JORGE RODOLFO ESCALANTE ZEGARRA

**AVALIAÇÃO DE MISTURAS PRODUZIDAS COM
LIGANTES ASFÁLTICOS PERUANOS
CONVENCIONAL PEN 60/70 E MODIFICADOS
POR POLÍMERO SBS TIPO I 60/60 E PG 76 -22**

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil: Infra-Estrutura de Transportes.

Orientador: Prof. Dr. José Leomar Fernandes Júnior

São Carlos

2007

Dedico este trabalho aos meus pais, Rafael e Luz Marina, a meus irmãos Thany e Jafett, a meus sobrinhos Rafael e Marcela e à Carmen por todo apoio, incentivo, amor e carinho.

AGRADECIMENTOS

A Deus e a minha família que sempre me apoiaram e incentivaram. Em especial a minha mãe, Luz Marina que mesmo com saudades me encorajou em todos os momentos desta etapa da minha vida.

Ao meu pai Rafael, pelo exemplo constante de trabalho, honestidade, esforço e força de vontade. Muito do que eu sou me espelhei em você.

Ao Professor Dr. José Leomar Fernandes Júnior pelo apoio, estímulo e atenção durante o direcionamento e orientação deste trabalho.

Ao Professor Dr. Glauco Túlio Pessa Fabri pelas sugestões, incentivo e apoio durante o período de desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores do Departamento de Engenharia de Transportes da EESC-USP, em especial ao Professor Dr. Alexandre B. Parreira e ao Professor Dr. Glauco T. P. Fabbri, pelas sugestões para a culminação deste trabalho.

Aos Professores Dr. Alexandre B. Parreira e a Professora Dra. Suelly H. A. Barroso pela contribuição na banca de mestrado.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - CNPq pela bolsa de estudo concedida.

Ao Rômulo Constantino pela sua amizade que não tem preço e por seu suporte técnico de todas as horas de trabalho.

À Betunelkoch Asfaltos, a toda a equipe técnica, aos MSc. Rômulo e Leandro e aos técnicos Adalberto, Saulo, Tiago e Paulo pelo apoio no desenvolvimento desta pesquisa e pela oportunidade de convívio e aprendizado nesse Laboratório durante todo o período.

Aos meus amigos Jesner Sereni Ildefonso, Marcos Bottene Cunha, Alex Arancibia Suarez e Diogo Tocacelli Colella pela amizade incondicional, convívio e colaboração direta neste trabalho.

Aos meus amigos Bruno, Mateus, André, Luiz, Gustavo, Ivan, Fabio, Adalberto, Frede, Mateus D, Daniel, Michael, Leandro, Celso, Wesley, Francis, Luis, Paulo, Vivian, Ana, Adriana, Cira, Cida, Andréa, Vanessa, Márcia, Camila, César, Waldo, Elmer, Julio, Edwin, Soledad, Shermila, Tany e a todos os colegas do Departamento de Transportes pelo convívio e amizade.

Aos funcionários do departamento de Transportes Heloisa, Elisabeth, Carlos, Magaly, Alexandre, Vicente, Paulinho e Suely.

Aos técnicos do Laboratório de Estradas da EESC-USP, Gigante e Paulo que deram sua contribuição na realização deste trabalho; e em especial ao João pela amizade e apoio nos ensaios de laboratório.

À *Tecnologia de Materiales* (TDM), pelo fornecimento e envio do ligante asfáltico do Peru utilizado na pesquisa.

Ao CENPES/PETROBRAS, à DSc. Leni Leite, Adriana Tinoco e Luis Nascimento pelo apoio nos ensaios de DSR e BBR após RTFOT e PAV.

À pedreira Bandeirantes, pelo fornecimento dos agregados para a pesquisa.

RESUMO

ZEGARRA, J. R. E. (2007). *Avaliação de misturas produzidas com ligantes asfálticos peruanos convencional PEN 60/70 e modificados por polímero SBS Tipo I 60/60 e PG 76 -22. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.*

Os objetivos deste trabalho são avaliar o comportamento de asfaltos peruanos convencional CAP PEN 60/70 e modificados por polímero SBS Tipo I 60/60 e PG 76 -22, em misturas asfálticas densas, sem e com envelhecimento em curto prazo, e estabelecer a distribuição do Grau de Desempenho (PG) de ligantes asfálticos com base nas condições climáticas de cada região do Peru. Para a classificação por desempenho os ligantes asfálticos procedentes de Peru foram submetidos aos ensaios convencionais e da especificação Superpave: penetração, ponto de amolecimento, viscosidade Brookfield, ponto de fulgor, retorno elástico, estabilidade a estocagem, envelhecimento em curto prazo (RTFOT), envelhecimento em longo prazo (PAV), cisalhamento dinâmico (DSR) e rigidez à fluência na flexão (BBR). Para a avaliação das propriedades mecânicas, sem envelhecimento e com envelhecimento em curto prazo, foram moldados um total de 196 corpos de prova, submetidos aos ensaios Marshall, resistência à tração, resistência à tração após umidade induzida, módulo de resiliência, fluência por compressão uniaxial estática, fluência por compressão uniaxial dinâmica e vida de fadiga. Os resultados dos ensaios mostram que o processo de modificação dos asfaltos por polímero melhora as características reológicas do ligante, apresentando menor índice de susceptibilidade térmica e maior resistência ao envelhecimento e melhorando o comportamento das misturas asfálticas em todos os ensaios mecânicos. Esses resultados foram confirmados pela análise estrutural com o programa computacional *Elsym5*, nas duas condições de envelhecimento estudadas.

Palavras Chave: Misturas asfálticas, asfaltos peruanos, asfaltos modificados, polímero SBS.

ABSTRACT

ZEGARRA, J. R. E. (2007). *Evaluation of asphalt mixtures produced with conventional peruvian asphalt binder PEN 60/70 and SBS polymer-modified Type I 60/60 and PG 76 -22*. M.Sc. Thesis – Engineering School of Sao Carlos, University of Sao Paulo, Sao Carlos, 2007.

The main goal of this work is the evaluation of the behavior of conventional peruvian asphalt binder AC PEN 60/70 and SBS polymer-modified asphalts I 60/60 and PG 76 -22, when used in hot-mix asphalt (HMA), under both conditions with and without short-term aging. It aims also to establish the asphalt binder performance grade (PG), which is based on the weather conditions, for different Peruvian regions. The Peruvian asphalt binders were submitted to conventional and Superpave laboratory tests: penetration, softening point, Brookfield viscosity, flash point, elastic recovery, storage stability, rolling thin film oven test (RTFOT), pressure aging vessel (PAV), dynamic shear rheometer (DSR) and bending beam rheometer (BBR). For the evaluation of mechanical properties 196 specimen were submitted to Marshall, indirect tensile strength under static loading, indirect tensile strength under static loading after induced moisture, resilient modulus under dynamic diametric compression, static and dynamic creep and fatigue tests. The result show that polymer-modified asphalt binder improve rheological characteristic, in terms of thermal susceptibility and resistance to aging, and also improve the asphalt mixtures behavior, which was verified in all of the mechanical tests and after the structural analysis performed with the Elsym5 program, for all of the short-term aging conditions studied in this work.

Keywords: Asphalt mixtures, Peruvian asphalt, modified asphalt, SBS polymer.

RESUMEN

ZEGARRA, J. R. E. (2007). *Evaluación de mezclas asfálticas producidas con ligantes asfálticos peruanos convencional PEN 60/70 y modificados por polímero SBS Tipo I 60/60 y PG 76 -22. Disertación (Maestría) – Escuela de Ingeniería de São Carlos, Universidad de São Paulo, São Carlos, 2007.*

Los objetivos de este trabajo son evaluar el comportamiento de asfaltos peruanos convencional CAP PEN 60/70 y modificados por polímero SBS Tipo I 60/60 y PG 76 -22, en mezclas asfálticas densas, sin y con envejecimiento a corto plazo, y establecer la distribución del Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos con base en las condiciones climáticas de cada región de Perú. Para la clasificación por desempeño los ligantes asfálticos procedentes de Perú fueron sometidos a los ensayos convencionales y de las especificaciones Superpave: penetración, punto de ablandamiento, viscosidad Brookfield, punto de inflamación, retorno elástico, estabilidad para almacenaje, envejecimiento a corto plazo (RTFOT), envejecimiento a largo plazo (PAV), corte dinámico (DSR) y rigidez a fluencia en flexión (BBR). Para la evaluación de las propiedades mecánicas, sin envejecimiento y con envejecimiento en corto plazo, fueron moldados un total de 196 cuerpos de prueba, sometidos a los ensayos Marshall, resistencia a tracción, resistencia a tracción retenida al daño inducido por la humedad, módulo de resiliencia, fluencia por compresión uniaxial estática, fluencia por compresión uniaxial dinámica y vida a fatiga. Los resultados de los ensayos muestran que el proceso de modificación de los asfaltos por polímero mejora las características reológicas del ligante, presentando menor índice de susceptibilidad térmica y mayor resistencia al envejecimiento y mejorando el comportamiento de las mezclas asfálticas en todos los ensayos mecánicos. Esos resultados fueron confirmados por el análisis estructural con el programa computacional *Elsym5*, en las dos condiciones de envejecimiento estudiadas.

Palabras Clave: Mezclas asfálticas, asfaltos peruanos, asfaltos modificados, polímero SBS.

Lista de Figuras

Figura 1.1 - Mapa de localização de Refinarias de petróleo do Peru.	3
Figura 2.1 - Exemplo de granulometria Superpave para um Diâmetro Máximo Nominal de 12.5 mm.	13
Figura 2.2 - Influência da composição química do CAP na compatibilidade de asfaltos modificados por SBS.	28
Figura 2.3 - Alteração do ponto de amolecimento do asfalto modificado com o teor de polímero.	29
Figura 2.4 - Observação de estruturas de asfalto modificado com diferentes teores de SBS no microscópio de reflexão de fluorescência.	31
Figura 2.5 - Alternativas para produção de asfalto modificado por polímero.	32
Figura 2.6 - Diagrama de produção de asfaltos modificados com elastômeros termoplásticos estirênicos.	34
Figura 2.7 - Tipos de curvas granulométricas para misturas asfálticas.	43
Figura 2.8 - Exemplo de granulometria Superpave.	45
Figura 2.9 - Compactador Giratório Superpave	50
Figura 2.10 - Deformação permanente nas trilhas de roda	57
Figura 2.11 - Trincas por fadiga	58
Figura 2.12 - Trincas por baixa temperatura	61
Figura 3.1 - Mapa da distribuição do PG do ligante asfáltico, sem considerar condições de tráfego. ..	74
Figura 4.1 - Pedreira Bandeirantes – coleta de agregados.	78
Figura 4.2 - Determinação da densidade do agregado graúdo.	80
Figura 4.3 - Determinação da densidade do agregado miúdo.	82
Figura 4.4 - Máquina de abrasão “Los Angeles”	84
Figura 4.5 - Análise Granulométrica dos agregados utilizado na pesquisa.	86
Figura 4.6 - Granulometria de agregados peruanos utilizado na pesquisa.	86
Figura 4.7 - Ligantes Asfálticos Peruanos utilizados na pesquisa.	89

Figura 4.8 - Produção de asfalto modificado por polímero SBS PG 76 -22.	89
Figura 4.9 - Ensaio de Penetração.	91
Figura 4.10 - Ensaio de Ponto de Amolecimento.	91
Figura 4.11 - Ensaio de Viscosidade Brookfield.	93
Figura 4.12 - Ensaio de Ponto de Fulgor.	93
Figura 4.13 - Ensaio de Retorno Elástico.	94
Figura 4.14 – Ensaio de efeito do calor e ar – RTFOT.	95
Figura 4.15 - Viscosímetro Brookfield.	98
Figura 4.16 - Reômetro de Cisalhamento Dinâmico.	99
Figura 4.17 - Cálculo do módulo complexo G^* e do ângulo de fase δ medidos no DSR.	99
Figura 4.18 - Ensaio de módulo complexo de cisalhamento – DSR.	100
Figura 4.19 - Estufa de Filme Fino Rotativo – RTFOT.	101
Figura 4.20 - Vaso de Envelhecimento Sob Pressão – PAV.	102
Figura 4.21 - Reômetro de Viga em Flexão – BBR.	103
Figura 4.22 - Distribuição granulométrica da Mistura.	106
Figura 4.23 - Seleção e preparação dos agregados minerais.	108
Figura 4.24 - Dosagem controlada de agregados para cada corpo de prova.	110
Figura 4.25 - Temperaturas de usinagem e compactação do CAP PEN 60/70.	112
Figura 4.26 - Temperaturas de usinagem e compactação do AMP Tipo I 60/60.	113
Figura 4.27 - Temperaturas de Usinagem e compactação do AMP PG 76 -22.	113
Figura 4.28 - Ensaio de Densidade Máxima Teórica (Método Rice).	119
Figura 4.29 - Ensaio de Estabilidade e fluência Marshall.	123
Figura 4.30 - Ensaio de Módulo de Resiliência a 25°C.	127
Figura 4.31 - Ensaio de Módulo de Resiliência a 5°C.	127
Figura 4.32 - Ensaio de Resistência à Tração a 25°C.	129
Figura 4.33 - Ensaio de Resistência à Tração a 5°C.	129
Figura 4.34 - Ensaio de Resistência à Tração retida por umidade induzida.	131
Figura 4.35 - Ensaio de Fluência por Compressão Uniaxial Estática (<i>creep</i> estático).	135

Figura 4.36 - Ensaio de Fluência por Compressão Uniaxial Dinâmica (<i>creep dinâmico</i>).	138
Figura 4.37 - Ensaio de Fadiga por compressão diametral.....	141
Figura 5.1 - Enquadramento da curva granulométrica da mistura asfáltica escolhida na especificação Superpave e na faixa C do DNER.....	145
Figura 5.2 - Variação da Penetração em ligante sem envelhecimento e após RTFOT.....	147
Figura 5.3 - Variação do Ponto de Amolecimento em ligante sem envelhecimento e após RTFOT. .	148
Figura 5.4 - Variação do IST em ligante sem envelhecimento e após RTFOT.....	149
Figura 5.5 - Viscosidade sem envelhecimento dos ligantes asfálticos utilizados na pesquisa.	150
Figura 5.6 - Viscosidade após RTFOT dos ligantes asfálticos utilizados na pesquisa.	151
Figura 5.7 - Variação da viscosidade em ligante sem envelhecimento e após RTFOT.....	151
Figura 5.8 - Variação do retorno elástico em ligante sem envelhecimento e após RTFOT.	152
Figura 5.9 - Classificação Superpave dos ligantes asfálticos utilizados na pesquisa.	154
Figura 5.10 - Teor de projeto sem envelhecimento - CAP PEN 60/70.	155
Figura 5.11 - Teor de projeto sem envelhecimento - AMP Tipo I 60/60.	155
Figura 5.12 - Teor de projeto sem envelhecimento - AMP PG 76 -22.....	156
Figura 5.13 - Teor de projeto com envelhecimento em curto prazo - CAP PEN 60/70.	156
Figura 5.14 - Teor de projeto com envelhecimento em curto prazo - AMP Tipo I 60/60.....	157
Figura 5.15 - Teor de projeto com envelhecimento em curto prazo - AMP PG 76 -22.	157
Figura 5.16 - Valores médios da densidade aparente das três misturas.....	160
Figura 5.17 - Valores médios da densidade máxima teórica das três misturas.	160
Figura 5.18 - Variação do volume de vazios em função do teor de ligante.....	161
Figura 5.19 - Variação do VAM em função do teor de ligante.	161
Figura 5.20 - Valores médios da RBV em função do teor de ligante.	162
Figura 5.21 - Valores médios das estabilidades Marshall em função do teor de ligante.....	162
Figura 5.22 - Valores médios das fluências Marshall das três misturas.	163
Figura 5.23 - Valores médios da capacidade de suporte Marshall das três misturas.....	163
Figura 5.24 - Variação da densidade aparente em função do teor de ligante.	165
Figura 5.25 - Variação da Gmm em função do teor de ligante.....	166

Figura 5.26 - Variação do volume de vazios em função do teor de ligante.	166
Figura 5.27 - Variação do VAM em função do teor de ligante.	167
Figura 5.28 - Variação da RBV em função do teor de ligante.	167
Figura 5.29 - Variação da estabilidade Marshall em função do teor de ligante.	168
Figura 5.30 - Variação da fluência Marshall em função do teor de ligante	168
Figura 5.31 - Variação da CSM em função do teor de ligante	169
Figura 5.32 - Variação do MR a 25°C em função da condição de envelhecimento.....	172
Figura 5.33 - Variação do MR a 5°C em função da condição de envelhecimento.....	173
Figura 5.34 - Variação do MR das misturas em função da temperatura e condição de envelhecimento em curto prazo.	173
Figura 5.35 - Variação da RT a 25°C em função da condição de envelhecimento.....	175
Figura 5.36 - Variação da RT a 5°C em função da condição de envelhecimento.....	176
Figura 5.37 - Variação da RT em função da temperatura de ensaio e condição de envelhecimento. ...	176
Figura 5.38 - Variação da relação MR/RT a 25°C em função da condição de envelhecimento.	179
Figura 5.39 - Variação da relação MR/RT a 5°C em função da condição de envelhecimento.	179
Figura 5.40 - Variação da relação MR/RT em função da temperatura de ensaio e condição de envelhecimento.	180
Figura 5.41 - Variação da RTR em função da condição de envelhecimento.	181
Figura 5.42 - Variação da RMR em função da condição de envelhecimento.	183
Figura 5.43 - Variação das deformações em amostras sem envelhecimento.	186
Figura 5.44 - Variação das deformações em amostras com 2 horas de envelhecimento.	186
Figura 5.45 - Variação das deformações em amostras com 4 horas de envelhecimento.	187
Figura 5.46 - Variação da recuperação elástica em função da condição de envelhecimento.....	187
Figura 5.47 - Variação do módulo de fluência a 3600 segundos em função da condição de envelhecimento.	189
Figura 5.48 - Variação do módulo de fluência a 4500 segundos em função da condição de envelhecimento.	189
Figura 5.49 - Variação da inclinação em função da condição de envelhecimento.....	190

Figura 5.50 - Variação da deformação em função da condição de envelhecimento.	192
Figura 5.51 - Variação da inclinação da curva de fluência em função da condição de envelhecimento.	192
Figura 5.52 - Variação do módulo de fluência em função da condição de envelhecimento.	193
Figura 5.53 - Curvas de Fadiga em função da diferença de tensões para CAP PEN 60/70.	195
Figura 5.54 - Curvas de Fadiga em função da deformação resiliente para CAP PEN 60/70.	196
Figura 5.55 - Curvas de Fadiga em função da diferença de tensões para AMP Tipo I 60/60.	198
Figura 5.56 - Curvas de Fadiga em função da deformação resiliente para AMP Tipo I 60/60.	199
Figura 5.57 - Curvas de Fadiga em função da diferença de tensões para AMP PG 76 -22.....	201
Figura 5.58 - Curvas de Fadiga em função da deformação resiliente para AMP PG 76 -22.....	202
Figura 5.59 - Curvas de Fadiga sem envelhecimento em função da diferença de tensões.	204
Figura 5.60 - Curvas de Fadiga com 2 h de envelhecimento em função da diferença de tensões.....	204
Figura 5.61 - Curvas de Fadiga com 4 h de envelhecimento em função da diferença de tensões.....	205
Figura 5.62 - Curvas de Fadiga sem envelhecimento em função da deformação resiliente.....	205
Figura 5.63 - Curvas de Fadiga com 2 h de envelhecimento em função da deformação resiliente.....	206
Figura 5.64 - Curvas de Fadiga com 4 h de envelhecimento em função da deformação resiliente.....	206
Figura 5.65 - Perfil utilizado, características e localização do ponto de tensões e deformações mais críticas.	207
Figura 5.66 - Vida de Fadiga das misturas asfálticas estudadas para uma estrutura com capa de 10 cm de espessura, para cada condição de envelhecimento.	209
Figura 5.67- Vida de Fadiga das misturas asfálticas estudadas para uma estrutura com capa de 7,5 cm de espessura, para cada condição de envelhecimento	211

