mistura	Tensão de tração (MPa)			Diferença de tensões (MPa)		
	a	b	R ²	a	b	R ²
AMP EVA	63,413	-5,0204	0,94	66.801	-5,0204	0,94
RASF	3.481	-4,0278	0,89	926.131	-4,0278	0,89
PPA 30/45	139,28	-5,1089	0,96	16.586	-5,1089	0,96
CAP 50/70	8,91	-4,0869	0,93	2.573	-4,0869	0,93

A utilização de ligantes modificados por polímeros (AMP EVA e PPA 30/45) não proporcionou aumento da resistência à fadiga das misturas asfálticas formuladas. Estas misturas apresentaram maior suscetibilidade ao estado de tensões (maior valor de b) podendo resultar em trincamento prematuro em caso de pavimentos com espessura de camada asfáltica subdimensionada.

A análise direta dos modelos ou das curvas de fadiga geradas a partir dos resultados laboratoriais pode resultar em conclusões equivocadas, uma vez que as misturas possuem módulos de resiliência diferentes e, portanto distribuem tensões de maneira diferente. Misturas mais rígidas, ao absorverem tensões mais elevadas, geram tensões de tração superiores às de misturas convencionais. Logo, não é possível comparar a vida de fadiga de cada mistura para um mesmo valor de solicitação (diferença de tensões ou tensão de tração).

A resistência à fadiga das misturas estudadas deve ser avaliada a partir da análise das tensões geradas na base da camada de módulo elevado de uma estrutura de pavimento. Para a avaliação da vida de fadiga das misturas estudadas foram realizadas análises empregando o programa computacional *Everstress*® 5.0 desenvolvido pelo *Washington State Department of Transportation*. A utilização de modelos de fadiga determinados em laboratório para o dimensionamento de pavimentos leva à necessidade da adoção de fatores de correlação campo/laboratório (*shift factor*) que visam considerar as diferenças existentes entre as condições de ensaio em laboratório e observadas em campo. Nesta pesquisa, não foram adotados fatores de correlação laboratório/campo, por não serem conhecidos valores para as misturas estudadas. Esta análise objetiva comparar o comportamento à fadiga das misturas de módulo elevado projetadas em relação à mistura de comparação (CAP 50/70).

As características da estrutura utilizada para análise mecânica está apresentada na Figura 4.13. O carregamento utilizado foi de um eixo simples de rodas duplas, com carga total de 82 kN. Foram verificadas as tensões de tração na fibra inferior da camada de módulo elevado.

3 cm	CA	MR = 4.000 MPa	$\mu = 0,30$
12 cm	EME	MR variável	$\mu = 0,30$
30 cm	Base BG	MR = $506(\theta)^{0,52}$	$\mu = 0,35$
	Subleito LG'	MR = $134(0,01\sigma_d)^{-0,32}$	$\mu = 0,40$

Figura 4.13: Estrutura de pavimento utilizada na análise mecânica

A Tabela 4.10 apresenta as tensões de tração na fibra inferior da camada asfáltica de módulo elevado e a vida de fadiga calculada empregando as equações obtidas a partir dos resultados de ensaios de fadiga em laboratório. Os resultados revelam que a mistura asfáltica formulada com RASF resulta em vida de fadiga superior às demais estudadas. Os ligantes especiais modificados por PPA e EVA não proporcionaram aumento na vida de fadiga do concreto asfáltico resultante.

Tabela 4.10: Valores de tensão de tração e vida de fadiga calculados

Mistura	Tensão de tração (MPa)	Vida de fadiga
AMP EVA	1,32	15,73
RASF	1,61	511,27
PPA 30/45	1,46	20,15
CAP 50/70	0,76	27,35

Considerando a possibilidade de substituir a camada de 300 mm de brita graduada (BG) por 200 mm de solo modificado por cimento com módulo de resiliência de 4.500 MPa, a análise mecanística resulta nos valores apresentados na Tabela 4.11. Para a nova estrutura a mistura produzida com CAP 50/70 apresentaria a maior vida de fadiga, seguida pelo RASF, AMP EVA e PPA 30/45.

Tabela 4.11: Valores de tensão de tração e vida de fadiga calculados

Mistura	Tensão de tração (MPa)	Vida de fadiga
AMP EVA	0,288	$3,2 \times 10^4$
RASF	0,513	$5,2 \times 10^4$
PPA 30/45	0,378	$1,9 \times 10^4$
CAP 50/70	0,024	$3,7 \times 10^7$

Os resultados obtidos a partir da análise mecanística e dos ensaios de fadiga não confirmam os comportamentos projetados pelos resultados obtidos nos ensaios de caracterização do ligante asfáltico para classificação SUPERPAVE™. Segundo os critérios propostos, a

resistência à fadiga diminui na seguinte seqüência: CAP 50/70, PPA 30/45, AMP EVA e RASF.

4.3.5 Resistência às deformações permanentes

O tráfego pesado, em especial lento e canalizado, aliado a altas temperaturas pode causar deformações plásticas nas trilhas de roda, defeito comum nas rodovias brasileiras. Afundamentos acentuados indicam a ruptura do pavimento e diminuem a segurança e o conforto do usuário por favorecer a ocorrência dos fenômenos de hidroplanagem e *spray*.

Segundo Souza *et al.* (1991) o ATR resulta da combinação da densificação e da distorção por cisalhamento dos materiais, podendo ocorrer em uma ou mais camadas do pavimento.

Com o objetivo de avaliar a resistência às deformações permanentes das misturas de módulo elevado foram realizados ensaios de *creep* dinâmico. A partir dos resultados obtidos nestes procedimentos é possível estabelecer o módulo de *creep* dinâmico ou módulo de fluência dinâmica empregando a Equação 4.6

$$E_c = \frac{\sigma_{axial}}{\varepsilon_{esp}} \quad (4.6)$$

Onde: E_c : módulo de *creep* dinâmico em MPa;

σ_{axial} : tensão axial aplicada em MPa e

ε_{esp} : deformação permanente específica em mm/mm.

A Tabela 4.12 apresenta os deslocamentos absolutos medidos e as deformações específicas e módulos de *creep* dinâmico calculados para as misturas estudadas. O EME produzido com RASF sofreu as menores deformações permanentes podendo ser considerada a mistura mais resistente aos ATR. A utilização de ligantes modificados (AMP EVA e PPA 30/45) aumentou a resistência às deformações dos EMEs resultantes se comparada à obtida para a mistura de comparação (CAP 50/70).

Tabela 4.12: Resultados dos ensaios de *creep* dinâmico

	AMP EVA	RASF	PPA 30/45	CAP 50/70
Deslocamento (mm)				
Elástico	0,079	0,091	0,064	0,474
Plástico	0,070	0,052	0,068	0,505
Total	0,149	0,143	0,132	0,600
Deformação específica (mm/mm)				
Recuperável	0,0020	0,0022	0,0016	0,0118
Permanente	0,0017	0,0013	0,0017	0,0013
Total	0,0037	0,0035	0,0033	0,013
Módulo de <i>creep</i> dinâmico (MPa)	57,3	76,9	58,8	7,9

4.3.6 Resistência ao desgaste

O ensaio Cantabro foi utilizado com o objetivo de avaliar as propriedades de coesão das misturas asfálticas de módulo elevado. Embora tenha sido desenvolvido para misturas de granulometria aberta, este método tem sido empregado também em misturas densas. A Tabela 4.13 apresenta os resultados obtidos no ensaio de perda de massa por desgaste realizado em amostras à temperatura de 25°C.

Tabela 4.13: Perda de massa por desgaste Cantabro

Mistura	Perda de massa (%)				
	Leitura 1	Leitura 2	Leitura 3	Média	Desvio padrão
AMP EVA	5,8	4,4	4,9	5,1	0,72
RASF	15,8	15,7	15,8	15,8	0,09
PPA 30/45	8,1	6,4	6,1	6,9	1,14
CAP 50/70	6,1	3,0	4,5	4,5	1,54

A perda de massa observada para a mistura preparada com RASF é bastante elevada e, provavelmente, conseqüência da rigidez do ligante, porém este fato não deve preocupar, visto que o material é destinado à execução de camadas intermediárias de pavimentos sempre protegidas por um revestimento e, portanto, não sofrendo desgaste devido à ação do tráfego.

4.3.7 Resistência ao dano por umidade induzida

A adesividade em misturas asfálticas segundo o método SUPERPAVE™ é avaliada empregando o ensaio Lottman Modificado (AASHTO T 283), determinando o dano por umidade induzida em amostras cilíndricas, preparadas empregando o compactador Marshall, com volume de vazios de $7 \pm 1\%$. A análise é feita pela relação entre a resistência à tração de amostras com e sem condicionamento prévio.

O resultado deste ensaio pode ser utilizado para prever o desempenho de misturas asfálticas em relação à adesividade ligante/agregado e também para verificar o efeito da adição de melhoradores de adesividade na mistura. A Tabela 4.14 apresenta as médias dos resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral das amostras sem e com condicionamento (RT_S e RT_C , respectivamente) bem como a resistência retida à tração (RRT).

Tabela 4.14: Resultados dos ensaios de dano por umidade induzida

Mistura	RT_S (MPa)	RT_C (MPa)	RRT (%)
AMP EVA	1,025	0,998	97,4
RASF	2,070	2,048	98,9
PPA 30/45	1,756	1,596	90,9
CAP 50/70	0,705	0,540	76,7

Os valores obtidos de RRT para as amostras com ligantes especiais estão bem acima do valor preconizado pelo método SUPERPAVE™ (80%), demonstrando que as misturas avaliadas apresentam excelente comportamento quanto à adesividade ligante/agregado e resistência elevada aos efeitos danosos da umidade.

4.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados dos ensaios laboratoriais apresentados neste capítulo é possível concluir que o resíduo da desasfaltação a propano (RASF) produz a mistura asfáltica de módulo elevado com as melhores características se comparada aos demais materiais: elevados módulo de resiliência e resistência à tração, reduzida suscetibilidade térmica, maior vida de

fadiga, elevada resistência às deformações permanentes e boa adesividade ligante/agregado. Logo, a utilização deste material em pavimentos asfálticos pode resultar em estruturas de elevado desempenho e durabilidade para emprego em vias de elevado volume de tráfego e/ou tráfego lento e canalizado, como corredores de ônibus em grandes cidades.

5 PARTE 2 – CONSTRUÇÃO E MONITORAMENTO DE PISTA EXPERIMENTAL

5.1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento de novos materiais com adaptação de técnicas originadas a partir da utilização de equipamentos e materiais diferentes dos empregados em nosso país resulta em diversas dificuldades. Porém, com base no desempenho buscado, torna-se possível utilizar os equipamentos disponíveis e identificar os materiais adequados à finalidade proposta.

O estudo do desempenho de uma estrutura executada com camada de concreto asfáltico de módulo elevado foi realizado empregando-se a técnica de ensaios acelerados. A degradação do pavimento foi possibilitada pela aplicação de carregamento dinâmico aplicado pelo simulador de tráfego UFRGS-DAER/RS em escala real. Esta etapa da pesquisa contou com a participação da empresa CONCEPA – Concessionária da Rodovia Osório – Porto Alegre S/A.

A partir do monitoramento de uma pista experimental submetida a ensaios acelerados buscou-se verificar o comportamento em serviço de uma mistura asfáltica de elevado desempenho. A avaliação dos resultados obtidos possibilita, a partir de estudos desenvolvidos no campo e em laboratório, estabelecer conclusões quanto à evolução dos principais mecanismos de deterioração observados em pavimentos flexíveis em concreto asfáltico, ou seja:

- Ocorrência de afundamentos em trilha de roda ou de ondulações na superfície resultantes do acúmulo de deformações plásticas em todas as camadas;
- Formação e crescimento de trincas nas camadas asfálticas do pavimento, decorrentes da fadiga provocada pela repetição das cargas do tráfego e
- Influência de variáveis ambientais (pluviometria e temperatura).

O comportamento da seção experimental foi avaliado por meio de registros de parâmetros que proporcionam a quantificação dos danos causados pela ação do tráfego em combinação com as condições ambientais. O desempenho do pavimento foi analisado através do

acompanhamento de medidas defletométricas obtidas com o emprego de um defletógrafo digital (viga eletrônica); da evolução dos afundamentos na trilha de roda, determinada com o auxílio de um transverso-perfilógrafo e da avaliação visual para a identificação de possíveis fissuras.

Este capítulo apresenta todas as etapas do estudo relativas à pista experimental: identificação e caracterização de ligantes asfálticos, dosagem e caracterização das misturas de módulo elevado, projeto das estruturas de pavimento, execução, monitoramento e resultados alcançados.

5.2 LIGANTES ASFÁLTICOS PESQUISADOS

No Brasil não são produzidos, em escala comercial, ligantes asfálticos com as características necessárias para a formulação de EME (PEN a 25°C entre 10 e 25×10^{-1} mm e PA entre 60 e 85°C). Esta pesquisa avaliou materiais alternativos para garantir o desempenho esperado. No desenvolvimento do projeto da mistura asfáltica para a execução da pista experimental foram analisadas as seguintes possibilidades, considerando-se o emprego de materiais com possível disponibilidade no estado do Rio Grande do Sul:

- A utilização de um resíduo de vácuo (RV) produzido na Refinaria Alberto Pasqualini, localizada na região metropolitana de Porto Alegre;
- A modificação, em escala laboratorial, de um ligante convencional (CAP 50/70) por ácido polifosfórico (PPA) e
- O emprego de ligante asfáltico modificado por asfaltita, fornecido pela Petrobras Distribuidora, denominado CAPPLUS 106B.

5.2.1 Produção do ligante PPA 50/70

A adição de modificadores aos ligantes asfálticos busca melhorar as características reológicas e mecânicas, resultando em pavimentos menos sensíveis às variações climáticas com maiores durabilidade, flexibilidade e resistência à ação do tráfego. Para garantir um ligante de

qualidade é necessário que as propriedades do asfalto modificado sejam mantidas durante a estocagem, aplicação e ao longo da vida útil da mistura asfáltica.

Buscando produzir um ligante asfáltico com as características necessárias para aplicação em misturas asfálticas do tipo EME avaliou-se a modificação de um CAP 50/70, utilizado tradicionalmente em misturas asfálticas no estado do Rio Grande do Sul, pela adição de ácido polifosfórico (PPA).

A adição do modificador ao ligante asfáltico foi realizada em misturador de cisalhamento, com a amostra dentro de cuba térmica com controle eletrônico de temperatura. Este equipamento foi projetado e desenvolvido por Specht (2004) e está apresentado na Figura 5.1. O ligante foi pré-aquecido em estufa a 160°C, pesado e colocado na cuba (também pré-aquecida), o rotor era ligado e então, colocava-se o PPA. A rotação (1200 rpm) era mantida por 30 min. O percentual de PPA foi calculado em relação à massa de ligante virgem.



Figura 5.1: Misturador asfalto polímero

Para a determinação do teor de modificador necessário para atingir as características desejadas ($10 < \text{PEN} < 25 \times 10^{-1} \text{ mm}$ e $60 < \text{PA} < 85^\circ\text{C}$) foram avaliados diferentes porcentagens de PPA: 0,3; 0,5; 0,7; 1,0; 1,2 e 2,0. A variação da PEN e do PA em função do teor de PPA é apresentada na Figura 5.2. Cada valor representa a média de três determinações.

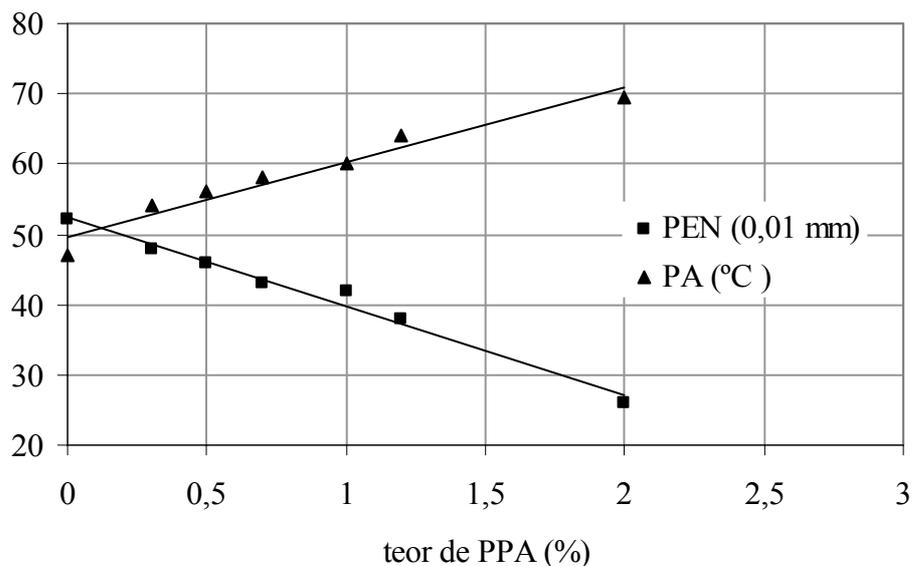


Figura 5.2: Variação da PEN e do PA com o teor de modificador

Conforme esperado, observa-se um aumento do PA e uma redução da PEN com o acréscimo do teor de PPA, estas variações podem ser ajustadas por funções lineares conforme as Equações 5.1 e 5.2. As constantes a e b dos modelos são apresentadas na Tabela 5.1.

$$\text{PEN} = a \times \text{PPA} + b \quad (5.1)$$

$$\text{PA} = a \times \text{PPA} + b \quad (5.2)$$

Onde: PEN: penetração em centésimos de mm;

PA: ponto de amolecimento em °C;

PPA: teor de ácido polifosfórico em % e

a, b: constantes do modelo.

Tabela 5.1: Constantes dos modelos para PEN e PA desta pesquisa

	a	b	R ²
PEN	-12,60	52,40	0,98
PA	8,47	52,46	0,96

Apesar de o teor de PPA (2%) necessário para aproximar as características do ligante modificado às do ligante indicado para emprego em misturas do tipo EME ser um pouco elevado (a literatura sugere 1,2%) a modificação com este aditivo é atraente economicamente, se comparada à adição de polímeros sólidos como o EVA. O custo do PPA, segundo um fabricante de modificadores de ligantes asfálticos, pode ser comparado ao custo do EVA, porém os teores deste polímero empregados na modificação de asfalto ($\cong 7\%$) são superiores aos do ácido.

Além de reduzir a penetração e elevar o ponto de amolecimento do ligante, o impacto da adição de PPA na viscosidade do asfalto é menor se comparado aos polímeros sólidos. Por esta razão as temperaturas necessárias no processo de produção e compactação da mistura são inferiores às de um ligante modificado por um polímero como o EVA, como pode ser observado na Figura 5.3. A temperatura de mistura do AMP EVA é 195°C e a de compactação de 175°C enquanto que para o ligante com PPA estas temperaturas são 175°C e 160°C , respectivamente. Cabe ressaltar que para estas determinações o *spindle 27* foi utilizado no ensaio de viscosidade rotacional e os limites de viscosidade foram os recomendados para asfaltos modificados conforme apresentado na Tabela 4.3.

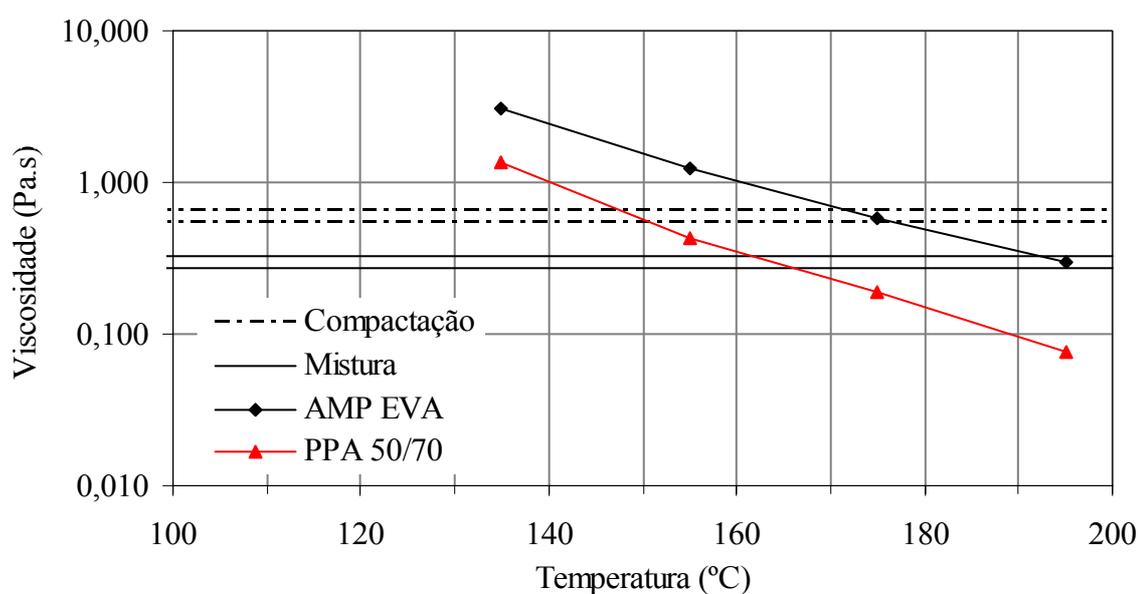


Figura 5.3: Viscosidade dos ligantes modificados por EVA e PPA

Com o objetivo de verificar a influência da adição de PPA na composição química do ligante asfáltico modificado foram realizadas análises empregando o Método SARA para avaliar a variação dos teores de saturados, aromáticos, resinas e asfaltenos presentes nas amostras de CAP 50/70 e PPA 50/70 (CAP 50/70 + 2% de PPA). O método propõe o fracionamento do ligante asfáltico com o uso de solventes, determinando a porcentagem em massa de cada fração constituinte. A Tabela 5.2 apresenta os resultados obtidos pelo fracionamento dos materiais asfálticos realizado pelo CENPES/Petrobras. Os resultados confirmam o aumento do teor de asfaltenos sugerido por Orange *et al.* (2004), conforme os autores a adição de ácido polifosfórico causa um acréscimo de 5 a 10% desta fração. Segundo Leite *et al.* (2004) esta variação pode ser resultante do aumento do peso molecular dos asfaltenos.

Tabela 5.2: Teores SARA nos ligantes convencional e modificado

Fração	CAP 50/70	PPA 50/70
Saturados (%)	6,9	5,1
Aromáticos (%)	37	44
Resinas (%)	27	15
Asfaltenos (%)	29	36

5.2.2 Caracterização dos ligantes asfálticos

A Tabela 5.3 apresenta os valores obtidos nos ensaios para determinação da penetração, do ponto de amolecimento e da densidade dos ligantes utilizados nesta etapa da pesquisa. É possível observar que nenhuma das amostras avaliadas atende completamente às especificações francesas para utilização em misturas asfálticas de módulo elevado (PEN entre 10 e 25×10^{-1} mm e PA entre 60 e 85°C).

Tabela 5.3: Características dos ligantes pesquisados

Característica	RV	PPA 50/70	CAPPLUS 106B
Densidade	1,022	1,013	1,028
PEN – 100 g, 5 s, 25°C (10^{-1} mm)	13	26	27
PA (°C)	58	68	56

A caracterização dos ligantes utilizados no projeto da mistura asfáltica de módulo elevado para a execução da pista experimental segundo o método SUPERPAVE™ foi realizada pelo Laboratório de Ligantes Asfálticos do CENPES/Petrobras. Os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento dinâmico (DSR) e rigidez e fluência na flexão (BBR) são apresentados na Tabela 5.4, para fins de comparação são mostrados nesta tabela os resultados referentes à caracterização do ligante asfáltico CAP 50/70 apresentados no Capítulo 4.

O ligante convencional possui PG 64-22 podendo ser considerado adequado ao clima brasileiro, para níveis de tráfego intermediários. A adição de 2% de ácido polifosfórico (PPA) proporcionou aumento de 3 PGs, significando que o ligante resultante (PPA 50/70) apresenta boa resistência às deformações permanentes até temperaturas de 82°C. Os ligantes especiais RV e PPA 50/70 atingiram $PG \geq 76$ e são indicados para utilização em pavimentos submetidos a elevado volume de tráfego e/ou sujeitos a tráfego canalizado e lento, como estacionamentos e corredores de ônibus. Os graus de desempenho PG para altas temperaturas obtidos para os ligantes especiais estudados são superiores ao do ligante convencional, sendo observado um ganho no desempenho a altas temperaturas de 1 PG para o ligante CAPPLUS 106B e 2 PGs para o RV.

Considerando a possibilidade de trincamento a baixas temperaturas, o CAP 50/70 é o ligante mais resistente a este defeito se comparado aos ligantes especiais, que apresentaram PG a baixa temperatura de -10. No entanto, este tipo de defeito não é observado em pavimentos brasileiros.

Para os ligantes especiais (RV, PPA 50/70 e CAPPLUS 106B), o desempenho a temperaturas intermediárias, relacionado ao parâmetro de fadiga SUPERPAVE™, é inferior ao do ligante convencional, pois quanto maior a temperatura em que $G^* \sin \delta$ é adequado à especificação (< 5000 kPa) pior é o desempenho à fadiga. A resistência à fadiga diminui na seguinte seqüência: CAP 50/70, CAPPLUS 106B, PPA 50/70 e RV.

O PPA 50/70 apresentou os menores ângulos de fase podendo ser considerado o ligante com maior elasticidade. Este material também é o que apresenta maior faixa de temperatura de utilização, 92°C.

Tabela 5.4: Resultados dos ensaios de cisalhamento dinâmico e fluência na flexão

Característica	RV			PPA 50/70			CAPPLUS 106B			CAP 50/70				
Amostra virgem														
Cisalhamento din. – Def. Perm. – DSR														
Temperatura (°C)	70	75,9	82	76	81,9	88	64,1	70,1	76	58	64	70		
Módulo complexo, G* (Pa)	4.075	1.807	837,4	2.367	1.333	714,0	3.317	1.504	738,8	3.042	1.328	623,0		
Ângulo de fase, δ (°)	86,84	87,86	88,66	64,86	67,98	71,60	83,91	85,35	86,48	84,6	86,1	87,3		
G*/sen δ (kPa)	4,08	1,81	0,88	2,62	1,44	0,75	3,33	1,51	0,74	3,05	1,33	0,62		
Após RTFOT														
Cisalhamento din. – Def. Perm. – DSR														
Temperatura (°C)	70	76,1	82	70,1	76	82	70,1	76		57,9	63,9	70		
Módulo complexo, G* (Pa)	6.597	2.842	1.300	14.680	9.250	5.640	3.554	1.666		6.703	2.756	1.219		
Ângulo de fase, δ (°)	83,63	85,37	86,78	50,53	51,00	52,42	81,68	83,50		80,0	82,4	84,1		
G*/sen δ (kPa)	6,64	2,85	1,30	19,02	11,90	7,12	3,59	1,68		6,81	2,78	1,23		
Após RTFOT/PAV														
Rigidez e fluência na flexão - BBR														
Temperatura (°C)		0			0			0			-12			
Tempo (s)		60			60			60			60			
Rigidez, S (MPa)		227			36,6			72,8			156			
Módulo de relaxação, m		0,317			0,319			0,384			0,319			
Cisalhamento din. – Fadiga – DSR														
Temperatura (°C)		37	34		28	25	22		28	25	22	19		
Módulo complexo, G* (kPa)		6.079	8.424		6.263	8.658	11.900		5.417	7.969	2.113	3.396	5.399	8.483
Ângulo de fase, δ (°)		51,62	49,13		32,33	31,30	30,22		45,28	42,84	50,4	47,5	44,6	41,6
G*sen δ (MPa)		4,76	6,37		3,34	4,50	5,99		3,85	5,42	1,63	2,50	3,79	5,63
Classificação PG		76-10			82-10			70-10			64-22			

Os resultados obtidos no ensaio de viscosidade rotacional a altas temperaturas (135, 155, 175 e 195°C) são apresentados na Tabela 5.5. A partir dos valores de viscosidade são estabelecidas as temperaturas de mistura e compactação utilizadas na formulação de misturas asfálticas. Para a análise das viscosidades dos ligantes asfálticos modificados (PPA 50/70 e CAPPLUS 106B) foi utilizado o *spindle 27* e as faixas de viscosidade apresentadas na Tabela 4.3. É possível constatar que a adição 2% de ácido polifosfórico ao ligante convencional (CAP 50/70) não resulta em aumento significativo nas temperaturas de utilização do ligante modificado (PPA 50/70).