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 – Especificação granulométrica para material de enchimento ou filer.....	11
Tabela 2.2 - Pontos de Controle conforme o Diâmetro Máximo Nominal.	13
Tabela 2.3 - Zona de restrição de acordo com o diâmetro máximo nominal.	14
Tabela 2.4 - Especificação SUPERPAVE: requisitos das propriedades de consenso.....	15
Tabela 2.5 - Aparelhos de ensaio do método Superpave.....	40
Tabela 2.6 - Ensaio Marshall – Valores limites para misturas convencionais.	48
Tabela 2.7 - Ensaio Marshall – Valores limites para misturas modificadas por polímero.....	48
Tabela 2.8 - Recomendações SUPERPAVE para Vazios no Agregado Mineral.....	51
Tabela 2.9 - Recomendações SUPERPAVE para Vazios Preenchidos com Asfalto.....	52
Tabela 2.10 - Recomendações Superpave para a porcentagem da Densidade Máxima Medida.....	53
Tabela 2.11 - Fatores que interferem no desempenho de misturas asfálticas quanto à deformação permanente.....	56
Tabela 2.12 - Fatores que afetam a rigidez na vida de fadiga das misturas asfálticas	60
Tabela 3.1 - Intervalos para o <i>PG</i>	65
Tabela 3.2 - Novos ajustes para a seleção de ligantes asfálticos por nível de tráfego e velocidade.	71
Tabela 3.3 - Cálculo do <i>PG</i> do ligante asfáltico produzido.	75
Tabela 4.1 - Características dos agregados peruanos (pedreira “La Gloria”).	87
Tabela 4.2 - Características dos agregados brasileiros (pedreira “Bandeirantes”).....	88
Tabela 4.3 - Resultados de caracterização dos asfaltos PEN 50/70, asfalto modificado por polímero AMP Tipo I 60/60 e asfalto modificado por polímero AMP PG 76 -22	96
Tabela 4.4 - Resultados de caracterização pelo método Superpave dos asfaltos PEN 60/70, AMP SBS Tipo I 60/60 e AMP SBS PG 76 -22.	105
Tabela 4.5 - Temperaturas para usinagem e compactação das misturas asfálticas.	113
Tabela 4.6 - Quantidade de corpos de prova utilizados por ensaio.	122

Tabela 4.7 - Exemplos de tempos de carregamento e repouso, tensão de carregamento e temperatura de ensaio segundo vários autores.....	137
Tabela 5.1 - Resultados do ensaio de densidade máxima teórica da mistura.	158
Tabela 5.2 - Resultados volumétricos e de estabilidade e fluência Marshall - CAP PEN 60/70 sem envelhecimento.	159
Tabela 5.3 - Resultados volumétricos e de estabilidade e fluência Marshall - AMP Tipo I 60/60 sem envelhecimento.	159
Tabela 5.4 - Resultados volumétricos e de estabilidade e fluência Marshall - AMP PG 76 -22 sem envelhecimento.	159
Tabela 5.5 - Resultados volumétricos e de estabilidade e fluência Marshall - CAP PEN 60/70 com envelhecimento.	164
Tabela 5.6 - Resultados volumétricos e de estabilidade e fluência Marshall - AMP Tipo I 60/60 com envelhecimento.	164
Tabela 5.7 - Resultados volumétricos e de estabilidade e fluência Marshall - AMP PG 76 -22 com envelhecimento.	165
Tabela 5.8 - Resultados do ensaio de módulo de resiliência das misturas com CAP PEN 60/70.	170
Tabela 5.9 - Resultados do ensaio de módulo de resiliência das misturas com AMP Tipo I 60/60....	171
Tabela 5.10 - Resultados do ensaio de módulo de resiliência das misturas com AMP PG 76 -22.	171
Tabela 5.11 - Resultados do ensaio de resistência à tração das misturas com CAP PEN 60/70.	174
Tabela 5.12 - Resultados do ensaio de resistência à tração das misturas com AMP Tipo I 60/60.	174
Tabela 5.13 - Resultados do ensaio de resistência à tração das misturas com AMP PG 76 -22.	174
Tabela 5.14 - Resultados da relação MR/RT das misturas com CAP PEN 60/70.....	177
Tabela 5.15 - Resultados da relação MR/RT das misturas com AMP Tipo I 60/60.	177
Tabela 5.16 - Resultados da relação MR/RT das misturas com AMP PG 76 -22.....	178
Tabela 5.17 - Resultados da RTR das misturas com CAP PEN 60/70.....	180
Tabela 5.18 - Resultados da RTR das misturas com AMP Tipo I 60/60.....	180
Tabela 5.19 - Resultados da RTR das misturas com AMP PG 76 -22.....	181
Tabela 5.20 - Resultados da MRR das misturas com CAP PEN 60/70.....	182

Tabela 5.21 - Resultados da MRR das misturas com AMP Tipo I 60/60.	182
Tabela 5.22 - Resultados da MRR das misturas com AMP PG 76 -22.	182
Tabela 5.23 - Resultados do ensaio de fluência por compressão uniaxial estática das misturas com CAP PEN 60/70.	184
Tabela 5.24 - Resultados do ensaio de fluência por compressão uniaxial estática das misturas com AMP Tipo I 60/60.	184
Tabela 5.25 - Resultados do ensaio de fluência por compressão uniaxial estática das misturas com AMP PG 76 -22.	184
Tabela 5.26 - Critério para controle da deformação através de valores obtidos no ensaio de fluência.	185
Tabela 5.27 - Critério do módulo de fluência para 1 hora de carregamento.	188
Tabela 5.28 - Resultados do ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmica das misturas com CAP PEN 60/70.	191
Tabela 5.29 - Resultados do ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmica das misturas com AMP Tipo I 60/60.	191
Tabela 5.30 - Resultados do ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmica das misturas com AMP PG 76 -22.	191
Tabela 5.31 - Vida de Fadiga das misturas com CAP PEN 60/70 sem envelhecimento.	194
Tabela 5.32 - Vida de Fadiga das misturas com CAP PEN 60/70 com 2 h de envelhecimento.	194
Tabela 5.33 - Vida de Fadiga das misturas com CAP PEN 60/70 com 4 h de envelhecimento.	195
Tabela 5.34 - Vida de Fadiga das misturas com AMP Tipo I 60/60 sem envelhecimento.	197
Tabela 5.35 - Vida de Fadiga das misturas com AMP Tipo I 60/60 com 2 h de envelhecimento.	197
Tabela 5.36 - Vida de Fadiga das misturas com AMP Tipo I 60/60 com 4 h de envelhecimento.	198
Tabela 5.37 - Vida de Fadiga das misturas com AMP PG 76 -22 sem envelhecimento.	200
Tabela 5.38 - Vida de Fadiga das misturas com AMP PG 76 -22 com 2 h de envelhecimento.	200
Tabela 5.39 - Vida de Fadiga das misturas com AMP PG 76 -22 com 4 h de envelhecimento.	201
Tabela 5.40 - Parâmetros dos modelos de vida de Fadiga das misturas asfálticas sem envelhecimento	203

Tabela 5.41 - Parâmetros dos modelos de vida de Fadiga das misturas asfálticas com 2 h de envelhecimento	203
Tabela 5.42 - Parâmetros dos modelos de vida de Fadiga das misturas asfálticas com 4 h de envelhecimento	203
Tabela 5.43 - Vida de fadiga das misturas asfálticas para uma estrutura com capa de 10 cm de espessura, em cada condição de envelhecimento.....	208
Tabela 5.44 - Vida de fadiga das misturas asfálticas par uma estrutura com capa de 7,5 cm de espessura, em cada condição de envelhecimento.....	210

Lista de Abreviaturas e Siglas

AASHO:	<i>American Association of State Highway Officials</i>
AASTHO:	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABCR:	Associação Brasileira de Concessionárias Rodoviárias
ABNT:	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AMP:	Asfalto Modificado por Polímero
ASTM:	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BBR:	<i>Bending Beam Rheometer</i>
CA:	Comissão de Asfalto
CAP:	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBUQ:	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CMHB:	<i>Coarse Matrix High Binder</i>
CNP:	Conselho Nacional do Petróleo
cP:	centi Poise
CP:	Corpo de prova
CSM:	Capacidade de Suporte Marshall
d:	Densidade aparente do corpo de prova
D:	Diâmetro do corpo de prova
DMN:	Diâmetro Máximo Nominal
DNC:	Departamento Nacional de Combustíveis
DNER:	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT:	Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes
DSR:	<i>Dynamic Shear Rheometer</i>
DTM:	Densidade teórica máxima medida

DTT:	<i>Direct tensión tester</i>
E:	Estabilidade
EESC-USP:	Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo
ELSYM 5:	<i>Elastic Layered System 5</i>
EP-USP:	Escola Politécnica - Universidade de São Paulo
ESALs:	<i>Equivalent Single Axle Loads</i>
ESSO:	<i>International Petroleum Company</i>
EUA:	Estados Unidos de América
EVA:	Etileno Acetato de Vinila
f:	Frequência de aplicação de carga
F:	Fluência
FAA:	<i>fine aggregate angularity</i>
FHWA:	<i>Federal Highway Administration</i>
H:	Altura do corpo de prova
IBP:	Instituto Brasileiro de Petróleo
ICM:	<i>Integrated Climatic Model</i>
IPR/DNER:	Instituto de Pesquisa Rodoviária do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
Lat:	Latitude
LTT:	<i>Laboratory Test Track</i>
LTPP:	<i>Long-Term Pavement Performance</i>
LVDT:	<i>Linear Variable Differential Transducers</i>
m:	Módulo de relaxação
MPa:	Mega Pascales
MR:	Módulo de Resiliência

MRR:	Relação do Módulo de Resiliência
MR/RT:	Relação entre Módulo de Resiliência e Resistência à Tração
MRu:	Módulo de Resiliência após Umidade Induzida
N:	Número de aplicações de carga na ruptura no ensaio de fadiga
NBR:	Norma Brasileira
PAV:	<i>Pressure Aging Vessel</i>
PEN:	Penetração
PETROPERU:	<i>Petróleos del Perú</i>
PG:	<i>Performance Grade</i>
RBV:	Relação Betume Vazios
rpm:	Rotações por minuto
RT:	Resistência à Tração
RTu:	Resistência à Tração após umidade induzida
RTFOT:	<i>Rolling Thin Film Oven Test</i>
RTR:	Resistência à Tração Retida
RV:	<i>Rotational Viscometer</i>
S:	Módulo de rigidez estática
SBR:	<i>Styrene Butadiene Rubber</i>
SBS:	<i>Styrene Butadiene Styrene</i>
SENAMHI:	<i>Servicio Nacional de Meteorologia e Hidrologia – Perú</i>
SHRP:	<i>Strategic Highway Research Program</i>
SMA:	<i>Stone Matrix Asphalt</i>
SMP:	<i>Seasonal Monitoring Program</i>
SUPERPAVE:	<i>Superior Performing Asphalt Pavement System</i>
SSD:	Saturada Seca Superficialmente

STT:	Departamento de Engenharia de Transportes
T:	Temperatura
TDM:	<i>Tecnologia de Materiales</i>
TF:	Teor de filer
USA:	<i>United State of America</i>
VAM:	Vazios no Agregado Mineral
VFA:	<i>Void Filled with Asphalt</i>

Lista de Símbolos

Abs_{asf}	Absorção de asfalto
δ	Ângulo de fase
Δ	Deformação elástica ou resiliente
$\Delta\sigma$	Diferença de tensões no centro do corpo de prova
Δt	Tempo de atraso
ε_t	Deformação recuperável
ε_i	Deformação resiliente
G_{mb}	Densidade aparente da mistura
G_{mm}	Densidade teórica máxima medida da mistura
G_{sa}	Densidade real dos agregados
G_{sb}	Densidade aparente dos agregados
$G_{sb} \text{ (SSD)}$	Densidade aparente dos agregados (saturada seca superficialmente)
G_{se}	Densidade efetiva dos agregados
G^*	Módulo Complexo
$M_{\text{água}}$	Massa do corpo de prova imerso em água
M_{ar}	Massa do corpo de prova ao ar
N_{ini}	Número inicial de giros
N_{max}	Número máximo de giros
$N_{projeto}$	Número de giros de projeto
P_b	Teor de asfalto
P_{be}	Teor efetivo de asfalto no Superpave
ρ_b	Densidade do asfalto
ρ_{ef}	Densidade efetiva da mistura

σ_t	Tensão de tração
σ_R	Resistência à tração
σ_{ar}	Desvio padrão da média anual de 7 dias da temperatura do ar
δ_{Modelo}	Erro padrão do modelo
T_{ar}	Temperatura do ar
$T_{MÁX}$	Temperatura máxima do pavimento
$T_{MÍN}$	Temperatura mínima do pavimento
T_{MAXar}	Média das temperaturas máximas do ar em 7 dias consecutivos
T_{MINar}	Temperatura mínima do ar
ν	Coefficiente de Poisson
V_a	Porcentagem de vazios da mistura
V_b	Volume de vazios preenchido pelo betume
V_v	Volume de vazios
ω	Frequência angular

ÍNDICE

RESUMO.....	iii
ABSTRACT	iv
RESUMEN	v
Lista de Figuras	vi
Lista de Tabelas	xi
Lista de Abreviaturas e Siglas	xv
Lista de Símbolos	xix
 CAPÍTULO I.....	 1
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 EVOLUÇÃO E DESENVOLVIMENTO DA PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA NO PERU..	1
1.2 PROBLEMAS DE DESEMPENHO DO ASFALTO	4
1.3 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	5
1.4 OBJETIVOS DA PESQUISA	6
1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	6
 CAPÍTULO II.....	 9
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	9
2.1 AGREGADOS	9
2.1.1 Especificação Brasileira	10
2.1.2 Especificação Superpave.....	11
2.1.2.1 Propriedades de Origem.....	11
2.1.2.2 Propriedades de Consenso.....	14

2.2	MATERIAIS BETUMINOSOS	16
2.2.1	Cimentos asfálticos de petróleo	16
2.2.1.1	Constituição química do asfalto	17
2.2.1.2	Relação entre composição química e propriedades físicas do asfalto.....	18
2.2.1.3	Envelhecimento	19
2.2.2	Asfalto Modificado por Polímero	21
2.2.2.1	Polímeros	22
2.2.2.2	Propriedades Modificadoras dos Polímeros.....	23
2.2.2.3	Polímero SBS (estireno-butadieno-estireno).....	25
2.2.2.4	Vantagens técnicas dos asfaltos modificados por polímeros.....	26
2.2.2.5	Processo de incorporação e mecanismo de modificação do asfalto com polímero SBS	27
2.2.2.6	Produção do asfalto modificado por polímero	31
2.2.2.7	Histórico do uso do asfalto modificado com polímero.....	34
2.2.2.8	Histórico no Brasil sobre o estudo e aplicação do asfalto modificado com polímero na pavimentação.....	36
2.2.3	Cimentos asfálticos de petróleo, Especificação Brasileira	37
2.2.4	Cimentos asfálticos de petróleo, Especificação Americana (Superpave)	38
2.2.5	Análise comparativa da caracterização e classificação dos asfaltos por penetração e pelo método superpave.	40
2.3	MISTURAS ASFÁLTICAS	42
2.3.1	Distribuição granulométrica das misturas asfálticas	42
2.3.1.1	Graduação Contínua	43
2.3.1.2	Graduação Descontínua	44
2.3.1.3	Graduação Superpave	44
2.3.1.4	Influência da graduação no Desempenho de Misturas Asfálticas	47
2.3.2	Misturas asfálticas Metodologia Marshall	47
2.3.3	Misturas asfálticas método Superpave.....	49

2.3.4	Requisitos volumétricos da mistura	51
2.4	PRINCIPAIS DEFEITOS DE UM PAVIMENTO FLEXÍVEL.....	54
2.4.1	Deformação Permanente	54
2.4.2	Trincas por fadiga.....	57
2.4.3	Trincas térmicas	60
CAPÍTULO III.....		63
3. ESTUDO E DISTRIBUIÇÃO DO GRAU DE DESEMPENHO DE LIGANTES		
ASFÁLTICOS DO PERU		63
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	63
3.2	ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE O ESTUDO E SELEÇÃO DO GRAU DE DESEMPENHO DO LIGANTE ASFÁLTICO PROPOSTAS PELO SHRP	64
3.2.1	Temperaturas do ar (T_{XXar} e T_{YYar}).....	65
3.2.2	Temperaturas do Pavimento (T_{MAX} e T_{MIN}).....	66
3.2.3	Efeito do Tráfego: Velocidade de Carga e Tráfego Acumulado	70
3.2.4	Seleção do grau PG por programas computacionais	71
3.3	DADOS E CONSIDERAÇÕES PARA A SELEÇÃO DO PG DO LIGANTE ASFÁLTICO	72
3.3.1	Metodologia de cálculo do Grau de desempenho do ligante asfáltico (PG)	73
3.3.2	Seleção do PG do ligante asfáltico a ser produzido	75
3.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS	76
CAPÍTULO IV		77
4. PROGRAMA EXPERIMENTAL		77
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	77
4.2	ESTUDO E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	77
4.2.1	Agregados Minerais.....	77
4.2.1.1	Ensaio para determinação das propriedades dos agregados.....	78

4.2.2	Ligantes Asfálticos	88
4.2.2.1	Ensaios para determinação das propriedades dos ligantes asfálticos.....	90
4.2.2.2	Correlações com as propriedades mecânicas	104
4.3	MISTURA ASFÁLTICA	106
4.3.1	Composição granulométrica da Mistura	106
4.3.1.1	Seleção e preparação dos agregados minerais.....	107
4.3.1.2	Dosagem da mistura Betuminosa	108
4.3.2	Temperaturas de usinagem e compactação da mistura asfáltica	110
4.3.3	Determinação do teor de projeto – Método Marshall	114
4.3.3.1	Densidade Aparente.....	117
4.3.3.2	Densidade Máxima Teórica (Método Rice)	118
4.3.3.3	Absorção de asfalto pelo agregado	119
4.3.4	Moldagem dos corpos de prova.....	120
4.3.5	Ensaios para determinação das propriedades das misturas asfálticas.....	122
4.3.5.1	Estabilidade e fluência Marshall	123
4.3.5.2	Ensaio de Módulo de Resiliência	124
4.3.5.3	Resistência à Tração	127
4.3.5.4	Resistência à tração retida por umidade induzida	129
4.3.5.5	Fluência por Compressão Uniaxial Estática (“ <i>creep</i> estático”)	131
4.3.5.6	Fluência por Compressão Uniaxial Dinâmica (“ <i>creep</i> dinâmico”)	135
4.3.5.7	Ensaio de Fadiga por compressão diametral	138
4.3.6	Programa computacional para controle dos ensaios de módulo de resiliência, fluência por compressão uniaxial estática, fluência por compressão diametral dinâmica e fadiga.	142

CAPITULO V

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DE LABORATÓRIO

5.1	INTRODUÇÃO	143
-----	------------------	-----

5.2	DISTRIBUIÇÃO DO GRAU DE DESEMPENHO DE LIGANTES ASFÁLTICOS DO PERU	143
5.3	AGREGADOS	144
5.3.1	Granulometria	144
5.3.2	Características físicas e mecânicas	145
5.4	LIGANTES ASFÁLTICOS	146
5.4.1	Penetração	146
5.4.2	Ponto de Amolecimento	147
5.4.3	Índice de Suscetibilidade Térmica	148
5.4.4	Viscosidade	150
5.4.5	Retorno Elástico	151
5.4.6	Envelhecimento	152
5.4.7	Efeito do ligante no desempenho da mistura	152
5.5	MISTURAS ASFÁLTICAS	154
5.5.1	Estimativa do teor de projeto dos ligantes asfálticos	154
5.5.2	Estimativa da densidade máxima teórica (Método Rice)	157
5.5.3	Ensaio de estabilidade e fluência Marshall	158
5.5.3.1	Ensaio de Estabilidade e Fluência Marshall para misturas sem envelhecimento	158
5.5.3.2	Ensaio de Estabilidade e Fluência Marshall para misturas com envelhecimento em curto prazo	164
5.5.4	Relação Fíler/Ligante	169
5.5.5	Ensaio de módulo de resiliência	170
5.5.6	Ensaio de resistência à tração por compressão diametral	173
5.5.7	Relação MR/RT	177
5.5.8	Ensaio de resistência à tração retida por umidade induzida	180
5.5.9	Ensaio de fluência por compressão uniaxial estática (“ <i>creep</i> estático”)	183
5.5.10	Ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmica (“ <i>creep</i> dinâmico”)	190
5.5.11	Ensaio de vida de fadiga	193

5.5.12 Análise Mecanística da influência do tipo de ligante e do envelhecimento de curto prazo na vida de fadiga	207
5.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	211
CAPÍTULO VI.....	213
6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	213
6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	213
6.2 CONCLUSÕES	213
6.2.1 Quanto ao estudo e distribuição do grau de desempenho de ligantes asfálticos do Peru .	213
6.2.2 Quanto aos resultados dos ensaios nos ligantes asfálticos.....	214
6.2.3 Quanto aos resultados dos ensaios nas misturas asfálticas	214
6.2.4 Quanto aos resultados da análise mecanística	215
6.2.5 Considerações gerais.....	216
6.3 RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	216
REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	219

CAPÍTULO I

1. INTRODUÇÃO

1.1 EVOLUÇÃO E DESENVOLVIMENTO DA PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA NO PERU

No período entre 1935 e 1940, aproximadamente, usava-se no Peru, um ligante betuminoso constituído por pó asfáltico mais um solvente (fluxol), denominado polvofluxol, que era transportado, distribuído e compactado com rolo. Esse sistema foi abandonado por ser prejudicial à saúde, por causar doenças pulmonares e até mesmo levar à morte dos operários.