Tabela 5.5: Viscosidades e temperaturas de mistura e compactação dos ligantes asfálticos utilizados

Ligante	Viscosidade (Pa.s)				Temperaturas (°C)	
	135°C	155°C	175°C	195°C	Mistura	Compactação
RV	0,953	0,348	0,158	0,088	171 – 178	159 – 164
PPA 50/70	1,350	0,425	0,188	0,075	160 – 164	147 – 150
CAPPLUS 106B	1,063	0,400	0,163	0,100	160 – 165	144 – 148
CAP 50/70	0,480	0,195	0,098	0,058	157 – 164	144 – 150

5.3 DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

A dosagem da mistura asfáltica de módulo elevado para a execução da pista experimental foi realizada empregando os agregados provenientes da jazida SAP, nesta fase da pesquisa a composição granulométrica foi realizada para cada uma das misturas em função das granulometrias das frações 3/4", 3/8" e pó-de-pedra. Avaliou-se a necessidade de utilização de areia e cal hidratada para alcançar curvas granulométricas próximas à linha de máxima densidade.

Para cada opção de ligante asfáltico pesquisada foi realizado o projeto e a caracterização mecânica da mistura determinando o módulo de resiliência e a resistência à tração por compressão diametral.

A primeira opção de ligante asfáltico disponibilizada foi o RV produzido pela Refinaria Alberto Pasqualini. Como a empresa não considerou viável fornecer o material na quantidade

necessária para a execução da pista experimental, foram analisadas novas alternativas: a segunda opção foi o PPA 50/70 e a terceira o CAPPLUS 106B.

5.3.1 Resíduo de vácuo (RV)

A composição granulométrica projetada para a mistura asfáltica com RV é constituída de 49% de Brita ¾", 45% de pó-de-pedra, 3% de areia e 3% de cal hidratada. A comparação entre a curva granulométrica resultante e a curva de máxima densidade é apresentada na Figura 5.4. Apesar de resultar em uma curva granulométrica contínua, observa-se a deficiência de material com granulometria mais fina a partir da peneira 2 mm.

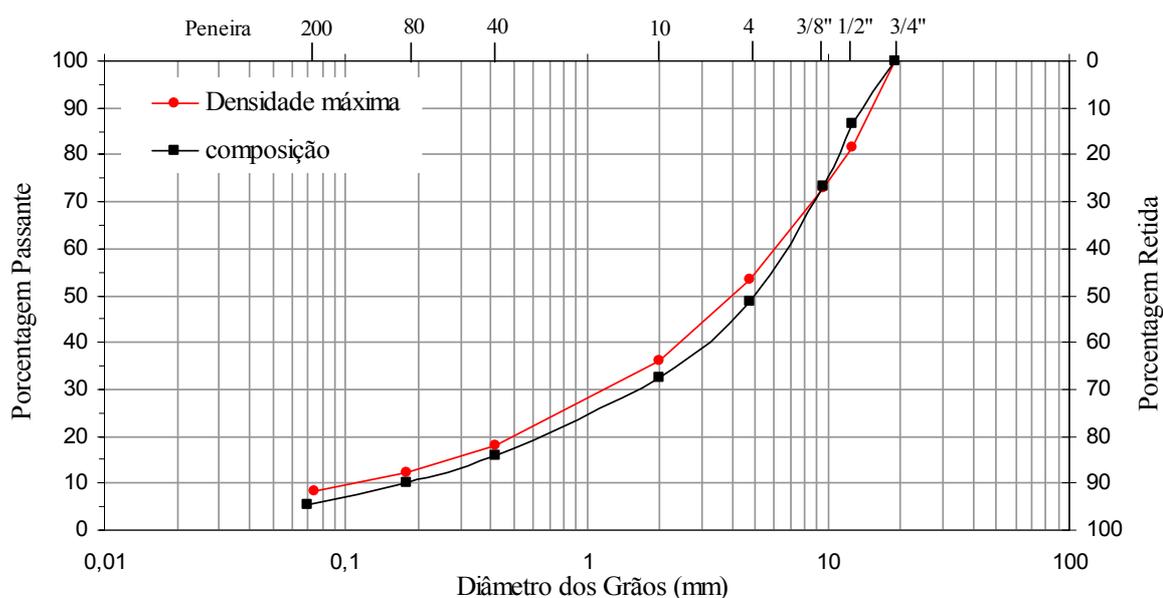


Figura 5.4: Composição granulométrica da mistura com RV

A variação das características da mistura em função do teor de RV são mostradas na Figura 5.5. O compactador Marshall foi empregado para moldar 5 corpos-de-prova para três teores de ligante diferentes. Estes teores foram escolhidos em função da recomendação francesa que sugere módulo de riqueza superior a 3,4 para misturas de módulo elevado EME classe 2, resultando em um teor mínimo de ligante de 5,1% para a granulometria adotada para a mistura.

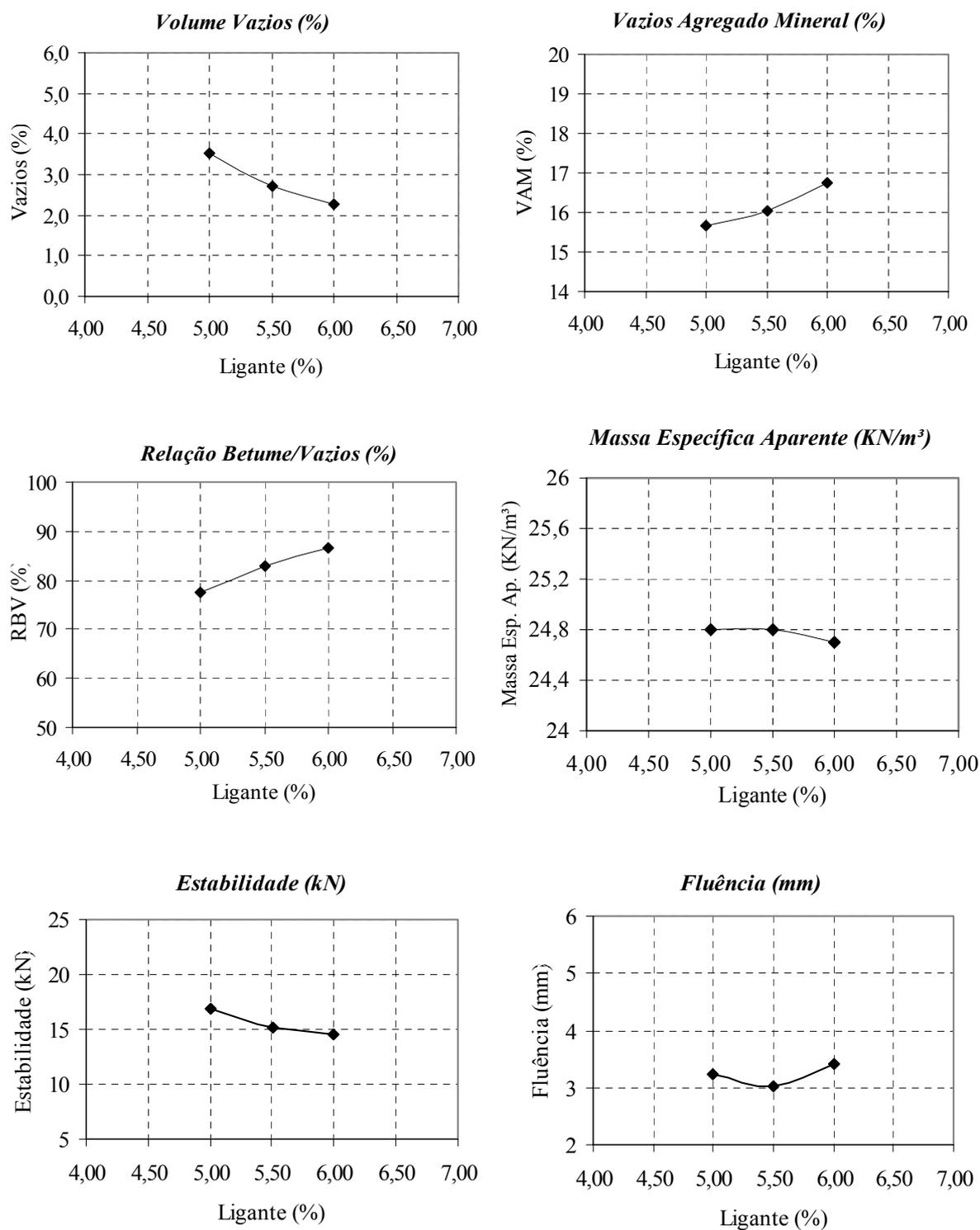


Figura 5.5: Características das misturas com RV

A definição do teor de projeto para a mistura de módulo elevado baseou-se nos resultados de ensaios para a determinação do módulo de resiliência (MR) e da resistência à tração (RT), apresentados na Figura 5.6, considerando as características volumétricas e o requisito de

módulo de riqueza mínimo. Com base nos resultados obtidos o teor de ligante de projeto escolhido foi 5,5%. As características de projeto da mistura são apresentadas na Tabela 5.6.

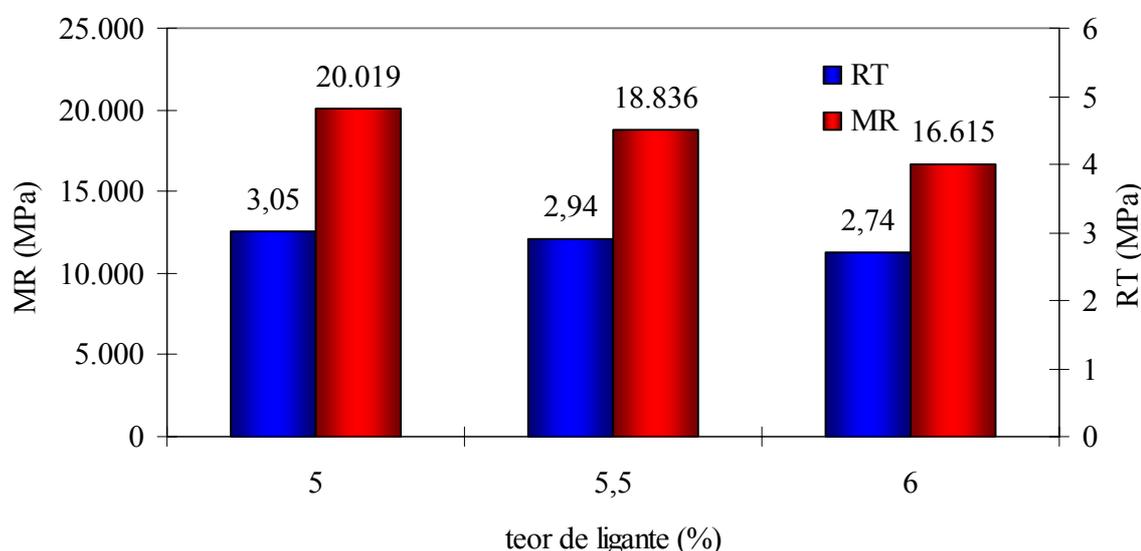


Figura 5.6: Variação do MR e da RT em função do teor de RV

Tabela 5.6: Características da mistura de módulo elevado com RV

	RV
Teor de ligante (%)	5,5
Massa esp. aparente (kN/m ³)	24,7
Volume de vazios (%)	2,79
Relação Betume Vazios (%)	83
Vazios no Agregado Mineral (%)	16
Estabilidade (kN)	15
Fluência (mm)	3,0
Módulo de resiliência (MPa)	18.840
Resistência à tração (MPa)	2,94

Cabe salientar que o volume de vazios para misturas EME classe 2, segundo especificações francesas, pode variar entre 0 e 6%, sendo empregados na prática valores médios em torno de 3%. Os demais parâmetros, com exceção da RBV, atendem aos requisitos sugeridos pelo método SUPERPAVETM e pelo DNIT (2006) para misturas asfálticas para camada de rolamento. A relação betume-vazios ficou acima dos valores preconizados.

O MR e a RT obtidos caracterizam o material como mistura de elevado desempenho. Sendo assim, a partir do teor de ligante de projeto adotado, foram moldados corpos-de-prova para a realização de ensaios para avaliação da variação do módulo de resiliência e da resistência à tração em função da temperatura, das resistências à fadiga e às deformações permanentes, do dano por umidade induzida e da perda de massa no ensaio Cantabro. Os resultados obtidos serão apresentados no item referente à caracterização da mistura asfáltica utilizada na execução da pista experimental para possibilitar a análise comparativa dos materiais.

5.3.2 CAP 50/70 modificado por ácido polifosfórico (PPA 50/70)

Para a dosagem da mistura asfáltica empregando o ligante modificado por ácido polifosfórico a composição granulométrica foi reavaliada, buscando minimizar a utilização de areia e cal hidratada. A Figura 5.7 apresenta a curva granulométrica estudada, obtida combinando 35% de Brita ¾", 7% de Brita 3/8", 56% de pó-de-pedra e 2% de cal hidratada. A distribuição manteve-se contínua, observando-se uma carência de material de diâmetro inferior a 0,42 mm.

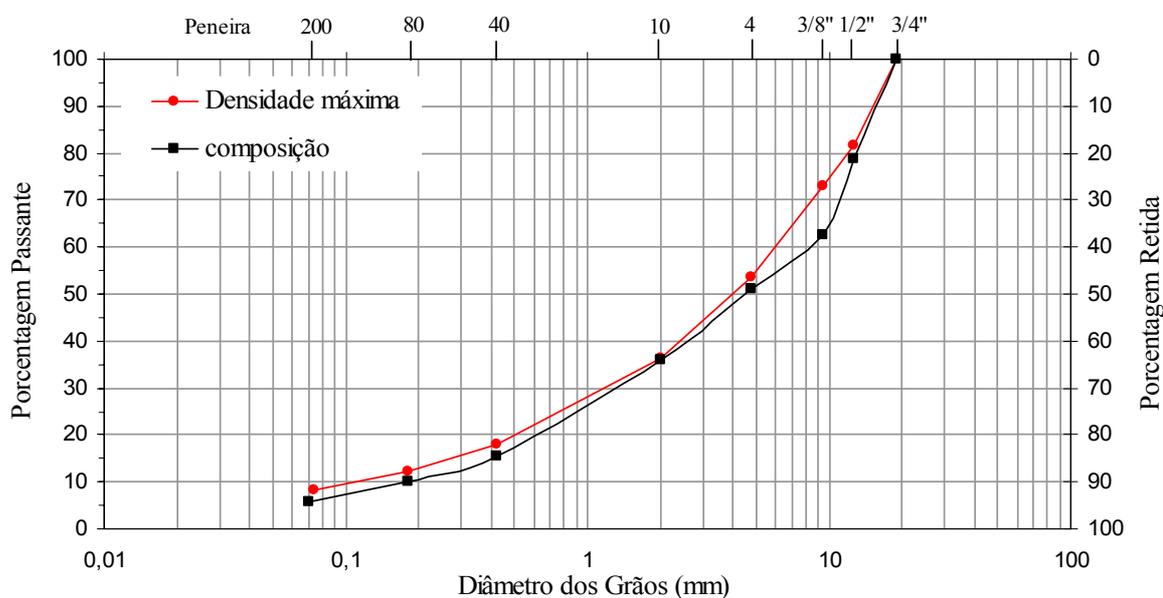


Figura 5.7: Composição granulométrica da mistura com PPA 50/70

A dosagem da mistura asfáltica com PPA 50/70 foi realizada com a moldagem de 5 corpos-de-prova para 5 teores de ligante empregando o compactador Marshall. A variação das

características da mistura em função do teor de PPA 50/70 são apresentadas na Figura 5.8. Para a composição granulométrica adotada, o teor de ligante de projeto mínimo para atingir módulo de riqueza (k) 3,4 é 5,2%.

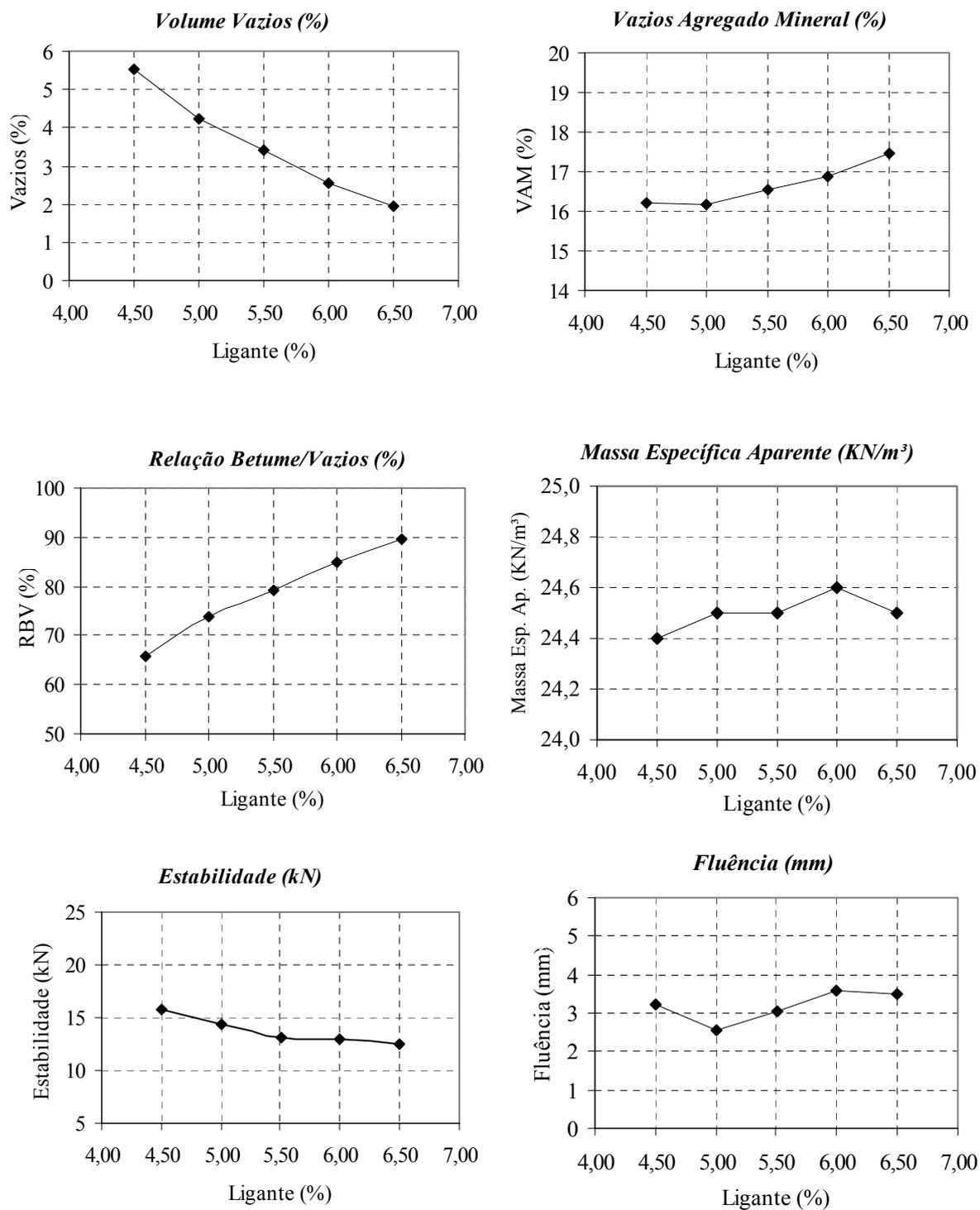


Figura 5.8: Características das misturas com PPA 50/70 e cal hidratada

A avaliação do módulo de resiliência (MR) e da resistência à tração (RT) são essenciais na fase de dosagem das misturas asfálticas de elevado desempenho, uma vez que se busca maximizar os valores destes parâmetros, respeitando o teor de ligante mínimo estabelecido em função de k e buscando características volumétricas adequadas. Os resultados obtidos nos ensaios para determinação do MR e RT das amostras são apresentados na Figura 5.9. Tendo em vista o desempenho esperado para misturas de módulo elevado observou-se que a presença de cal hidratada resulta em redução do efeito da modificação por ácido polifosfórico, confirmando o que sugere Marcant (2004). Segundo o autor, o PPA livre pode reagir com espécies básicas e reduzir os efeitos da modificação. Assim, os MR observados estão bem abaixo dos buscados (> 10.000 MPa), sendo possível concluir que a utilização de ligante modificado por este tipo de aditivo não é adequada em misturas asfálticas contendo cal hidratada em sua composição.

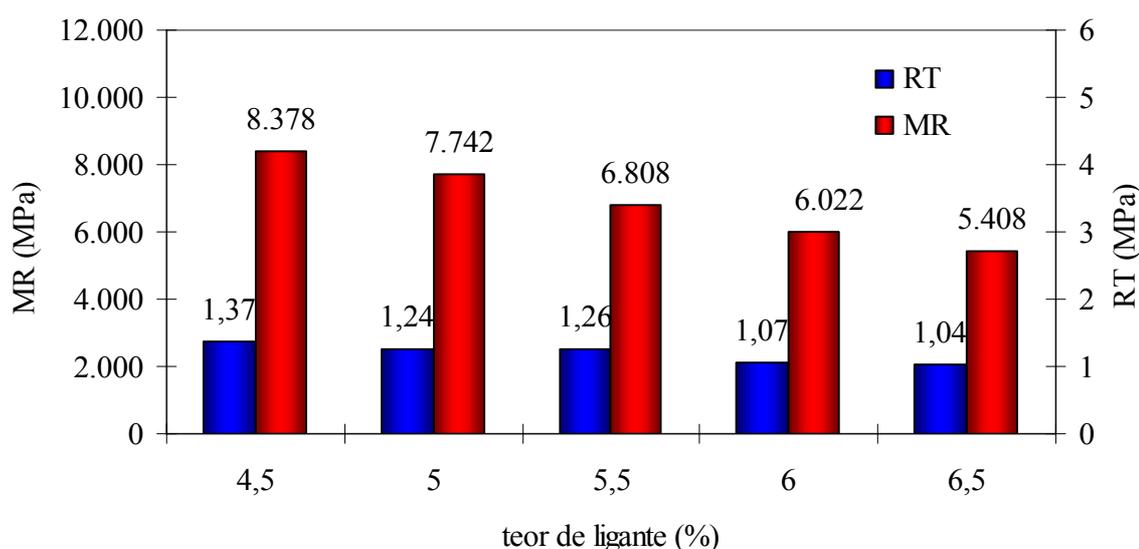


Figura 5.9: Variação do MR e da RT em função do teor de PPA 50/70

Com o objetivo de viabilizar a utilização do ligante modificado por ácido polifosfórico, projetou-se uma nova mistura a partir de uma composição granulométrica sem o uso de cal hidratada constituída de 18% de Brita $\frac{3}{4}$ ", 12% de Brita $\frac{3}{8}$ " e 70% de Pó-de-pedra. A curva granulométrica resultante é apresentada na Figura 5.10, observa-se que não foi possível aproximar a granulometria da curva de máxima densidade.

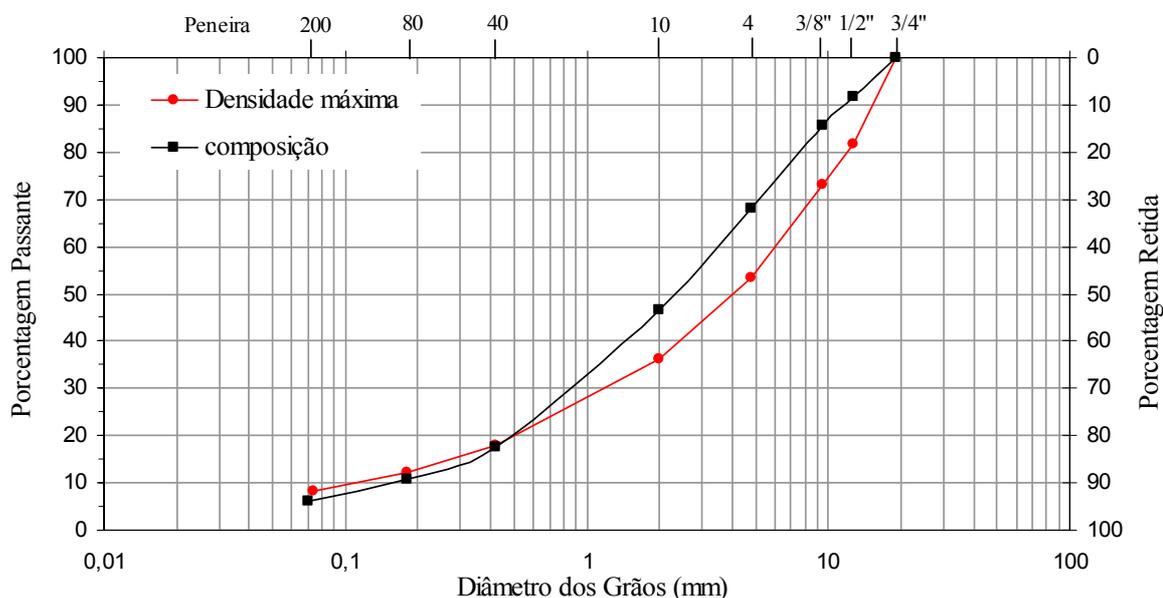


Figura 5.10: Composição granulométrica da mistura com PPA 50/70 sem cal hidratada

A dosagem foi realizada através da moldagem de 5 corpos-de-prova para 3 teores da PPA 50/70. A variação das características da mistura em função do teor de ligante são apresentadas na Figura 5.11. O teor de PPA 50/70 de projeto mínimo para atender ao requisito $k > 3,4$ é 5,2%

O resultado de uma distribuição granulométrica mais distante da curva de máxima densidade é um esqueleto pétreo com menor área de contato entre os grãos e, portanto, menor resistência ao cisalhamento. Além disso, granulometrias com deficiência de filer não garantem a formação de mastique com características de resistência e deformabilidade adequadas. Em função destas inconformidades observaram-se valores de módulo de resiliência (MR) e resistência à tração (RT) abaixo dos esperados, como pode ser observado na Figura 5.12.

A partir das características volumétricas das amostras e dos resultados obtidos nos ensaios de MR e RT, conclui-se que a mistura resultante não pode ser considerada de módulo elevado, não sendo portanto adequada à finalidade do estudo.

Os resultados obtidos nas dosagens das misturas com ligante PPA 50/70 não foram satisfatórios e a alternativa foi descartada para a execução da pista experimental. Para estas misturas não foram realizados os ensaios de caracterização mecânica complementares.