O sistema polvofluxol foi substituído pelo asfalto diluído RC-250 (*Cut back* ou asfalto recortado). No Peru, no Departamento de “Piura”, Província de “Talara”, em 1938 instalou-se a primeira planta de asfaltos, sob a direção da *International Petroleum Company -ESSO*, que utilizava petróleo peruano dos Campos da “Brea” e “Parinas” para a produção do RC-250. O asfalto diluído tinha uma composição aproximada de 87% de cimento asfáltico e 13% de solvente.

No ano de 1961, em razão da alta demanda de asfalto nas regiões centro e sul, instala-se em Lurin - Lima outra produtora de asfaltos, a Refinaria “Conchan”, sob a direção da *Fluor Corporation*, do Canadá, que acabou sendo inaugurada pela Companhia Chevron da Califórnia - USA. Desde então, as empresas privadas de engenharia popularizaram a “mistura asfáltica a quente”, com cimento asfáltico PEN 60/70.

Em 1969, foi criada a PETROPERU S.A. (*Petróleos del Peru*), a mesma que administra até hoje as duas Refinarias antes mencionadas, com maior experiência na produção de cimentos asfálticos, asfaltos diluídos e de uso industrial, que são elaborados com petróleo peruano e que são utilizados na totalidade das rodovias do Peru.

Hoje em dia, o Peru tem sete refinarias, conforme apresentado na Figura 1.1, das quais as refinarias de “Conchan” e “Talara”, administradas pela PETROPERU S. A., produzem os seguintes tipos de asfaltos de petróleo:

- Asfaltos Diluídos Tipo RC e MC;
- Cimentos asfálticos: PEN 10-20, PEN 40-50, PEN 60-70, PEN 85-100 e PEN 120-150.

No final de 2005 a empresa Tecnologia de Materiais (TDM), em parceria com a Ipiranga Asfaltos do Brasil, iniciou a produção de Asfalto modificado por Polímero (AMP), tendo como matéria prima o cimento asfáltico de petróleo PEN 60/70 e o copolímero em bloco *Styrene Butadiene Styrene* (SBS), com o nome comercial de asfalto modificado por polímero SBS Betuflex tipo I 60/60.

Os ligantes asfálticos mais utilizados nas obras rodoviárias são o PEN 60-70 e o PEN 85-100. Com o asfalto modificado por polímero SBS Betuflex tipo I 60/60 ainda não se tem experiência de utilização em obra, por ser um produto novo no mercado peruano.

Com relação ao método de projeto de misturas asfálticas, usa-se, no Peru, o Marshall, que é de utilização mundial, tomando-se em consideração também os requisitos do Instituto do

Asfalto e da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO).

Figura 1.1 - Mapa de localização de Refinarias de petróleo do Peru.

Fonte: http://www.minem.gob.pe/ministerio/pub_atlas2001.asp (Data de acesso: Maio 2006)

1.2 PROBLEMAS DE DESEMPENHO DO ASFALTO

O desempenho das misturas asfálticas destinadas à pavimentação dependem amplamente das propriedades e proporções relativas dos seus principais componentes, que são os agregados minerais, o cimento asfáltico e os vazios. A função do cimento asfáltico numa mistura é manter o esqueleto mineral consolidado, com a finalidade de suportar a ação do tráfego.

O cimento asfáltico deve ser o suficientemente aglutinante para manter a adesão do sistema agregado/ligante e, ao mesmo tempo, a resistência ao cisalhamento provocado pelas cargas do tráfego, especialmente em misturas asfálticas abertas, nos pontos de contato dos agregados. Deve ser, sob altas temperaturas, suficientemente rígido para não apresentar deformação permanente, e flexível o suficiente para resistir às trincas por fadiga e térmica em baixas temperaturas, em razão que as misturas asfálticas sofrem influência significativa pois o Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP), por ser um material visco-elástico, é sensível às variações climáticas.

Dessa forma, sob baixas temperaturas, as misturas asfálticas são susceptíveis ao aparecimento de trincas devido ao enrijecimento do CAP, ao passo que sob altas temperaturas as misturas asfálticas ficam sujeitas ao aparecimento de deformações permanentes nas trilhas de roda em razão da diminuição da rigidez do CAP.

Uma alternativa para que os pavimentos possam suportar as variações climáticas, assim como as crescentes solicitações do tráfego, é o emprego de asfaltos de alto desempenho, destacando-se, entre eles, os asfaltos modificados por polímero SBS. A função básica de um polímero, quando adicionado ao asfalto, é reduzir a susceptibilidade térmica, melhorando o

comportamento elástico do asfalto e proporcionando o aumento da resistência à deformação permanente das misturas asfálticas em situações extremas de altas temperaturas em serviço, a diminuição das trincas em baixas temperaturas e a diminuição das trincas por fadiga. Os polímeros também melhoram a adesividade entre os agregados e o asfalto, diminuindo a abrasão e melhorando a resistência à oxidação.

O uso de asfaltos modificados por polímeros contribui para o desenvolvimento de novas técnicas construtivas em pavimentação, como revestimentos constituídos de misturas asfálticas especiais, com utilização de uma composição granulométrica dos agregados pétreos bastante particulares, não obedecendo à clássica mistura de granulometria contínua, mas formada por uma composição descontínua como o Stone Matrix Asphalt (SMA), revestimentos drenantes ou camada porosa de atrito, camadas impermeabilizantes ou membranas anti-reflexão de trincas e camadas de impermeabilização em pontes.

1.3 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

O desenvolvimento da pavimentação no Peru é baseado nos revestimentos asfálticos, que constituem quase 98% dos pavimentos rodoviários e urbanos. Porém, com as técnicas tradicionais em prática, a pavimentação asfáltica, em alguns casos, não tem atendido aos requisitos de resistência e durabilidade, apresentando problemas precoces de trincamento por fadiga, trincamento por gradientes térmicos, desagregação do revestimento asfáltico, afundamento de trilha de roda, entre outros.

Devido aos fatores citados, os asfaltos modificados por polímeros representam uma opção para que se consiga uma maior durabilidade dos pavimentos peruanos, o que num país onde

há uma inquestionável descontinuidade de políticas de transportes, representa a possibilidade da infra-estrutura de transportes sobreviver aos períodos de “entressafra” de investimentos, minimizando a possibilidade de depreciação de um dos maiores patrimônios nacionais, que são as rodovias.

1.4 OBJETIVOS DA PESQUISA

Tomando em consideração os problemas de desempenho das misturas asfálticas convencionais e as potenciais melhorias de desempenho que os asfaltos modificados fornecem, este trabalho tem como objetivos:

- Avaliar o comportamento das misturas asfálticas peruanas produzidas com asfalto convencional (PEN 60/70) e com asfalto modificado por polímero SBS (Betuflex tipo I 60/60), do qual ainda não se tem resultados de uso em obra, por ser um produto novo no mercado peruano;
- Estabelecer a distribuição de Grau de Desempenho (PG) de ligantes asfálticos do Peru com base nas condições climáticas de cada região e dar diretrizes para a produção de um ligante asfáltico capaz de atender às condições climáticas e de tráfego do Peru. Em sequência à produção, que será realizada por uma empresa especializada em asfaltos modificados por polímero, em colaboração à presente pesquisa, será avaliado o comportamento de misturas asfálticas produzidas com esse ligante asfáltico.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho foi dividido em 6 capítulos conforme descrito nos tópicos abaixo:

- Capítulo I: Apresenta uma perspectiva geral da pavimentação asfáltica do Peru, os problemas dos pavimentos asfálticos, bem como os objetivos da dissertação.
- Capítulo II: Apresenta uma revisão bibliográfica dos agregados, ligantes asfálticos convencionais, asfaltos modificados por polímeros, processo de produção de asfaltos modificados por polímeros, vantagens do uso em obras rodoviárias e os métodos de dosagem de misturas asfálticas Marshall e Superpave.
- Capítulo III: Aborda o estudo e distribuição do grau de desempenho de ligantes asfálticos do Peru baseado no programa SHRP e no LTPP Bind, onde é determinado o mapa de distribuição de grau de desempenho PG de ligantes asfálticos do Peru com 98% de confiabilidade.
- Capítulo IV: Apresenta o programa experimental de laboratório, materiais utilizados nesta pesquisa, agregados (Pedra 1, Pedrisco, Pó de pedra) e ligantes asfálticos (CAP PEN 60/70, AMP tipo I 60/60 e AMP PG 76 -22), caracterização desses materiais pelo método convencional e Superpave e um resumo dos procedimentos de ensaio realizados em agregados, ligantes e misturas asfálticas.
- Capítulo V: Apresenta os resultados do programa experimental e a análise dos resultados dos ensaios realizados em laboratório, para os três ligantes asfálticos utilizados nas três condições de envelhecimento. Os resultados são apresentados em forma de tabelas e gráficos.
- Capítulo VI: Apresenta as principais conclusões e os comentários finais, assim como sugestões para trabalhos futuros.

*O estudo em geral, a busca da verdade e da beleza são domínios em que nos é concenterado
ficar crianças toda a vida.*

(Albert Einstein)

CAPÍTULO II

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 AGREGADOS

Os agregados podem ser classificados segundo sua natureza, tamanho e graduação:

- **Natureza:**

Agregado natural: constituídos de grãos oriundos da alteração das rochas pelos processos de intemperismo ou produzidos por britagem: pedregulhos, seixos, britas, areias etc.

Agregado artificial: produtos ou subprodutos de processo industrial por transformação física e química do material: escória de alto forno, argila calcinada, argila expandida.

- **Tamanho:**

Agregado graúdo: material retido na peneira nº 4 (4,75 mm): britas, cascalhos, seixos etc.

Agregado miúdo: material que passa na peneira nº 4 (4,75 mm) e fica retido na peneira nº 200 (0,075mm): pó de pedra, areia etc.

Fíler (material de enchimento): material que passa pelo menos 65% na peneira nº 200 (0,075mm): cal extinta, cimento Portland, pó de chaminé etc.

- **Graduação:**

Agregado de graduação densa: apresenta uma curva granulométrica contínua, representativa de material bem graduado e com quantidade de material fino suficiente para preencher os vazios entre as partículas maiores.

Agregado de graduação aberta: apresenta uma curva granulométrica, de material mal graduado, com insuficiência de material fino, para preencher os vazios entre as partículas maiores.

2.1.1 Especificação Brasileira

Segundo o DNER (DNER-ES 313/97), os agregados para uso em Concreto Betuminoso devem apresentar as seguintes características:

- **Agregado graúdo** - deve ser constituído de fragmentos sãos, duráveis, livres de torrões de argila, e substâncias nocivas. Deve atender aos seguintes parâmetros:
Desgaste Los Angeles igual ou inferior a 40% (DNER-ME 035/98);
Índice de forma superior a 0,5 (DNER-ME 086/94);
Durabilidade inferior a 12% (DNER-ME 089/94).
- **Agregado miúdo** - as partículas individuais deverão ser resistentes, apresentar moderada angularidade, e estarem livres de torrões de argila e de substâncias nocivas.
Equivalente Areia igual ou superior a 55% (DNER-ME 054/97).
- **Material de enchimento** - quando da aplicação deverá estar seco e isento de grumos.
Deve atender à granulometria apresentada na Tabela 2.1 (DNER-EM 367/97):

Tabela 2.1 – Especificação granulométrica para material de enchimento ou filer.

Abertura de malha (mm)	% em peso passado
0,42 mm	100
0,18 mm	95 - 100
0,075 mm	65 - 100

Fonte: DNER-EM 367/97

São especificadas três faixas granulométricas, A, B e C (DNER ES-313/97), numa das quais deve ser enquadrada a mistura de agregados em cada dosagem, em função da aplicação como camada de rolamento ou de ligação.

2.1.2 Especificação Superpave

Os pesquisadores do Programa Estratégico de Pesquisa Rodoviária (*Strategic Highway Research Program* – SHRP) concluíram que os agregados possuem fundamental importância nas propriedades do Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ). Embora não tenham desenvolvido nenhum procedimento novo para a avaliação dos agregados, procedimentos já existentes foram refinados de modo a se adequarem ao sistema Superpave. São especificados dois tipos de propriedades de agregados no sistema Superpave, propriedades de origem e propriedades de consenso (MOTTA *et al.*, 1996).

2.1.2.1 Propriedades de Origem

São aquelas propriedades que as agências usam regularmente para testar a qualidade das fontes dos agregados. O SHRP não especifica valores limites, porque essas são muito dependentes da fonte, mas recomenda que os organismos locais os definam para cada projeto específico. São elas:

- *Dureza* (AASHTO T 96): definida como o percentual em peso de material perdido durante o ensaio de Abrasão Los Angeles com agregado maior que 2,36mm. O ensaio indica a resistência à abrasão que os agregados devem possuir durante usinagem, compactação e serviço;
- *Sanidade* (AASHTO T 104): usada para estimar a resistência ao intemperismo, a sanidade é definida como o percentual em peso de material perdido durante tratamento com solução de sulfato de sódio ou de magnésio. O ensaio pode ser realizado para agregados miúdos e graúdos.
- *Materiais deletérios* (AASHTO T 112): é definido pelo percentual em peso de contaminantes nos agregados. Pode ser realizado em agregados miúdos e graúdos.

Para especificar a granulometria do agregado, o Superpave utiliza um gráfico onde no eixo das abscissas estão as aberturas das peneiras, em milímetro, elevadas à potência de 0,45. Para que a graduação em estudo atenda aos critérios Superpave, a curva granulométrica deve passar entre os pontos de controle e fora da zona de restrição (Figura 2.1.).

Figura 2.1 - Exemplo de granulometria Superpave para um Diâmetro Máximo Nominal de 12,5 mm.

Os valores especificados são reproduzidos nas Tabelas 2.2 e 2.3, com várias faixas possíveis de enquadramento dos agregados (AASHTO MP 2-01).

Tabela 2.2 - Pontos de Controle conforme o Diâmetro Máximo Nominal.

Abertura	37,5 mm		25,0 mm		19,0 mm		12,5 mm		9,5 mm	
mm	Mín	Max	Mín	Max	Mín	Max	Mín	Max	Mín	Max
50	100	-	-	-	-	-	-	-	-	-
37,5	90	100	100	-	-	-	-	-	-	-
25	-	90	90	100	100	-	-	-	-	-
19	-	-	-	90	90	100	100	-	-	-
12,5	-	-	-	-	-	90	90	100	100	-
9,5	-	-	-	-	-	-	-	90	90	100
4,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	90
2,36	15	41	19	45	23	49	28	58	32	67
0,075	0	6	1	7	2	8	2	10	2	10

Fonte: AASHTO MP 2-01

Obs.: Diâmetro Máximo Nominal é definido como sendo um tamanho maior do que o primeiro tamanho da peneira que retém mais de 10%.

Tabela 2.3 - Zona de restrição de acordo com o diâmetro máximo nominal.

Abertura	37,5 mm		25,0 mm		19,0 mm		12,5 mm		9,5 mm	
mm	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
4,75	34,7	34,7	39,5	39,5	-	-	-	-	-	-
2,36	23,3	27,3	26,8	30,8	34,6	34,6	39,1	39,1	47,2	47,2
1,18	15,5	21,5	18,1	24,1	22,3	28,3	25,6	31,6	31,6	37,6
0,6	11,7	15,7	13,6	17,6	16,7	20,7	19,1	23,1	23,5	27,5
0,3	10	10	11,4	11,4	13,7	13,7	15,5	15,5	18,7	18,7

Fonte: AASHTO MP 2-01

2.1.2.2 Propriedades de Consenso

São aquelas consideradas críticas para o desempenho adequado de um CBUQ. São ditas de “consenso” pois foram resultado de um amplo entendimento de diversos especialistas americanos, através da comparação entre os valores de especificações em uso. Os valores das propriedades de consenso variam de acordo com o nível de tráfego e a posição relativa da camada na estrutura do pavimento. Essas propriedades são:

- *Angularidade do agregado graúdo* (ASTM D 6821): definida como o percentual em peso de agregado graúdo, retido na peneira de abertura 4,75 mm, que possua uma ou mais faces fraturadas. Quanto maior a angularidade do agregado graúdo, melhor, já que agregados de forma cúbica e com faces fraturadas apresentam uma maior resistência ao cisalhamento;

- *Angularidade do agregado miúdo* (ASTM D 6821): definida como o percentual de vazios no agregado miúdo que passa na peneira de abertura 2,36 mm. Quanto maior o teor de vazios, maior a quantidade de faces fraturadas no agregado;
- *Partículas planas e alongadas* (ASTM D 4791): definida como o percentual em peso de agregado graúdo, com relação entre a maior e a menor dimensão maior que 5. Lamelaridade alta indica a grande presença de partículas planas e alongadas, o que aumenta a tendência de quebra de agregados durante a compactação e vida em serviço do pavimento;
- *Teor de finos* (AASHTO T 176): é definido como o percentual em peso de material silte mais argila, passante na peneira de abertura 0,075 mm presente no agregado. Um grande teor de argila impregnado nos agregados dificulta a adesão do ligante ao agregado e deixa a mistura mais suscetível à ação da água.

A Tabela 2.4 reproduz os valores especificados na AASHTO MP 2-01 para essas propriedades de consenso.