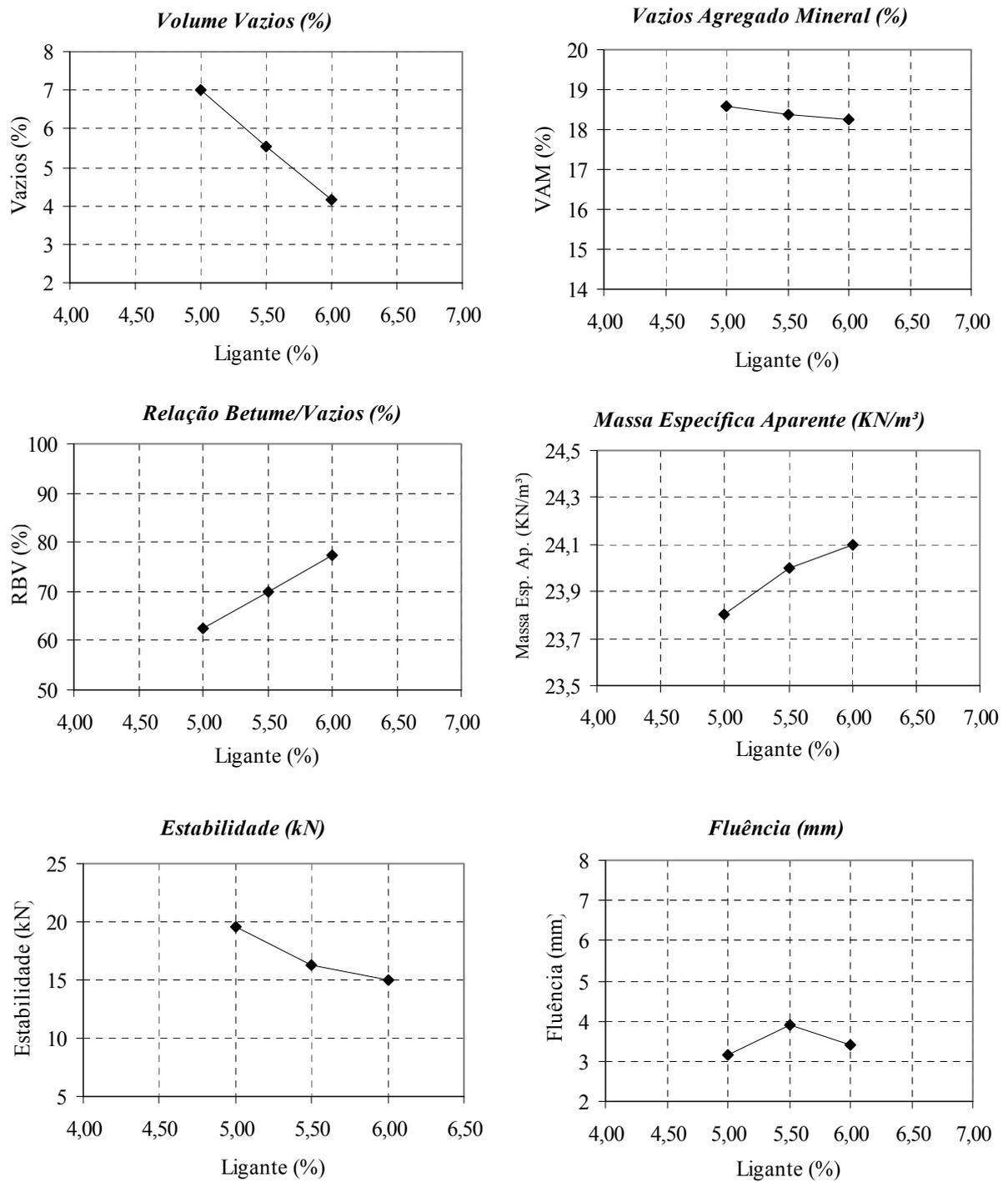


Figura 5.11: Características das misturas com PPA 50/70 sem utilização de cal hidratada

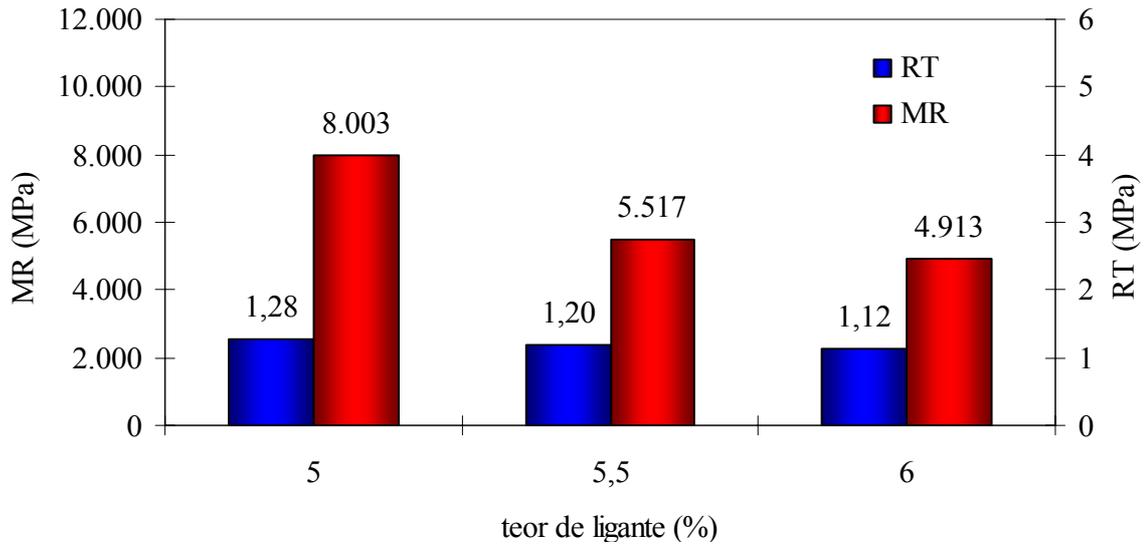


Figura 5.12: Variação do MR em função do teor de PPA 50/70

5.3.3 CAPPLUS 106B

A composição granulométrica projetada para dosagem da mistura asfáltica com o ligante CAPPLUS 106B resulta da mistura de 30% de Brita $\frac{3}{4}$ ", 13% de Brita $\frac{3}{8}$ ", 54% de pó-de-pedra, e 3% de cal hidratada. A curva granulométrica projetada aproxima-se da curva de densidade máxima como mostra a Figura 5.13.

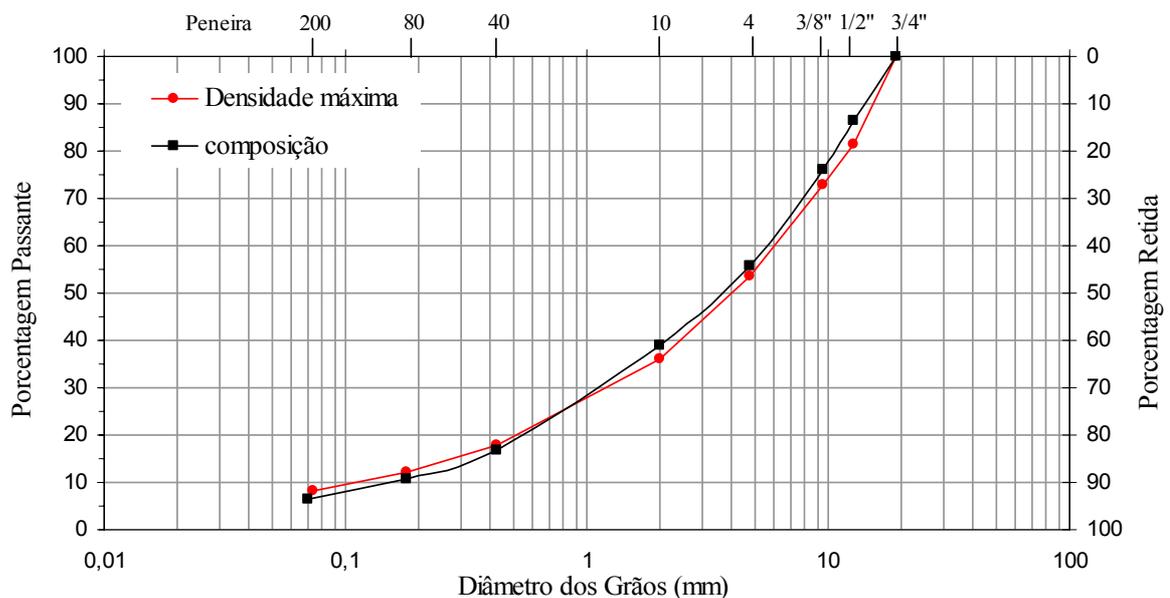


Figura 5.13: Granulometria da mistura com CAPPLUS 106B

As características das misturas estudadas são mostradas na Figura 5.14. O compactador Marshall foi utilizado para moldagem de 5 corpos-de-prova para três teores de ligante diferentes, escolhidos em função da recomendação francesa para módulo de riqueza, resultando em um teor mínimo de 5,1%.

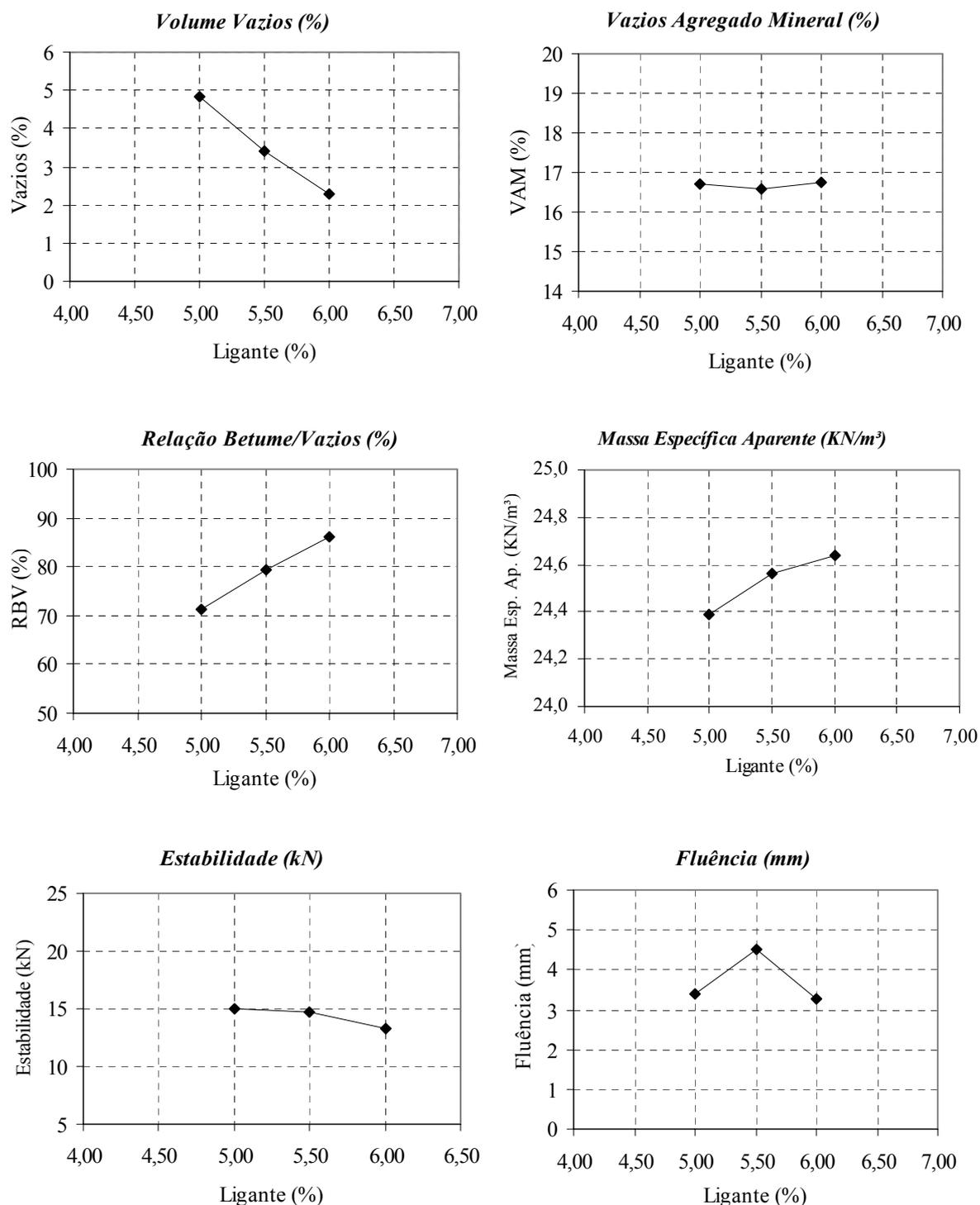


Figura 5.14: Características das misturas com CAPPLUS 106B

A definição do teor de projeto para a mistura de módulo elevado baseou-se nos resultados de ensaios para a determinação do módulo de resiliência (MR) e da resistência à tração (RT), apresentados na Figura 5.15, considerando as características volumétricas e o requisito de módulo de riqueza mínimo. A partir dos resultados pode-se considerar a mistura contendo 5,5% de CAPPLUS 106B um concreto asfáltico de elevado desempenho, adequado para a finalidade proposta por esta pesquisa, uma vez que apresenta rigidez e resistência à tração satisfatórias. As características de projeto da mistura são apresentadas na Tabela 5.7.

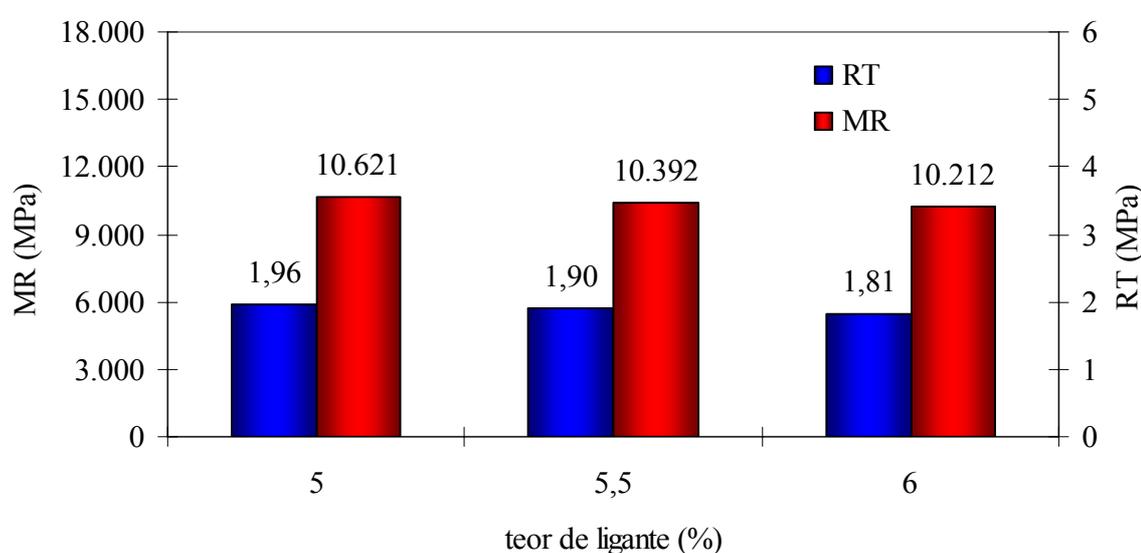


Figura 5.15: Variação do MR e da RT em função do teor de CAPPLUS 106B

Tabela 5.7: Características de projeto da mistura com CAPPLUS 106B

	CAPPLUS 106B
Teor de ligante (%)	5,5
Massa esp. aparente (kN/m ³)	24,6
Volume de vazios (%)	3,4
Relação Betume Vazios (%)	80
Vazios no Agregado Mineral (%)	16,6
Estabilidade (kN)	15
Fluência (mm)	5,0
Módulo de resiliência (MPa)	10.392
Resistência à tração (MPa)	1,90

A mistura asfáltica dosada com CAPPLUS 106B foi considerada a solução mais adequada para a execução da pista experimental. Embora os resultados alcançados pela mistura formulada com RV tenham sido superiores, a impossibilidade de fornecimento do ligante por parte da Refinaria levou ao abandono da alternativa.

A caracterização mecânica em laboratório da mistura de módulo elevado projetada para a execução da seção-teste foi realizada utilizando corpos-de-prova cilíndricos:

- moldados em laboratório com o compactador Marshall a partir de amostras de mistura asfáltica coletadas na usina no momento da produção do material empregado na construção da camada de EME e
- extraídos com sonda rotativa da trilha adjacente à seção solicitada pelo simulador de tráfego.

Foram realizados ensaios para avaliação da variação do módulo de resiliência e da resistência à tração em função da temperatura, das resistências à fadiga e às deformações permanentes, do dano por umidade induzida e da perda de massa no ensaio Cantabro. Os resultados serão apresentados no item 5.6 CARACTERIZAÇÃO DAS MISTURAS DE MÓDULO ELEVADO para possibilitar a análise comparativa dos materiais pesquisados (RV e CAPPLUS 106B).

5.4 PROJETO DA PISTA EXPERIMENTAL

A partir do conhecimento das características dos materiais disponíveis para a construção da pista experimental e da estrutura de um pavimento típico utilizado em uma importante rodovia do estado, foram projetadas duas estruturas alternativas para a execução e o desenvolvimento dos ensaios acelerados.

5.4.1 Materiais

A pista experimental foi executada em uma área onde existiam estruturas antigas. Segundo Núñez (1997), as seções existentes foram construídas sobre uma camada de reforço do

subleito constituída de 600 mm de solo argiloso de comportamento laterítico com módulo de resiliência ajustado pelo modelo proposto por Rodrigues (1997) apresentado na Equação 5.3. As características do material são apresentadas na Tabela 5.8, adaptada de Gonçalves (2002).

$$MR = 134 \times (0,01\sigma_d)^{-0,32} \quad (5.3)$$

Onde: MR: módulo de resiliência em MPa e

σ_d : tensão desvio em kPa;

Tabela 5.8: Características do solo argiloso de reforço do subleito

Característica	
Fração argilosa (%)	24
Limite de liquidez (%)	42
Limite de plasticidade (%)	26
Índice de plasticidade (%)	16
Densidade real dos grãos	2,85
Teor de umidade ótimo (%)	20,6
Peso específico aparente seco máximo (kN/m ³)	16,3
Classificação MCT	LG'
Classificação USC	CL
Classificação HRB	A-7-6
Índice de Suporte Califórnia máximo (%)	17
Índice de Suporte Califórnia mínimo (%)	10
Expansão (%)	0,19

As camadas de base e sub-base são constituídas de material granular resultante do beneficiamento de rocha basáltica proveniente da jazida SAP. A sub-base projetada é composta de agregado basáltico oriundo do britador primário, conhecido como “rachão” (neste trabalho denominado BP). O módulo de resiliência estimado a partir de retroanálise de bacias defletométricas obtidas em camadas executadas com o material é 250 MPa.

A base proposta é constituída de brita graduada e a granulometria se aproxima do material estudado por Casagrande (2003) identificado como GB, como pode ser observado na Figura 5.16. A variação do módulo de resiliência do material em função da soma das tensões principais (θ) pode ser ajustado pelo modelo apresentado na Equação 5.4.

$$MR = 506 \times \theta^{-0,52} \quad (5.4)$$

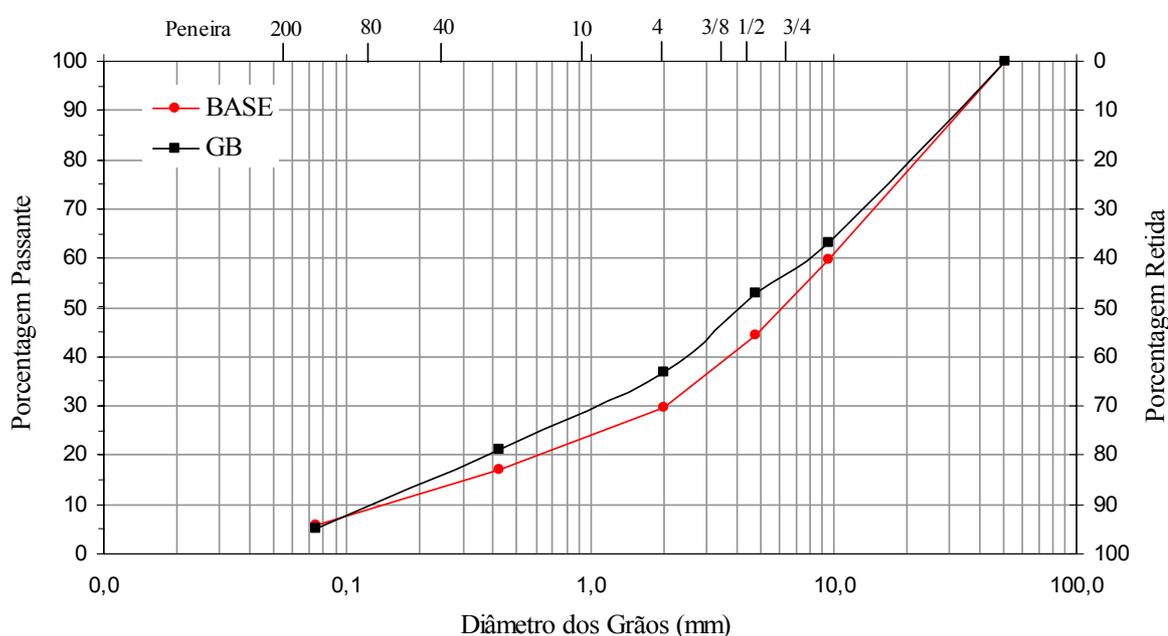


Figura 5.16: Distribuição granulométrica do material da base

5.4.2 Análise mecânica

A seção de pavimento típica utilizada para execução de obras de ampliação de uma importante rodovia do estado do Rio Grande do Sul é apresentada na Figura 5.17. As camadas intermediárias (base e sub-base) são constituídas do material granular proveniente da jazida SAP proposto para a execução da pista experimental. O concreto asfáltico empregado tradicionalmente como revestimento é um concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ)

produzido com ligante asfáltico modificado por borracha, resultando em módulo de resiliência de aproximadamente 4.000 MPa.

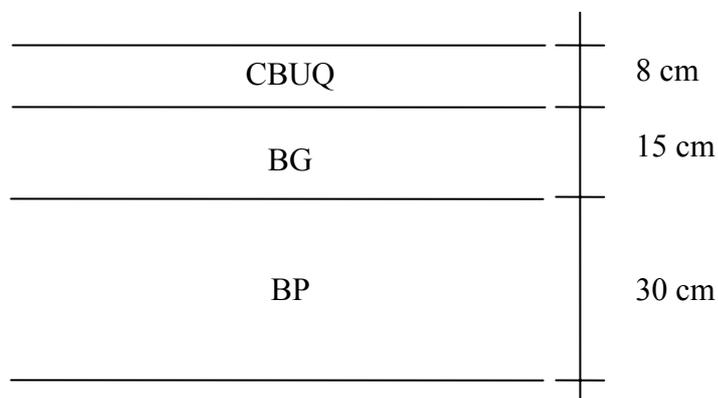


Figura 5.17: Estrutura de pavimento de referência

Empregando o programa computacional *Everstress*[®] 5.0 foram desenvolvidas análises mecânicas que possibilitaram a proposição de duas seções-teste para a execução da pista experimental. As estruturas sugeridas buscam manter as técnicas construtivas empregadas pela empresa parceira, para garantir maior aproximação com as condições observadas em um pavimento real. Além disso, foram levadas em consideração a prática nacional e a viabilidade econômica das alternativas propostas. A pista experimental projetada é composta por dois setores, como mostra a seção longitudinal da Figura 5.18, totalizando 32 m de extensão com plataforma de 3 m de largura. Sobre a camada de módulo elevado (EME) foi prevista a execução de uma camada de microrrevestimento asfáltico a frio.

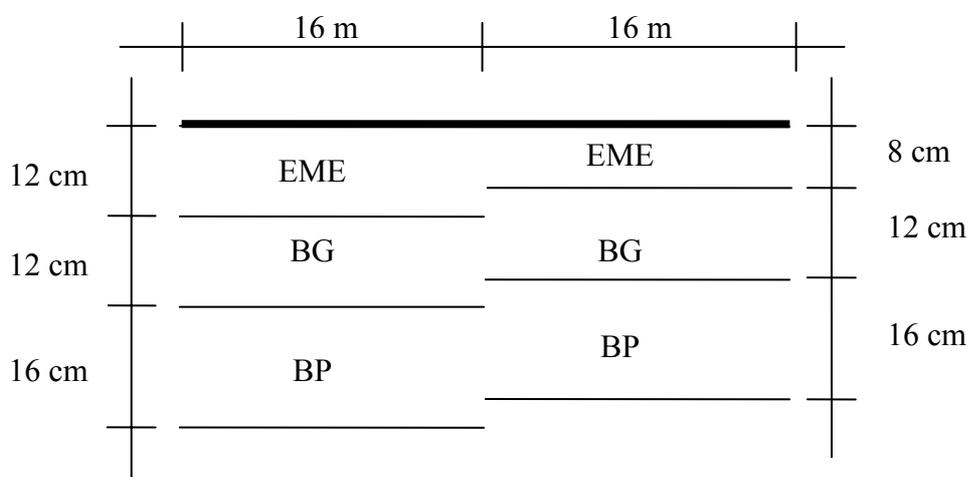


Figura 5.18: Seção longitudinal da pista experimental

A vida de fadiga das estruturas foi estimada empregando a formulação proposta pela *Shell Oil* apresentada por Pinto e Preussler (2002) mostrada na Equação 5.5. Cabe ressaltar que esta equação não foi formulada a partir de resultados empregando materiais especiais como as misturas de módulo elevado, porém os valores obtidos servem como indicativo do comportamento dos materiais avaliados.

$$N_f = 6,85 \cdot 10^{-2} \times \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{5,671} \times \left(\frac{1}{E} \right)^{2,363} \quad (5.5)$$

Onde: N_f : número de repetições de carga para a ruptura por fadiga;
 ε_t : deformação de tração na fibra inferior da camada asfáltica em cm/cm e
 E : módulo complexo em psi.

Como simplificação considerou-se que os valores de MR e E são iguais. É sabido que, em geral, o módulo complexo é menor que o módulo de resiliência, não existindo, no entanto, consenso a respeito de correlações. Tayebali *et al.* (1994) analisando ensaios realizados em diferentes misturas asfálticas propõem que o MR é 1,4 vezes maior que E. Tonial (2001), a partir de ensaios de MR e de valores de E calculados, sugere que o MR é 1,56 vezes maior que E.

A vida útil do pavimento considerando os danos decorrentes do acúmulo de deformações permanentes foi estimada empregando a formulação proposta pelo LCPC, apresentada por Pinto e Preussler (2002) mostrada na Equação 5.6.

$$N_{dp} = 2,227 \cdot 10^{-9} \times \left(\frac{1}{\varepsilon_v} \right)^{4,505} \quad (5.6)$$

Onde: N_{dp} : número de repetições de carga para 13 mm de ATR e
 ε_v : deformação de compressão no topo do subleito em cm/cm.

A Tabela 5.9 apresenta os resultados obtidos nas análises mecânicas realizadas para as duas estruturas propostas para a execução da pista experimental em comparação com a estrutura de referência. A análise realizada indica que o aumento da rigidez da camada asfáltica resulta em redução significativa das deformações de extensão na fibra inferior do concreto asfáltico e das deformações verticais no topo do subleito. As estruturas com camada de EME resultam em vida de fadiga superior à estimada para a estrutura de referência. Um aumento de 50% na espessura da camada de elevado desempenho resulta em uma vida de fadiga sete vezes superior. Para atender a um volume de tráfego superior a 3×10^7 , previsto para o pavimento de referência, seria necessária a execução de uma camada de 150 mm de EME.

Tabela 5.9: Resultados das análises mecânicas das estruturas estudadas

	Referência	EME 80 mm	EME 120 mm
ϵ_t ($\mu\epsilon$)	254,91	164,37	115,12
N_f	$3,9 \times 10^5$	5×10^5	$3,7 \times 10^6$
ϵ_v ($\mu\epsilon$)	-234,67	-326,18	-200,83
N_{dp}	5×10^7	$1,1 \times 10^7$	1×10^8
D ($\times 10^{-2}$ mm)	34	32	24

5.5 EXECUÇÃO DA PISTA EXPERIMENTAL

A execução da pista experimental compreendeu 5 etapas distintas:

- Levantamento topográfico;
- Remoção de estrutura existente;
- Execução das camadas granulares – sub-base (BP) e base (BG);
- Aplicação da mistura de módulo elevado e
- Execução da camada de rolamento em microrrevestimento asfáltico a frio.

5.5.1 Levantamento topográfico

O levantamento topográfico objetivou a demarcação das cotas a serem respeitadas para a remoção da estrutura da pista antiga existente e para a execução da nova estrutura. A demarcação das cotas foi realizada pela equipe de topografia da executora. Foram distribuídas estacas no sentido longitudinal da pista a cada 5 m nos bordos externos como pode ser observado na Figura 5.19.



Figura 5.19: Levantamento topográfico no local da pista experimental deste estudo

5.5.2 Remoção da estrutura existente

Foi necessária a remoção de cerca de 40 cm de material da estrutura existente para posterior execução da nova estrutura. Para esta atividade foram empregados os seguintes equipamentos com seus devidos operadores:

- Escavadeira;
- Caminhões para transporte de materiais (novos e removido até o local do bota-fora) e
- Rolo compactador liso vibratório para uniformizar a superfície resultante da remoção do material existente.