Tabela 2.4 - Especificação SUPERPAVE: requisitos das propriedades de consenso.

Número N ^a (10 ⁶)	Fases fraturadas Agregado		Vazios não compactados		Equivalente Areia (%) mínimo	Partículas Planas e Alongadas (%) máximo
	Graúdo		Agregado Fino			
	(%) mínimo		(%) mínimo			
	≤ 100 mm	> 100 mm	≤ 100 mm	> 100 mm		
< 0,3	55/-	-/-	-	-	40	-
0,3 a < 3	75/-	50/-	40	40	45	10
3 a < 10	85/80 ^b	60/-	45	40	45	
10 a < 30	95/90	80/75	45	40	45	
≥ 30	100/100	100/100	45	45	50	

a) Tráfego de projeto esperado na faixa de projeto para um período de 20 anos.

b) 85/80 indica que 85% do agregado graúdo têm uma face fraturada e 80% tem duas ou mais faces fraturadas.

Fonte: AASHTO MP 2-01

2.2 MATERIAIS BETUMINOSOS

Define-se como betume a mistura de hidrocarbonetos pesados, obtidos em estado natural ou por diferentes processos físicos ou químicos, com seus derivados de consistência variável e com poder aglutinante e impermeabilizante, sendo completamente solúvel no bissulfeto de carbono CS₂ (*American Society for Testing and Materials* - ASTM).

Atualmente, a maior parte do asfalto produzido e empregado no mundo é extraída do petróleo, do qual é obtida, isenta de impurezas, sendo quase completamente solúvel em bissulfeto de carbono ou tetracloreto de carbono (IBP, 1994).

2.2.1 Cimentos asfálticos de petróleo

Os cimentos asfálticos são obtidos pelo processo de destilação do petróleo cru através de diferentes técnicas de refinação. À temperatura ambiente, o cimento asfáltico é um semi-sólido escuro, pegajoso e um material altamente viscoso. É durável e tem excelentes características impermeáveis e de adesividade, sendo altamente resistente à ação da maioria dos ácidos, álcalis e sais. O maior uso dos cimentos asfálticos é nas misturas asfálticas para pavimentação (ROBERTS *et al.* 1991).

Leite (1999), relata que Samanos definiu o cimento asfáltico de petróleo como um adesivo termoplástico, impermeável à água, viscoelástico e pouco reativo, que:

- pelo comportamento termoplástico, possibilita o próprio manuseio a quente, para aplicação em pavimentos e, por simples resfriamento, o retorno às suas propriedades viscoelásticas correspondentes às condições de serviço;
- sendo utilizado na impermeabilização da estrutura do pavimento, evita a penetração da água de chuva, acarretando escoamento superficial para os canais de drenagem;
- tem na viscoelasticidade a base do comportamento mecânico que exerce sobre a estrutura do pavimento. Como essa propriedade indica, o CAP combina dois comportamentos distintos: o elástico, sob aplicação de carga de curta duração (tráfego rápido), e o viscoso, sob longos períodos de aplicação de carga;
- tem boa durabilidade, em face da pouca reatividade química. O contato com o ar propicia oxidação lenta, que pode ser acelerada pelo aumento da temperatura.

2.2.1.1 Constituição química do asfalto

Existe uma grande dificuldade em definir a composição química dos asfaltos devido à dificuldade de caracterização de todas as substâncias que o compõem, algumas ainda desconhecidas.

A proporção aproximada de seus principais componentes, de acordo à origem dos cru da qual provêm o asfalto são:

- Carbono (82 a 87%)
- Hidrogênio (9 a 11%)
- Nitrogênio (0,2 a 1,2%)
- Enxofre (0,9 a 5,3%)

- Oxigênio (0,2 a 0,8%)
- Vanádio (4 a 1400 ppm)
- Níquel (0,4 a 110 ppm).

O fracionamento químico separa o CAP em compostos saturados, nafteno-aromáticos, polar-aromáticos e asfaltenos (insolúveis em n-heptano). Os asfaltenos separam-se primeiro, por precipitação, com a adição de n-heptano. Os outros constituintes, denominados maltenos, solúveis em n-heptano, são separados por cromatografia de adsorção. Os asfaltenos são aglomerados de compostos polares e polarizáveis, formados em consequência de associações intermoleculares. São considerados responsáveis pelo comportamento reológico dos CAP e constituídos de hidrocarbonetos naftênicos condensados e de cadeias curtas de saturados (LEITE e BITTENCOURT, 2004).

2.2.1.2 Relação entre composição química e propriedades físicas do asfalto

Segundo Corbett¹ (1978 *apud* LEITE, 1999), os componentes do CAP têm as seguintes propriedades:

- *Saturados*: Têm influência negativa na suscetibilidade térmica. Em maior concentração amolecem o produto;
- *Aromáticos*: Agem como plastificantes, contribuindo para a melhoria de suas propriedades físicas;

¹ CORBETT, L. W. & PETROSSI, U. (1978)- Differences in distillation and solvent asphalt - **Industrial Engineers Chemical Production, Research & Development**, vol 17, p. 342

- *Resinas*: Têm influência negativa na suscetibilidade térmica, mas contribuem na melhoria da ductilidade e dispersão dos asfaltenos;
- *Asfaltenos*: Contribuem para a melhoria da suscetibilidade térmica e aumento da viscosidade.

Embora a composição química e a estrutura coloidal sejam somente auxiliares na explicação de alguns fenômenos do comportamento do CAP como ligante asfáltico, os parâmetros reológicos de CAP obtidos através de viscosímetros e reômetros de cisalhamento dinâmico apresentam correlação com ensaios de desempenho de misturas betuminosas (LEITE, 1999).

2.2.1.3 Envelhecimento

O envelhecimento do ligante asfáltico pode ser definido como o processo que sofre o cimento asfáltico durante a estocagem, usinagem, aplicação e vida em serviço, responsável pela alteração de suas características físicas, químicas e reológicas que causam um aumento na sua consistência.

Segundo Leite (1999), quatro são os mecanismos principais que explicam o endurecimento ou envelhecimento do asfalto, a saber: oxidação, perda de voláteis, endurecimento físico e endurecimento exsudativo.

A oxidação é a mais importante causa do endurecimento. Durante a usinagem, a alta temperatura empregada e a presença do ar tornam a oxidação violenta. Os grupos polares oxigenados tendem a associar-se, formando micelas de alto peso molecular e maior

viscosidade. Embora a estocagem do CAP se faça também a altas temperaturas, a oxidação do CAP em tanques é minimizada pela pequena superfície exposta ao ar

O endurecimento resultante da perda de voláteis é baixo, tendo em vista que os cimentos asfálticos de petróleo não são voláteis;

O endurecimento físico ocorre à temperatura ambiente e é atribuído à reordenação de moléculas e à cristalização de parafinas. É um fenômeno reversível;

O endurecimento exsudativo resulta de movimento de componentes oleosos do ligante para o agregado mineral.

A primeira alteração da estrutura química do CAP após sua produção ocorre durante a usinagem, espalhamento e compactação da mistura betuminosa e depois ocorre uma evolução mais lenta, durante a vida em serviço.

Segundo Bicheron *et al.*² (1986 *apud* LEITE, 1999), o processo de oxidação é descrito pelas seguintes modificações na composição química do CAP:

- inércia química dos saturados, cujo teor se mantém praticamente inalterado;
- oxidação parcial dos aromáticos que se transformam em resinas;
- oxidação das frações mais pesadas das resinas que se transformam em asfaltenos;
- uma parte dos próprios asfaltenos se oxida, modificando seu comportamento.

² BICHERON G., BRULÉ B., MIGLIORI F (1986) – **Régénération des liants pour enrobés: méthodologie d'étude en laboratoire . Exemple de quelques cas de chantiers.** Bull. Liaison Labo. P. Ch., vol 143, p104-110, mai/juin 1986

2.2.2 Asfalto Modificado por Polímero

Os ligantes asfálticos têm uma grande importância em muitos aspectos do desempenho de uma rodovia, suportando os carregamentos do tráfego sob diferentes condições climáticas. Assim, uma mistura asfáltica necessita ser flexível em temperaturas de serviço baixas, para prevenir as trincas térmicas no pavimento, e suficientemente rígida a temperaturas altas de serviço, para prevenir as deformações permanentes. Nem sempre as misturas asfálticas produzidas com asfalto convencional apresentam as propriedades desejáveis, havendo uma busca constante de novos materiais, que melhorem o desempenho dos pavimentos asfálticos, como, por exemplo, os asfaltos modificados por polímeros.

Os asfaltos modificados por polímero são obtidos a partir da incorporação de polímero ao CAP, em unidade apropriada, podendo ou não envolver reação química. Os ligantes asfálticos que se prestam à modificação são aqueles que apresentam compatibilidade com o polímero a ser empregado. Um bom asfalto modificado deve apresentar o polímero e o asfalto “entrelaçados”, formando duas fases contínuas, uma permeando a outra. Caso a mistura não seja realizada de forma adequada, ou o polímero e o asfalto não sejam quimicamente compatíveis, formam-se duas fases com predominância de uma ou de outra. Em ambos os casos, as propriedades do asfalto modificado não serão adequadas para utilização.

Segundo Leite e Soares (1997), a modificação de ligantes asfálticos pela introdução de polímeros é empregada há mais de trinta anos em países desenvolvidos, visando melhorar a resistência à fadiga e à deformação permanente dos pavimentos. Porém a utilização deste tipo de produto não chega a quinze por cento do mercado Americano e Europeu de ligantes asfálticos devido ao preço elevado. Seu uso se destina a novos tipos de aplicações, tais como,

asfaltos drenantes, concretos asfálticos de alto módulo, micro revestimento, membranas antifissuras etc.

Porém, segundo Yildirim (2005), a modificação dos asfaltos com polímero se incrementou nas ultimas três décadas, tornando-se norma nos projetos de pavimentos de alto desempenho, particularmente nos Estados Unidos, Canadá, Europa e Austrália.

2.2.2.1 Polímeros

Os polímeros são substâncias macromoleculares, ou seja, que contêm centenas ou milhares de átomos, que podem ser extraídas da natureza (madeira, óleo lubrificante, cortiça etc.) ou podem ser obtidas artificialmente, pela união em rede ou estrutura de rede de pequenas moléculas, chamadas de monômeros.

A classificação dos polímeros pode ser feita em quatro categorias: plásticos, elastômeros, fibras e aditivos. Os plásticos são subdivididos em termoplásticos e termorrígidos, enquanto os elastômeros subdividem-se em borracha natural e sintética (ISACSSON & LU, 1995).

Termoplásticos: são aqueles que depois de formados pela ação do calor, amolecem de forma reversível, sendo possível moldá-los novamente. Em outras palavras, amolecem quando aquecidos e endurecem quando resfriados. Por exemplo: etileno-acetato de vinila (EVA), polietileno, polipropileno atático, policloreto de vinila;

Termorrígidos: são aqueles que, depois de formados pela ação do calor, endurecem, conferindo à sua estrutura espacial um caráter de rigidez irreversível. Ao serem aquecidos

novamente, não amolecem mais, impossibilitando sua remodelagem. Por exemplo: resina epóxica, poliuretano;

Elastômeros: são aqueles que, quando aquecidos, se decompõem antes de amolecer. Apresentam propriedades elásticas que lembram ao da borracha. Por exemplo: *Styrene Butadiene Rubber* (SBR);

Elastômero-Termoplásticos: são aqueles que, em altas temperaturas, se comportam como termoplásticos, ou seja, amolecem quando aquecidos e endurecem quando resfriados, mas em menores temperaturas apresentam propriedades elásticas. Por exemplo: SBS.

2.2.2.2 Propriedades Modificadoras dos Polímeros

As características físicas e mecânicas dos asfaltos modificados por polímero dependem do tipo de polímero, do tipo do asfalto, do teor de polímero e do processo de fabricação utilizado. A complexa relação entre a composição química dos asfaltos, sua estrutura coloidal e suas propriedades físicas e reológicas indicam que qualquer elemento que modifique sua composição química certamente modificará sua estrutura e, conseqüentemente, suas propriedades (BRÛLÉ, 1996).

Segundo Pinto (1993) e Isacsson & Lu (1995), os polímeros, quando adicionados ao cimento asfáltico, melhoram certas características das misturas asfálticas, como a suscetibilidade térmica, a coesão, a elasticidade e a resistência à fadiga, da seguinte forma:

- a susceptibilidade térmica caracteriza a variação da consistência em função da temperatura, dessa forma a modificação de um asfalto através da adição de polímero tem por objetivo aumentar a faixa de temperatura de serviço, limitando o enrijecimento ou amolecimento devidos às variações de temperatura;
- a coesão pode ser definida como sendo a energia necessária para romper um filme de ligante, variando em função da temperatura. Sendo assim, o objetivo da modificação de asfalto por polímero é aumentar a coesão máxima e/ou a faixa de coesão, obtendo uma consistência satisfatória em toda a faixa de temperatura de serviço;
- a elasticidade é a propriedade que os materiais, apresentam de suportar as ações do tráfego e das variações de temperatura, de modo cíclico, sem o acúmulo de deformações. A modificação de asfalto por polímero acentua e/ou mantém o comportamento elástico do material, em uma faixa mais ampla de temperatura de utilização;
- a resistência à fadiga refere-se à capacidade inerente aos materiais de resistirem às repetidas solicitações aplicadas pelo tráfego, sem romper, sendo que a modificação de asfalto por polímero aumenta essa resistência, principalmente sob baixas temperaturas.

Essas características incorporadas implicam, diretamente, em benefícios às misturas asfálticas, através da redução da susceptibilidade térmica, do aumento da flexibilidade e elasticidade sob baixas temperaturas, da melhoria da resistência às trincas e às deformações permanentes sob altas temperaturas, do aumento da resistência à tração e à fadiga, do aumento das forças de adesão e coesão do conjunto agregado/ligante e da maior resistência ao desgaste e ao envelhecimento da mistura.

2.2.2.3 Polímero SBS (estireno-butadieno-estireno)

SBS é um copolímero elastomérico termoplástico com cadeias intermediárias de polibutadieno e cadeias terminais de poliestireno, constituindo assim blocos de polímeros incompatíveis (poliestireno termoplástico e polibutadieno elastomérico). O sistema SBS tem duas fases a temperatura ambiente (polibutadieno que apresenta temperatura de transição vítrea de -90°C e o poliestireno de 100°C). À medida que a temperatura se eleva, os domínios se dispersam, os blocos terminais não se fixam mais ao domínio e o SBS se comporta como corpo plástico. O fenômeno de comportamento plástico a alta temperatura e elástico a baixa temperatura é totalmente reversível (LEITE e SOARES, 1997).

Segundo Ceratti *et al.* (1996), o polímero SBS apresenta forte interação com a base betuminosa por ser compatível com seus componentes aromáticos e não aromáticos. Quando o polímero é disperso no asfalto quente, os domínios de poliestireno dissolvem-se, assumindo características termoplásticas, que facilitam as operações de mistura e compactação. Sob resfriamento, os blocos de poliestireno reassociam-se, formando uma rede tridimensional dispersa numa matriz de polibutadieno, conferindo propriedades de resistência e elasticidade à mistura.

Segundo Ramos *et al.* (1996), o polímero SBS, por ser termoplástico, permite que o cimento asfáltico a altas temperaturas possa fluir, devido à fusão dos domínios de estireno, e a baixas temperaturas impede que o cimento asfáltico se torne quebradiço, devido à presença dos domínios de butadienos. Nas temperaturas mais altas de trabalho do pavimento, o cimento asfáltico torna-se excessivamente fluido, sendo que os domínios de estireno permanecem, ainda, sólidos. Como o cimento asfáltico fica envolvido pela malha de SBS, o novo ligante

trabalha, nessas condições, como borracha vulcanizada, tornando-se fluido em temperaturas mais elevadas do que as atingidas pelo pavimento.

Segundo Leal (1999), com a elevação do ponto de amolecimento e, ao mesmo tempo, com a diminuição do ponto de ruptura Fraass do CAP, a presença do elastômero termoplástico SBS no CAP aumenta bastante o seu intervalo de plasticidade (Ponto de Amolecimento subtraído o Ponto de Ruptura Fraass), o que significa uma considerável melhoria da sua susceptibilidade térmica, que mede a influência das variações de temperatura na resistência do asfalto, que é a qualidade mais procurada em aditivos para o CAP.

Em estudos feitos com asfaltos modificados por polímero SBS, observaram que o polímero SBS fez aumentar a elasticidade dos asfaltos em altas temperaturas e aprimorou a flexibilidade dos mesmos a baixas temperaturas, ou seja, contribuem para um aumento na resistência às deformações permanentes nas trilhas de roda e às trincas, nas altas e baixas temperaturas, respectivamente (LU & ISACSSON, 1997).

Segundo Becker *et al.* (2001), provavelmente o SBS é o polímero mais apropriado para a modificação do asfalto, embora a adição de SBS tipo copolímero em bloco tenha limitações econômicas. De qualquer forma, o SBS é o polímero mais usado para modificar asfaltos, seguido por borracha de pneu reciclada.

2.2.2.4 Vantagens técnicas dos asfaltos modificados por polímeros

Segundo Reis (2002), as vantagens técnicas dos asfaltos modificados por polímeros, são:

- diminuição da suscetibilidade térmica (a consistência do asfalto modificado permanece inalterada sob larga faixa de temperaturas. Em clima frio, seu caráter flexível aumenta a resistência às trincas e fissuras na superfície do revestimento. Em clima quente, o incremento do ponto de amolecimento e da viscosidade do ligante reduz o risco de exsudação, afundamentos em trilhas de roda e perda da macrotextura do revestimento);
- melhor característica adesiva e coesiva (aumenta a resistência à desagregação do pavimento. A resistência coesiva faz com que o ligante asfáltico mantenha os agregados unidos, quando sujeitos à ação das cargas de tráfego, em especial nas baixas temperaturas);
- maior resistência ao envelhecimento (aumenta a vida útil do ligante);
- elevação do Ponto de Amolecimento – PA (diminui a deformação permanente);
- diminuição do Ponto de Ruptura Fraass – PF, temperatura em que o asfalto sofre trincas quando submetido à tensão (diminui as trincas térmicas);
- aumento do intervalo de plasticidade, faixa de temperatura na qual o asfalto pode ser utilizado (consequência do Ponto de Amolecimento elevado e Ponto de Ruptura Fraass baixo);
- maior resistência à deformação permanente (aumento da elasticidade);
- excelente comportamento reológico (a resistência à fluência e/ou boa recuperação elástica do ligante modificado, sob tensões de tração, mantém a integridade do revestimento, mesmo quando sujeito a níveis elevados de carga e deslocamento).

2.2.2.5 Processo de incorporação e mecanismo de modificação do asfalto com polímero SBS

O processo de incorporação de SBS no asfalto requer que o CAP utilizado como matéria prima tenha uma relação asfaltemos/aromáticos dentro de uma determinada faixa, visualizada

na Figura 2.2, de modo a assegurar compatibilidade ou estabilidade à estocagem do produto final (WHITEOAK, 1990³ *apud* Leite e Soares, 1997).

Figura 2.2 - Influência da composição química do CAP na compatibilidade de asfaltos modificados por SBS.

Fonte: WHITEOAK (1990 *apud* Leite e Soares)

A adição de compatibilizantes à mistura de CAP e SBS altera a relação asfaltenos/aromáticos e a viscosidade da mistura, tornando a mistura compatível e com consistência adequada para conferir à mistura final propriedades reológicas muito superiores às do CAP. Esses compatibilizantes são diluentes aromáticos oriundos de unidades de produção de lubrificantes, unidades de craqueamento catalítico ou de unidades de destilação á vácuo de óleo de xisto.