A Figura 5.20 ilustra o processo utilizado para a remoção da estrutura existente com o emprego de uma escavadeira. O pavimento era composto por tratamento superficial duplo (TSD) e uma camada de saibro de cerca de 350 mm executada sobre uma camada de argila de comportamento laterítico (reforço do subleito) de 600 mm de espessura como pode ser observado na Figura 5.21.



Figura 5.20: Procedimento de remoção do material existente na pista antiga no local do experimento desta pesquisa



Figura 5.21: Aspecto da camada de argila após escavação no local do experimento desta pesquisa

Após a remoção do material alcançando a cota determinada foi executada uma compactação leve da superfície final da escavação, com rolo compactador liso vibratório, para regularizar a superfície como mostra a Figura 5.22.



Figura 5.22: Regularização da camada argilosa do local do experimento desta pesquisa

Para avaliar as condições de deformabilidade e compactação da camada argilosa foi empregada a viga Benkelmann como ilustra a Figura 5.23.



Figura 5.23: Avaliação da deformabilidade elástica com viga Benkelmann no local do experimento desta pesquisa

Foram realizadas leituras de deflexão em seis pontos nas trilhas interna e externa da pista experimental. As médias dos valores observados foram 73 e 95 ($\times 10^{-2}$ mm) para a trilha externa e interna, respectivamente. O maior valor observado para a trilha interna é devido à presença de um dreno vertical localizado no bordo, que provavelmente resulta em redução do confinamento da camada.

5.5.3 Execução das camadas granulares

Com o objetivo de reproduzir na pista experimental os métodos executivos empregados em obras em segmentos rodoviários reais, a execução das camadas granulares novas foi realizada empregando os seguintes equipamentos com operadores capacitados:

- Escavadeira e motoniveladora para espalhar os materiais;
- Caminhão com materiais para executar as seguintes camadas:
 - 160 mm de material granular proveniente do britador primário (BP) e
 - 120 mm de brita graduada (BG).
- Rolos compactadores liso vibratório e de pneus e
- Equipamento para controle de compactação (viga Benkelman).

A primeira camada executada foi a sub-base (BP) com 160 mm de espessura. O processo executivo compreendeu o espalhamento do material graúdo, seguido de uma passada de rolo liso sem vibração pra facilitar a acomodação dos agregados. Após a distribuição da camada de enchimento e travamento (pedrisco) foi realizada a compactação empregando rolo liso vibratório. A verificação da deformabilidade elástica da sub-base foi realizada empregando a viga Benkelmann para avaliar as deflexões observadas em seis pontos localizados nos bordos interno e externo da pista experimental. Foram realizadas 6 medidas, a média das deflexões observadas foi 60 ($\times 10^{-2}$ mm) para os bordo interno e 55 ($\times 10^{-2}$ mm) para o externo. Os resultados obtidos foram satisfatórios e a superfície foi considerada adequada para receber a camada de brita graduada. Os procedimentos para a execução da camada de sub-base são ilustrados na Figura 5.24.



Figura 5.24: Execução da sub-base de material do britador primário da pista experimental desta pesquisa

A brita graduada foi distribuída com o auxílio de uma motoniveladora e compactada com o emprego de rolo de pneus. Um caminhão pipa com espargidor de água foi usado para garantir a umidade necessária para o processo de compactação da camada, como ilustra a Figura 5.25.



Figura 5.25: Distribuição e compactação da brita graduada no local do experimento desta pesquisa

A deformabilidade elástica da camada foi avaliada em seis pontos com a viga Benkelmann (Figura 5.26) e a média das deflexões observadas foi $72 (\times 10^{-2} \text{ mm})$ para o bordo interno e $58 (\times 10^{-2} \text{ mm})$ para o externo. A superfície de brita graduada foi considerada adequada para receber a camada de mistura asfáltica de módulo elevado.



Figura 5.26: Avaliação da deflexão sobre a camada de base da pista experimental desta pesquisa

A camada final de brita graduada recebeu a imprimação realizada com emulsão asfáltica de ruptura rápida (RR1C) com taxa de aplicação de 1 l/m^2 distribuída por caminhão com régua espargidora, como ilustra a Figura 5.27.



Figura 5.27: Imprimação da base de brita graduada no local do experimento desta pesquisa

5.5.4 Execução da camada de mistura de módulo elevado

O CAPPLUS 106B foi entregue pela BR Distribuidora em caminhão tanque com agitação e controle de temperatura na usina de misturas asfálticas. O tanque de ligante foi ligado à usina por mangueiras e a adição do material foi realizada por bombeamento. A partir da dosagem realizada em laboratório a usina de misturas asfálticas da executora foi calibrada para produzir a mistura de módulo elevado para aplicação na pista experimental. A usina utilizada é do tipo gravimétrica com produção de 1 t de mistura asfáltica por batelada. A mistura asfáltica foi usinada a 165°C e o ligante asfáltico bombeado até a usina a 170°C. Os agregados foram aquecidos a 175°C. Os procedimentos adotados são mostrados na Figura 5.28.



Figura 5.28: Procedimentos para adequação da usina para a produção da mistura de módulo elevado desta pesquisa

A verificação da adequação da mistura produzida foi feita a partir de amostras coletadas na saída do misturador empregando a extração de ligante com equipamento Rotarex elétrico,

sendo determinado o teor de ligante e a granulometria dos agregados. A Tabela 5.10 apresenta uma comparação da distribuição granulométrica de projeto e da mistura produzida em usina, o teor de ligante obtido foi 5,6% para um teor de projeto de 5,5%. A variação do teor de ligante está dentro da faixa especificada pelo DNIT (2006) que é de $\pm 0,3\%$.

Tabela 5.10: Distribuições granulométricas da mistura

Peneira (mm)	Projeto	Faixa de trabalho	Usina
19,1	100,0	100	100
12,7	86,4	81 – 91	89,1
9,50	76,1	71 – 81	79,9
4,76	55,7	51 – 61	62,3
2,00	39,0	34 – 44	41,4
0,42	16,7	15 – 18	16,2
0,18	10,9	8 – 12	11,0
0,074	6,3	5 – 8	6,3

O transporte da mistura asfáltica produzida foi realizado por caminhões basculantes cobertos por lona para reduzir a perda de temperatura durante o deslocamento. O espalhamento da mistura na pista experimental foi executado por vibroacabadora sobre a superfície de brita graduada com pintura de ligação realizada com espargidor manual (“caneta”) à taxa de 1 l/m² de emulsão asfáltica de ruptura rápida (RR1C).

O processo de compactação da mistura de módulo elevado iniciou-se imediatamente após o espalhamento com sete passagens de rolo liso vibratório para acomodação do material e em seguida 12 passagens com rolo pneumático com uma última passagem de rolo liso para finalização da camada (passagem = cobertura completa). A temperatura de compactação variou entre 140 e 150°C, conforme estabelecido pela variação de viscosidades obtida no ensaio com o viscosímetro Brookfield.

A camada de mistura asfáltica de módulo elevado (EME) foi executada em etapas. No caso da camada de 120 mm foram executadas duas camadas de 60 mm. A camada de 80 mm foi executada em uma única etapa. Os procedimentos utilizados para a execução da camada de EME são ilustrados na Figura 5.29.



Figura 5.29: Procedimentos executivos da camada de módulo elevado da pista experimental desta pesquisa

O controle tecnológico da execução da camada de EME foi realizado por levantamentos com a viga eletrônica, como mostra a Figura 5.30, para verificar a deformabilidade elástica da camada de mistura asfáltica de módulo elevado. Para a seção com 80 mm de EME a média das deflexões para a trilha interna foi de $56 (\times 10^{-2} \text{ mm})$ e para a trilha externa de $45 (\times 10^{-2} \text{ mm})$

mm). Para a seção com 120 mm de EME os valores obtidos foram $36 (\times 10^{-2} \text{ mm})$ e $31 (\times 10^{-2} \text{ mm})$, respectivamente.



Figura 5.30: Determinação das deflexões com viga eletrônica na pista experimental desta pesquisa

Com o objetivo de complementar as avaliações da deformabilidade elástica da estrutura realizadas com a viga eletrônica foram executadas análises empregando o FWD (*Falling Weight Deflectometer*). Com este equipamento a média das deflexões máximas para a trilha interna foi de $48 (\times 10^{-2} \text{ mm})$ e para a trilha externa de $42 (\times 10^{-2} \text{ mm})$ para a seção com 80 mm de EME. Para a seção com 120 mm de EME os valores obtidos foram $33 (\times 10^{-2} \text{ mm})$ e $30 (\times 10^{-2} \text{ mm})$, respectivamente. Os resultados obtidos com o FWD foram semelhantes aos determinados com a viga eletrônica.

A estrutura com 80 mm de EME da pista experimental foi selecionada para os ensaios acelerados desenvolvidos nesta pesquisa. A trilha externa deste setor foi indicada para ser solicitada pelo simulador de tráfego pois gerou os menores resultados de deflexão. A trilha interna, adjacente à estrutura de drenagem, apresentou maiores deflexões em função do efeito da redução do confinamento. A partir das bacias obtidas com o FWD para a seção escolhida foram realizadas retroanálises utilizando o programa computacional *Evercalc*® 5.0 para determinar o módulo de resiliência dos materiais no pavimento. A Figura 5.31 apresenta a bacia média obtida com o FWD com carregamento de 41 kN. Considerando uma única

camada granular representando base + sub-base, os módulos obtidos para as camadas da estrutura foram 274 MPa, 118 MPa e 9.887 MPa para o subleito, material granular e EME, respectivamente.

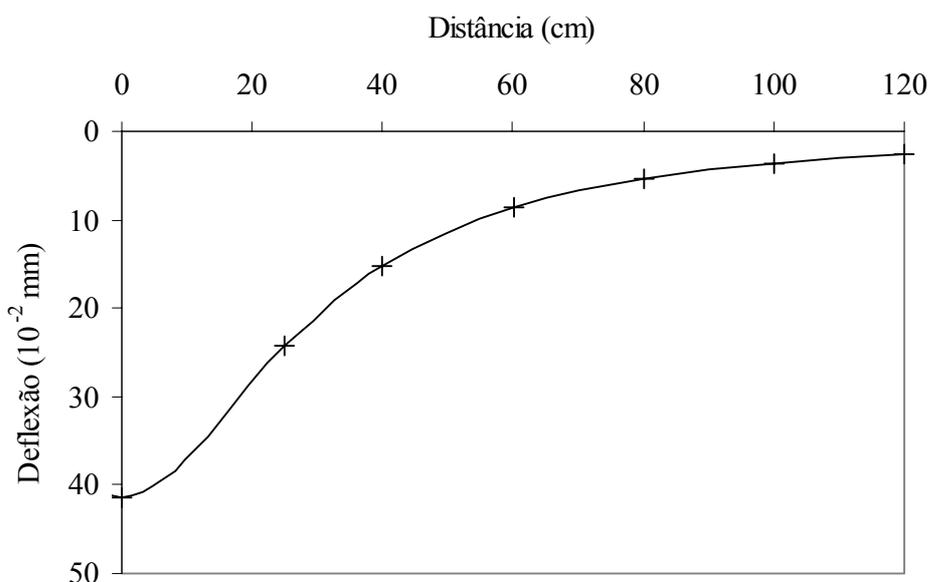


Figura 5.31: Bacia de deformação obtida com FWD para a trilha externa da pista com 80 mm de EME

Para a trilha externa do setor com 80 mm de EME, a retroanálise das bacias defletométricas obtidas com a viga eletrônica, segundo o método de Albernaz, resulta em módulo efetivo do pavimento de 411 MPa e do subleito de 208 MPa. A bacia de deformações obtida a partir de média das leituras realizadas em 4 pontos da trilha externa utilizada para o cálculo dos módulos é apresentada na Figura 5.32.

Outra forma de avaliar a estrutura do pavimento a partir dos resultados de levantamentos defletométricos é executar a retroanálise considerando apenas as deflexões máximas. Neste caso, com o objetivo de simplificar os cálculos, considerou-se uma única camada granular com 280 mm de espessura e fixou-se o módulo de resiliência do subleito em 150 MPa. Empregando o programa computacional *Everstress*® 5.0 foram obtidos módulos de resiliência de 9.500 MPa para a camada de EME e 120 MPa para o material granular.

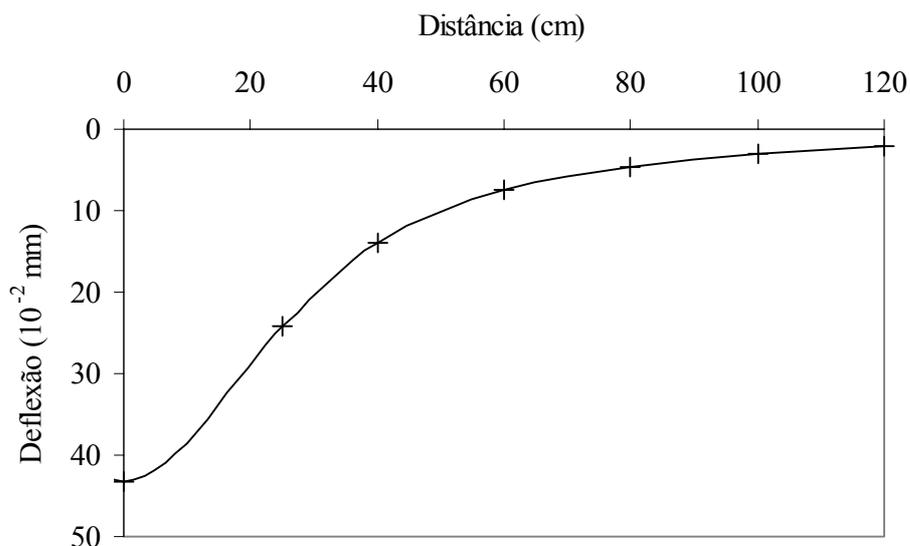


Figura 5.32: Bacia de deformação média obtida com a viga eletrônica para a trilha externa da pista com 80 mm de EME

Durante o processo executivo da camada de EME foram retiradas amostras para a moldagem de corpos-de-prova para a realização de ensaios mecânicos. Adicionalmente foram extraídas da pista experimental com 80 mm de EME amostras cilíndricas com o auxílio de uma sonda rotativa como mostra a Figura 5.33. Além de possibilitar a caracterização mecânica dos materiais, estas amostras foram utilizadas para determinar o grau de compactação da camada asfáltica. O GC obtido, 98%, foi considerado adequado uma vez que o valor mínimo admissível para concreto asfáltico é 97% (DNIT, 2006).



Figura 5.33: Extração de amostras com sonda rotativa

5.5.4.1 Caracterização do ligante asfáltico

A amostra testemunha, entregue pela fornecedora do ligante asfáltico, foi caracterizada com o objetivo de possibilitar uma análise comparativa entre os ligantes utilizados na fase de projeto da mistura de módulo elevado e na execução da pista experimental. Este procedimento pode fornecer dados importantes para explicar o desempenho observado durante os ensaios acelerados. A Tabela 5.11 apresenta as características dos ligantes asfálticos avaliados. Observa-se que os ligantes são muito semelhantes no que diz respeito às características SUPERPAVETM, no entanto foi verificada uma pequena diferença nos valores da PEN e do PA. A maior penetração observada para a amostra testemunha aliada ao menor ponto de amolecimento pode representar menor resistência aos danos provocados pelo tráfego, como ATR e trincamento por fadiga.

Tabela 5.11: Características do CAPPLUS 106B e da amostra testemunha

Característica	CAPPLUS 106B			Testemunho		
Amostra virgem						
Penetração (10^{-1} mm)	27			31		
Ponto de amolecimento ($^{\circ}$ C)	56			52		
Cisalhamento din. – Def. Perm. – DSR						
Temperatura ($^{\circ}$ C)	64,1	70,1	76	64,1	70,1	76,1
Módulo complexo, G^* (Pa)	3.317	1.504	738,8	3.685	1.704	825,9
Ângulo de fase, δ ($^{\circ}$)	83,91	85,35	86,48	84,34	85,72	86,85
$G^*/\text{sen}\delta$ (kPa)	3,33	1,51	0,74	3,703	1,709	0,827
Após RTFOT						
Cisalhamento din. – Def. Perm. – DSR						
Temperatura ($^{\circ}$ C)	70,1	76		70	76,1	
Módulo complexo, G^* (Pa)	3.554	1.666		3.789	1.773	
Ângulo de fase, δ ($^{\circ}$)	81,68	83,50		81,45	83,39	
$G^*/\text{sen}\delta$ (kPa)	3,59	1,68		3,83	1,78	
Após RTFOT/PAV						
Rigidez e fluência na flexão - BBR						
Temperatura ($^{\circ}$ C)	0			-6		
Tempo (s)	60			60		
Rigidez, S (MPa)	72,8			139		
Módulo de relaxação, m	0,384			0,347		
Cisalhamento din. – Fadiga – DSR						
Temperatura ($^{\circ}$ C)	28	25		31	28	
Módulo complexo, G^* (kPa)	5.417	7.969		4.114	6.858	
Ângulo de fase, δ ($^{\circ}$)	45,28	42,84		50,94	47,58	
$G^*\text{sen}\delta$ (MPa)	3,85	5,42		3,19	5,06	
Classificação PG	70-10			70-10		

5.5.5 Execução da camada de rolamento

Com a estrutura da pista experimental concluída foi executada a camada de rolamento em microrrevestimento asfáltico a frio. Embora não apresente funções estruturais, esta camada é fundamental para o pavimento projetado com camada de mistura asfáltica de módulo elevado pois é responsável por garantir condições de rolamento adequadas (atrito pneu-pavimento), proporcionando segurança e conforto ao usuário. A superfície resultante da camada de EME não é adequada ao tráfego, tendo em vista a baixa textura superficial causada pela curva granulométrica densa e o alto teor de ligante asfáltico.

O microrrevestimento asfáltico a frio foi executado por uma usina móvel Multiflex (Cifali) utilizando emulsão com polímero (Multiflex). A usina possui caixa distribuidora extensível de 3,0 a 3,80 m com duplo helicoidal para distribuição do produto, com reversão de rotação e dispositivo de regulagem de espessura da camada. A camada asfáltica é aplicada em uma única etapa, como mostra a Figura 5.34, e resulta em espessuras inferiores a 10 mm. A superfície de rolamento resultante é apresentada na Figura 5.35.



Figura 5.34: Execução da camada de rolamento da pista experimental desta pesquisa



Figura 5.35: Vista da pista experimental desta pesquisa no final da construção

Após uma semana da aplicação da camada de microrrevestimento observou-se o escorrimento do ligante asfáltico nas laterais da pista experimental. A segregação do material provocou a desagregação da mistura resultante, sendo possível extrair parte da camada facilmente, como mostra a Figura 5.36. Foram coletadas amostras da mistura e do ligante acumulado nas bordas externas do pavimento. A partir de análises laboratoriais a executora concluiu que a emulsão asfáltica não estava em conformidade com o projeto, não ocorrendo a ruptura do ligante no momento adequado para garantir a qualidade do microrrevestimento. Com o objetivo de garantir uma superfície adequada à passagem do semi-eixo de cargas do simulador de tráfego, foi aplicada uma camada delgada de areia para absorver a emulsão e permitir o início dos ensaios acelerados.



Figura 5.36: Deficiências observadas no microrrevestimento asfáltico da pista experimental desta pesquisa

5.6 CARACTERIZAÇÃO DAS MISTURAS DE MÓDULO ELEVADO

São apresentados neste item os resultados da caracterização mecânica das misturas asfálticas projetadas para a execução da pista experimental que resultaram em misturas de módulo elevado (RV e CAPPLUS 106B). Com o objetivo de possibilitar uma análise comparativa dos materiais são incluídos os resultados obtidos para a mistura de comparação (CAP 50/70) analisada no Capítulo 4.

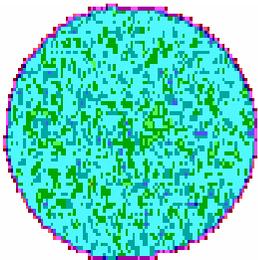
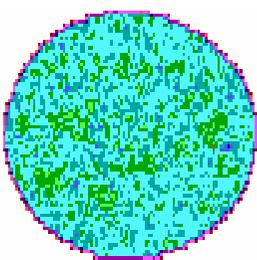
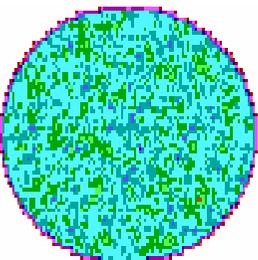
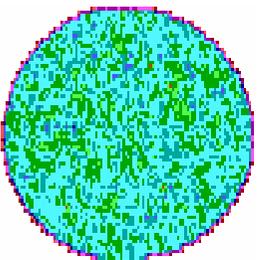
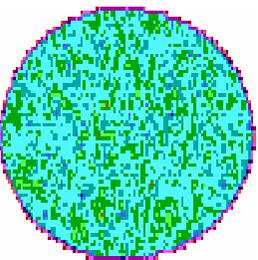
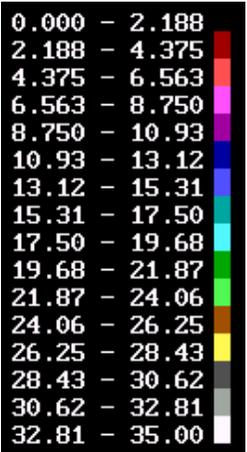
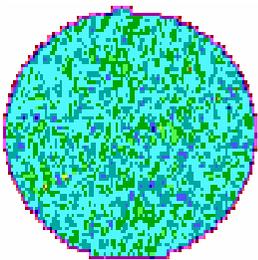
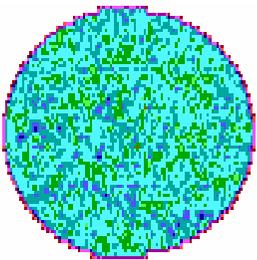
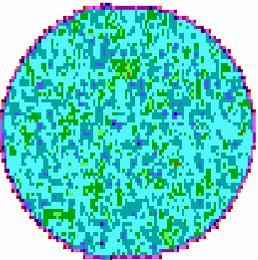
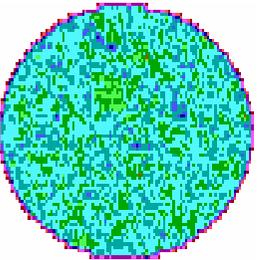
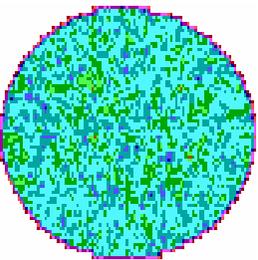
A caracterização do EME utilizado na execução da pista experimental foi realizada empregando corpos-de-prova moldados em laboratório com o compactador Marshall a partir de amostras da mistura asfáltica produzida em usina (denominados Marshall) e extraídos com sonda rotativa da trilha adjacente à seção submetida a ensaios acelerados (denominados Extraídos). As variações das características volumétricas apresentadas na Tabela 5.12 podem ser resultantes do processo de compactação. Observa-se que uma pequena variação da densidade aparente resulta em diferença significativa nas demais características. Isto significa que, mesmo atingindo grau de compactação adequado, as amostras extraídas da pista experimental são muito diferentes das produzidas por compactação Marshall.

Tabela 5.12: Características volumétricas de corpos-de-prova Marshall e extraídos

	D_{aparente}	V_v (%)	VAM (%)	RBV (%)
Marshall	2,471	2,68	16	83
Extraídos	2,433	4,16	17	76

A distribuição de vazios no interior de amostras Marshall e Extraída foi analisada utilizando imagens obtidas por um tomógrafo digital do Laboratório de Instrumentação Nuclear da UFRJ; os resultados obtidos são apresentados na Tabela 5.13. Pode-se considerar que os processos de compactação avaliados geraram distribuição homogênea de vazios no interior dos corpos-de-prova. O volume de vazios médio, determinado a partir das imagens, foi de 2,38 e 4,37% para as amostras compactadas por impacto e amassamento, respectivamente; estes valores são muito próximos aos calculados a partir das densidades.

Tabela 5.13: Resultados obtidos na caracterização por imagem com tomógrafo digital na COPPE/UFRJ

Altura (mm)	5 a 15	15 a 25	25 a 35	35 a 45	45 a 55	Escala de cores
Marshall						Coeficiente de atenuação (10^{-2} cm^{-1}) para fótons com energia de 662 keV 
Vv (%)	1,2	2,6	3,3	2,9	2,0	
Extraído						
Vv (%)	4,0	4,9	4,4	4,3	4,2	

A variação das características volumétricas observadas resultou em valores de MR e RT menores para os corpos-de-prova compactados por amassamento, como pode ser observado na Figura 5.37. Outro fator pode ter contribuído para a obtenção de MR superiores para as misturas compactadas por impacto: para a moldagem dos corpos-de-prova foi necessário reaquecer a mistura coletada no momento da usinagem. O reaquecimento provoca envelhecimento do ligante asfáltico que pode causar aumento da rigidez do material.

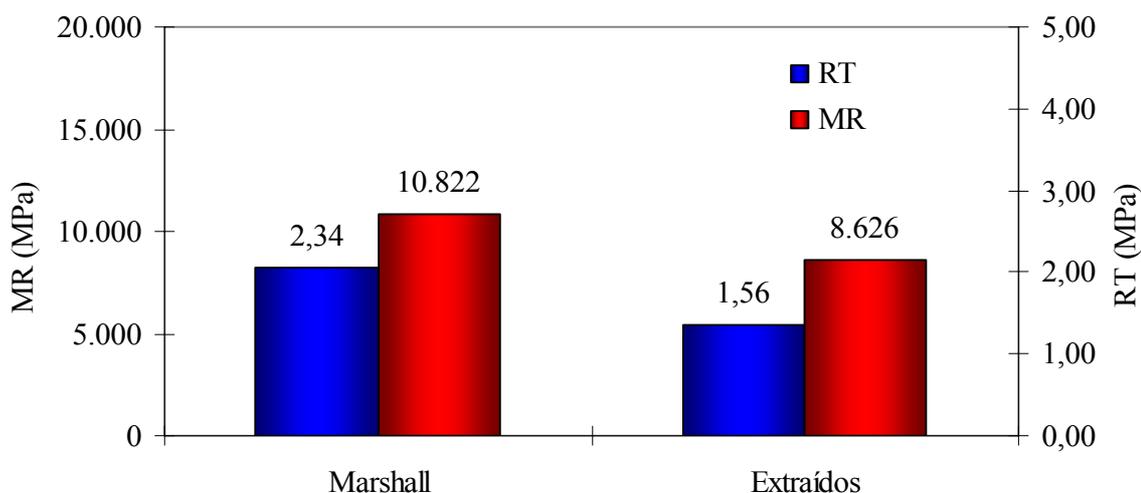


Figura 5.37: MR e RT de amostras Marshall e extraídas da pista experimental desta pesquisa

5.6.1 Variação do MR e da RT em função da temperatura

A temperatura exerce papel preponderante no desempenho de uma mistura asfáltica. Quanto mais sensível for o material às variações de temperatura, mais suscetível será o pavimento a defeitos como o trincamento a baixas temperaturas e o afundamento nas trilhas de roda.

A Tabela 5.14 apresenta os valores de MR e RT para diferentes temperaturas de ensaio (15, 25 e 35°C) para as misturas de módulo elevado avaliadas para a execução da pista experimental (RV e CAPPLUS 106B – Marshall e Extraídos). Analisando os resultados constata-se que a mistura formulada com CAPPLUS 106B possui maior suscetibilidade térmica se comparada ao EME produzido com RV. No entanto, ao compararmos as misturas asfálticas especiais estudadas com a mistura de comparação é possível concluir que resultam

em materiais menos sensíveis às variações de temperatura, o que pode representar melhoria no desempenho do pavimento com aumento da vida de serviço da estrutura.

Tabela 5.14: Variação do MR e da RT em função da temperatura

Característica mecânica	RV	Marshall	Extraídos	CAP 50/70
Módulo de resiliência (MPa)				
15°C	29.537	16.825	17.307	14.923
25°C	18.836	10.822	8.626	4.861
35°C	10.227	4.801	3.103	2.774
Resistência à tração (MPa)				
15°C	3,90	3,52	3,15	2,00
25°C	2,94	2,34	1,56	1,20
35°C	1,90	1,28	1,03	0,85

Analisando a Figura 5.38 é possível constatar que o MR das amostras extraídas da pista experimental sofre maior redução com o aumento da temperatura se comparado aos valores obtidos para os corpos-de-prova moldadas por impacto com o compactador Marshall.

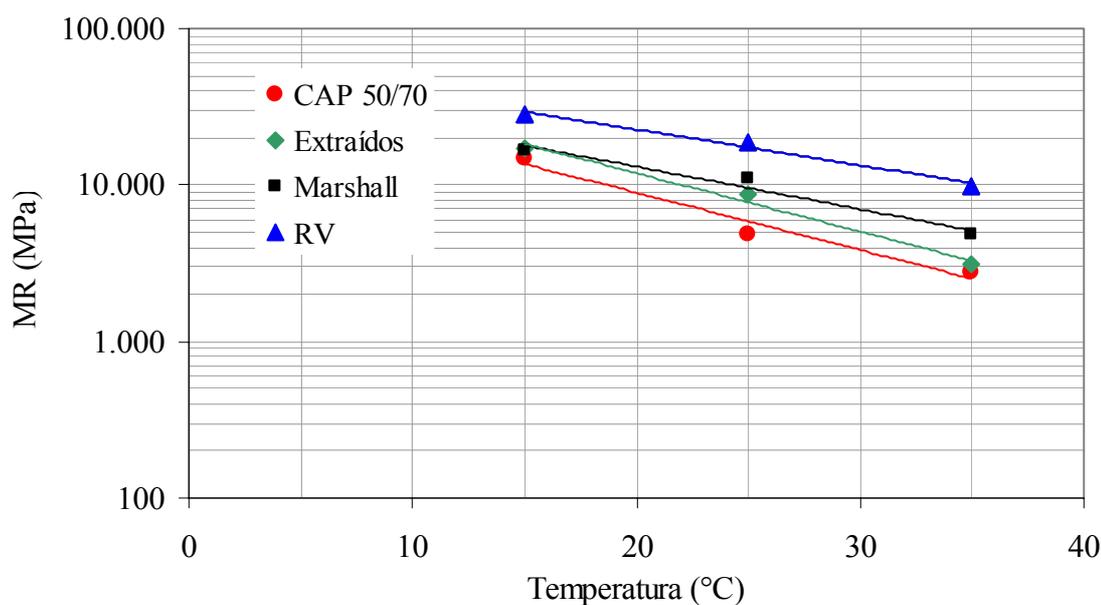


Figura 5.38 Variação do MR das misturas estudadas em função da temperatura de ensaio

A RT das amostras produzidas com CAPPLUS 106B (Marshall e Extraídos) apresenta comportamento similar quanto à suscetibilidade térmica, como pode ser observado na Figura 5.39, no entanto a compactação por amassamento de amostras submetidas ao reaquecimento resultou em material com menor resistência mecânica.

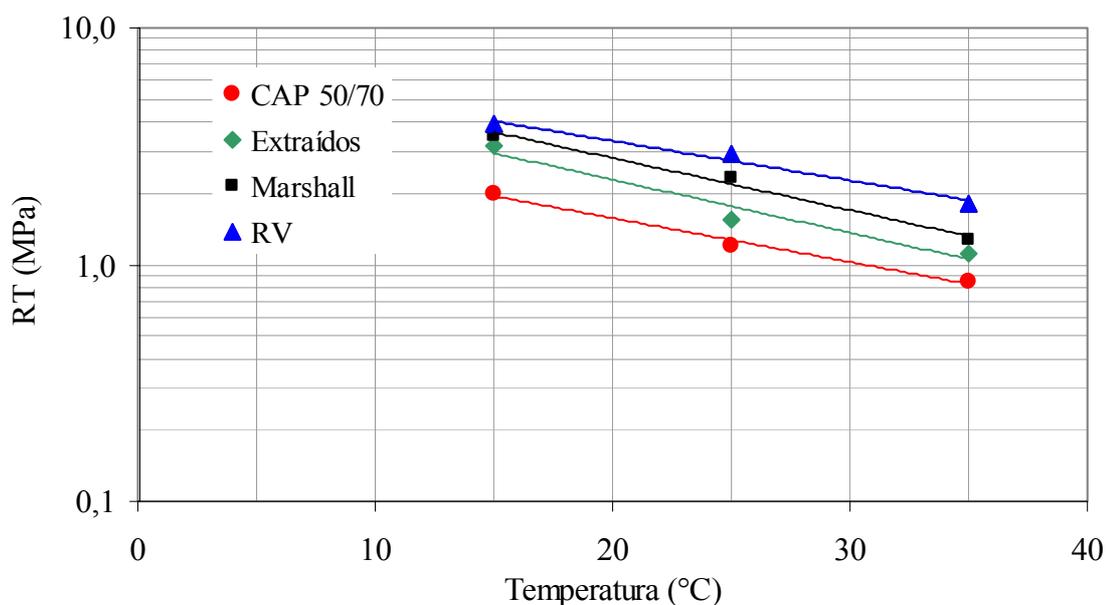


Figura 5.39: Variação da RT das misturas estudadas em função da temperatura de ensaio

Para ajustar os dados apresentados na tabela foram criados modelos do tipo exponencial que correlacionam o MR e a RT com a temperatura, conforme as Equações 4.3 e 4.4 já mostradas no Capítulo 4. A Tabela 5.15 apresenta as correlações obtidas. A análise dos resultados obtidos em laboratório e dos modelos calculados permite constatar que a mistura produzida com RV apresenta a menor suscetibilidade térmica tanto para a deformabilidade elástica quanto para a resistência à tração. Isto significa que as características mecânicas sofrem variações menores em função de alterações na temperatura se comparadas às demais misturas estudadas.

Tabela 5.15: Modelos de MR e RT em função da temperatura para as misturas estudadas

Mistura	Módulo de resiliência (MPa)			Resistência à tração (MPa)		
	MR = a × e ^{bT}			RT = a × e ^{bT}		
	a	b	R ²	a	b	R ²
RV	64.621	-0,0525	0,98	7,174	-0,0380	0,98
Marshall	45.927	-0,0627	0,97	7,778	-0,0507	0,96
Extraídos	66.322	-0,0859	0,99	6,431	-0,0517	0,99
CAP 50/70	48.010	-0,0841	0,96	3,696	-0,0428	0,99

5.6.2 Resistência à fadiga

O desempenho de um pavimento flexível está fortemente condicionado às características de resistência à fadiga do material asfáltico utilizado. As curvas de fadiga em função da tensão de tração (TT) e da diferença de tensões (DT) para as misturas estudadas são apresentadas nas Figuras 5.40 e 5.41.

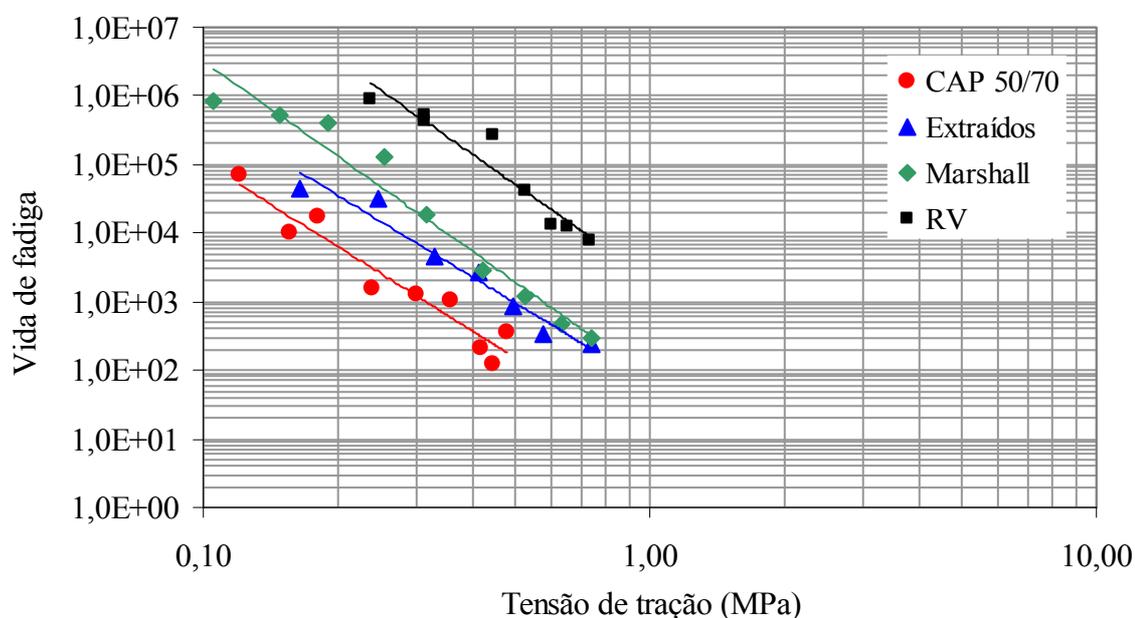


Figura 5.40: Curvas de fadiga das misturas estudadas em função da tensão de tração

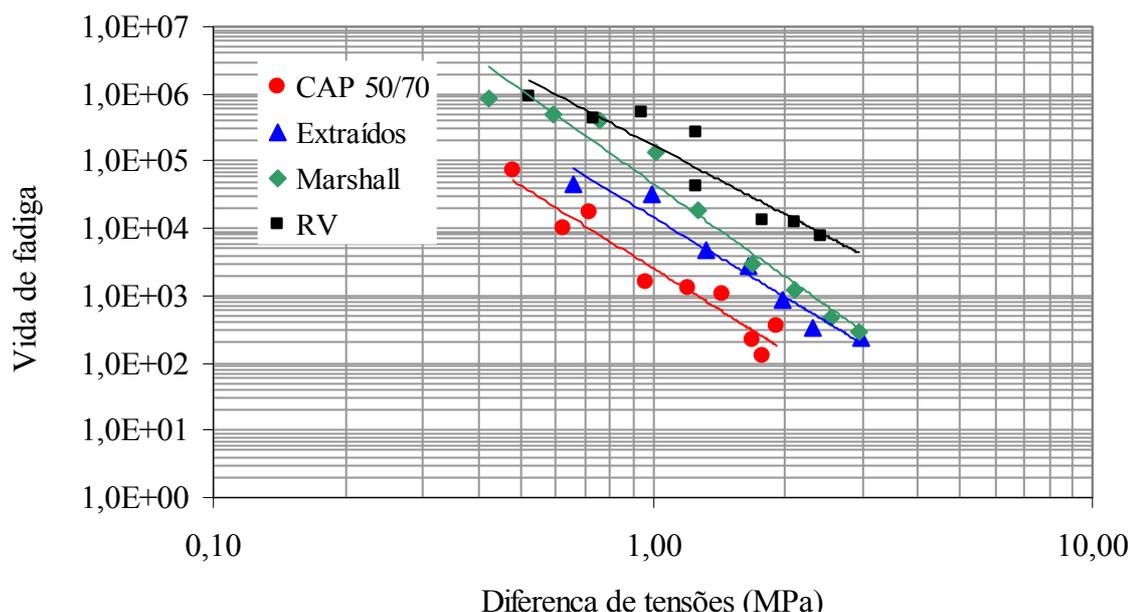


Figura 5.41: Curvas de fadiga das misturas estudadas em função da diferença de tensões

A utilização de ligantes especiais resultou em misturas asfálticas com maior resistência ao trincamento por fadiga se comparadas à mistura de comparação com CAP 50/70. Os resultados obtidos nos ensaios de fadiga das misturas asfálticas não confirmam o desempenho previsto na caracterização dos ligantes segundo o método SUPERPAVETM; a seqüência de diminuição do desempenho seria: CAP 50/70, CAPPLUS 106B e RV. Logo, os valores obtidos na caracterização de ligantes especiais pelo método SUPERPAVETM devem ser considerados apenas como indicativos da influência do ligante no desempenho da mistura asfáltica.

Os resultados obtidos em laboratório podem ser ajustados por modelos matemáticos gerando equações que correlacionam a vida de fadiga (N_f) com a solicitação aplicada. A Tabela 5.16 apresenta os modelos gerados para a vida de fadiga das misturas estudadas em função da tensão de tração e da diferença de tensões.

A utilização de ligantes especiais (RV e CAPPLUS 106B) proporcionou aumento da resistência à fadiga das misturas asfálticas formuladas. No entanto, a análise direta das curvas de fadiga geradas a partir de resultados laboratoriais pode resultar em conclusões equivocadas, pois os materiais possuem características mecânicas diferentes e, portanto distribuem tensões de maneira diferente.

Tabela 5.16: Modelos de fadiga para as misturas estudadas

Mistura	Tensão de tração (MPa)			Diferença de tensões (MPa)		
	$N_f = a \times TT^b$			$N_f = a \times DT^b$		
	a	b	R^2	a	b	R^2
RV	2.164,4	-4,560	0,93	1.204.045	-4,560	0,93
Marshall	78,848	-4,609	0,96	46.987	-4,609	0,96
Extraídos	61,785	-3,950	0,95	14.767	-3,950	0,95
CAP 50/70	8,91	-4,0869	0,93	2.573	-4,0869	0,93

A vida de fadiga das misturas estudadas deve ser avaliada a partir da análise das tensões geradas na base da camada de módulo elevado de uma estrutura de pavimento. Para a avaliação da vida de fadiga das misturas projetadas foram realizadas análises empregando o programa computacional *Everstress*® 5.0. Esta análise objetiva comparar o comportamento à fadiga das misturas de módulo elevado em relação à mistura de comparação (CAP 50/70).

A estrutura utilizada para a análise mecânica é a projetada para a pista experimental com camada de EME de 80 mm. O carregamento utilizado foi de um eixo simples de rodas duplas, com carga total de 82 kN (eixo padrão). Foram verificadas as tensões de tração na fibra inferior da camada de módulo elevado. A Tabela 5.17 apresenta as tensões de tração na fibra inferior da camada asfáltica de módulo elevado e a vida de fadiga calculada empregando as equações obtidas a partir dos resultados de ensaios de fadiga em laboratório, sem considerar fator campo/laboratório. Os resultados revelam que a mistura asfáltica formulada com RV resulta em vida de fadiga superior às demais estudadas.

Tabela 5.17: Valores de tensão de tração e vida de fadiga calculados

Mistura	Tensão de tração (MPa)	Vida de fadiga
RV	2,38	41,51
Marshall	1,81	5,12
Extraídos	1,59	9,89
CAP 50/70	1,08	0,79

5.6.3 Resistência às deformações permanentes

A resistência às deformações permanentes das misturas asfálticas projetadas para a execução da pista experimental foi avaliada empregando o simulador de tráfego tipo LCPC do Laboratório de Tecnologia de Pavimentos da Escola Politécnica da USP. A Figura 5.42 apresenta a evolução do ATR com o número de ciclos de carga aplicado para as misturas EME (RV e CAPPLUS 106B) em comparação com a mistura de comparação (CAP 50/70).

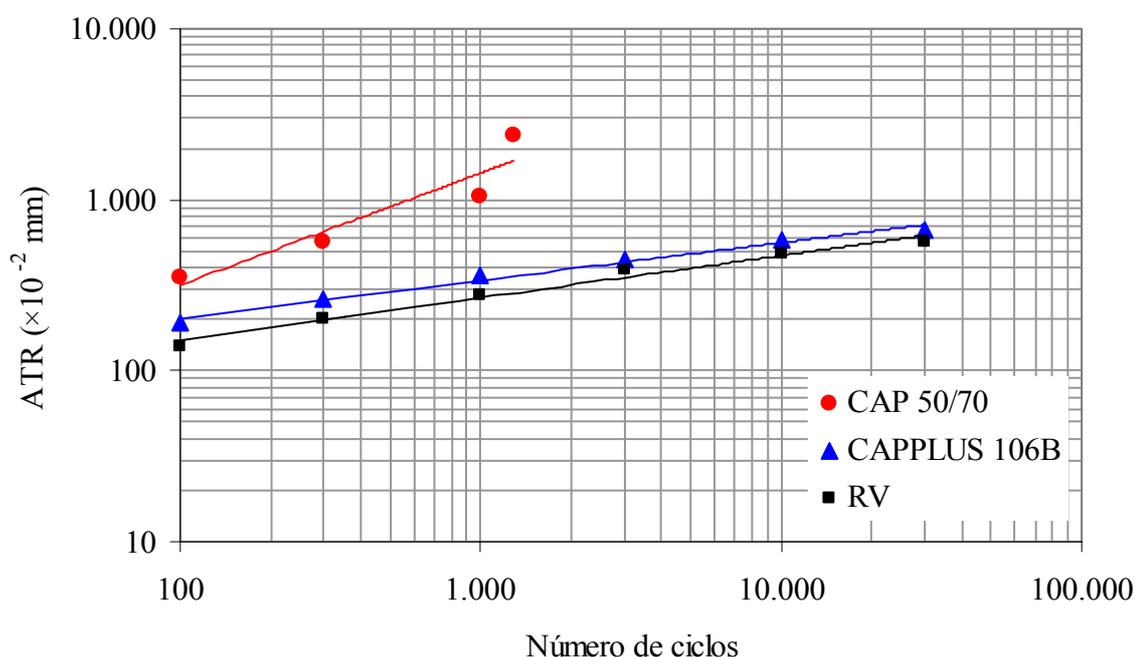


Figura 5.42: Variação do ATR no simulador LCPC do LTP-EPUSP

O ATR determinado após 30.000 ciclos para as misturas EME avaliadas totalizou 5,64% para o RV e 6,66% para o CAPPLUS 106B, atendendo à especificação francesa de ATR máximo de 7,5%. A mistura asfáltica de comparação apresentou deformações excessivas, após 1.300 ciclos de carga o valor medido era superior a 23%.

A evolução do ATR em função do número de ciclos de carga pode ser ajustada por equações do tipo potência, mostrado na Equação 5.7. As constantes dos modelos obtidos nesta pesquisa são apresentados na Tabela 5.18.

$$ATR = a \times N^b \quad (5.7)$$

Onde: ATR: afundamento na trilha de roda em %;

N: número de ciclos de carga e

a, b: constantes do modelo.

Tabela 5.18: Ajustes para ATR obtidos nesta pesquisa

Mistura	ATR = $a \times N^b$		
	a	b	R ²
RV	0,48	0,25	0,98
CAPPLUS 106B	0,74	0,22	0,99
CAP 50/70	0,15	0,66	0,88

5.6.4 Resistência ao desgaste

O ensaio Cantabro foi utilizado com o objetivo de avaliar as propriedades de coesão das misturas asfálticas de módulo elevado. A Tabela 5.19 apresenta os resultados obtidos no ensaio de perda de massa por desgaste à temperatura de 25°C. Não foram realizados ensaios em corpos-de-prova extraídos da pista experimental. A perda de massa observada para a mistura preparada com RV é bastante elevada e, provavelmente, consequência da rigidez do ligante. No entanto esta característica pode ser negligenciada uma vez que o material é indicado para a execução de camadas intermediárias de pavimentos sempre protegidas por um revestimento e, portanto, não sofrendo desgaste devido à ação do tráfego.

Tabela 5.19: Perda de massa por desgaste Cantabro

Mistura	Perda de massa (%)				
	Leitura 1	Leitura 2	Leitura 3	Média	Desvio padrão
RV	15,5	15,1	15,1	15,2	0,22
Marshall	6,5	5,6	6,6	6,2	0,56
CAP 50/70	6,1	3,0	4,5	4,5	1,54

5.6.5 Resistência ao dano por umidade induzida

A avaliação da adesividade em misturas asfálticas segundo o método SUPERPAVE™ é feita pela relação entre a resistência à tração de amostras com e sem condicionamento prévio. A Tabela 5.20 apresenta as médias dos resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral das amostras sem e com condicionamento (RT_S e RT_C , respectivamente) bem como a resistência retida à tração (RRT). Não foram realizadas análises em amostras extraídas da pista experimental uma vez que estas não apresentam volume de vazios no limite especificado para o ensaio ($7 \pm 1\%$).

Os valores obtidos de RRT para as amostras são superiores ao valor preconizado pelo método SUPERPAVE™ (70%), demonstrando que as misturas avaliadas apresentam bom comportamento quanto à adesividade ligante/agregado e resistência elevada aos efeitos danosos da umidade.

Tabela 5.20: Resultados dos ensaios de dano por umidade induzida

Mistura	RT_S (MPa)	RT_C (MPa)	RRT (%)
RV	2,06	2,03	98,3
Marshall	1,59	1,42	88,7
CAP 50/70	0,705	0,540	76,7

5.7 ENSAIOS ACELERADOS COM O SIMULADOR UFRGS-DAER/RS

Os ensaios acelerados sobre o pavimento com 80 mm de EME foram iniciados em 26 de fevereiro de 2007. Neste trabalho somente serão apresentados os resultados do monitoramento do desempenho desta seção experimental. A Figura 5.43 mostra a localização da pista experimental na Área de Pesquisa e Testes de Pavimentos (APTP) no Campus do Vale da UFRGS.



Figura 5.43: Localização da pista experimental na APTP da UFRGS

Para o início do tráfego na pista experimental foi realizada a calibração da carga imposta pelo sistema hidráulico do simulador. A verificação da carga aplicada na estrutura é feita com o emprego de um manômetro localizado junto à unidade hidráulica. Para a obtenção da curva de calibração foram realizadas baterias de leituras em três ciclos de carregamento e descarregamento, registrando as respostas do manômetro do simulador e de uma célula de pressão instalada sob o eixo do rodado. A Figura 5.44 apresenta as médias dos valores determinados durante os carregamentos e descarregamentos, desconsiderando os efeitos de histerese, com pressão de inflação dos pneus de 0,62 MPa (90 psi).

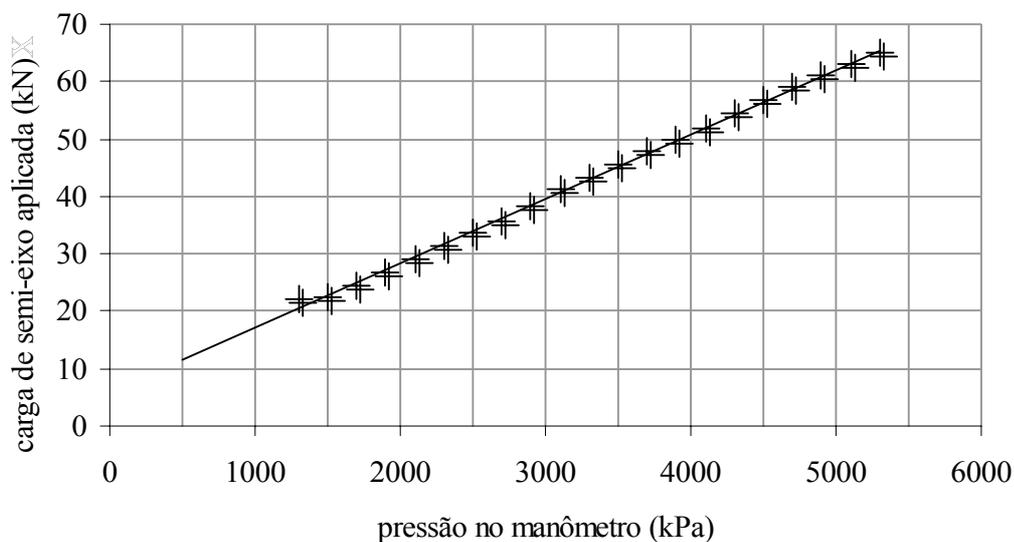


Figura 5.44: Calibração do simulador de tráfego

Existe uma relação linear entre os valores da carga de semi-eixo aplicada (C) e a pressão verificada no manômetro (P). A Tabela 5.21 apresenta a equação da reta de ajuste e resultados para os carregamentos mais usuais.

Tabela 5.21: Resultados da calibração do simulador de tráfego

$C = 0,0112 \times P + 5,8664$	
Pressão no manômetro (kPa)	Carga de semi-eixo aplicada (kN)
3.137	41
3.940	50
4.833	60
5.280	65

Durante o período de operação do simulador de tráfego foram aplicados inicialmente 100.000 ciclos de carga de 100 kN e pressão de inflação de pneus de 0,62 MPa (90 psi). Em seguida, o carregamento foi aumentado para 120 kN e a pressão de inflação para 0,69 MPa (100 psi). O emprego de carregamento superior ao especificado para o eixo padrão (82 kN) objetivou acelerar a degradação da seção de teste.

O deslocamento longitudinal do rodado do simulador é acompanhado por um deslocamento gradativo no sentido transversal que visa evitar a atuação da carga dinâmica em um mesmo eixo longitudinal e a formação de uma trilha de roda canalizada, aproximando-se, desta forma, das condições reais de tráfego em pavimentos rodoviários. Ao final de cada ciclo o rodado é deslocado no sentido transversal aproximadamente 7 mm. Os pontos de maior frequência de passagem do rodado foram determinados dividindo-se a largura do rodado em contato com a superfície do pavimento (carga estática de 100 e 120 kN), obtidas através da impressão dos pneus em uma folha de papel, como mostra a Figura 5.45, pela largura da trilha de roda formada (700 mm).

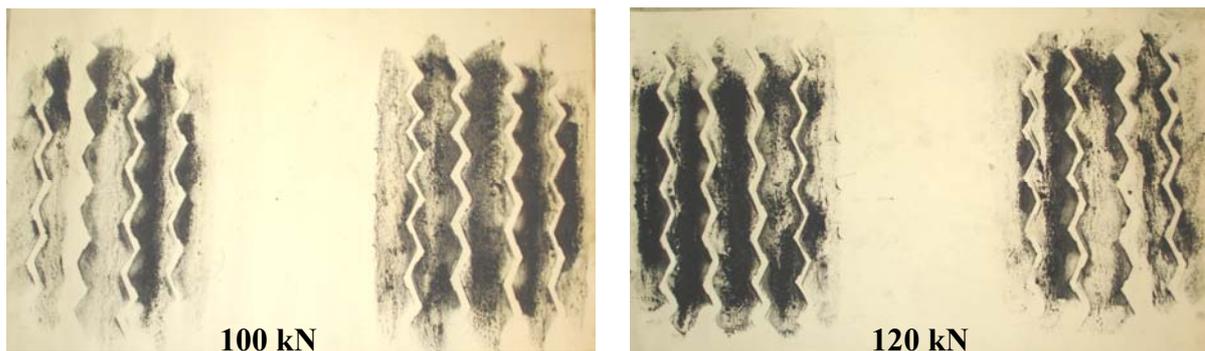


Figura 5.45: Impressão dos pneus com cargas de eixo de 100 e 120 kN

As distribuições transversais de cargas, apresentadas nas Figuras 5.46 e 5.47, relacionam pontos na trilha de roda com a porcentagem de solicitações nestes pontos, considerando um eixo transversal de atuação e carregamentos de 100 kN com pressão de inflação de pneus de 0,62 MPa e 120 kN com pressão de 0,69 MPa, respectivamente.