As condições de operação de preparo dependem da granulometria do SBS, do teor de SBS, do tempo de residência, de velocidade de agitação e da temperatura. Emprega-se,

³ WHITEOAK, D., (1990) **Shell bitumen handbook** - Inglaterra, Shell.

preferencialmente, agitação com alto cisalhamento, SBS em grãos, atmosfera inerte, temperatura e tempo suficiente para conferir incorporação do polímero, resistência ao envelhecimento, melhoria de propriedades reológicas e compatibilidade. (BOULDIN & COLLINS, 1990).

A adição de polímero ao CAP não melhora suas propriedades reológicas linearmente. A alteração do ponto de amolecimento do asfalto modificado com o teor de polímero pode ser visualizada na Figura 2.3, apresentada por Leite e Soares (1997). Existe uma zona de 4 a 7 % de SBS que corresponde à mudança de microestrutura, da fase cuja matriz é o CAP ($< 4\%$), para a fase cuja matriz é o SBS ($> 7\%$). A mudança de microestrutura é a responsável pelas alterações reológicas não lineares introduzidas por adição crescente de SBS.

Figura 2.3 - Alteração do ponto de amolecimento do asfalto modificado com o teor de polímero.

Fonte: Leite e Soares 1997

A modificação das propriedades do asfalto pela adição do polímero é explicada pelo inchamento do polímero nos maltenos do CAP. Têm-se duas fases dentro do asfalto modificado na escala micro:

- fase rica em polímero, que contém polímero e parte dos maltenos adsorvidos pelo polímero.
- fase rica em asfaltenos, que consiste de todos os componentes do CAP, particularmente os asfaltenos, que não são adsorvidos pelo polímero.

O inchamento acarreta aumento de viscosidade e desenvolve caráter gel no ligante, tornando-o mais elástico e resistente ao estiramento. A taxa de inchamento é dependente do modo de preparo da mistura. O aumento da temperatura aumenta a polidispersão, mas pode degradar o polímero. Os agitadores munidos de rotor/estator resultam em misturadores melhores que os de hélice.

Com relação aos volumes das duas fases, pode-se afirmar que o SBS e copolímeros de etileno podem adsorver até nove vezes do seu próprio peso em componentes do CAP, significando extensão de volume de 900%, mas a capacidade de adsorção reduz com aumento da concentração de polímero.

Leite (1999), apresenta a observação da estrutura de uma série de asfaltos modificados com SBS e copolímeros de etileno, com teor crescente de polímero, no microscópio de reflexão de fluorescência, que revelou os seguintes fatos, conforme ilustra a Figura 2.4.:

- baixos teores de polímero (abaixo de 5%): apresentam fase asfáltica contínua, com polímero disperso. Nessa situação, as propriedades da mistura são modificadas principalmente pelo aumento do teor de asfaltenos na fase asfáltica. A escolha do CAP é, portanto determinante nas propriedades da mistura. (Figura 2.4. –A).
- .altos teores de polímero (acima de 5%): apresentam fase polimérica contínua, com a fase rica em asfaltenos dispersa. (Figura 2.4. –B).
- .teores de polímero em torno de 5%: observam-se duas fases contínuas entrelaçadas (Figura 2.4. –C) (WORLD ROAD ASSOCIATION, 1998⁴ *apud* Leite, 1999).

Figura 2.4 - Observação de estruturas de asfalto modificado com diferentes teores de SBS no microscópio de reflexão de fluorescência.

Fonte: WORLD ROAD ASSOCIATION⁴ (1998 *apud* Leite, 1999)

2.2.2.6 Produção do asfalto modificado por polímero

A incorporação do polímero no asfalto pode ser feita de três maneiras:

- Produção do asfalto modificado numa fábrica, em local separado, e transporte do produto final para usina de asfalto;

⁴ WORLD ROAD ASSOCIATION – TECHNICAL COMMITTEE FLEXIBLE ROADS (June 1998) - **Use of modified bituminous binders, special bitumens with additives in pavement applications** International Workshop Modified Bitumens Roma, 17-19.

- b) Preparo do asfalto modificado num misturador auxiliar na usina de asfalto;
- c) Incorporação do polímero diretamente na mistura asfáltica, durante o processo de mistura de asfalto com agregados.

A escolha da tecnologia depende das condições locais e do tipo do polímero. Polímeros difíceis de compatibilizar e instáveis termicamente devem ser misturados imediatamente antes do uso do asfalto modificado, de modo a evitar decomposição e/ou separação de fases. Produção em fábrica, separada do local da usinagem significa melhor controle de qualidade e melhor dispersão do polímero no asfalto. A alternativa (b) garante melhor incorporação do polímero no CAP do que a alternativa (c). A Figura 2.5. resume as várias alternativas de produção de asfalto modificado por polímero.

Figura 2.5 - Alternativas para produção de asfalto modificado por polímero.

Fonte: MANO (1985)

Para que haja uma mistura íntima entre o asfalto e o polímero, além de uma boa afinidade estrutural, é também necessária uma agitação eficiente, que propicie a formação de uma fase contínua constituída pelo polímero, em que o asfalto esteja finamente disperso.

No processo de preparação podem ser utilizados desde misturadores antigos verticais de baixa velocidade até modernos misturadores de alta velocidade. O tempo de mistura pode variar de uma a doze horas, ou mais, dependendo do equipamento. Misturadores de alta velocidade é a escolha mais eficiente do ponto de vista de qualidade de produto e organização da fábrica.

A Figura 2.6 mostra um diagrama simplificado para produção de asfaltos modificados com elastômeros termoplásticos estirênicos. O polímero pode ser adicionado em pó ou grânulos, ou ainda em forma de látex (SBR). O CAP quente e o polímero são pesados e colocados num pré-misturador de baixa velocidade para que o CAP umidifique o polímero. A duração e a temperatura desta fase são ajustadas para assegurar inchamento do polímero. A mistura é então transferida para misturador de alta velocidade, onde o sistema asfalto-polímero alcança adequada dispersão e homogeneidade. Finalmente, o asfalto modificado é transferido para o tanque. Se a dispersão da mistura final se apresentar inadequada, o sistema de válvulas será usado para retorno da mistura ao agitador de alta velocidade.

Figura 2.6 - Diagrama de produção de asfaltos modificados com elastômeros termoplásticos estirênicos.

Fonte: WORLD ROAD ASSOCIATION⁴ (1998 *apud* Leite, 1999)

Os parâmetros de mistura (velocidade de agitação e taxa de cisalhamento) e temperatura (entre 180 e 200°C) devem ser cuidadosamente controlados, de modo a conseguir boa dispersão num tempo mínimo de mistura. Quando a temperatura é muito baixa, a dispersão se torna difícil, enquanto temperaturas acima de 200°C podem iniciar oxidação do CAP ou do polímero.

O ligante resultante pode ser tanto o produto final ou um concentrado que será diluído para o desejado teor de polímero num estágio posterior. A operação de diluição pode ser conduzida em batelada ou continuamente com misturadores estacionários e bombas (LEITE, 1999).

2.2.2.7 Histórico do uso do asfalto modificado com polímero

A primeira rodovia construída com asfalto modificado que se tem conhecimento foi feita em 1902, em Cannes, na França, sendo que muitos asfaltos modificados foram usados antes da Segunda Guerra Mundial, todos feitos com borracha natural, único material devidamente

avaliado até então. Devido ao desempenho positivo das experiências iniciais, começaram a ser avaliados novos materiais com potencial para serem modificadores de asfalto.

Após a Segunda Guerra Mundial, o polímero sintético começou a tomar lugar da borracha natural e ser utilizado como aditivo modificador de asfalto. Atualmente, pode-se perceber o grande interesse em polímeros sintéticos devido ao grande número de artigos relacionados a esse respeito.

Em 1963, na França, foi construída uma pista de testes para a determinação do comportamento de misturas asfálticas produzidas com asfalto modificado com vários tipos de borrachas naturais e sintéticas, porém os resultados não foram satisfatórios, evidenciando a necessidade de novas pesquisas. Porém, apenas em 1972 o governo francês incentivou pesquisas para o desenvolvimento de asfaltos modificados com polímeros termoplásticos (BRÛLÉ, 1996). A França, na época, aplicava anualmente cerca de 200.000 toneladas de asfalto modificado por polímero, o que representava 8% do consumo total de CAP em pavimentação (RAMOS *et al.*, 1996).

Os altos custos iniciais dos asfaltos modificados com polímero limitaram seu uso nos Estados Unidos. Porém, nos anos de 1980, novos polímeros foram desenvolvidos e tecnologias européias começaram a ser usados nos Estados Unidos, ao mesmo tempo que começou a prevalecer a perspectiva econômica a longo prazo. Na Austrália, por exemplo foram desenvolvidas especificações e manuais incluindo asfaltos modificados por polímeros.

Segundo Bahia *et al.* (1997), pesquisas do departamento de transportes dos Estados Unidos encontraram que 47 estados dos 50 reportados usariam asfalto modificado no futuro, sendo

que 35 disseram que poderiam usar grandes quantidades. Muitas equipes de pesquisa em todo o mundo vêm trabalhando a respeito da avaliação dos benefícios do polímero modificador no desempenho do pavimento, e ensaios e especificações para ligantes vêm sendo continuamente desenvolvidas.

Em 2001 numa pesquisa para o Departamento de Transporte de Ohio, Sargand e Kim compararam a resistência à fadiga e deformação permanente de três ligantes asfálticos PG 70 -22, um não modificado, um modificado com SBS e outro modificado com SBR. Os ligantes modificados mostraram-se mais resistentes à fadiga e deformação permanente que o ligante não modificado, embora todos os três tivessem o mesmo grau de desempenho.

Em 2003, o Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos realizou uma pesquisa que concluiu que a escolha de polímeros pode ter um impacto significativo em propriedades de fadiga e que as misturas que ostentam a vida de fadiga mais alta contêm reativos entrelaçados de polímero estireno – butadieno, tendo sido testados borracha moída, borracha de estireno – butadieno (*SBR*), blocos lineares de SBS e um modificado patenteado SBS.

2.2.2.8 Histórico no Brasil sobre o estudo e aplicação do asfalto modificado com polímero na pavimentação

No Brasil, o Instituto de Pesquisa Rodoviária do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (IPR/DNER), impulsionou o uso de asfaltos modificados por polímeros quando, em 1988, iniciou pesquisas nessa área. Em 1990 foi realizada a primeira experiência de campo, na rua Leopoldo Bulhões, na cidade do Rio de Janeiro. A rua apresentava severas deflexões e muitas trincas. Após quatro anos de uso, desde a intervenção, a seção da via, que fora

recuperada com asfalto modificado, apresentava excelentes condições, enquanto a seção onde fora utilizado asfalto convencional apresentava excessivo trincamento (MARTINHO *et al.*, 1994 e RAMOS *et al.*, 1996).

A maior obra realizada no Brasil com o uso de asfalto-polímero foi no Autódromo Internacional “Nelson Piquet”, na cidade de Rio de Janeiro, em 1995, onde foram utilizadas novecentos e setenta e quatro toneladas de ligante modificado com polímero SBS. O desempenho foi considerado bom, principalmente quanto à adesão e coesão proporcionadas pelo ligante modificado (RAMOS *et al.*, 1996).

2.2.3 Cimentos asfálticos de petróleo, Especificação Brasileira

As especificações brasileiras foram mudando com o decorrer dos anos. A primeira especificação brasileira foi de 1957 – ABNT EB-78, baseada na ASTM D 948-47T ou ASHTO M2042. Classificava os cimentos asfálticos por penetração, a 25°C, sem intervalos entre as classes, num total de 10 classes. 30-40; 40-50; 50-60; 60-70; 70-85; 85-100; 100-120; 120-150; 150-200; 200-300.

A segunda especificação brasileira, aprovada por resolução do Conselho Nacional do Petróleo (CNP) de 1969 e publicada em 1970, reduz a ABNT EB-78 para apenas quatro tipos de CAP: 30-45; 50-60; 85-100; 150-200. Em outubro de 1984, na 184ª Reunião da Comissão de Asfalto (CA) do Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP), foi decidida a criação de duas especificações por viscosidade a 60°C, com três tipos de CAP: 7, 20 e 55, sem “gap”, e por penetração a 25°C, com três tipos de CAP 30-45; 50-60; 85-100. Foi assim que se

implementou as especificações por penetração e viscosidade em 1992, de acordo com o regulamento técnico 01/92- Rev .02-DNC.

Em outubro de 2004, a comissão do asfalto do IBP aprovou a nova proposta para as especificações de CAP, baseada nos relatórios da Associação Brasileira de concessionárias rodoviárias (ABCR) e da Petrobras, ambas baseadas em penetração, com quatro tipos de CAP 30-45; 50-70; 85-100; 150- 200. Assim atualmente os órgãos oficiais brasileiros classificam o CAP quanto a sua consistência por penetração a 25°C (ABNT NBR-6576/2005).

2.2.4 Cimentos asfálticos de petróleo, Especificação Americana (Superpave)

Uma parte importante do Superpave é a nova especificação para os ligantes asfálticos que está associada a um novo sistema de ensaios. As especificações para os asfaltos estão estabelecidas na AASHTO MP1 "*Standard Specification for Performance Graded Asphalt Binder*". A especificação Superpave de ligante asfáltico baseia-se no desempenho do material, considerando o clima e temperatura do pavimento onde se pretende usar o ligante. Os requisitos quanto as propriedades físicas permanecem os mesmos, porém muda a temperatura em que o ligante deve atendê-las. Por exemplo, a altas temperaturas a rigidez de um ligante não envelhecido ($G^*/\sin\delta$) deve ser no mínimo 1,0 kPa. Este requisito deve ser obtido a temperaturas mais elevadas, caso se deseje usar este ligante em um clima mais quente que outro (MOTTA *et al.*, 1996).

O grau de desempenho (*Performance Grade* - PG) de um ligante asfáltico, é composto por dois números, (por exemplo PG 64 -22) em que o primeiro número indica a máxima temperatura na qual o ligante asfáltico mantém suas propriedades durante a vida de serviço

em um pavimento (64°C), enquanto o segundo número indica a mínima temperatura na qual o ligante asfáltico possui adequadas propriedades físicas durante sua vida de serviço, (-22°C). Considerações adicionais são proporcionadas em termos de volume de tráfego e tempo de aplicação de carga.

Outro ponto fundamental na avaliação do sistema Superpave é que as propriedades físicas também são medidas em ligantes que sofreram envelhecimento no laboratório, de forma a simular o que ocorre no pavimento real. Algumas propriedades físicas são determinadas no ligante não-envelhecido, outras propriedades físicas são medidas em ligantes que sofreram envelhecimento em estufa de filme fino rotativo (RTFOT), que simula o envelhecimento do ligante que acontece durante a usinagem e compactação da mistura, e no vaso de envelhecimento sob pressão (PAV), que simula o envelhecimento oxidativo que acontece no ligante, ao longo da vida útil do pavimento (MOTTA *et al.*, 1996).

Princípio de caracterização dos Asfaltos pelas Especificações Superpave

As especificações Superpave procuram simular, por meio de ensaios de laboratório, os três estados críticos aos quais se expõe o asfalto durante a vida de serviço:

- **Primeiro estado:** asfalto original, durante o transporte, armazenagem e manipulação do ligante asfáltico;
- **Segundo estado:** envelhecimento produzido depois da fabricação e colocação da mistura asfáltica;
- **Terceiro estado:** envelhecimento da mistura asfáltica durante a vida em serviço.

As propriedades físicas dos asfaltos no método Superpave também são medidas sobre os asfaltos envelhecidos no laboratório, simulando assim as condições reais de operação do pavimento. A medida das propriedades físicas se realiza mediante a utilização de seis equipamentos de ensaio, cujos objetivos são detalhados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Aparelhos de ensaio do método Superpave.

Equipamento	Objetivo
<i>Rolling Thin Film Oven Test</i> (RTFOT)	Simula características de envelhecimento do asfalto, respectivamente no curto e longo prazo.
<i>Pressure Aging Vessel</i> (PAV)	
<i>Dynamic Shear Rheometer</i> (DSR) (AASHTO T 315-02)	Medir as propriedades reológicas do asfalto sob temperaturas altas e intermediárias.
<i>Rotational Viscosimeter</i> (RV) (ASTM D 4402)	Medir as propriedades de trabalhabilidade do asfalto sob altas temperaturas
<i>Bending Beam Rheometer</i> (BBR) (ASTM 6648-01)	Medir as propriedades reológicas do asfalto sob baixas temperaturas
Direct tensión tester (DTT) (ASTM P 252)	

2.2.5 Análise comparativa da caracterização e classificação dos asfaltos por penetração e pelo método Superpave

As principais diferenças entre os dois métodos são:

1. Superpave utiliza propriedades fundamentais do material para classificá-lo, enquanto que o método convencional por penetração utiliza diretamente o resultado numérico do ensaio de penetração (o que não representa nenhuma propriedade básica ou de comportamento do asfalto);

2. Superpave define primeiro os requisitos mínimos do asfalto com relação as suas propriedades reológicas e estes se verificam nas temperaturas reais do campo. No método por penetração o asfalto é ensaiado a temperaturas totalmente arbitrárias, não representativas das condições de campo. Porém, com o conceito de susceptibilidade térmica é possível estimar algumas propriedades de consistência;
3. Superpave considera nos ensaios a condição dinâmica estabelecendo diferentes frequências e tempos de aplicação da carga. No método de classificação por penetração, nenhum dos ensaios tradicionais é dinâmico e não consideram a variável tempo de carga;
4. Superpave considera dois métodos para simular o envelhecimento do ligante. Um representa as etapas de usinagem, transporte e aplicação das misturas a quente (RTFOT) e o outro (PAV) representa o envelhecimento em longo prazo (durante a vida em serviço). O método de penetração só considera o envelhecimento em curto prazo (RTFOT);
5. Superpave pode ser aplicado a todos os tipos de asfalto enquanto que o método de penetração, por conter ensaios de pureza e constituição do asfalto, muitas vezes rejeita alguns asfaltos por não atender as exigências desses parâmetros;
6. A viscosidade em alta temperatura, que é importante nos processos de bombeamento e misturado do ligante, além da aplicação e compactação das misturas, é medida no método Superpave com o viscosímetro rotacional (viscosidade dinâmica) e no método por penetração com o viscosímetro capilar (viscosidade cinemática).

2.3 MISTURAS ASFÁLTICAS

O concreto asfáltico e o concreto asfáltico com asfalto modificado por polímero são misturas a quente executadas em usina apropriada com características específicas de agregado mineral graduado, material de enchimento (fíler) e ligante asfáltico ou ligante asfáltico de petróleo modificado por polímero, aplicadas e compactadas a quente (DNER–ES 313/97 e DNER–ES 385/99).

Segundo Carpenter e Vandam (1987), o fator principal para o uso de asfaltos modificados por polímeros é elevar o nível de desempenho dos pavimentos em campo, devendo essa melhora de desempenho compensar qualquer acréscimo nos custos associados à incorporação dos polímeros aos cimentos asfálticos de petróleo.

2.3.1 Distribuição granulométrica das misturas asfálticas.

A distribuição granulométrica está relacionada com o desempenho de uma mistura asfáltica a curto, médio e longo prazo. Tem influência na estabilidade, durabilidade, permeabilidade, trabalhabilidade, resistência à fadiga, resistência à deformação permanente e na resistência aos danos causados pela umidade. Portanto, a graduação, assim como as especificações a ela relacionadas, deve ser considerada como sendo o primeiro passo para a elaboração de uma mistura asfáltica.

Dentre os vários tipos de graduação para misturas asfálticas, destacam-se as misturas com graduação contínua, onde a resistência é alcançada através da maior densidade possível, e as

graduações descontínuas, onde o agregado graúdo forma o esqueleto resistente da mistura. A Figura 2.7 apresenta os tipos de curvas granulométricas para misturas asfálticas.

Figura 2.7 - Tipos de curvas granulométricas para misturas asfálticas.

Fonte: ROBERTS, *et al.* 1991

2.3.1.1 Graduação Contínua

Uma graduação contínua é aquela onde as partículas de agregados ficam completamente adensadas, seria a melhor em termos de estabilidade, devido ao aumento do contato entre as partículas e à diminuição dos vazios na mistura. Porém, é necessário um volume de vazios suficiente para a adição do ligante asfáltico, capaz de assegurar maior coesão e durabilidade à mistura, além de um adequado volume de vazios necessário para evitar a exsudação do ligante asfáltico e/ou à deformação permanente da mistura sob a ação de cargas do tráfego. Ou seja, uma mistura asfáltica com baixo volume de vazios é mais sensível a pequenas variações na quantidade de asfalto e, portanto, mais susceptível à exsudação e à deformação permanente.

2.3.1.2 Graduação Descontínua

A mistura asfáltica de graduação descontínua apresenta uma grande proporção de agregado graúdo e filer mineral, e uma pequena proporção de agregados médios como é o caso de uma mistura SMA ou CMHB (*Coarse Matrix High Binder*). Essas misturas resistem às cargas do tráfego não com a máxima densidade possível, mas sim com uma grande quantidade de agregado graúdo formando o esqueleto da mistura. Com um forte contato entre as partículas de agregado graúdo, o que permite que a resistência à deformação permanente aumente. Uma mistura descontínua SMA ou CMHB possui maior quantidade de asfalto que as misturas contínuas. Essa maior quantidade de asfalto, juntamente com a grande quantidade de filer, preenche os vazios deixados pelo esqueleto de agregado graúdo e contribuem muito para a resistência ao aparecimento e propagação de trincas por fadiga.

Uma mistura asfáltica de graduação descontínua, tipo SMA ou CMHB, pode ter um melhor desempenho que uma mistura de graduação contínua ou densa, pois a grande quantidade de agregado graúdo aumenta a resistência à deformação permanente, enquanto a grande quantidade de filer e asfalto aumentam a resistência ao desgaste. Porém, em qualquer tipo de mistura as propriedades físicas dos agregados (forma, textura superficial, angularidade etc.) têm grande importância no seu desempenho. Em misturas descontínuas, a importância da qualidade dos agregados é ainda maior.

2.3.1.3 Graduação Superpave

Os pesquisadores do SHRP refinaram as especificações da graduação existentes e desenvolveram planilhas de graduação baseados na equação de Fuller, que apresenta as curvas de máxima densidade (e mínimo VAM) para cada tamanho de agregados.

Como produto da utilização desta equação se obtém misturas de fácil compactação, mas com tendência de ser muito frágeis e de possuir poucos vazios. O método Superpave utiliza planilhas nas quais se tem pontos de controle e uma zona de restrição. Nestas planilhas, o tamanho das peneiras foi elevado a potência 0.45, onde a curva de máxima densidade fica representada por uma reta, que vai desde a origem das abcissas e ordenadas até a peneira pela qual passa o 100% dos agregados (tamanho máximo). A Figura 2.8. apresenta um exemplo de granulometria superpave.

Figura 2.8 - Exemplo de granulometria Superpave.

A granulometria composta deve passar através dos pontos de controle, o que assegura uma determinada quantidade de vazios para preenchimento com asfalto. Porém, a curva granulométrica dos agregados não deve passar pela zona de restrição (SHRP recomenda passar por baixo dela) o que evita misturas de agregados com uma alta proporção de areia fina. Curvas granulométricas muito próximas da linha de densidade máxima devem ser evitadas por não apresentarem um adequado volume de vazios. Uma granulometria que cruze a zona de restrição tem, a princípio, um esqueleto mineral frágil e pode apresentar problemas

na compactação e baixa resistência à deformação permanente. Porém, segundo Kandhal & Mallik (2001), há alguns tipos de agregados, como agregados de origem calcária e granítica, que com graduação passando abaixo da zona de restrição apresentaram maior quantidade de deformação permanente, em relação aos que passaram através da zona de restrição os quais apresentaram as menores quantidades de deformação permanente. Já a graduação que passou acima da zona de restrição apresentou uma quantidade intermediária de deformação permanente.

Watson *et al.* (1997) reportaram que quatro das misturas convencionais de graduação densa mais utilizadas no Departamento de Transportes do Estado da Geórgia utilizam misturas asfálticas compostas de agregados com graduações que violam a zona de restrição, mas que atendem as demais recomendações e exigências das especificações Superpave, isso mostra que determinados agregados que passam através da zona de restrição apresentam excelente desempenho em campo.

Kandhal e Cooley Jr. (2001 e 2002), em pesquisa que conta com a análise de 2 tipos de agregado graúdo, 10 tipos de agregado miúdo e 5 granulometrias (3 passando pela zona de restrição), concluíram que a zona de restrição deveria ser eliminada das especificações Superpave, pois misturas que violam esta zona, mas que se enquadram nos limites de angularidade de agregados miúdos (FAA, *fine aggregate angularity*) e nos demais ensaios da especificação de agregados, apresentam desempenho igual ou superior ao de misturas que atendem ao requisito da zona de restrição. Finalmente o *Superpave Mixture and Aggregate Expert Task Group (ETG)* recomendou que a zona de restrição deveria ser retirada dos procedimentos do Superpave e deveriam também ser retiradas da AASHTO MP2 e PP28 (SUPERPAVE ETG, 2001).

2.3.1.4 Influência da graduação no Desempenho de Misturas Asfálticas

Segundo o Instituto do Asfalto (1989), os agregados representam em torno de 95% em peso e 70 a 85% em volume de toda a mistura asfáltica e contribuem significativamente para o desempenho da mistura. Suas características influenciam diretamente nas propriedades volumétricas e como consequência nas propriedades de rigidez, resistência ao cisalhamento e na vida de fadiga.

2.3.2 Misturas asfálticas Metodologia Marshall

Segundo de Senço (1997), o método Marshall foi desenvolvido em 1930 pelo Departamento de Estradas de Rodagem do estado de Mississipi, nos Estados Unidos da América do Norte, tendo como objetivo determinar a quantidade ótima de ligante betuminoso utilizado numa mistura betuminosa.

Ao longo dos anos foi modificado para adaptar-se à realidade do aumento de carga de roda e pressão dos pneus dos veículos e dentre as modificações foram sugeridos novos critérios para a determinação da quantidade ótima de ligante asfáltico, que deveria ser a mais próxima dos valores correspondentes à estabilidade e densidade aparente máximas, além dos outros parâmetros como porcentagem de vazios, relação betume/vazios, estabilidade e fluência terem tido seus valores modificados para a nova realidade. Os parâmetros usados no método Marshall para misturas asfálticas usinadas a quente devem-se enquadrar nos limites mostrados na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Ensaio Marshall – Valores limites para misturas convencionais.

Discriminação	Camada de Rolamento	Camada de Ligação (Binder)
Porcentagem de vazios (%)	3 a 5	4 a 6
Relação Betume/vazios (%)	75/82	65/72
Estabilidade mínima (kgf)	350 (75 golpes)	350 (75 golpes)
	250 (50 golpes)	250 (50 golpes)
Fluência (mm)	2,0 a 4,5	2,0 a 4,5

Fonte: DNER-ES 313/97

Os parâmetros usados no método Marshall para misturas betuminosas usinadas a quente com asfalto modificado por polímero tem que se enquadrar nos limites mostrados na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 - Ensaio Marshall – Valores limites para misturas modificadas por polímero.

Discriminação	Camada de Rolamento	Camada de Ligação (Binder)
Porcentagem de vazios (%)	3 a 5	4 a 6
Relação Betume/vazios (%)	75/82	65/72
Estabilidade mínima (kgf)	500 (75 golpes)	500 (75 golpes)
Fluência (mm)	2,0 a 4,5	2,0 a 4,5
Resistência a tração por compressão diametral a 25 °C (kgf/cm ²)	7,0 a 12,0	7,0 a 12,0

Fonte: DNER-ES 385/99.

No ensaio Marshall, a dosagem de misturas asfálticas é feita considerando-se valores admissíveis empíricos para a estabilidade e a fluência.

Segundo Bertollo, (2002) na dosagem das misturas asfálticas, o método Marshall considera os seguintes parâmetros:

- *granulometria*: busca-se a densidade máxima possível para garantir a máxima estabilidade;

- *densidade aparente da mistura*: calculada com os corpos de prova do ensaio de dosagem;
- *densidade máxima teórica da mistura*: densidade da mistura suposta sem vazios;
- *porcentagem de vazios da mistura* (V_a): volume total de pequenas bolsas de ar existentes entre as partículas de agregados recobertos por cimento asfáltico em uma mistura compacta 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*: carga, em kgf, sob o qual o corpo de prova rompe quando submetido à compressão diametral;
- *fluência*: deformação total, em décimos de milímetro ou centésimos de polegada, que o corpo de prova sofre ao romper.

2.3.3 Misturas asfálticas método Superpave

Duas características importantes do método de projeto Superpave são:

- o acondicionamento da mistura
- a compactação efetuada no laboratório

As misturas asfálticas que são utilizadas para moldar os corpos de prova são acondicionadas durante duas horas dentro de uma estufa a temperatura de compactação (as temperaturas de

mistura e compactação se determinam igual ao método de projeto Marshall, em função da viscosidade do asfalto); o que permite simular o envelhecimento a “curto prazo” que se produz durante o processo de armazenagem e transporte da mistura asfáltica, além disso, fornece tempo ao agregado para absorver o ligante asfáltico.

A compactação em laboratório é realizada fazendo uso do Compactador Giratorio Superpave (*Superpave Gyrotory Compactor – SGC*) mostrado na Figura 2.9. Este aparelho efetua uma rotação com um ângulo de inclinação de 1.25 graus e aplica sobre a mistura uma pressão de confinamento de 600 kPa. A soma de ambos os fatores simula o efeito produzido pelos rolos compactadores (o número de rotações requeridas, N_{DIS} , é especificado na norma AASHTO TP4-93).

O *SGC* incorpora um software que indica a altura do corpo de prova e o número de revoluções, o que permite determinar o grau de compactação do corpo de prova durante todo o processo de compactação, sendo necessário inserir como dados iniciais, o peso e a densidade máxima da mistura.

Figura 2.9 - Compactador Giratório Superpave

2.3.4 Requisitos volumétricos da mistura

Uma vez selecionados os materiais (ligantes asfálticos e agregados minerais), definem-se os requisitos volumétricos da mistura e o teor de pó. Os pesquisadores que desenvolveram o Superpave consideram que as proporções volumétricas dos componentes da mistura asfáltica (ligantes e agregados) são importantes.

Os requisitos volumétricos da mistura constituem-se de: Vazios na Mistura, Vazios no Agregado Mineral e Vazios Preenchidos por Asfalto (VFA). Estes devem obedecer aos seguintes requisitos:

- vazios na Mistura (V_a): no Superpave, o teor de vazios de projeto na mistura é de 4%;
- vazios no Agregado Mineral (VAM): Para um projeto com 4% de V_a , o VAM é especificado em função do tamanho nominal máximo do agregado, conforme a Tabela 2.8 (AASHTO MP2, 2001);
- vazios Preenchidos com Asfalto (VFA ou RBV): Para um projeto com 4% de V_a , a RBV é especificado em função do volume de tráfego (ESAL) conforme Tabela 2.9 (AASHTO MP2, 2001);

Tabela 2.8 - Recomendações SUPERPAVE para Vazios no Agregado Mineral.

Tamanho Nominal Máximo do Agregado	VAM mínimo (%)
9,5mm	15,0
12,5mm	14,0
19mm	13,0
25mm	12,0
37,5mm	11,0

Fonte: AASHTO MP2, 2001

Tabela 2.9 - Recomendações SUPERPAVE para Vazios Preenchidos com Asfalto.

Tráfego, ESALs	RBV de Projeto (%)
$< 3 \times 10^5$	70 – 80
$3 \times 10^5 < \text{ESAL} < 3 \times 10^6$	65 – 78
$> 3 \times 10^6$	65 – 75

Fonte: AASHTO MP2, 2001

Segundo Kandhal *et al.* (1998), uma das principais dificuldades encontradas pelos órgãos rodoviários nos Estados Unidos da América (EUA), quando da implementação do projeto volumétrico de misturas Superpave, está em satisfazer o VAM mínimo especificado de acordo com o tamanho nominal máximo do agregado. Os VAM dessas misturas estão relacionadas ao aumento do esforço de compactação proporcionado pelo compactador giratório e ao uso de misturas mais grossas, com graduação abaixo da zona de restrição, conforme recomenda a especificação para rodovias com alto volume de tráfego. Também salientam que o valor mínimo de VAM recomendado na especificação Superpave para assegurar a durabilidade da mistura é inadequado, pois penaliza misturas de graduação grossa (que passam abaixo da zona de restrição). Essas misturas podem ter baixo valor de VAM e, ao mesmo tempo, apresentar um aumento na espessura da película de asfalto que recobre o agregado. Os autores recomendam que a espessura mínima do filme de asfalto seja utilizada para assegurar a durabilidade da mistura, ao invés de um VAM mínimo. Sugerem, como último passo do projeto de dosagem Superpave, o cálculo da espessura do filme de asfalto que deverá ser maior ou igual a 8 μm .

O Superpave especifica uma faixa de aceitação para o teor de Pó (TF - Teor de filer) que é definido como a razão entre a % passante na peneira n° 200 e o teor efetivo de asfalto expresso em relação à mistura total, apresentado na equação 2.1. Este teor de filer é usado como um critério de projeto, onde o teor aceitável de filer pode variar segundo as últimas

mudanças no Superpave entre 0,6 e 1,2 para as misturas em geral, podendo ser aumentados para 0,8 a 1,6 se a graduação dos agregados passar abaixo dos limites da zona restrita. Com esta permissão, uma quantidade maior de material mais fino que 0,075 mm poderá ser utilizada.

$$TF = \frac{P_{.075}}{P_{be}} \quad (2.1)$$

onde:

$P_{.075}$ = % passante na peneira n° 200 da massa do agregado

P_{be} = teor efetivo de asfalto (% em peso)

A especificação AASHTO MP2 (2001) ainda fixa limites para porcentagem da Densidade máxima medida (%Gmm) que é obtida pela mistura para o número de giros inicial (N_{ini}), de projeto ($N_{projeto}$) e máximo (N_{max}). Estes limites podem ser vistos na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 - Recomendações Superpave para a porcentagem da Densidade Máxima Medida

Tráfego ESALs	Densidade (%Gmm)		
	N_{ini}	$N_{projeto}$	N_{max}
$< 3 \times 10^5$	$\leq 91,5$		
3×10^5 a 3×10^6	$\leq 90,5$		
3×10^6 a 1×10^7		96,0	$\leq 98,0$
1×10^7 a 3×10^7	$\leq 89,0$		
$> 3 \times 10^7$			

Fonte: AASHTO MP2, 2001

Todas as informações são analisadas e comparadas com os critérios preconizados no Superpave, qualquer combinação que obedecer a esses critérios poderá ser selecionada. O

propósito desta etapa é determinar uma combinação econômica de agregados e ligante que irá proporcionar um bom desempenho do pavimento.

2.4 PRINCIPAIS DEFEITOS DE UM PAVIMENTO FLEXÍVEL

Um pavimento flexível ao longo de seu período de vida útil está sujeito a uma redução na sua capacidade estrutural e funcional. Dentre os defeitos, os mais importantes são: deformação permanente, trincas por fadiga, trincas a baixas temperaturas e o desgaste.

2.4.1 Deformação Permanente

A deformação permanente nos pavimentos resulta da aplicação de cargas repetidas, que acontecem a cada passagem de um veículo, sendo um processo acumulativo. Segundo Anani, Balghunaim e Al-hazzaa (1990), são muitos os fatores que interferem na ocorrência de deformações permanentes, podendo-se citar o volume de tráfego pesado, a pressão de enchimento dos pneus, a temperatura de serviço do pavimento, as práticas construtivas e os fatores internos, relacionados às características das camadas do pavimento.

Porém, as duas razões principais para o afundamento da trilha de roda nos pavimentos revestidos com misturas asfálticas são: estrutural, resultante das contribuições de todas as camadas e o subleito, geradas pelo mau dimensionamento e misturas asfálticas com baixa resistência ao cisalhamento, o que depende da susceptibilidade térmica do ligante asfáltico e do esqueleto do agregado mineral.

Nos Estados Unidos as pesquisas realizadas na pista experimental da *American Association of State Highway Officials* (AASHO), verificou-se que, em média, o revestimento responde por cerca de 32% da deformação permanente total, a base por cerca de 14%, a sub-base por 45% e apenas 9% ocorre em razão da deformação do subleito do pavimento (HIGHWAY RESEARCH BOARD, 1962).

No Brasil a maior parte da deformação permanente de um pavimento deve-se a esforços cisalhantes que ocorrem na parte superior da camada de concreto asfáltico. Assim, as misturas asfálticas com elevados teores de ligante e poucos vazios (menos de 4%) estão sujeitas a deformações permanentes por movimentação plástica, que se caracteriza por afundamento no centro das trilhas de roda, acompanhado por pequenas elevações laterais. Isso ocorre porque a redução do volume de vazios, em consequência do aumento do teor de ligante, indica que os espaços vazios estão preenchidos com ligante o que faz com que este se torne praticamente um lubrificante entre as partículas do agregado. A suscetibilidade às deformações permanentes de misturas com essas características se agrava em temperaturas elevadas quando o ligante asfáltico passa a facilitar ainda mais as deformações por cisalhamento (GRECO, 2004).

Na Tabela 2.11 apresenta-se um resumo dos principais fatores que podem afetar o desempenho de misturas asfálticas quanto à deformação permanente.

Tabela 2.11 - Fatores que interferem no desempenho de misturas asfálticas quanto à deformação permanente.

	Fator	Variação do fator	Efeito na resistência à deformação permanente
Agregado	- Textura superficial.	- Lisa para rugosa	- Aumento
	- Granulometria	- Aberta para contínua	- Aumento
	- Forma	- Redonda para angulosa	- Aumento
	- Tamanho	- Aumento do tamanho máximo	- Aumento
Ligante	- Rigidez ^a	- Aumento	- Aumento
Mistura	- Quantidade de ligante	- Aumento	- Redução
	- Volume de vazios ^b	- Aumento	- Redução
	- Vazios no agregado mineral	- Aumento	- Redução ^c
	- Método de compactação	^d	^d
Condições de ensaio	- Temperatura	- Aumento	- Redução
	- Estado de tensão/deformação	- Aumento da pressão de contato dos pneus	- Redução
	- Repetição do carregamento	- Aumento	- Redução
	- Água	- Seco para molhado	- Redução se a mistura for sensível à água

a) Refere-se à rigidez na temperatura em que a suscetibilidade à deformação permanente está sendo avaliada. Modificadores podem ser adicionados ao ligante para aumentar sua rigidez em temperaturas críticas, reduzindo assim a propensão a deformações permanentes;

b) Quando o volume de vazios é inferior a 3%, a susceptibilidade à deformação permanente aumenta;

c) Questiona-se atualmente se valores muito baixos de VAM (por exemplo, inferiores a 10%) devem ser evitados;

d) O método de compactação, em campo ou em laboratório, pode influenciar na estrutura do material e consequentemente em sua suscetibilidade à deformação permanente.