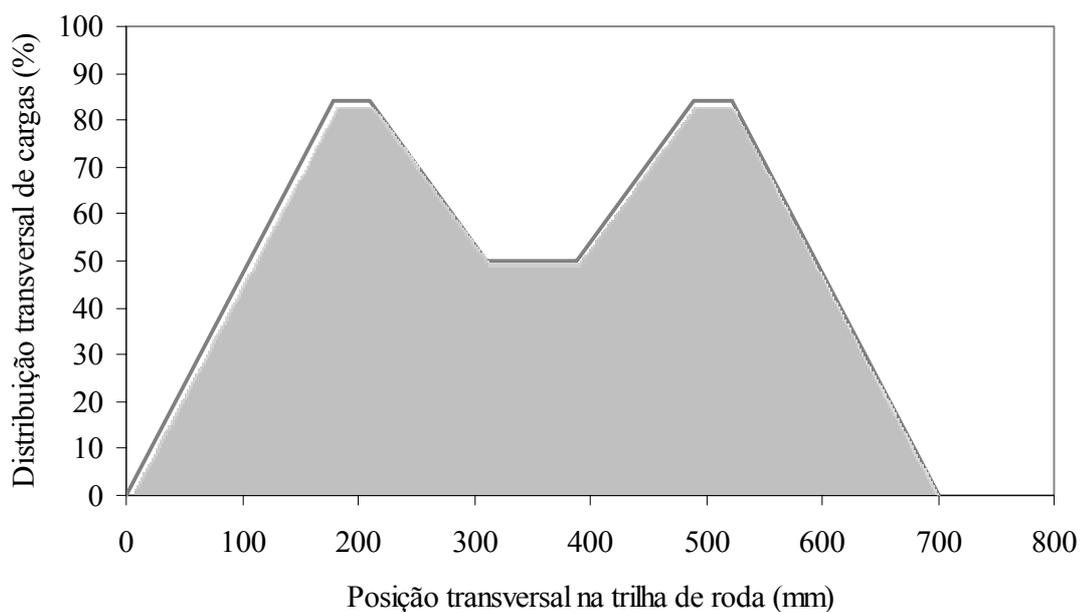


Figura 5.46: Distribuição transversal de carregamento para eixo de 100 kN

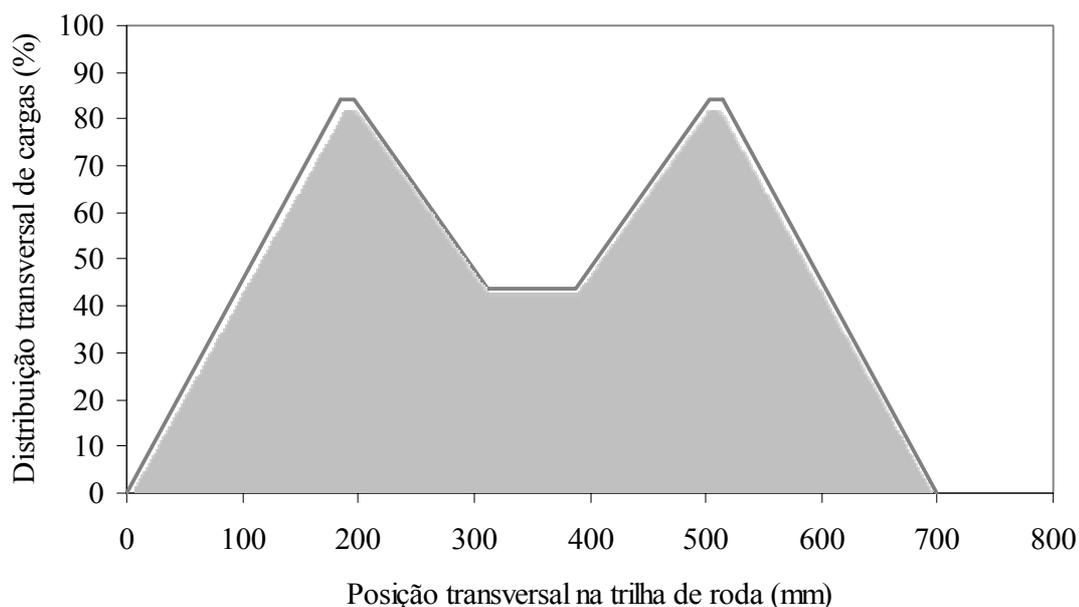


Figura 5.47: Distribuição transversal de carregamento para eixo de 120 kN

5.7.1 Desempenho da pista experimental

Durante o período de operação do simulador de tráfego foi monitorada a evolução da degradação do pavimento da pista experimental com 80 mm de EME em função das solicitações impostas e a variação de parâmetros ambientais como temperatura do ar e precipitações pluviométricas.

Na área central da pista experimental foram demarcadas 9 seções transversais, como mostra a Figura 5.48. Determinavam-se periodicamente 3 bacias de deflexão com defletógrafo digital nas seções S2 a S8 e o afundamento nas trilhas de roda com o transverso-perfilógrafo nas seções ímpares. No final do experimento não foi observado trincamento na superfície do pavimento.

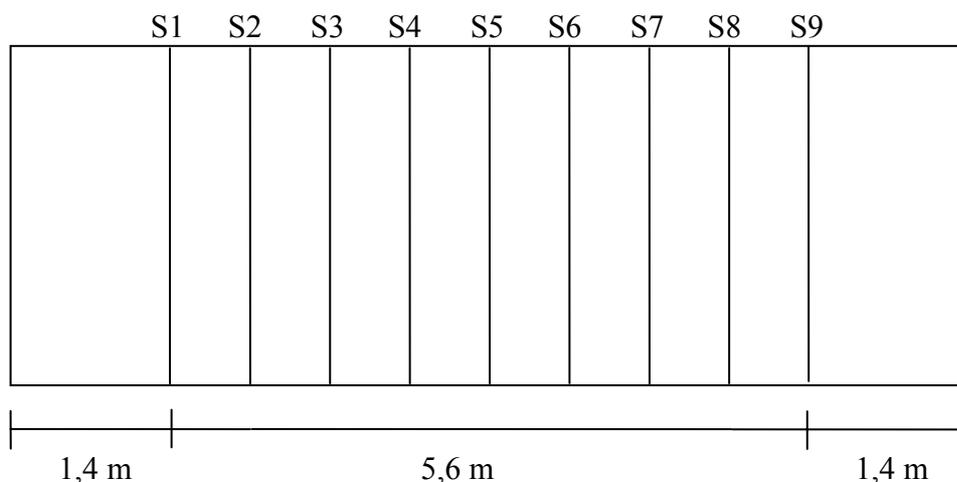


Figura 5.48: Seções de monitoramento de desempenho da pista experimental

O carregamento atuou no pavimento de fevereiro a julho, com carga de eixo de 100 kN e pressão de inflação de pneus de 0,62 MPa até completar 100.000 ciclos sendo então aumentada para 120 kN com pressão de 0,69 MPa, totalizando 216.000 passagens. O histórico de carregamentos é apresentado na Figura 5.49 onde é possível observar o número de passagens equivalentes ao eixo padrão de 82 kN e pressão de inflação de pneus de 0,55 MPa, considerando os fatores de equivalência propostos pelo USACE.

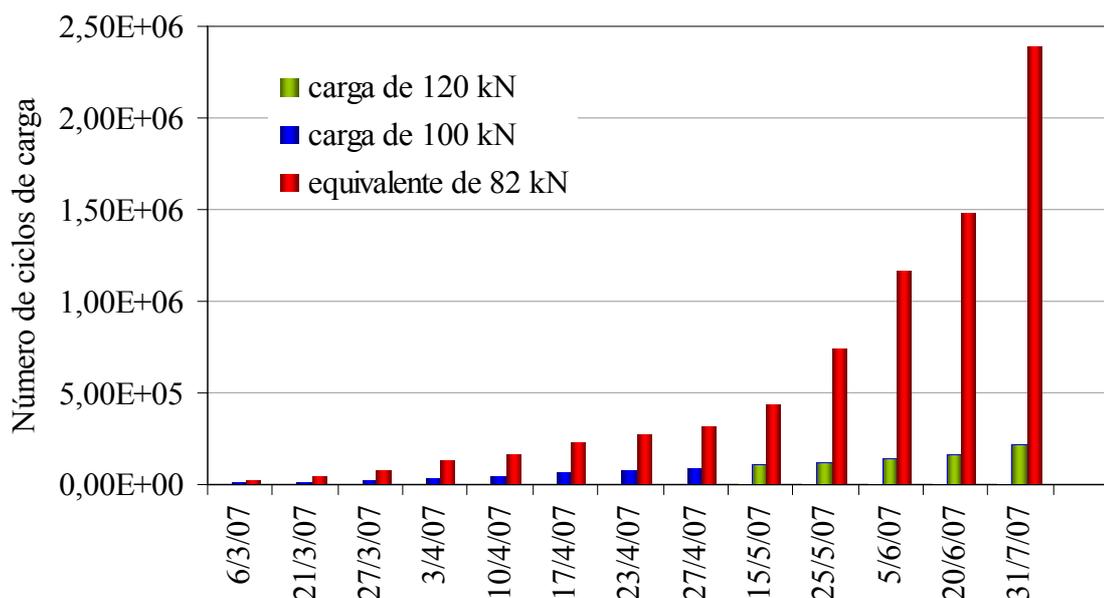


Figura 5.49: Histórico do carregamento na pista experimental desta pesquisa

5.7.1.1 Parâmetros Ambientais

O desempenho de um pavimento é influenciado principalmente pelas características das solicitações do tráfego e pelas condições ambientais. A ocorrência de precipitações pluviométricas importantes podem provocar a queda da capacidade de suporte, contribuindo para a aceleração da deterioração do pavimento que, ao ser solicitado pelo tráfego, sofre maiores deslocamentos, provocando maiores danos estruturais e de superfície. A temperatura também influencia o comportamento dos materiais. Temperaturas elevadas provocam a redução da viscosidade dos ligantes asfálticos e da resistência das misturas asfálticas às deformações permanentes. Temperaturas muito baixas podem provocar trincamento no revestimento asfáltico por retração sendo ainda responsáveis pelo enrijecimento do material podendo resultar em menor resistência ao trincamento por fadiga (Bernucci *et al.*, 2007).

A variação das precipitações pluviométricas e das temperaturas ocorridas no período de solicitação com o simulador de tráfego são apresentadas nas Figuras 5.50 e 5.51, respectivamente. É possível constatar que ocorreram períodos de chuvas intensas e os primeiros meses foram caracterizados por temperaturas elevadas.

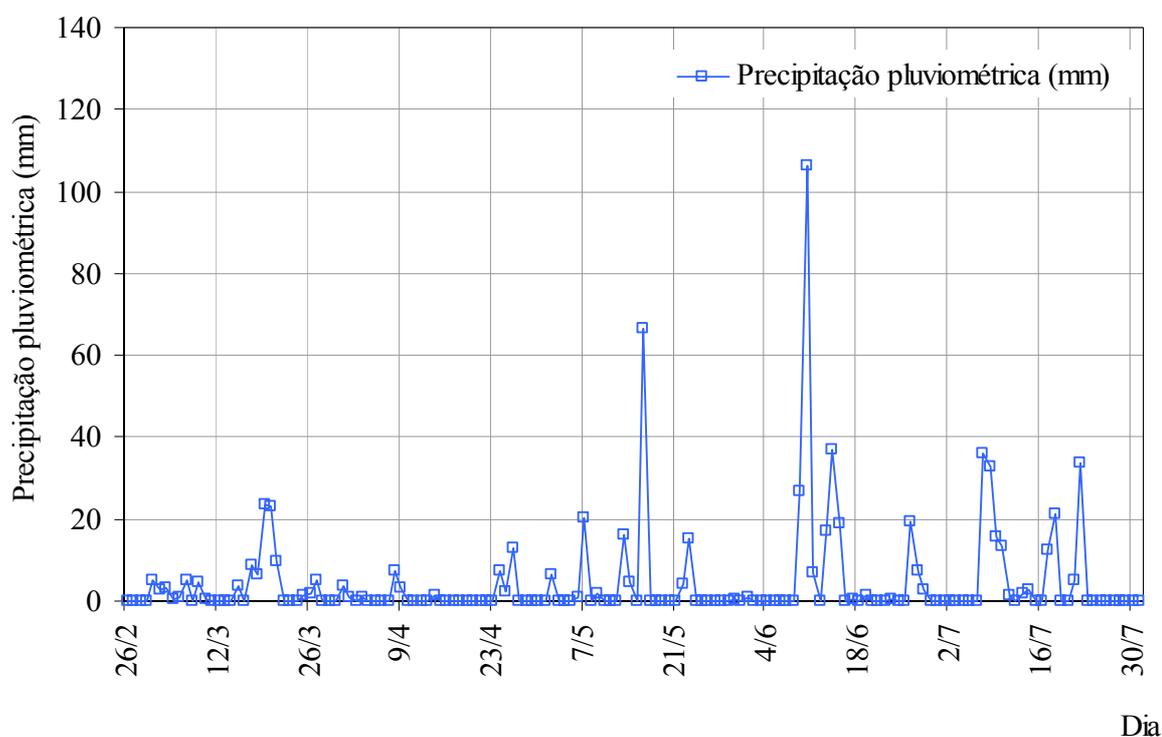


Figura 5.50: Precipitações pluviométricas durante os ensaios acelerados

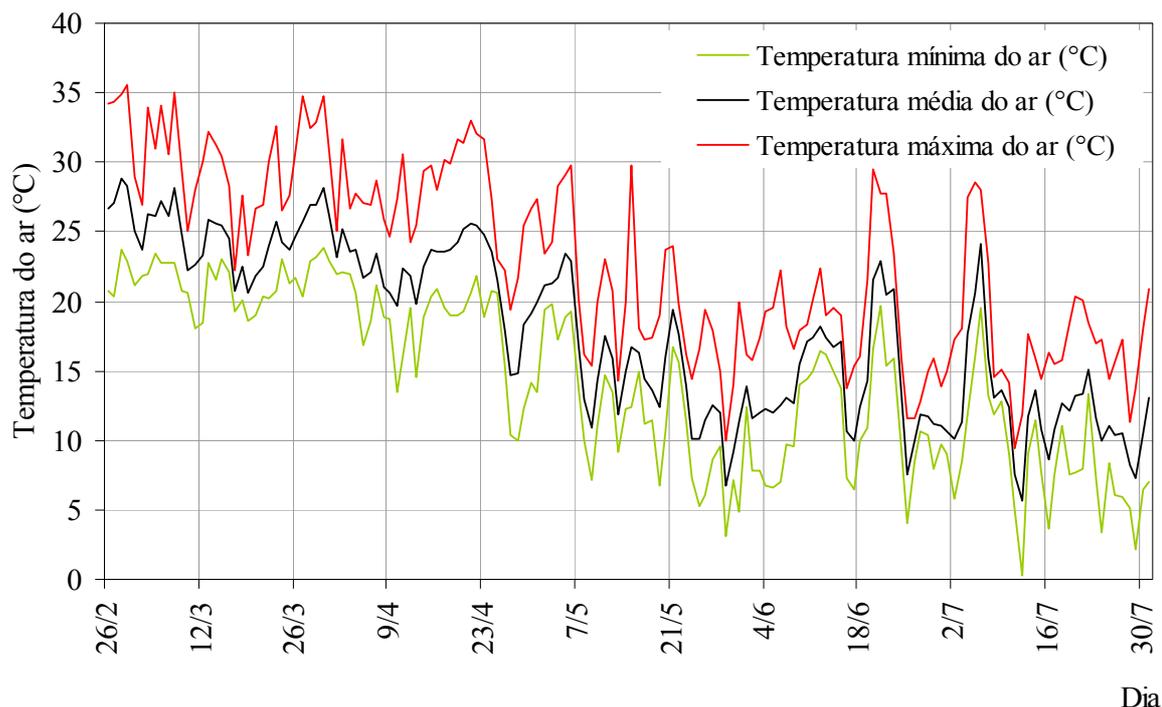


Figura 5.51: Variação das temperaturas diárias durante o experimento

5.7.1.2 Resposta estrutural

A medição de deflexões é um procedimento muito utilizado para a avaliação estrutural de pavimentos, pois fornece um indicativo da elasticidade da estrutura. A atuação de uma carga dinâmica impõe um estado de tensões gerando deformações temporárias em todas as camadas do pavimento.

Juntamente com a medição das bacias de deslocamento das seções (S2 a S8), foram determinadas as temperaturas a 5 cm da superfície do pavimento (meio da camada de EME) no momento das leituras. Para permitir a comparação dos resultados obtidos é necessária a execução da correção das deflexões medidas em diferentes temperaturas fixando uma temperatura de referência. Este procedimento é realizado empregando-se equações de correção determinadas a partir de leituras de deflexões em um mesmo ponto para diferentes temperaturas.

Nesta pesquisa foram feitas tentativas de obtenção de deflexões a diferentes temperaturas sobre o pavimento experimental. No entanto os resultados não geraram uma relação consistente em função da grande dispersão dos dados. Além disso, a faixa de temperaturas

avaliada foi reduzida com valores entre 24 e 38°C devido às características climáticas do período de ensaios.

A solução para esta dificuldade surgiu a partir dos resultados dos ensaios de módulo de resiliência a diferentes temperaturas realizados na fase de caracterização das misturas asfálticas de módulo elevado. Utilizando os valores de MR obtidos para os corpos-de-prova extraídos da pista experimental, foram realizadas análises computacionais com o programa *Everstress*®5.0 para determinar as deflexões previstas para as temperaturas de 15, 25 e 35°C considerando cargas de eixo de 82, 100 e 120 kN. Com os resultados da análise computacional, apresentados na Tabela 5.22, foram estabelecidas equações de correção das deflexões para os níveis de carregamento previstos fixando a temperatura de referência em 20°C, conforme a Equação 5.8.

Tabela 5.22: Deflexões previstas para a pista experimental

Temperatura (°C)	MR (MPa)	Deflexão prevista (10 ⁻² mm)		
		82 kN	100 kN	120 kN
15	17.307	38	46	55
25	8.626	45	53	64
35	3.103	52	63	75

$$D_{20^{\circ}\text{C}} = (a \times T + b) \times D_T \quad (5.8)$$

Onde: $D_{20^{\circ}\text{C}}$: deflexão a 20°C em 10⁻² mm;

T: temperatura do pavimento em °C;

D_T : deflexão na temperatura T em 10⁻² mm e

a e b: constantes do modelo.

A Tabela 5.23 apresenta as constantes dos modelos determinados para os diferentes níveis de carregamento estudados.

Tabela 5.23: Constantes dos modelos para correção das deflexões

Carga de eixo (kN)	Constantes do modelo	
	a	b
82	-0,0147	1,3050
100	-0,0146	1,3014
120	-0,0145	1,2993

Cabe salientar que a metodologia adotada, empregando análises mecánísticas computacionais, é uma alternativa quando não é possível determinar equações a partir de leituras de campo. Este procedimento é mais adequado que a utilização de equações como as sugeridas pela AASHTO (1993) pois, apesar das simplificações admitidas para o cálculo das deflexões, considera as características do pavimento avaliado.

A Figura 5.52 apresenta a evolução das deflexões médias corrigidas para temperatura de 20°C para cargas de eixo de 100 e 120 kN e pressão de inflação de pneus de 0,62 e 0,69 MPa, respectivamente. Os valores obtidos ficaram acima dos previstos inicialmente para a estrutura: da ordem de 25 a 30 × 10⁻² mm. Observa-se a influência da carga de eixo nos valores dos deslocamentos explicitada nas deflexões obtidas para 120 kN nos dias 15/5 e 25/5.

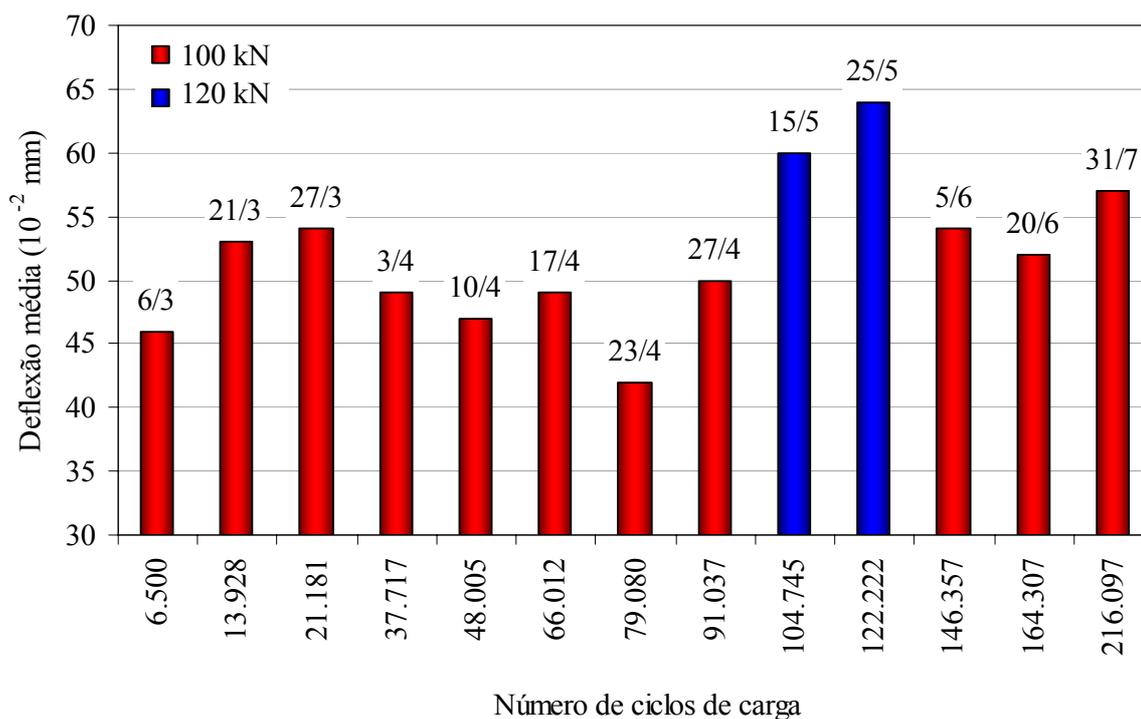


Figura 5.52: Evolução das deflexões médias a 20°C (100 kN)

As medidas de deflexão realizadas nos dias 21 e 27 de março sofreram influência de precipitações pluviométricas intensas ocorridas no período, resultando em valores de deflexões considerados elevados para o padrão de comportamento de leituras observado, conseqüência de uma provável redução da capacidade de suporte da estrutura na presença de umidade. A Figura 5.53 mostra o total de precipitação pluviométrica nas 48 horas anteriores aos levantamentos defletométricos.

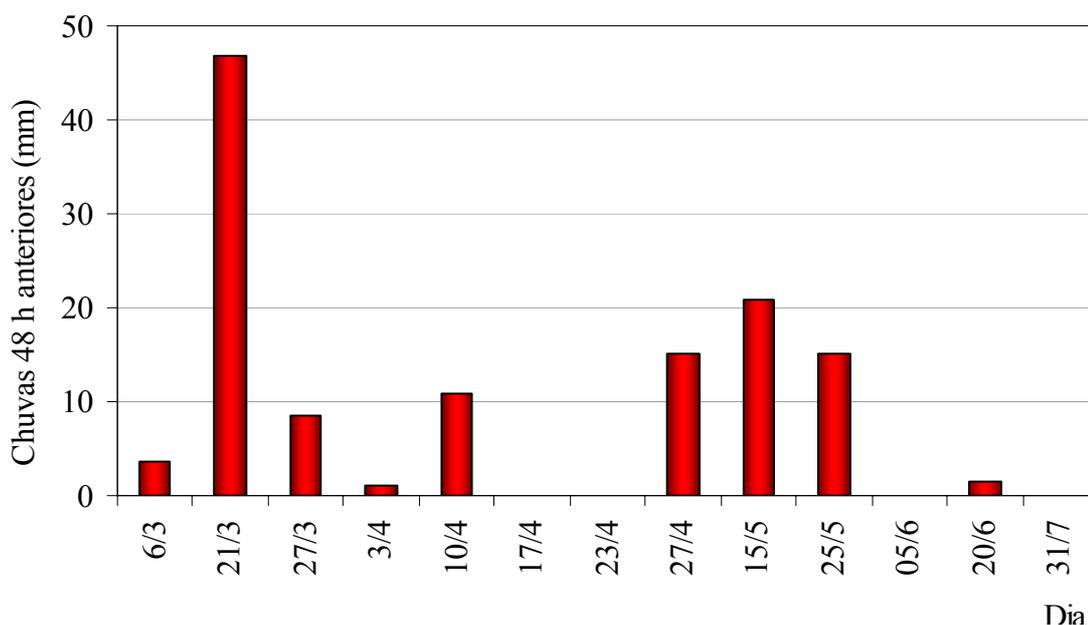


Figura 5.53: Precipitações pluviométricas nos dias anteriores às medições de deflexão desta pesquisa

A Figura 5.54 apresenta a evolução da média das deflexões para cada seção da pista experimental obtidas com carga de eixo de 100 kN e pressão de inflação de pneus de 0,62 MPa. Observa-se que a partir de 100.000 ciclos, quando elevou-se o carregamento aplicado pelo trem de carga do simulador para 120 kN com pressão de inflação de pneus de 0,69 MPa, ocorre um aumento nos valores medidos revelando uma redução da resistência estrutural do pavimento em função da maior severidade do carregamento aplicado. A seção 8 (S8) resultou no pior desempenho, com maiores deflexões. Esta seção situa-se no início da área de frenagem do semi-eixo do simulador de tráfego sendo submetida, portanto, a solicitações mais severas em relação às demais seções. A Figura 5.55 apresenta a variação das bacias de deflexão corrigidas para a seção central (S5) com carga de eixo de 100 kN e pressão de inflação de 0,62 MPa para temperatura de 20°C.

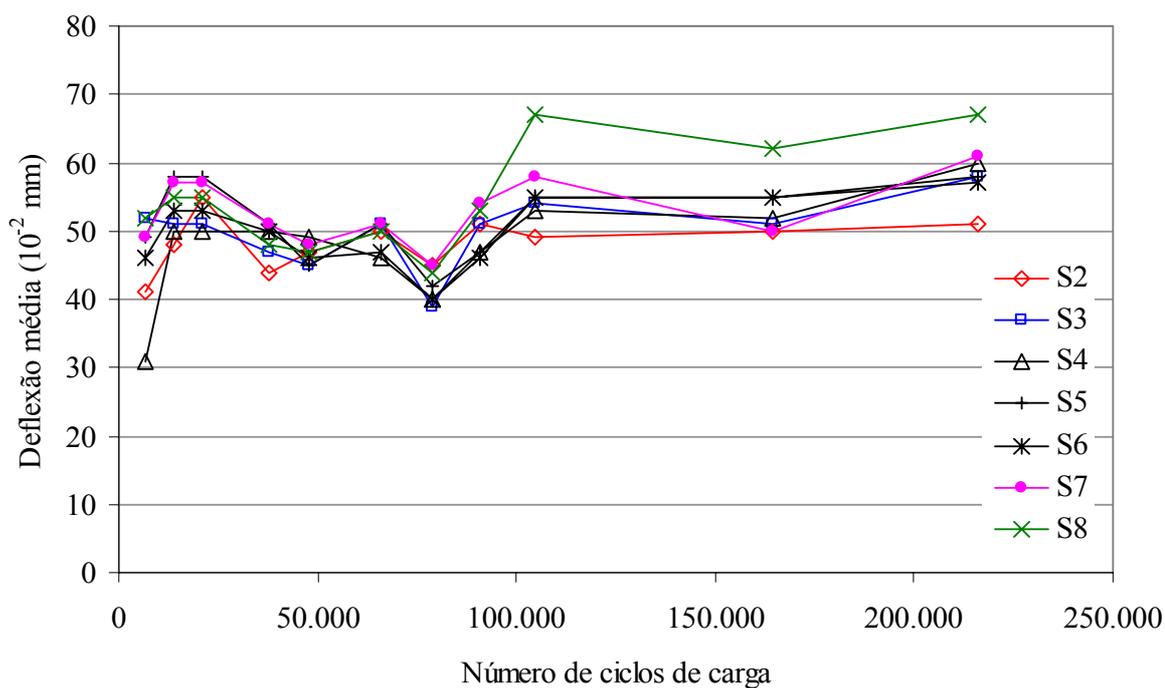


Figura 5.54: Evolução das deflexões nas seções de monitoramento desta pesquisa

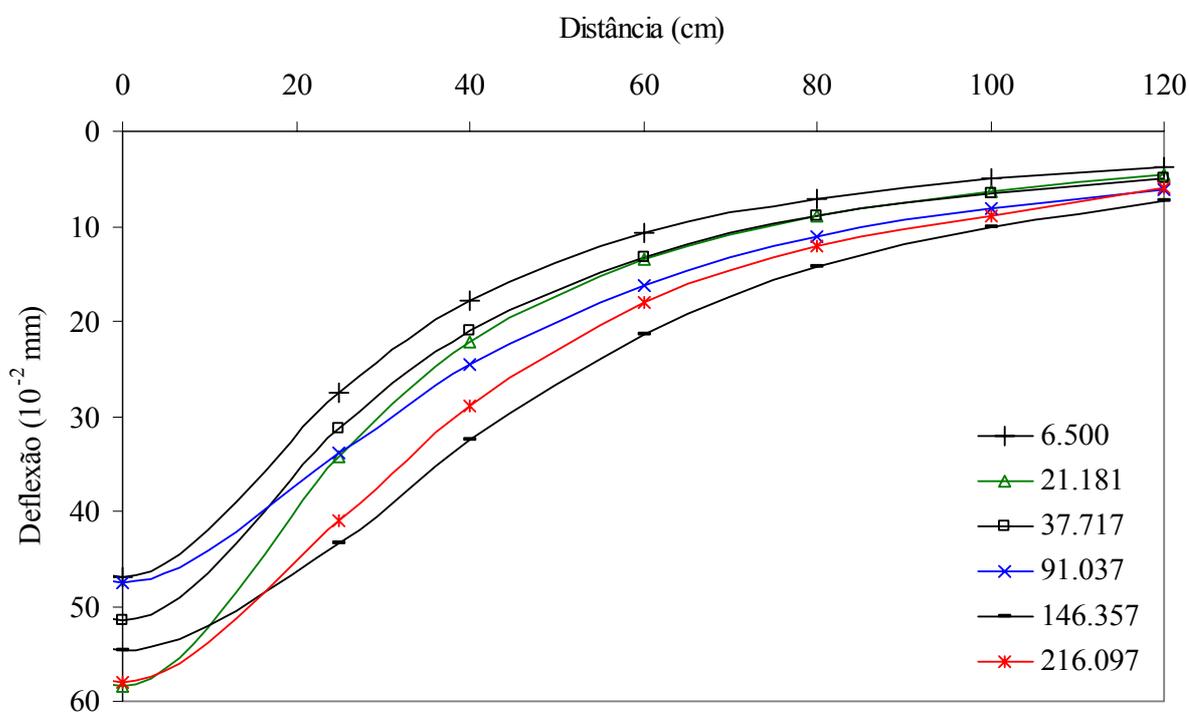


Figura 5.55: Variação das bacias de deflexões para a seção S5 da pista experimental desta pesquisa

A Tabela 5.24 apresenta os raios de curvatura obtidos para as bacias deflectométricas da seção S5 já ilustradas na Figura 5.55. Como pode ser observado, as bacias de deslocamento e os raios de curvatura obtidos não apresentam uma tendência de variação. Segundo DNER (1979) o raio de curvatura, calculado empregando a Equação 5.9, deve ser superior a 100 m.

$$R = \frac{6.250}{2(D_0 - D_{25})} \quad (5.9)$$

Onde: R: raio de curvatura em m;

D_0 : deflexão máxima em 10^{-2} mm e

D_{25} : deflexão a 25 cm do centro do carregamento em 10^{-2} mm.