Fonte: *Sousa, Craus, e Monismith (1991)*

O asfalto modificado por polímero tem mostrado uma redução das deformações permanentes. Segundo Valkering *et al.* (1990), a modificação do asfalto com polímero SBS mostrou uma redução de 60 a 70 % da profundidade de trilhas de rodas na camada de mistura asfáltica, através de resultados obtidos do “Laboratory Test Track - LTT” e do ensaio de fluência dinâmico. Ensaio laboratoriais realizados por Tayebali *et al.* (1992), apresentaram menor

deformação plástica acumulada para misturas contendo asfalto modificado do que as misturas asfálticas convencionais, indicando uma redução no potencial de formação de trilha de roda. A Figura 2.10 apresenta um caso típico de deformação permanente da capa asfáltica nas trilhas de roda.

Figura 2.10 - Deformação permanente nas trilhas de roda

2.4.2 Trincas por fadiga

A vida de fadiga de um material asfáltico pode ser apresentada como o número de aplicações de carga necessário para que a mistura atinja ruptura, sob dado estado de tensões. O fenômeno da fadiga pode ser descrito, tecnicamente, como a diminuição gradual da resistência de um material por efeito de solicitações repetidas, ou o carregamento e descarregamento constante do pavimento, devido à ação do tráfego, que gera deformações elásticas. Com a movimentação constante de deformação e recuperação surgem tensões de tração nas fibras inferiores da capa asfáltica do pavimento, que induzem um dano ao material em cada ciclo, que se acumulam até finalmente produzir a ruptura, como é mostrado na Figura 2.11.

Figura 2.11 - Trincas por fadiga

Segundo Brown, Kandhal e Zhang (2001), o trincamento por fadiga acontece quando o pavimento é tensionado ao limite da sua vida de fadiga.

Segundo Gontijo (1980), os principais fatores intervenientes são:

- características do tráfego: carga por roda, pressão do contato, velocidade do veículo, intensidade do tráfego;
- características próprias do pavimento: espessura e rigidez das camadas;
- condições climáticas, em particular a temperatura.

De uma maneira geral as tensões de tração que se desenvolvem nas camadas inferiores do pavimento:

- diminuem com o aumento da temperatura e conseqüentemente com o decréscimo do módulo de rigidez;
- diminuem com o aumento do módulo da base;

- variam relativamente pouco com a espessura da camada de base (quando esta é superior a 20 cm) e com o módulo do solo de fundação;
- diminuem com o aumento da espessura do próprio revestimento e aumentam com o acréscimo do módulo de rigidez do concreto asfáltico.

Em resumo a vida de fadiga dos pavimentos de concreto asfáltico depende da rigidez da mistura, conteúdo de asfalto, ponto de amolecimento, viscosidade, graduação do agregado, textura do agregado, processo construtivo, tráfego e clima. (KIN, Y.R.; KIN, N. & KHOSLA.; 1992, TIGDEMIR, KALYONCUOGLU S. F. & KALYONCUOGLU U. Y.; 2004).

A Tabela 2.12 mostra como alguns fatores influenciam a vida de fadiga das misturas asfálticas.

Tabela 2.12 - Fatores que afetam a rigidez na vida de fadiga das misturas asfálticas

Fator	Variação do fator	Efeito de variação do fator		
		Rigidez	Vida de fadiga em tensão controlada (TC)	Vida de fadiga em deformação controlada(DC)
Penetração do asfalto	Decresce	Aumenta	Aumenta	Decresce
Teor de ligante	Aumento	Aumenta ^(a)	Aumenta ^(a)	Aumenta ^(b)
Tipo de agregado	Aumenta a rugosidade e angularidade	Aumenta	Aumenta	Decresce
Granulometria do agregado	Aberta a densa	Aumenta	Aumenta	Decresce ^(b)
Índice de vazios	Decresce	Aumenta	Aumenta	Decresce ^(b)
Temperatura	Decresce	Aumenta ^(c)	Aumenta	Decresce

(a) Existe um teor ótimo para vida de fadiga máxima.

(b) Poucos estudos existentes.

(b) Aproximações limitam abaixo da temperatura de congelamento.

Fonte: Monismith *et al.* (1990).

2.4.3 Trincas térmicas

O trincamento de pavimentos asfálticos por contração a baixas temperaturas é um fenômeno comum em regiões frias. Em províncias canadenses e norte dos Estados Unidos as trincas manifestam-se como uma série de trincas transversais que se estendem pela superfície do pavimento perpendiculares à direção do tráfego espaçadas em forma quase constante como é mostrado na Figura 2.12.

Yoder e Witczak, (1975) perceberam que aqueles intervalos de trincas térmica de 6 a 9 m é típico, mas pode variar de menos de 1 m até 30 m. É um trincamento que ocorre quando uma camada de pavimento asfáltico contrai em uma estação fria em razão da queda de

temperatura. Pode ser o resultado de uma queda de temperatura até a temperatura crítica de trincamento, como também pode ser causado por apenas vários ciclos de subida e descida de temperatura (fadiga térmica). A magnitude e frequência de baixas temperaturas e a rigidez da mistura asfáltica na superfície são os fatores principais na ocorrência e intensidade de trincamento transversal por baixa temperatura.

É amplamente reconhecido que o ligante asfáltico é o contribuinte primário para a resistência ao trincamento, pois a baixa temperatura, o ligante asfáltico se comporta de uma maneira frágil e perde a habilidade de absorver energia por fluxo viscoso.

Figura 2.12 - Trincas por baixa temperatura

Só se pode vencer a natureza obedecendo-lhe.

(Francis Bacon)

CAPÍTULO III

3. ESTUDO E DISTRIBUIÇÃO DO GRAU DE DESEMPENHO DE LIGANTES ASFÁLTICOS DO PERU

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O Programa SHRP (*Strategic Highway Research Program*) resultou na especificação de ligantes asfálticos que se baseia no desempenho e classifica os ligantes de acordo com as condições climáticas e o tipo de solicitação do tráfego a que o pavimento será submetido. Dados como temperatura máxima do pavimento durante sete dias seguidos, temperatura mínima do pavimento, confiabilidade, tempo de carregamento e volume de tráfego são usados na especificação de ligantes Superpave para selecionar o ligante apropriado para o trabalho a ser realizado, sendo que a classificação determina o Grau de Desempenho (PG - *Performance Grade*) do ligante.

O objetivo deste capítulo é estabelecer o grau de desempenho do ligante asfáltico mais indicado para uso em pavimentação nas diferentes regiões do Peru. As temperaturas máximas e mínimas foram obtidas da base de dados do SENAMHI (*Servicio Nacional de Meteorologia e Hidrologia – Peru*), que conta com informações de 120 estações meteorológicas distribuídas pelo território peruano. As temperaturas do pavimento foram calculadas através das temperaturas do ar, medidas nas estações meteorológicas, usando-se modelos desenvolvidos

durante o SHRP e, posteriormente, pelo LTPP (*Long-Term Pavement Performance*). Foram realizadas análises de confiabilidade e o PG dos ligantes foi estabelecido em incrementos de 6°C (por exemplo, 52, 58, 64, 70 e 76 no lado das temperaturas altas e -10, -16 e -22 no lado das temperaturas baixas).

3.2 ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE O ESTUDO E SELEÇÃO DO GRAU DE DESEMPENHO DO LIGANTE ASFÁLTICO PROPOSTAS PELO SHRP

Uma parte importante do Superpave são as especificações para a seleção dos ligantes asfálticos, definidas por seu grau de desempenho $PG\ T_{MAX} - T_{MIN}$,

Onde:

PG = Grau de Desempenho (*Performance Grade*).

T_{MAX} = Temperatura Máxima (na qual o asfalto deve manter suas propriedades durante o serviço).

T_{MIN} = Temperatura Mínima (na qual o asfalto deve manter suas propriedades durante o serviço).

Para realizar um projeto, o PG dos asfaltos é selecionado considerando a região geográfica e as temperaturas às quais estará submetido o pavimento (a partir dos registros históricos de temperaturas do ar).

A especificação Superpave para ligantes asfálticos define o grau de desempenho (PG) com base em registros de temperaturas ambiente de estações meteorológicas por um período mínimo de 20 anos. Para cada ano devem ser determinados:

- a média das temperaturas máximas dos sete dias consecutivos mais quentes do ano (temperatura do ar);
- a temperatura mínima do dia mais frio do ano (temperatura do ar).

Para ambas séries de dados (os quais são considerados como T_{MAXar} e T_{MINar}) devem ser determinados a média e o desvio padrão. Posteriormente, são calculadas as temperaturas do pavimento. O grau de desempenho dos ligantes asfálticos varia em níveis, sendo que cada nível equivale a 6°C, tanto em altas como em baixas temperaturas. Os asfaltos definidos no método Superpave são apresentados na Tabela 3.1 (Motta *et al.*, 1996).

Tabela 3.1 - Intervalos para o PG.

Classificação a alta Temperatura	Classificação a baixa Temperatura
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

Fonte: Motta *et al.* (1996)

3.2.1 Temperaturas do ar (T_{XXar} e T_{YYar})

O cálculo das temperaturas máxima e mínima do ar é realizado através das equações 3.1 e 3.2 que depende da confiabilidade requerida (z) e do desvio padrão dos dados (σ):

$$T_{MAXar} = T_{média} + z \times \sigma \quad (3.1)$$

$$T_{MINar} = T_{média} - z \times \sigma \quad (3.2)$$

onde:

T_{MAXar} = Média das temperaturas máximas do ar em 7 dias consecutivos (°C);

T_{MINar} = Temperatura mínima do ar (°C).

3.2.2 Temperaturas do Pavimento (T_{MAX} e T_{MIN})

As temperaturas máxima e mínima do pavimento são calculadas a partir das temperaturas do ar e de um coeficiente (Lat), dado pela localização geográfica (latitude). A temperatura do pavimento pode ser calculada através de modelos do *SHRP* e do *LTPP Bind*, os quais com o decorrer dos anos e o desenvolvimento de pesquisas contínuas foram melhorados continuamente em busca de exatidão e precisão.

O primeiro modelo desenvolvido pelo *SHRP* original para o cálculo das temperaturas máximas do pavimento a 20 mm. de profundidade propôs a equação 3.3 (MC GENNIS *et al.*, 1994):

$$T_{MAX} = 0,9545 \times (T_{MAXar} - 0,00618 \times Lat^2 + 0,2289 \times Lat + 42,2) - 17,78 \quad (3.3)$$

onde:

T_{MAX} = Temperatura máxima do pavimento a 20 mm de profundidade (°C).

T_{MAXar} = Média das temperaturas máximas do ar de 7 dias consecutivos (°C).

Lat = Latitude de projeto (°).

Para o cálculo das temperaturas mínimas o *SHRP* original recomenda considerar a temperatura do pavimento igual à temperatura mínima do ar (equação 3.4), que é uma recomendação bastante conservadora, porque geralmente a temperatura do pavimento é superior à temperatura do ar.

$$T_{MIN} = T_{MINar} \quad (3.4)$$

onde:

T_{MIN} = Temperatura mínima do pavimento (°C).

T_{MINar} = Temperatura mínima do ar (°C).

Os pesquisadores canadenses do *C-SHRP* recomendam utilizar a equação 3.5 (Motta *et al.*, 1996).

$$T_{MIN} = 0,859 \times T_{MINar} + 1,7 \quad (3.5)$$

onde:

T_{MIN} = Temperatura mínima do pavimento (°C).

T_{MINar} = Temperatura mínima do ar (°C).

Posteriormente, um programa de monitorização de temperatura do ar versus temperatura de pavimento, por meio de estudos de desempenho de 30 trechos, realizado durante dois anos, dentro da continuidade da pesquisa *SHRP*, denominado *LTPP* (*Long Term Pavement Performance*), mostrou a necessidade de se rever os critérios anteriores de cálculo, tanto para a temperatura máxima quanto para a mínima. Verificou-se que as temperaturas mínimas do

pavimento eram cerca de 13 °C acima da temperatura mínima do ar, mostrando assim que o modelo proposto pelo SHRP original e o desenvolvido pelo C-SHRP eram muito conservadores. Por outro lado, a Equação 3.3 estimava corretamente as temperaturas máximas do pavimento quando a temperatura do ar era inferior a 35 °C, sendo que acima de 35 °C a Equação 3.3 fornecia resultados superiores às temperaturas medidas no pavimento em até 6 °C. Tendo em vista a severidade do problema, foram propostas, em 1996, as Equações 3.6 e 3.7, levando em conta a latitude, a temperatura do ar e a profundidade (H), expressa em centímetros até a superfície do pavimento (MOHSENI, 1996).

$$T_{MAX} = 54,32 + [0,77585T_{MAXar}] - [0,002468Lat^2] - [15,137 \log_{10}(H + 25)] \quad (3.6)$$

onde:

T_{MAX} = Temperatura máxima do pavimento (°C)

T_{MAXar} = Média da temperatura máxima do ar (°C)

Lat = Latitude (°)

H = Profundidade do pavimento (cm)

$$T_{MIN} = -1,56 + [0,71819T_{MINar}] - [0,003966Lat^2] + [6,264 \log_{10}(H + 25)] \quad (3.7)$$

onde:

T_{MIN} = Temperatura mínima do pavimento (°C)

T_{MINar} = Média da temperatura mínima do ar (°C)

Lat = Latitude (°)

H = Profundidade do pavimento (cm)

Com dados coletados em 30 pistas de teste nos Estados Unidos, entre 1991 e 1995, o *LTPP* iniciou o programa de monitorização Sazonal *SMP* (*Seasonal Monitoring Program*). A análise dos dados resultou no *LTPP Bind* (LTPP-FHWA, 1998 e Bosscher, 2000), que propôs para o cálculo das temperaturas mínimas do pavimento a Equação 3.8.

$$T_{MIN} = -1,56 + 0,72T_{MINar} - 0,004Lat^2 + 6,26\log(H + 25) - z \times (4,4 + 0,52 \times \sigma)^{1/2} \quad (3.8)$$

onde:

T_{MIN} = Temperatura mínima do pavimento (°C)

T_{MINar} = Média da temperatura mínima do ar (°C)

Lat = Latitude (°)

H = Profundidade do pavimento (cm)

Z = Confiabilidade

σ_{ar} = Desvio padrão da temperatura mínima do ar (°C)

O *LTPP Bind* continuou o desenvolvimento de pesquisas sobre o cálculo das temperaturas mais altas do pavimento, até que Mohseni e Carpenter (2004) apresentaram um algoritmo melhorado para o cálculo do grau de desempenho a altas temperaturas, através de um Modelo Climático Integrado (*ICM*), baseado em dados de aproximadamente 8000 estações meteorológicas, com dados de temperaturas horárias, velocidade do vento e radiação solar. As temperaturas máximas diárias do ar são calculadas para as temperaturas horárias no *ICM* e com base nessas temperaturas e na latitude de cada estação meteorológica calcula-se a temperatura máxima do pavimento a 20 mm de profundidade, através da Equação 3.9:

$$T_{MAX} = 32,7 + 0,837T_{MAXar} - 0,0029Lat^2 + z(\sigma^2 + \delta_{modelo}^2)^{0,5} \quad (3.9)$$

onde:

T_{MAX} = Temperatura máxima do pavimento ($^{\circ}C$)

T_{MAXar} = Média de 7 dias da temperatura do ar ($^{\circ}C$)

Lat = Latitude ($^{\circ}$)

σ_{ar} = Desvio padrão da média anual de 7 dias da temperatura do ar ($^{\circ}C$)

δ_{Modelo} = Erro padrão do modelo = $2.1^{\circ}C$

3.2.3 Efeito do Tráfego: Velocidade de Carga e Tráfego Acumulado

A seleção do ligante, proposta pelo programa *SHRP*, supõe carregamentos de caminhões a velocidades altas, de aproximadamente 90 km/h, simulado no ensaio de cisalhamento dinâmico (DSR – *Dynamic Shear Rheometer*). Para velocidades menores, devido ao tempo de carregamento ser maior, a rigidez da mistura diminui, por isso deve-se aumentar em um ou dois níveis o grau de desempenho requerido, pois aumentar o tempo de carregamento sobre um pavimento é equivalente a aumentar a temperatura do mesmo. Por exemplo, se para uma carga normal o grau PG 70-22 é o recomendável, deve-se utilizar o grau PG 76-22 caso as cargas sejam lentas ou um PG 82-22 se as cargas forem estacionárias.

O nível de tráfego esperado na pista também influencia a temperatura alta da classificação PG. A Tabela 3.2 mostra os ajustes requeridos para várias combinações de velocidade e de volume de tráfego (C-SHRP, 1999).

Tabela 3.2 - Novos ajustes para a seleção de ligantes asfálticos por nível de tráfego e velocidade.

N Projeto (10 ⁶)	Ajuste do grau do ligante PG		
	Velocidade do Tráfego		
	Parado (V < 20 km/h)	Lento (V = 20 a 70 km/h)	Normal (V > 70 km/h)
< 0.3	-	-	-
0.3 a < 3	2	1	-
3 a < 10	2	1	-
10 a < 30	2	1	-
≥ 30	2	1	1

FONTE: C-SHRP (1999); *SUPERPAVE 2000 – improved standards for a new millennium*

3.2.4 Seleção do grau PG por programas computacionais⁵

Existem nos Estados Unidos diferentes programas que servem para selecionar o *PG* do ligante asfáltico para cada local de trabalho, entre eles o *SHRP Bind*, *LTPP Bind*, *AASTHO Superpave Software*.

A *FHWA* desenvolveu o *LTPP Bind* e já existem muitas versões, entre elas pode-se citar o *LTPP Bind 2.0*, *LTPP Bind 2.1*, *LTPP Bind 3.0* e o mais novo que é o *LTPP Bind 3.1*. O programa de desempenho do pavimento em longo prazo (*LTPP Bind*) foi desenvolvido como resultado de um estudo de 20 anos do pavimento em serviço que começou com uma série de ensaios de campo em longo prazo, monitorando mais de 2400 pavimentos de concreto asfáltico e de cimento portland em seções de pavimentos nos Estados Unidos e Canadá. Estabelecido como parte do *SHRP* e agora administrado pela *FHWA* o *LTPP* foi projetado em sociedade com os estados e províncias com o objetivo de ajudar na tomada de decisões

⁵ <http://www.fhwa.dot.gov/pavement/ltp/ltpbind.cfm> (Data de acesso: Maio 2006)

que conduzirão a executar pavimentos de melhor desempenho e melhor relação custo – benefício.

LTPP Bind é um programa baseado no Windows, desenvolvido pelo *LTPP* para ajudar às agências rodoviárias a selecionar o *PG* com melhor relação custo - benefício para um local particular. Baseado no programa original de seleção de ligante asfáltico *SHRP Bind*, *LTPP Bind* fornece um banco de dados de temperaturas de ar altas e baixas (mínima, média, máxima, desvio padrão, e número de anos) das estações meteorológicas dos Estados Unidos e Canadá, que proporcionam para os usuários a habilidade de:

- selecionar *PGs* baseado nas condições locais de temperatura atual e o nível de risco designado por sua agência rodoviária;
- utilizar o modelo *SHRP* original ou o modelo de temperatura revisada do *LTPP* para determinar o *PG* do ligante para cada local;
- ajustar a seleção do *PG* para diferentes níveis de tráfego, carregamento e velocidade.

3.3 DADOS E CONSIDERAÇÕES PARA A SELEÇÃO DO PG DO LIGANTE ASFÁLTICO

Para a seleção do *PG* do ligante asfáltico a ser produzido, fez-se uso de dados de 120 estações meteorológicas, que operaram pelo menos nos últimos 25 anos. Os dados foram fornecidos pelo Senamhi-Perú⁶ ao departamento de controle de qualidade da direção geral de rodovias do Ministério dos Transportes, Comunicações Vivenda e Construção do Peru. Na base de dados

⁶ Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología - Perú

não constam os departamentos de “Ucayali” e “Madre de Dios”, pois as estações meteorológicas dessas regiões encontram-se inoperantes.