Tabela 5.24: Raios de curvatura para a seção S5

Número de ciclos de carga	Raio de curvatura (m)
6.500	161
21.181	181
37.717	164
91.037	267
146.357	247
216.097	193

Considerando a média das bacias de deflexões corrigidas para a seção S5 no final do experimento foi realizada a retroanálise empregando o programa computacional *Evercalc*®5.0. Os módulos elásticos obtidos para a estrutura da pista experimental foram 11.866 MPa para a camada de EME, 100 MPa para o material granular (base + sub-base) e 160 MPa para o subleito. A contribuição de cada camada do pavimento na magnitude da deflexão é apresentada na Figura 5.56, onde é possível constatar que a camada asfáltica tem pequena influência sobre os deslocamentos medidos.

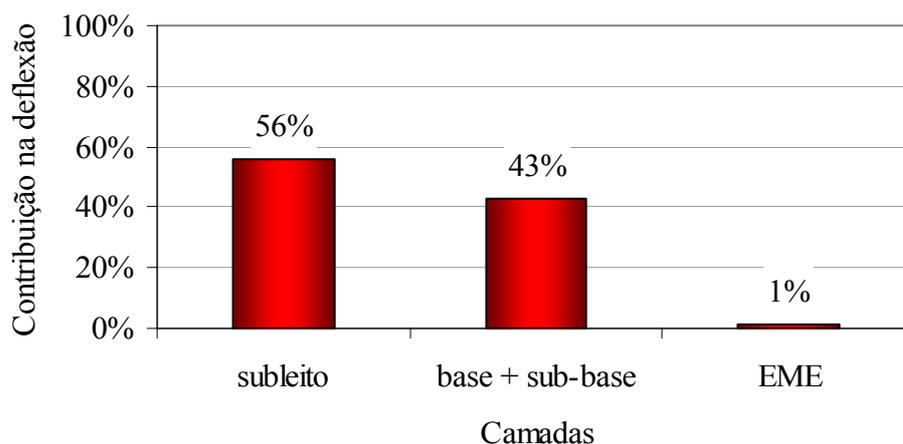


Figura 5.56: Contribuição das camadas do pavimento na deflexão

5.7.1.3 Parâmetros de comportamento

As deformações permanentes caracterizadas pelo afundamento nas trilhas de roda são consequência das deformações plásticas e das consolidações que ocorrem nas diversas camadas do pavimento. O ATR é um parâmetro de comportamento importante para a segurança e conforto dos usuários das rodovias pois, em dias de chuva, pode ocasionar o acúmulo de água na superfície do pavimento, aumentando o risco de acidentes provocados pelo fenômeno de hidroplanagem. Nesta pesquisa o acompanhamento da variação das deformações permanentes observadas na superfície do pavimento foi realizado empregando o transverso-perfilógrafo como mostra a Figura 5.57.



Figura 5.57: Transverso-perfilógrafo para avaliação de ATR

A evolução dos afundamentos nas trilhas de roda na seção S5 e em todas as seções avaliadas em função do número de solicitações de carga do simulador é apresentada nas Figuras 5.58 e 5.59, respectivamente. A seção 9 (S9) apresentou o pior desempenho por estar localizada na área de redução de velocidade do trem de carga, sofrendo carregamento mais severo em comparação com as demais seções.

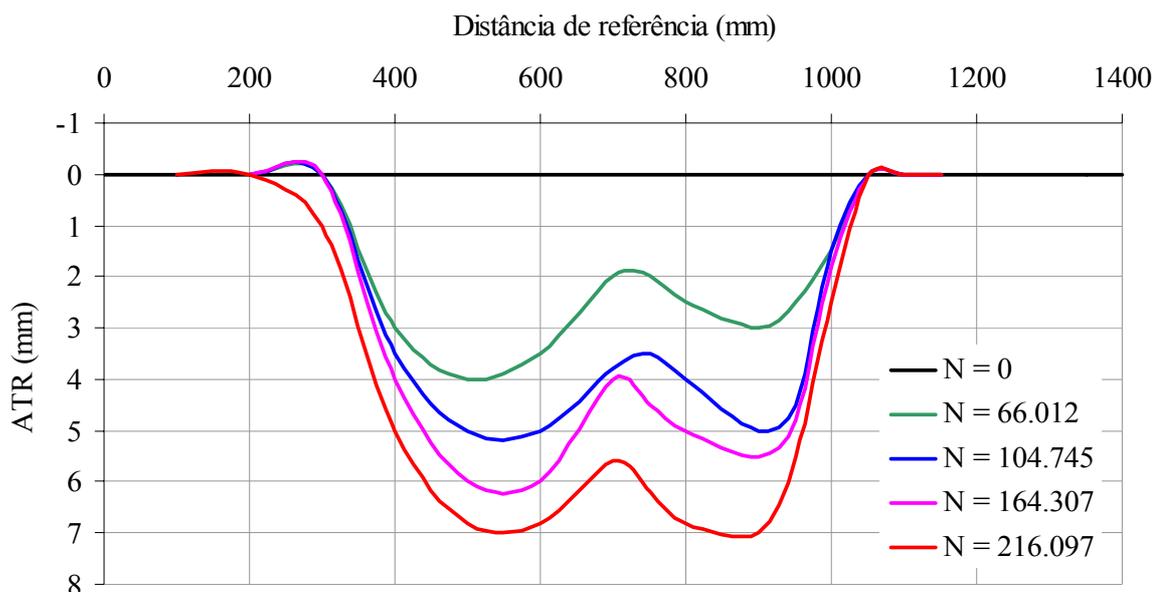


Figura 5.58: Evolução do ATR na seção S5 deste experimento

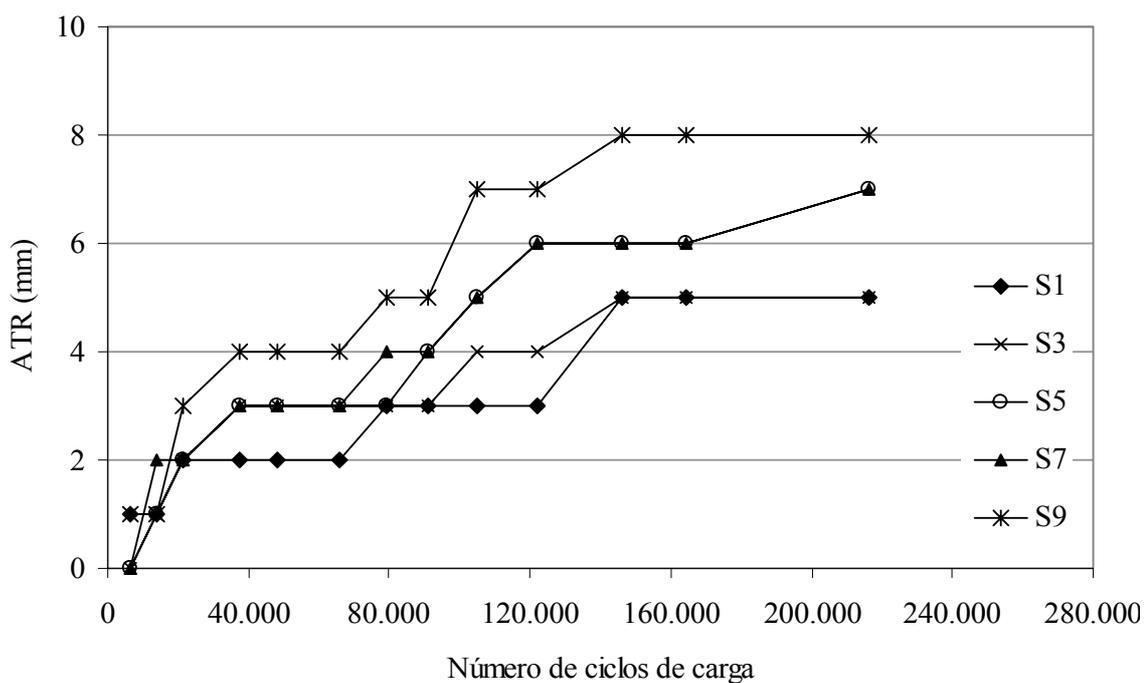


Figura 5.59: Evolução do ATR em todas as seções avaliadas nesta pesquisa

Analisando a variação da média das deformações permanentes, apresentada na Figura 5.60, percebe-se o crescimento do dano até os 37.717 ciclos, completados no dia 3 de abril, mantendo-se estável nos próximos 40.000 ciclos (27/4). O aumento do ATR ocorreu em um período de chuvas intensas e temperaturas elevadas, como mostram as Figuras 5.50 e 5.51, já apresentadas. Em seguida, volta a crescer atingindo os valores máximos ao completar 122.222 ciclos (25/5), um período também caracterizado pela ocorrência de precipitações pluviométricas importantes. Mesmo com carregamento de 120 kN não foi observado aumento no ATR até o final do experimento (216.097 ciclos).

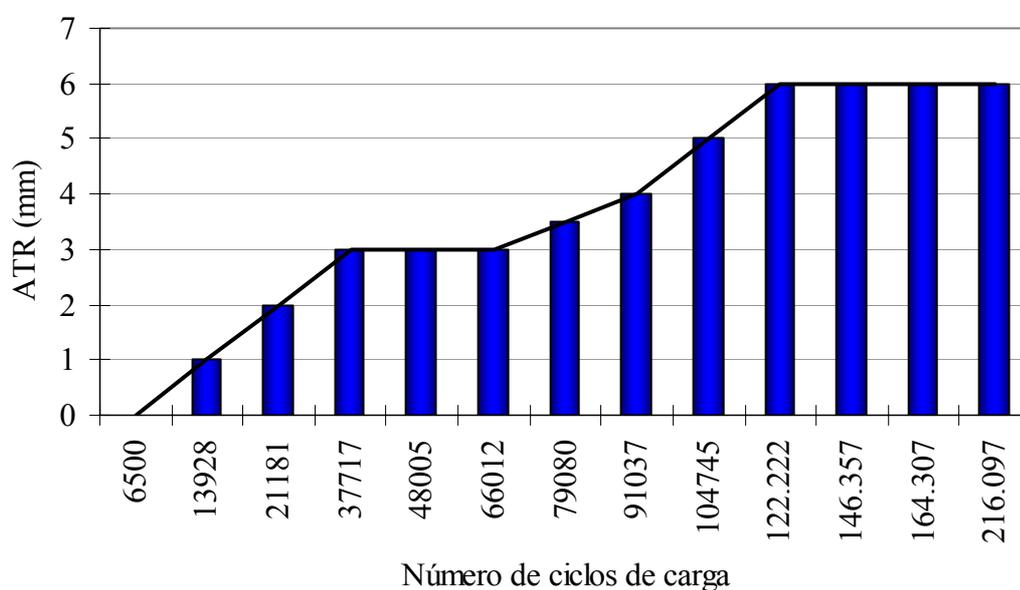


Figura 5.60: Variação da média das deformações permanentes observadas nesta pesquisa

As elevadas temperaturas e os períodos de chuvas intensas ocorridos durante a solitação da pista experimental contribuíram para que os valores de ATR superassem as flechas esperadas (aproximadamente 5 mm). As deformações máximas medidas, apresentadas na Figura 5.61, atingiram 8 mm na seção S9, comprovando a influência das camadas inferiores na magnitude do ATR.

O trincamento devido à fadiga do material asfáltico é outro parâmetro de comportamento fundamental à avaliação do desempenho de um pavimento. Para a pista experimental com

80 mm de EME submetida a ensaios acelerados não foram identificadas trincas superficiais através de inspeção visual ao final do experimento.

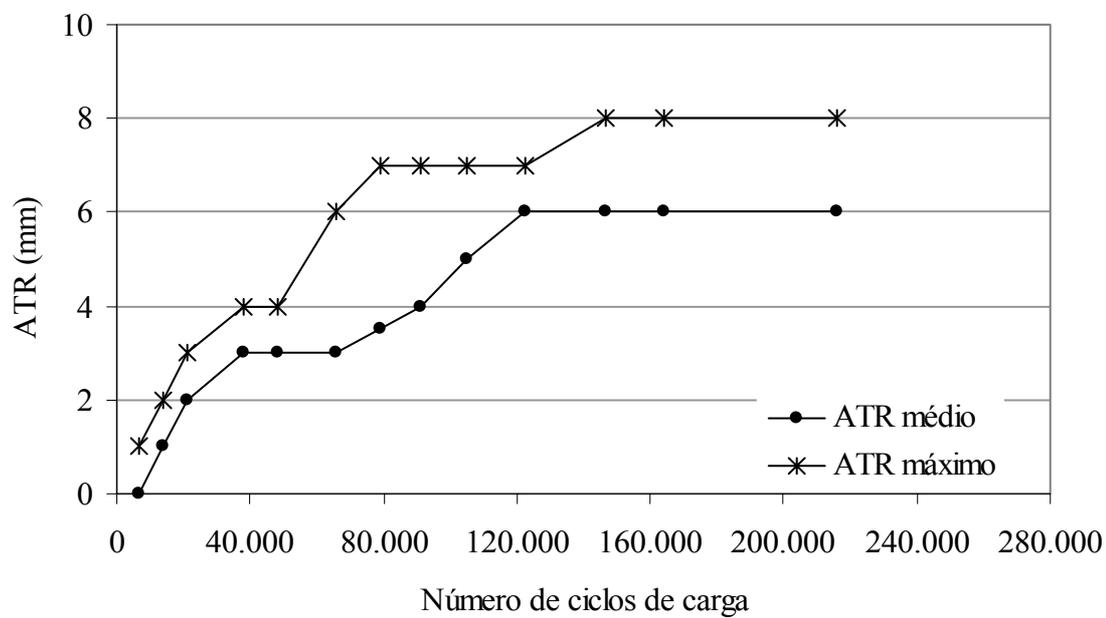


Figura 5.61: Variação do ATR na pista experimental desta pesquisa

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Esta pesquisa teve como objetivo estudar misturas asfálticas de elevado desempenho para emprego em camadas estruturais de pavimentos, conhecidas na França como EME. O estudo foi desenvolvido em duas etapas – laboratorial e de campo. Para caracterizar as misturas asfálticas projetadas foram utilizadas técnicas laboratoriais tradicionais e ensaios acelerados em escala real empregando o simulador de tráfego UFRGS-DAER/RS. Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões alcançadas e sugestões sobre aspectos a serem considerados em futuras pesquisas, buscando complementar os resultados desta tese.

6.1 CONCLUSÕES

O desenvolvimento desta pesquisa foi dividido em duas partes realizadas simultaneamente. A PARTE 1 compreendeu o estudo laboratorial de misturas de módulo elevado empregando ligantes especiais (RASf, AMP EVA e PPA 30/45). Um CAP 50/70 foi utilizado para formular uma mistura de comparação. A PARTE 2 foi dedicada à execução e monitoramento de uma seção experimental com mistura asfáltica de módulo elevado submetida a ensaios acelerados.

A avaliação dos resultados alcançados na PARTE 1 – ESTUDO LABORATORIAL permitiu concluir que:

- I. Dos ligantes experimentais estudados nenhum se enquadra nas especificações francesas para misturas de módulo elevado. Considerando os resultados obtidos nos ensaios para classificação SUPERPAVE™ dos materiais asfálticos pesquisados:
 - a. Os ligantes especiais atingiram PG superior a 76 e são indicados para utilização em pavimentos submetidos a elevado volume de tráfego e/ou sujeitos a tráfego canalizado e lento, considerando as condições climáticas brasileiras;

- b. Os ligantes especiais apresentaram resistência à deformação permanente superior à do ligante convencional (CAP 50/70). A resistência decresce na seguinte seqüência: RASF, AMP EVA e PPA 30/45;
 - c. Quanto ao trincamento a baixas temperaturas, o CAP 50/70 e o AMP EVA são os ligantes mais resistentes a este defeito;
 - d. O desempenho a temperaturas intermediárias dos ligantes especiais é inferior ao do ligante convencional. A resistência à fadiga diminui na seguinte seqüência: CAP 50/70, PPA 30/45, AMP EVA e RASF. A vida de fadiga das misturas pode ser ampliada com o aumento do teor de ligante de projeto, sem ocasionar prejuízo à resistência à deformação permanente, tendo em vista as características superiores dos ligantes especiais estudados relativas a este aspecto e
 - e. O AMP EVA pode ser considerado o ligante com maior elasticidade e apresentou a maior faixa de temperatura de utilização, 98°C.
- II. A utilização de materiais asfálticos com viscosidade elevada levou à necessidade de altas temperaturas de preparação das misturas.
- III. A distribuição granulométrica das misturas de módulo elevado, contínua, densa e próxima à linha de densidade máxima, não deve ser formulada considerando a zona de restrição proposta pelo método SUPERPAVE™.
- IV. As misturas asfálticas de módulo elevado projetadas resultaram em volumes de vazios reduzidos, variando entre 1,7 e 2,5% com teor de ligante de projeto de 5,5%.
- V. A resistência à tração (RT) e o módulo de resiliência (MR) das misturas EME são superiores aos obtidos para a mistura de comparação. O RASF resultou em maiores MR e RT, 23.805 e 4,29 MPa, respectivamente.
- VI. A análise dos resultados de ensaios de MR e RT para diferentes temperaturas (15, 25 e 35°C) permite constatar que as características mecânicas das misturas EME projetadas são menos suscetíveis a variações de temperatura se comparadas aos valores obtidos para a mistura de comparação (CAP 50/70). A mistura produzida com RASF apresenta a menor suscetibilidade térmica tanto para a deformabilidade elástica quanto para a

resistência à tração. A suscetibilidade térmica aumenta para a mistura com PPA 30/45, porém ainda é inferior à da mistura com AMP EVA.

- VII. Dentre as misturas de módulo elevado projetadas, a produzida com RASF apresentou o melhor comportamento à fadiga. Os ligantes asfálticos modificados por polímeros (AMP EVA e PPA 30/45) resultaram em EMEs com vida de fadiga igual ou inferior à da mistura de comparação (CAP 50/70).
- VIII. A resistência às deformações permanentes medidas no ensaio de *creep* dinâmico das misturas EME é superior à da mistura de comparação.
- IX. A perda de massa no ensaio Cantabro para o EME produzido com RASF é elevada (15,8%); para as misturas com ligantes modificados por polímeros o comportamento é similar ao da mistura de comparação com perdas inferiores a 7%.
- X. A resistência ao dano por umidade induzida das misturas EME, obtida no ensaio Lottman Modificado, atende aos requisitos do método SUPERPAVE™ ($\geq 70\%$).

O desenvolvimento da PARTE 2 – CONSTRUÇÃO E MONITORAMENTO DE PISTA EXPERIMENTAL foi condicionado aos ligantes asfálticos disponibilizados para o projeto da mistura EME. A primeira opção de ligante asfáltico estudada foi o RV produzido pela Refinaria Alberto Pasqualini. Como a empresa não considerou viável fornecer o material na quantidade necessária, foram avaliadas novas alternativas: o PPA 50/70 e o CAPPLUS 106B. A análise dos resultados obtidos possibilitou as seguintes considerações:

- I. A modificação do CAP 50/70 empregando ácido polifosfórico (PPA) reduz a penetração e eleva o ponto de amolecimento do ligante, permitindo a formulação de material adequado à utilização em misturas de módulo elevado. O impacto da adição de PPA na viscosidade do asfalto é menor se comparado aos polímeros sólidos, conseqüentemente, as temperaturas necessárias no processo de produção e compactação da mistura são inferiores às de um ligante modificado por um polímero como o EVA.
- II. O fracionamento SARA de uma amostra de PPA 50/70 demonstrou que a adição do modificador proporciona o aumento da porcentagem em massa de asfaltenos na composição do ligante asfáltico.

- III. Os ensaios de cisalhamento dinâmico (DSR) e rigidez e fluência na flexão (BBR) permitiram constatar que:
- a. Os graus de desempenho (PG) para altas temperaturas obtidos para os ligantes especiais estudados são superiores ao do ligante convencional, sendo observado um ganho no desempenho a altas temperaturas de 1 PG para o ligante CAPPLUS 106B e 2 PGs para o RV. A adição de 2% de PPA ao CAP 50/70 proporcionou aumento de 3 PGs, o ligante resultante apresenta boa resistência às deformações permanentes até temperaturas de 82°C;
 - b. Considerando a possibilidade de trincamento a baixas temperaturas, os ligantes avaliados são menos resistentes a este defeito se comparados ao CAP 50/70;
 - c. Os ligantes especiais apresentaram desempenho a temperaturas intermediárias inferior ao observado para o ligante convencional. A resistência à fadiga diminui na seguinte seqüência: CAP 50/70, CAPPLUS 106B, PPA 50/70 e RV e
 - d. O PPA 50/70 apresentou os menores ângulos de fase podendo ser considerado o ligante com maior elasticidade. Este material também é o que apresenta maior faixa de temperatura de utilização, 92°C.
- IV. A utilização do ligante PPA 50/70 na execução da pista experimental foi impossibilitada devido às características dos agregados disponíveis para o projeto da mistura. A necessidade de empregar cal hidratada como filer para correção da granulometria reduziu os efeitos do modificador. A adoção de uma curva granulométrica sem adição de material de enchimento resultou em um esqueleto pétreo com menor resistência ao cisalhamento. Além disso, granulometrias com deficiência de filer não garantem a formação de mastique com características de resistência e deformabilidade adequadas. Em função destas inconformidades observaram-se valores de MR e RT incompatíveis com misturas do tipo EME.
- V. O desempenho das misturas asfálticas de módulo elevado estudadas (RV e CAPPLUS 106B) é superior ao obtido para a mistura formulada com ligante convencional, considerando as características mecânicas medidas pelos ensaios de MR e RT, a

suscetibilidade térmica, a vida de fadiga e as resistências às deformações permanentes e aos danos por umidade induzida.

- VI. O concreto asfáltico formulado com RV apresentou as características mais adequadas ao emprego como mistura de módulo elevado: MR e RT elevados, 18.836 e 2,94 MPa, respectivamente, aliados à suscetibilidade térmica reduzida, vida de fadiga e resistência às deformações permanentes superiores se comparadas com os valores obtidos para a mistura projetada com CAPPLUS 106B, utilizada para a execução da pista experimental.
- VII. Sobre uma estrutura constituída por 160 mm de material do britador primário e 120 mm de brita graduada construída sobre um subleito de argila com comportamento laterítico foram executadas camadas de EME de 80 e 120 mm de espessura permitindo estabelecer os processos de lançamento e compactação adequados ao material. O transporte da mistura asfáltica produzida em uma usina gravimétrica foi realizado por caminhões basculantes cobertos por lona para reduzir a perda de temperatura durante o deslocamento. O espalhamento da mistura na pista experimental foi executado por vibroacabadora sobre a superfície de brita graduada com pintura de ligação. O EME de 120 mm foi executado em duas camadas de 60 mm. A camada de 80 mm foi construída em uma única etapa. O processo de compactação iniciou-se imediatamente após o espalhamento sendo realizadas sete passagens com rolo liso, 12 passagens com rolo pneumático e uma última passagem com rolo liso para finalização da camada (passagem = cobertura completa). A temperatura de compactação variou entre 140 e 150°C, em conformidade com o estabelecido no ensaio com o viscosímetro Brookfield.
- VIII. A seção experimental com 80 mm de EME foi submetida a ensaios acelerados com o simulador de tráfego UFRGS-DAER/RS. O comportamento da estrutura foi avaliado através de medidas de deflexões e de deformações permanentes. A deflexão inicial medida foi de 45×10^{-2} mm. Foram aplicados 216.097 ciclos de carga constituídos por 100.000 solicitações com carga de eixo de 100 kN e 116.097 passagens do trem de carga de 120 kN com pressão de inflação de pneus para os níveis de carregamento de 0,62 e 0,69 MPa, respectivamente. Após 100.000 ciclos de carga a deflexão medida foi de 50×10^{-2} mm para eixo de 100 kN. Ao final do experimento as deflexões observadas atingiram 57×10^{-2} mm.

- IX. As deflexões sofreram influência das características climáticas do período de testes. Medidas realizadas em períodos de chuvas intensas foram consideradas elevadas para o padrão de comportamento da estrutura.
- X. As elevadas temperaturas e os períodos de chuvas intensas ocorridos durante a solicitação da pista experimental contribuíram para que os valores de ATR superassem as flechas esperadas para a estrutura avaliada (5 mm). As deformações máximas medidas atingiram 8 mm no final do experimento.

Finalizando, o emprego de misturas asfálticas de módulo elevado em camadas estruturais de pavimentos permitirá a construção de estruturas de melhor qualidade técnica, podendo contribuir para o aumento da vida útil das rodovias.

6.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Com o objetivo de complementar os resultados obtidos por esta pesquisa e contribuir para a evolução do conhecimento do comportamento das misturas asfálticas de módulo elevado (EME) como material para camadas estruturais de pavimentos, sugere-se:

- I. Pesquisar a utilização de outros ligantes asfálticos buscando atender às especificações francesas para misturas EME.
- II. Analisar a produção de misturas de módulo elevado utilizando cal hidratada e ligantes comerciais disponíveis no Brasil.
- III. Aprofundar os estudos iniciados para a modificação de ligantes asfálticos por ácido polifosfórico.
- IV. Investigar os mecanismos que resultam na diminuição do efeito do PPA nas características do ligante devido à presença da cal hidratada.
- V. Avaliar outras composições granulométricas e agregados provenientes de diferentes tipos de rocha.

- VI. Realizar ensaios mecânicos empregando os equipamentos sugeridos pelo método francês para o projeto de misturas asfálticas, possibilitando a comparação com resultados de ensaios tradicionalmente empregados no Brasil.
- VII. Executar e monitorar um trecho experimental em uma rodovia sob tráfego real para comparar com o desempenho obtido na pista experimental solicitada pelo simulador de tráfego e permitir uma estimativa para o fator campo/laboratório.
- VIII. Realizar análise de viabilidade econômica de estruturas com EME, avaliando a variação dos custos referentes à manutenção ao longo do período de projeto de uma rodovia.

REFERÊNCIAS

ALBANO, J. F. *Efeitos da variação da carga por eixo, pressão de inflação e tipo de pneu na resposta elástica de um pavimento*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, Porto Alegre, 1998.

ALBANO, J. F. *Efeitos dos excessos de carga sobre a durabilidade de pavimentos*. Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, Porto Alegre, 1998.

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials. *Standard Method of Test for Resistance of Compacted Bituminous Mixture to Moisture Induced Damage*: T 283. Washington, DC, 1989.

_____. *Guide for design of pavement structures*. Washington, DC, 1993.

_____. *Standard Method of Test for Preparing and Determining the Density of Hot-Mix Asphalt (HMA) Specimens by Means of the Superpave Gyratory Compactor*: T 312. Washington, DC, 2003.

ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. *Geologia de engenharia*. São Paulo: ABGE, 1998.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Dosagem de Misturas Betuminosas pelo Método Marshall*: NBR 12891. Rio de Janeiro, 1993.

_____. *Materiais Betuminosos: Determinação da Penetração*: NBR 6576. Rio de Janeiro, 1998.

_____. *Materiais betuminosos: Determinação do ponto de amolecimento: Método do anel e bola*: NBR 6560. Rio de Janeiro, 2000.

_____. *Materiais betuminosos: Determinação da ductilidade*: NBR 6293. Rio de Janeiro, 2001a.

_____. *Materiais asfálticos: Determinação do efeito do calor e do ar: Método da película delgada*: NBR 14736. Rio de Janeiro, 2001b.

_____. *Derivados de petróleo: Determinação do ponto de fulgor e de combustão em vaso aberto de Cleveland*: NBR 11341. Rio de Janeiro, 2003a.

_____. *Materiais betuminosos: Determinação da viscosidade Saybolt-Furol*: NBR 14950. Rio de Janeiro, 2003b.

_____. *Produtos betuminosos semi-sólidos: Determinação da massa específica e densidade relativa*: NBR 6296. Rio de Janeiro, 2004a.

_____. *Materiais betuminosos: Determinação da recuperação elástica pelo ductilômetro*: NBR 15086. Rio de Janeiro, 2004b.

_____. *Misturas asfálticas: Determinação da resistência à tração por compressão diametral*: NBR 15087. Rio de Janeiro, 2004c.

_____. *Misturas asfálticas: Determinação do desgaste por abrasão Cantabro*: NBR 15140. Rio de Janeiro, 2004d.

_____. *Materiais betuminosos: Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando um viscosímetro rotacional*: NBR 15184. Rio de Janeiro, 2004e.

_____. *Materiais Asfálticos: Determinação do efeito do calor e do ar em uma película delgada rotacional*: NBR 15235. Rio de Janeiro, 2005.

AFNOR – Association Française de Normalisation. *Déformation Permanente des Mélanges Hydrocarbonés: Partie I: Essai d'orniérage*: NF P 98-253-1. Paris, 1991a.

_____. *Préparation des Mélanges Hydrocarbonés: Partie 2: Compactage des plaques*: NF P 98-250-2. Paris, 1991b.

_____. *Essais relatifs aux chaussées: Détermination du comportement au compactage des mélanges hydrocarbonés: Essai de compactage à la presse à cisaillement giratoire (PCG)*: NF P 98-252. Paris, 1999a.

_____. *Enrobés Hydrocarbonés: Couches d'assises: enrobés à module élevé (EME)*: NF P 98-140. Paris, 1999b.

ANDERSON, D. A.; LE HIR, Y. M.; PLANCHE, J.-P.; MARTIN, D. Zero Shear Viscosity of Asphalt Binders. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n.1810. 2002.

ANP – Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis. *Resolução ANP nº 19*. Brasília-DF: ANP, 2005.

ASTM – American Society of Testing and Materials. *Standard test method for effect of moisture on asphalt concrete paving mixtures*: D 4867. West Conshohocken, PA, 1996.

_____. *Standard test method for effect of heat and air on a moving film of asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test)*: D2872-97. West Conshohocken, PA, 1997.

_____. *Standard practice for accelerated aging of asphalt binder using a pressurized aging vessel (PAV)*: D 652. West Conshohocken, PA, 2000a.

_____. *Standard test method for determining the flexural creep stiffness of asphalt binder using the bending beam rheometer (BBR)*: D 6648. West Conshohocken, PA, 2000b.

ASPHALT INSTITUTE. SUPERPAVE™: Performance Graded Asphalt: Binder Specification and Testing. *SUPERPAVE™ Series N°1 (SP-1)*. Lexington, 1994.

_____. SUPERPAVE™ Level 1 Mix Design. *SUPERPAVE™ Series N°2 (SP-2)*. Lexington, 1995.

_____. *Mix Design Methods: For Asphalt Concrete and Other Hot-Mix Types. Manual Series N°2 (MS-2)*. Sixth Edition. Lexington, 1997.

_____. SUPERPAVE™ protocols for modified asphalt binders. *NCHRP 9-10* (Preliminary Draft). Lexington, 2000.

ATLAS SOCIOECONÔMICO DO RIO GRANDE DO SUL. Secretaria da Coordenação e Planejamento. Estado do Rio Grande do Sul, 1997. Disponível em: <http://www.scp.rs.gov.br>. Acesso em: 08 de agosto de 2007.

AZAMBUJA, D. M. *Estudo de recapeamentos asfálticos de pavimentos através de ensaios acelerados*. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

BAPTISTA, C. N. *Pavimentação* – Tomo I. Porto Alegre: Globo, 1976.

BAUMGARDNER, G. Use of polyphosphoric acid in asphalt. In: Symposium on Prediction of Pavement Performance. *Proceedings...* Cheyenne, WY, 2005. Disponível em: <http://www.westernresearch.org/download/2%204%20Baumgardner.pdf>. Acesso em: 21 de outubro de 2006.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. *Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros*. Rio de Janeiro: Petrobras: ABEDA, 2007.

BERNUCCI, L. B.; CERATTI, J. A. P.; LEITE, L. F. M.; MOURA, E. Asfalto Modificado com EVA: Uma Solução para Revestimentos Asfálticos de Alto Módulo e Alta Resistência à Deformação Permanente. In: Reunião Anual de Pavimentação, 32., Brasília – DF, 2000. *Anais...* Rio de Janeiro: ABPv, 2000.

BRAZ, D. *Tomografia Computadorizada no Estudo da Mecânica da Fratura em Misturas Asfálticas*. Tese de Doutorado, Coordenação de Programas de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997.

BRITO, L. A. T. *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, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2006.

BROSSEAUD, Y. O método francês para dosagem de misturas asfálticas: abordagem, métodos de ensaio, confiabilidade e validade. In : Encontro do Asfalto, 16., Rio de Janeiro, 2002. *Trabalhos técnicos*. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro do Petróleo, 2002a.

BROSSEAUD, Y. Les enrobes français: panorama des techniques bitumineuses, bilan de comportement. In : Encontro do Asfalto, 16., Rio de Janeiro, 2002. *Trabalhos técnicos*. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro do Petróleo, 2002b.

BROSSEAUD, Y.; BOGDANSKI, B.; CARRÉ, D. Achieve better roads in Poland while saving resources with French function dissociation concept. In: International Conference Durable and Safe Road Pavements, 9., 2003, *Proceedings...* Kielce, Polônia, 2003.

BROSSEAUD, Y. *High Modulus Hot Asphalt Mixes - French experience and first experimentation in Poland*. Nantes: LCPC, 2004.

BSI – British Standards Institution. *Determination of the indirect tensile stiffness modulus of bituminous mixtures*: DD213. Londres, 1993.

CAPITÃO, S. *Caracterização mecânica de misturas betuminosas de alto módulo de deformabilidade*. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, 2003.

CARDOSO, E. R. *Estudo da Distribuição de Vazios em Misturas Asfálticas de Alto Desempenho do Tipo SMA Utilizando Tomografia Computadorizada*. Dissertação de Mestrado, Coordenação de Programas de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

CAROFF, G. e CORTÉ, J. F. Les enrobés à module élevé. *Revue Général des Routes et des Aérodrômes*, Spécial chaussées d'autoroutes. Paris, 1994.

CASAGRANDE, F. L. *Estudo da influência do teor de finos na condutividade hidráulica e deformidade elástica de brita*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2003.

CERATTI, J.A. Equipamento para teste acelerado de pavimentos. In: COPPEGEO/93: Simpósio Geotécnico Comemorativo dos 30 anos da COPPE – UFRJ, 1993, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 1993.

CHOWDHURY, A.; GRAW, J.DC; BUTTOM, J.W.; LITTLE, D. N. Effect of Aggregate Gradation on Permanent Deformation of Superpave HMA. In: Annual Meeting of Transportation Research Board, 80. Washington, DC, *Proceedings...* Washington: TRB, 2001.

CNT – Confederação Nacional dos Transportes. *Pesquisa Rodoviária 2006: Relatório Gerencial*. Disponível em: <http://www.cnt.org.br>. Acesso em: 20 de dezembro de 2006.

COMINSKY, R.J.; HUBER, G.A.; KENNEDY, T.W.; ANDERSON, M. The Superpave Mix Design Manual for New Construction and Overlays: SHRP-A-407. Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, DC, 1994a.

COMINSKY, R.J.; LEAHY, R.B.; HARRIGAN, E.G. Level One Mix Design: Materials Selection, Compaction, and Conditioning: SHRP-A-408. Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, DC, 1994b.

COOLEY JR., L. A.; ZHANG, J.; KANDHAL, P. S.; HAND, A.; MARTIM, A. E. Significance of Restricted Zone in Superpave Aggregate Gradation Specification. *Transportation Research Circular*, Washington, DC, n. E-C043, 2002.

CORBETT L.W. Composition of asphalt based on generic fractionation using solvent deasphalting, elution – absorption chromatography and densimetric characterization. *Analytical Chemistry*, v.41, p.576-579, 1969.

CORTÉ, J-F. Development and uses of hard grade asphalt and of high modulus asphalt mixes in France. *Transportation Research Circular: Perpetual Bituminous Pavements*, Washington, DC, n. 503, p. 12-31, 2001.

CORTÉ, J. –F.; BROSSEAUD, Y.; SIMONCELLI, J. –P.; CAROFF, G. Investigation of rutting of asphalt surface layers: influence of binder and of configuration of axle loading. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n.1436, 1994.

CORTÉ, J. -F.; BROSSEAUD, Y.; KERZREHO, J. -P.; SPERNOL, A. Study of rutting of wearing courses on the L.C.P.C. test track. In: International Conference on Asphalt Pavement, 8, 1997, Seattle. *Proceedings...* Seattle, 1997.

CORTÉ, J. -F.; SERFASS, J. -P. The french approach to asphalt mixtures design: a performance-related system of specifications. *Journal of The Association of Asphalt Paving Technologists*, White Bear Lake, MN, v.69, p.794, 2000.

CRONEY, D.; CRONEY, P. *Design and Performance of Road Pavements*. 3rd. ed. Londres: McGraw-Hill Professional, 1997.

CRUZ, L. L. Estudo comparativo do desempenho de um recapeamento utilizando asfalto-borracha em pavimento flexível. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 119 p, 2005.

DAER – Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem. *Determinação do índice de lamelalidade*: EL 108/01. Porto Alegre, 2001.

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. *Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis*: PRO 11. Rio de Janeiro, 1979.

_____. *Agregado: determinação do índice de forma*: ME 086. Rio de Janeiro, 1994a.

_____. *Agregados: avaliação da durabilidade pelo emprego de sulfatos de sódio ou de magnésio*: ME 089. Rio de Janeiro, 1994b.

_____. *Agregado graúdo: adesividade a ligante betuminoso*: ME 078. Rio de Janeiro, 1994c.

_____. *Agregado: adesividade a ligante betuminoso*: ME 079. Rio de Janeiro, 1994d.

_____. *Misturas betuminosas: determinação do módulo de resiliência*: ME 133. Rio de Janeiro, 1994e.

_____. *Agregado miúdo: determinação da densidade real*: ME 084. Rio de Janeiro, 1995a.

_____. *Misturas betuminosas à quente: Ensaio Marshall*: ME 043. Rio de Janeiro, 1995b.

_____. *Agregados: determinação da resistência ao esmagamento de agregados graúdos*: ME 197. Rio de Janeiro, 1997.

_____. *Pesquisa de asfaltos modificados por polímeros*. Rio de Janeiro: DNER, 1998a.

_____. *Agregados: determinação da abrasão “Los Angeles”*: ME 035. Rio de Janeiro, 1998b.

_____. *Agregados: determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo*: ME 081. Rio de Janeiro, 1998c.

_____. *Coletânea de Normas: Asfalto Modificados por Polímeros*. Rio de Janeiro: DNER, 1999.

DNIT – Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes. *Pavimentos flexíveis: Concreto asfáltico: especificação de serviço*: DNIT 031/2006-ES. Rio de Janeiro, 2006.

DE LA ROCHE, C.; ODÉON, H.; SIMONCELLI, J. -P.; SPERNOL, A. Study of the fatigue of asphalt mixes using the circular test track of the Laboratoire Central des Ponts et Chaussées in Nantes, France. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 1436, p.17-27, 1994.

DES CROIX, P.; PLANQUE, L. Experience with optimised hard grade bitumens in high modulus asphalt mixes. In: Eurasphalt & Eurobitume Congress, 3, Viena, 2004. *Proceedings...* Bruxelas: EAPA, 2004, v.1, p.159-172.

DONY, A. Liantes bitumes-polymères. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Série Chaussées CR 15. Paris, 1991.

FERNANDES JR., J. L. ROQUE, R.; TIA, M.; CASANOVA, L. Evaluation of uncompacted void content of fine aggregate as a quality indicator of materials used in Superpave mixtures. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n.1723, p.37-44, 2000.

FHWA – Federal Highway Administration. *FHWA-AS-95-003: Background of SUPERPAVE™ Asphalt Mixture Design and Analysis*. National Asphalt Training Center. Demonstration Project 101. Washington, DC, 1995.

_____. *Pavement Testing Facility*. Disponível em: <http://www.fhwa.dot.gov/pavement/utweb/facilit.cfm>. Acesso em 25 de outubro de 2006.

FILIPIS, D.; GIAVARINI, C.; SCARSELLA, M. Stabilization and Partial Deasphalting of Thermal Residues by Chemical Treatment. *Energy & Fuels*, Columbus, OH, v.8, n.1, p.141-146, 1994.

FREITAS, H. B. *Misturas Asfálticas de Módulo Elevado com Uso de Escória de Aciaria como Agregado*. Dissertação de Mestrado, Coordenação de Programas de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

GOACOLOU, H. La GBTHM (grave-bitume à très haut module d'élasticité) Une grave-bitume de première classe. *Revue Général des Routes et des Aérodrômes*, Paris, n.713, p.70-72, 1993.

GONÇALVES, F. J. P. *Estudo experimental do desempenho de pavimentos flexíveis a partir de instrumentação e ensaios acelerados*. Tese de doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 467 p, 2002.

GOUVEIA, L. T.; FERNANDES JR., J. L. Limitações do ensaio de angularidade do agregado fino (FAA) para previsão do comportamento de misturas asfálticas. In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 16., 2002, Natal. Panorama Nacional de Pesquisa em Transportes 2002. Natal: ANPET, 2002, vol. 1, p. 157-167.

GUANDALINI, G. Buracos que envolvem vidas e lucros. *Veja*, São Paulo, edição 2020, ano 40, n. 31, p. 88-89, 8 ago. 2007. Editora Abril.

HAND, A. J.; EPPS, A.L. Impact of Gradation Relative to the Superpave Restricted Zone on Hot Mix Asphalt Performance. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 1767, p.158-166, 2001.

HUBER, G. A.; JONES, J. C.; MESSERSMITH, P. E.; JACKSON, M. Contribution of Fine Aggregate Angularity and Particle Shape to Superpave Mixture Performance. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n.1609, p.28-35, 1998.

HUBER, G. A. Methods to Achieve Rut-Resistant Durable Pavements. *NCHRP Synthesis*, Washington, DC, n. 274, 1999.

HUGO, F.; MARTIN, A. L. E. Significant Findings from Full-Scale Accelerated Pavement Testing - A Synthesis of Highway Practice. *NCHRP Synthesis*, Washington, DC, n. 325, 2004.

HUNTER R. N. *Bituminous mixtures in road construction*. London: Thomas Telford, 1994.

IBP – Instituto Brasileiro do Petróleo – Comissão de Asfalto. *Informações básicas sobre materiais asfálticos*. Rio de Janeiro: IBP, 1994.

_____. Informativo “O asfalto”. Rio de Janeiro: IBP, 1996 .

_____. *Informações Básicas sobre Materiais Asfálticos*. 6. ed. rev. Rio de Janeiro: IBP, 1999.

KANDHAL, P. S.; COOLEY JR., L. A. The Restricted Zone in the Superpave Aggregate Gradation Specification. *NCHRP Report*, Washington, DC, n. 464, 2000.

KANDHAL, P. S.; MALLICK, R. B. Effect of Mix Gradation on Rutting Potential of Dense-Graded Asphalt Mixtures. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n.1767, p.146-151, 2001.

KENNEDY, T.W.; HUBER, G.A.; HARRIGAN, E.T.; COMINSKY, R.J.; VON QUINTAS, H.; MOULTHROP, J.S. Superior Performing Asphalt Pavements (Superpave): The Product of the SHRP Asphalt Research Program. *SHRP-A-410*, Washington, DC, 1994.

LANGUMIER, G. Nouvelles possibilités en construction routière – GBTHP un mélange bitumineux optimisé. *Revue Général des Routes et des Aéroports*, Paris, n.612, p.47-52, 1984.

LAUTIER, G.; RENIÉ, E.; VERHÉE, F. Exemple d’optimisation d’une structure souple: La RD 570 dans les Bouches-du-Rhône, *Revue Général des Routes et des Aéroports*, Paris, n. 684, p. 80-81, 1991.

LEITE, L. F. M. *Estudo de preparo e caracterização de asfaltos modificados por polímero*. Tese de doutorado, Instituto de Macromoléculas Professora Eloísa Mano, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1999.

LEITE, L. F. M. *Comunicação pessoal*. 2007.

LEITE, L. F. M.; TONIAL, I. A. Qualidade dos cimentos asfálticos brasileiros segundo as especificações SHRP. In : Encontro do Asfalto, 12., Rio de Janeiro, 1994. *Trabalhos técnicos*. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro do Petróleo, 1994.

LEITE, L. F. M.; BITTENCOURT, C. P.; NASCIMENTO, L. A. H. Efeito do ácido polifosfórico no desempenho de ligantes rodoviários. In:, XVIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 18., 2004, Florianópolis. *Panorama Nacional de Pesquisa em Transportes 2004*. Florianópolis: ANPET, 2004. vol. 1, p. 40-51.

LIANG, R. Y.; LEE, S. Short-Term and Long-Term Aging Behavior of Rubber Modified Asphalt Paving Mixture. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 1417, p. 49-57, 1996.

MAGALHÃES, S. T. *Misturas asfálticas de módulo elevado para pavimentos de alto desempenho*. Dissertação de Mestrado, Coordenação de Programas de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 185 p, 2004.

MARCANT, B. Polyphosphoric acid modification of asphalt. In: Asphalt Institute Spring Meeting, 2004, Washington, DC. *Proceedings...* Disponível em: [http://www.asphaltinstitute.org/Upload/Polyphosphoric Acid Modification Asphalt.pdf](http://www.asphaltinstitute.org/Upload/Polyphosphoric%20Acid%20Modification%20Asphalt.pdf). Acesso em: 21 de outubro de 2006.

MARSOT, A. Enrobés à haut module et liants modifiés. *Revue Général des Routes et des Aérodomes*, Paris, n. 711, p. 39-41, 1993.

MARTIN, J.-V. Asphalt chemically modified with polyphosphoric acid. In: North East Asphalt User/Producer Group Annual Fall Meeting, 2004, Portsmouth. Disponível em: <http://www.superpave.psu.edu/downloads/pdf/NEAUPG04/PDF%20Presentations/10%20Jean%20Martin%20NEAUPG-21-10-2004-V4.pdf>. Acesso em: 21 de outubro de 2006.

McGENNIS, R. B.; ANDERSON, R. M.; KENNEDY, T. W.; SOLAIMANIAN, M. Background of Superpave Asphalt Mixture Design and Analysis. *FHWA Report*, Washington, DC, n. FHWA-SA-95-003, 1994.

METCALF, J. B. Application of Full-Scale Accelerated Pavement Testing. *NCHRP Synthesis of Highway Practice*, Washington, DC, n. 235, 1996.

METCALF, J. B. Full Scale Accelerated Pavement Testing - A North American and European Perspective. In: International Conference on Accelerated Pavement Testing, 2., 2004, Minneapolis. *Proceedings...* Minneapolis, 2004.

MOTTA, L. M. G.; MEDINA, J.; SCALCO, R. C. O Projeto Estrutural de Pavimentos Flexíveis e a Dosagem de Misturas Asfálticas. In: Reunião Anual de Pavimentação, 27., 1993, Teresina. *Anais...* Teresina: ABPv, 1993. vol.1, p. 524-545.

NEWCOMB, D. E.; BUNCHER, M.; HUDDLESTON, I. J. Concepts of perpetual pavements. *Transportation Research Circular*, Washington, DC, n. 503, p. 04-11, 2001.

NÚÑEZ, W. P. *Análise experimental de pavimentos rodoviários delgados com basaltos alterados*. Tese de doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 271 p., 1997.

- NUNN, M. E.; BROWN, A.; WESTON, D.; NICHOLLS, J. C. Design of long-life flexible pavements for heavy traffic. *Transportation Research Laboratory Report*, Berkshire, UK, n. 250, 1997.
- ODÉON, H.; GRAMSAMMER, J.-C.; CAROFF, G. Asphalt mix fatigue behavior: experimental structures and modeling. In: International Conference on Asphalt Pavement, 8, 1997, Seattle. *Proceedings...* Seattle, 1997.
- ORANGE, G.; DUPUIS, D.; MARTIN, J. V.; FARCAS, F.; SUCH, C.; MARCANT, B. Chemical modification of bitumen through polyphosphoric acid: properties – micro-structure relationship. In: Eurasphalt & Eurobitume Congress, 3., 2004, Vienna. *Proceedings...* Vienna: EAPA, 2004. vol. 1, p. 733-745.
- PERRET, J.; OULD-HENIA, M.; DUMONT, A.-G. High modulus pavement design using accelerated loading testing (ALT). In: Eurasphalt & Eurobitume Congress, 3., 2004, Vienna. *Proceedings...* Vienna: EAPA, 2004. vol. 1, p. 203-212.
- PETRONGARI, J.; BABILOTTE, C.; CHAMBOM, A. Réalisation de chaussées: contournement de Saint-Chamond, *Revue Général des Routes et des Aérodrômes*, Paris, n. 701, p. 32-40, 1992.
- PINTO, S. ; PREUSSLER, E. *Pavimentação rodoviária: conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis*, 2. ed. Rio de Janeiro: Copiarte, 2002.
- READ, J. ; WHITEOAK, D. *The Shell Bitumen Handbook*, Fifth Edition. Chertsey: Shell Bitumen UK, 2003.
- REGIS, C. *Assises de chaussées*. L'école Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 144 p, 1985.
- REIS, R. M. M. *Revestimento Asfáltico Tipo SMA para Alto Desempenho em Vias de Tráfego Pesado*. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, São Paulo, 2002.
- REIS, R. M. M.; ESPÍRITO SANTO, N. R. Asfalto Modificado com Polímero. Publicação Técnica nº 2, Ipiranga Asfaltos S/A, 1998.
- REVUE GÉNÉRAL DES ROUTES ET DES AÉRODROMES. *Les Enrobés Bitumineux*. vol. 2, 381 p. Paris : RGRA, 2005.
- ROBERTS, F.L.; KANDHAL, P.S.; BROWN, R.E.; LEE, D.; KENNEDY, T.W. *Hot Mix Asphalt Materials: Mixture Design, and Construction*. Maryland: National Asphalt Pavement Association, 1996.
- RODRIGUES, M. R. *Influência da sucção no módulo de resiliência de solos do subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.
- ROSTLER, F. S.; WHITE, R. M. *Fraction components of asphalts*. 1959.

SCHMITZ, C. S. *Análise do comportamento estrutural de sistemas de drenagem viária constituídos por tubos plásticos flexíveis envolvidos por areia*. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, São Paulo, 2002.

SETRA - Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes. Les enrobés à module élevé. *Note d'information*, Bagneux, n.96, 6p., 1997.

SETRA e LCPC – Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes e Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. *Catalogue des structures types de chaussées neuves*. Bagneux : Ministère de L'Équipement, des Transports et du Logement, 1998.

SHARP, K. Full Scale Accelerated Pavement Testing - A Southern Hemisphere and Asian Perspective. In: International Conference on Accelerated Pavement Testing, 2., 2004, Minneapolis. *Proceedings...* Minneapolis, 2004.

SIDDIQUI, Z.; TRETHERWEY, M. W.; ANDERSON, D. A. Variables Affecting Marshall Test Results. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n.1171, p.139-148, 1998.

SILVA, P. D. E. A. *Estudo do Reforço de Concreto de Cimento Portland (WHITETOPPING) na Pista Circular Experimental do Instituto e Pesquisas Rodoviárias*. Tese de doutorado, Coordenação de Programas de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

SOUSA, J. B.; PAIS, J. C.; PRATES, M.; BARROS, R.; LANGLOIS, P.; LECLERC, A. - M. Effect of Aggregate Gradation on Fatigue Life of Asphalt Concrete Mixes. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n.1630, p.62-68, 1998.

SHRP – Strategic Highway Research Program. SUPERPAVE™ 2000 – Improved Standards for a New Millennium. *Technical Brief*, Washington, DC, n.17, 8p., 1999.

SPECHT, L. *Avaliação de misturas asfálticas com incorporação de borracha reciclada de pneus*. Tese de doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 280 p, 2004.

SYBILSKI, D. Zero-Shear Viscosity of Bituminous Binder and Its Relation to Bituminous Mixture's Rutting Resistance. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n.1535, p.15-21, 1996.

TAYEBALI, A. A.; TSAI, B.; MONISMITH, C. L. Stiffness of asphalt-aggregate mixes. *Strategic Highway Research Program Report*, Washington, DC, A-388, 101 p, 1994.

TONIAL, I. A. *Influência do envelhecimento do revestimento asfáltico na vida de fadiga de pavimentos*. Dissertação de mestrado, Coordenação de Programas de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 244 p, 2001.

TRB – Transportation Research Board. *Full Scale and Accelerated Pavement Testing – Committee AFD40*. Disponível em: <http://www.k-state.edu/pavements/trb/A2B09/>. Acesso em: 25 de outubro de 2006.

VAL MELÚS, M. A. Contribution à la mise au point d'un nouveau matériau de construction des chaussées – L'enrobé bitumineux à haut module pour couches de base. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Nantes, n.204, p.43-52, 1996.

VIERA, C. S. *Desempenho de um pavimento flexível solicitado por simulador de tráfego*. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

VIVIER, M.; DEGUINES, J. Les enrobés à haut module: application à la rocade sud de Salbris, *Revue Général des Routes et des Aérodromes*, Paris, n.633, p.31-40, 1986.

WHITE, T.D. Marshall Procedures for Design and Quality Control of Asphalt Mixtures. In: Annual Meeting and Technical Sessions of Association of Asphalt Paving Technologists, 1985, San Antonio, TX. *Proceedings...* San Antonio, TX: AAPT, 1985. v. 54, p.265-284.

WHITEOK, D. *The Shell Bitumen Handbook*. Chertsey: Shell Bitumen UK, 1990.

WICKBOLDT, V. S. *Ensaio acelerados de pavimentos para avaliação de desempenho de recapeamentos asfálticos*. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 134 p, 2005.

ZHANG, J., COOLEY JR., L. A., HURLEY, G., PARKER, F. Effect of Superpave Defined Restricted Zone on Hot-Mix Asphalt Performance. *Transportation Research Record*, Washington, DC, n. 1891, p.103-111, 2004.