3.3.1 Metodologia de cálculo do Grau de desempenho do ligante asfáltico (PG)

Baseado nestes dados meteorológicos primeiramente foram calculados as temperaturas máximas e mínimas do ar e posteriormente foram realizados os cálculos das temperaturas máximas e mínimas do pavimento, considerando-se um nível de confiança de 98%.

O cálculo das temperaturas máximas a 20 mm de profundidade do pavimento foi feito por três modelos. O recomendado pelo SHRP original e dois modelos atualizados, desenvolvidos pelo *Long-Term Pavement Performance* (LTPP Bind) - FHWA em 1996 e 2004. Desses três, o modelo mais atualizado fornece os valores mais críticos, pois é baseado em parâmetros de temperaturas máximas horárias e tempos de duração das mesmas.

O cálculo das temperaturas mínimas do pavimento foi feito com quatro modelos diferentes. O recomendado pelo SHRP original, o desenvolvido pelo C-SHRP e os modelos de 1996 e 1998, desenvolvidos pelo LTPP Bind. Desses quatro, o modelo do SHRP original fornece os valores de temperaturas mínimas mais críticas.

Procedeu-se a determinação do PG do ligante asfáltico para todas as regiões do Peru, com exceção dos departamentos de “Madre de Dios” e “Ucayali”, localizados na fronteira com a Amazônia brasileira (Figura 3.1) a partir das condições climáticas de cada região do Peru, destacando-se que não são considerados o volume e a velocidade de tráfego, por serem essas condições variáveis para cada região.

Figura 3.1 - Mapa da distribuição do PG do ligante asfáltico, sem considerar condições de tráfego.

3.3.2 Seleção do PG do ligante asfáltico a ser produzido

Para a seleção do ligante asfáltico consideraram-se as condições climáticas das regiões naturais do Peru. O país apresenta 28 tipos de clima, dos 32 estabelecidos por Thornthwaite, constituindo-se num país megaclimático. As temperaturas máximas calculadas foram registradas na estação meteorológica de Junin – Satipo – Satipo, e as mínimas na estação meteorológica de Puno – Chucuito – Mazocruz, concluindo-se que para atender todas as condições climáticas do Peru, o ligante asfáltico deve ter um PG 70 -22.

Segundo Brown e Cooley (1999), a tendência é usar um ligante asfáltico convencional ou modificado com grau de desempenho (PG) um ou dois graus acima do que o recomendado para a região. Dessa forma, foram realizados os ajustes para a seleção do ligante asfáltico por nível de tráfego e velocidade, considerando-se o caso mais crítico de tráfego e uma porcentagem de tráfego lento (velocidade média de 20 a 70 km/h). O C-SHRP; SUPERPAVE 2000 recomenda incrementar em um nível o grau de desempenho, sendo assim o ligante asfáltico deve ter um PG 76 -22 para atender as condições climáticas e de tráfego do Peru, como é apresentado na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Cálculo do *PG* do ligante asfáltico produzido.

Modelo	PG (caso mais crítico) por área geográfica	Ajuste por tráfego e velocidade	PG calculado
SHRP Original	PG 64 -22	1 Nível	PG 70 -22
SHRP Canadá	PG 64 -22	1 Nível	PG 70 -22
LTPPBind 1996	PG 64 -10	1 Nível	PG 70 -10
LTPPBind 2004	PG 70 -16	1 Nível	PG 76 -16
PG selecionado para a produção do AMP da pesquisa			PG 76 -22

3.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O grau de desempenho PG de ligantes asfálticos do Peru foi calculado através de 4 modelos baseados nas pesquisas do SHRP e do LTPP Bind, sendo possível assim determinar o mapa de distribuição do PG do ligante asfáltico, o mesmo que servira aos órgãos rodoviários peruanos como parâmetro para a escolha do ligante asfáltico mais adequado para cada local de trabalho, recomendando-se que este mapa deverá ser atualizado constantemente.

Com base no grau de desempenho PG de ligantes asfálticos obtido para as condições meteorológicas e de tráfego mais críticas do estado peruano, foi produzido o AMP PG 76 -22 nos laboratórios da Betunelkoch asfaltos, o mesmo que será submetido a ensaios de avaliação de comportamento em ligante e mistura asfáltica.

CAPÍTULO IV

4. PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa experimental apresentado neste capítulo refere-se à determinação das propriedades dos agregados, caracterização dos ligantes asfálticos, dosagem da mistura betuminosa e determinação das propriedades mecânicas das misturas asfálticas realizadas durante o desenvolvimento da pesquisa.

4.2 ESTUDO E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

4.2.1 Agregados Minerais

Os agregados utilizados nesta pesquisa (pedra 1, pedrisco e pó de pedra) são de natureza basáltica, provenientes da pedreira Bandeirantes (Figura 4.1), localizada no município de São Carlos - SP. Foi escolhida essa pedreira em razão de suas semelhanças, tanto reológicas como de britagem (forma dos agregados, partículas planas e alongadas, textura superficial, etc) com do agregado peruano proveniente da pedreira “*La Gloria*”.

Figura 4.1 - Pedreira Bandeirantes – coleta de agregados.

4.2.1.1 Ensaios para determinação das propriedades dos agregados

Para determinação das propriedades físicas necessárias para a elaboração de misturas asfálticas foram realizados os seguintes ensaios:

- ensaio de massa específica solta e compactada (AASHTO T-19/T 19M-00/2000);
- ensaio de densidade, densidade aparente e absorção (ASTM C127 e ASTM C 128);
- ensaio de abrasão “Los Angeles” (DNER ME 035/98);
- equivalente de Areia (DNER ME 054/97);
- ensaio de análise granulométrica (DNER ME 083/98).

Massa específica solta

A massa específica solta é a quantidade de agregados necessária para preencher um dado recipiente, sem qualquer tipo de esforço de compactação, o que representa a situação de mínimo contato entre partículas. O volume do recipiente a ser utilizado varia de acordo com o diâmetro máximo nominal da mistura.

O ensaio seguiu a norma AASHTO T-19/T 19M-00 (2000). Para os agregados graúdos constituintes da mistura (Pedra 1 e pedrisco), foram utilizados um recipiente de aço de três litros, fornecido pelo laboratório de Estruturas da EESC. A massa específica solta é calculada dividindo-se o peso dos agregados que preenchem o recipiente pelo volume do recipiente.

Massa específica compactada

A massa específica compactada, é a quantidade de agregados necessária para preencher um dado recipiente, que varia de acordo com o diâmetro máximo nominal da mistura, através de um esforço de compactação que diminui os vazios e aumenta o contato entre as partículas.

O ensaio foi realizado para a fração graúda e fina, constituintes da mistura, seguindo o indicado na norma AASHTO T-19/T 19M-00 (2000). A massa específica compactada é calculada dividindo o peso do recipiente preenchido com os agregados compactados pelo volume do recipiente. O esforço de compactação é obtido com a aplicação de 25 golpes, em cada uma das três camadas, de uma haste metálica como indica na norma.

Ensaio de determinação da densidade do agregado graúdo

O ensaio é realizado de acordo a norma americana ASTM C 127-01, cujos procedimentos consistem em (Figura 4.2):

- pesar 2 kg de material retido na peneira Nº 4 (4,75mm) após lavado e seco em estufa;
- imergir a amostra seca em água por 24 horas;
- retirar o material da água e secar até a condição de saturação com secagem superficial;

- pesar o material na condição anterior (B);
- colocar o material em uma cesta, imergir em água e determinar o peso imerso (C);
- secar o material em estufa até constância de peso e determinar o peso (A);
- calcular as densidades da seguinte maneira:

As densidades e a absorção são calculadas através das equações 4.1, 4.2, e 4.3.

$$G_{sa} = \frac{A}{A-C} \quad \text{Densidade Real} \quad (4.1)$$

$$G_{sb} = \frac{A}{B-C} \quad \text{Densidade Aparente} \quad (4.2)$$

$$A(\%) = \left(\frac{B-A}{A} \right) \times 100 \quad \text{Absorção} \quad (4.3)$$

Figura 4.2 - Determinação da densidade do agregado graúdo.

Ensaio de determinação da densidade do agregado miúdo

Este ensaio foi realizado de acordo com a norma americana ASTM C 128-01, que considera como agregado miúdo aquele cujas partículas sejam menores que 4,75 mm (Nº 4).

Os procedimentos da determinação da densidade de agregados miúdos são (Figura 4.3):

- pesar 1000g de agregado miúdo, após seco em estufa;
- imergir o material em água por 24 horas;
- espalhar o material sobre uma superfície plana submetida a uma corrente suave de ar quente;
- a condição saturada com secagem superficial será alcançada na umidade tal que o material levemente compactado em um cone se assente quando o mesmo é removido. Este procedimento é usado até assegurar a maior umidade na qual o agregado se assente;
- pesar ± 500 g do material na condição saturada superfície seca em um frasco (D);
- o frasco com material é cheio com água, usando procedimento específico, e pesado (C).
Pesar também o frasco cheio com água (B);
- remover o agregado do frasco, secar em estufa até constância de peso e pesar o material (A);
- calcular as densidades da seguinte maneira:

As densidades e a absorção são calculadas através das equações 4.4, 4.5, e 4.6.

$$G_{sa} = \frac{A}{B + A - C} \quad \text{Densidade Real} \quad (4.4)$$

$$G_{sb} = \frac{A}{B + D - C} \quad \text{Densidade Aparente} \quad (4.5)$$

$$A(\%) = \left(\frac{B - A}{A} \right) \times 100 \quad \text{Absorção} \quad (4.6)$$

Figura 4.3 - Determinação da densidade do agregado miúdo.

Ensaio de abrasão “Los Angeles”

O ensaio de abrasão “Los Angeles” mede o desgaste de um agregado por abrasão, procurando reproduzir o impacto na amostra através da queda de esferas de aço sobre os agregados e da queda dos próprios agregados, uns sobre os outros. Simula o desgaste por meio do atrito dos agregados entre si e com as paredes do tambor enquanto gira. A amostra de agregados graúdos e as esferas de aço são colocadas no tambor da máquina “Los Angeles” (Figura 4.4). O tambor gira a velocidade de 30 a 33 rpm, até completar-se o número de revoluções especificadas. Então o material é retirado do tambor, peneirado e pesado, o resultado do ensaio é a porcentagem de perda, ou seja, a porcentagem em peso do material grosso perdido durante o ensaio, resultado da degradação mecânica. No Brasil a especificação de serviço DNER ES 313/97 aceita um valor limite de 40%.

O ensaio foi realizado de acordo a norma DNER-ME 035/98, tomando em consideração a graduação da amostra em função da sua granulometria. A execução deste ensaio exige as seguintes operações:

- o material recebido é lavado e seco em estufa, à temperatura entre 105°C e 110°C, até se verificar constância de peso;
- depois de seco, peneira-se o agregado e quarteiam-se as diferentes porções retiradas nas diferentes peneiras, para fornecer a amostra da graduação escolhida;
- determinam-se as massas das porções de graduação escolhida, com aproximação de 1g, e tendo em vista a obtenção das massas especificadas na norma, obedecendo-se às respectivas tolerâncias. Reúnem-se, a seguir, as diversas porções da mesma graduação, misturam-se bem e somam-se as massas parciais correspondentes, obtendo-se, assim, a massa da amostra seca, antes do ensaio (m_n);
- verificada a limpeza do tambor, colocam-se no mesmo a amostra e a respectiva carga abrasiva; o tambor é cuidadosamente fechado para evitar perda de material;
- faz-se girar o tambor com velocidade de 30 a 33 rpm, até completar 500 rotações, para as graduações A, B, C e D e 1000 rotações para as graduações E, F e G, conforme tabela da norma;
- retira-se todo o material do tambor, separam-se as esferas, limpam-se as mesmas com a escova, e faz-se passar a amostra na peneira 1,7mm, rejeitando-se o material passante;
- lava-se o material retido na própria peneira 1,7mm; reúne-se o mesmo e, em seguida, seca-se em estufa à temperatura entre 105°C e 110°C, durante no mínimo 3 horas;
- retira-se o material da estufa, deixa-se esfriar, e determina-se sua massa com aproximação de 1g, obtendo-se a massa da amostra lavada e seca (m'_n);

A Abrasão “Los Angeles” é calculada pela fórmula expressa na equação 4.7:

$$A_n = \left(\frac{m_n - m'_n}{m_n} \right) \times 100 \quad (4.7)$$

onde:

A_n = Abrasão “Los Angeles” da graduação n , com aproximação de 1%.

n = Graduação (A, B, C, D, E, F ou G) escolhida para o ensaio.

m_n = Massa total da amostra seca colocada na máquina.

m'_n = Massa da amostra lavada e seca, após do ensaio (retida na peneira de 1,7 mm).

Figura 4.4 - Máquina de abrasão “Los Angeles”.

Análise Granulométrica

A granulometria do agregado é a distribuição do tamanho das partículas, expressa em porcentagem de peso ou do volume total, sendo prática padrão expressá-la como uma porcentagem do peso total.

O método utilizado para determinar a granulometria pelo processo seco é dado pelas normas ASTM C 136 e DNER ME 083/98, sendo que, no caso da granulometria por peneiramento com lavagem, é dado pela norma ASTM C 117. Entre os dois métodos, a granulometria com lavagem é mais precisa, porém o método a seco é mais rápido e mais frequentemente utilizado.

A granulometria afeta quase todas as propriedades de uma mistura asfáltica, entre elas a estabilidade, permeabilidade, trabalhabilidade, resistência à derrapagem, resistência à fadiga e resistência à deformação permanente, portanto a granulometria é a consideração mais importante no projeto de misturas asfálticas.

O ensaio foi realizado manualmente de acordo a norma DNER-ME 083/98 e levando-se em consideração as peneiras especificadas pelo método Superpave. A análise granulométrica foi realizada para as três frações de agregados (Pedra 1, Pedrisco e Pó de Pedra). A execução do ensaio exige as seguintes operações:

- secar a amostra de ensaio em estufa (110 ± 5) °C, esfriar à temperatura ambiente e determinar a sua massa total;
- peneirar manualmente em todas as peneiras especificadas pela metodologia Superpave, até que não mais que 1% da massa total peneirada passe durante um período de peneirada de um minuto;
- pesar as quantidades retidas do agregado em cada peneira, tomando-se em consideração que a somatória de todas as massas retidas não deve diferir em mais de 0,3 % da massa inicial seca total;
- com as massas retidas obtidas, determina-se a porcentagem acumulada de material seco em cada peneira e a porcentagem de material seco passado em cada peneira, são obtidas curvas granulométricas das diferentes frações de agregados.

Nas Figuras 4.5 e 4.6 apresentam-se o procedimento da análise granulométrica, a curva granulométrica dos agregados (pedra 1, pedrisco e pó de pedra) e a curva granulométrica da mistura utilizada na pesquisa respectivamente.

Figura 4.5 - Análise Granulométrica dos agregados utilizado na pesquisa.

Figura 4.6 - Granulometria de agregados peruanos utilizado na pesquisa.

Na Tabela 4.1 apresenta-se os resultados das propriedades dos agregados peruanos, provenientes da pedreira “La Gloria”, os quais foram levados em consideração para a escolha

dos agregados para o desenvolvimento da pesquisa, já que não foi possível trazer agregados do Peru em razão da grande quantidade e do custo de transporte elevado.

Tabela 4.1 - Características dos agregados peruanos (pedreira “La Gloria”).

Propriedades do agregado peruano	Agregado Mineral		
	Pedra N° 1	Pedrisco	Pó de pedra
Massa específica solta (kg/m³)	1466	1512	-.-
Massa específica compactada (kg/m³)	-.-	1567	1899
Densidade real	2,820	2,873	2,874
Densidade aparente (superfície seca)	2,706	2,748	2,795
Densidade aparente (superfície saturada)	2,746	2,792	2,823
Absorção (%)	1,49	1,59	0,97
Equivalente de areia (%)	-.-	-.-	42,00
Abrasão (%)	23,5	25	-.-
Durabilidade SO₄Mg	9,35	9,85	10,12
Análise granulométrica			
Abertura das peneiras	% que passa	% que passa	% que passa
19	100,00	100,00	100,00
12,5	66,99	100,00	100,00
9,5	27,63	85,06	100,00
4,75	1,15	6,39	98,00
2,36	0,00	0,91	77,00
1,18	0,00	0,46	60,00
0,6	0,00	0,27	47,00
0,3	0,00	0,16	33,00
0,15	0,00	0,08	22,00
0,075	0,00	0,03	12,00
Pass. 0,075	0,00	0,00	0,00

Na Tabela 4.2 apresentam-se os resultados das propriedades dos agregados brasileiros, provenientes da pedreira “Bandeirantes”, os quais foram utilizados no desenvolvimento desta pesquisa.

Tabela 4.2 - Características dos agregados brasileiros (pedreira “Bandeirantes”).

Propriedades do agregado brasileiro	Agregado Mineral		
	Pedra Nº 1	Pedrisco	Pó de pedra
Massa específica solta (kg/m ³)	1507	1524	-. -
Massa específica compactada (kg/m ³)	-. -	1531	1994
Densidade real	2,876	2,883	2,893
Densidade aparente (superfície seca)	2,767	2,788	2,839
Densidade aparente (superfície saturada)	2,805	2,821	2,857
Absorção (%)	1,37	1,18	0,66
Equivalente de areia (%)	-. -	-. -	87,00
Abrasão (%)	21	23	-. -
Durabilidade SO ₄ Mg	9,05	9,55	9,85
Análise granulométrica			
Abertura das penetras	% que passa	% que passa	% que passa
19	100,00	100,00	100,00
12,5	33,09	100,00	100,00
9,5	4,46	100,00	100,00
4,75	0,01	29,74	99,66
2,36	0,00	2,89	61,70
1,18	0,00	1,80	39,21
0,6	0,00	0,97	27,13
0,3	0,00	0,05	19,49
0,15	0,00	0,00	13,50
0,075	0,00	0,00	8,55
Pass. 0,075	0,00	0,00	0,00

4.2.2 Ligantes Asfálticos

Na presente pesquisa foram utilizados três tipos de ligante asfáltico:

- Cimento Asfáltico de Petróleo convencional PEN 60/70, proveniente da Refinaria Conchan – Lima – Peru;
- Cimento Asfáltico de Petróleo modificado por polímero SBS (Tipo I 60/60), proveniente da empresa Tecnologia de Materiales (TDM) – Peru e;

- Cimento Asfáltico de Petróleo modificado por polímero SBS (PG 76 -22) produzido nos laboratórios da Betunelkoch Asfaltos e Tecnologia.

A Figura 4.7 apresenta os ligantes asfálticos enviados do Peru, os mesmos que foram armazenados em canecas para a preparação dos corpos de prova.

Figura 4.7 - Ligantes Asfálticos Peruanos utilizados na pesquisa.

Os dois tipos de asfalto modificado por polímero, o Tipo I 60/60 existente no mercado peruano e o PG 76 -22 produzido pela Betunelkoch Asfaltos para o desenvolvimento desta pesquisa, têm como matéria prima o Cimento Asfáltico de Petróleo PEN 60/70 da refinaria de Conchan - Lima - Peru, e o copolímero em bloco SBS. A Figura 4.8 apresenta o processo de produção de AMP SBS PG 76 -22.

Figura 4.8 - Produção de asfalto modificado por polímero SBS PG 76 -22.

4.2.2.1 Ensaios para determinação das propriedades dos ligantes asfálticos

Os ensaios de caracterização desenvolvidos para a determinação das propriedades dos ligantes asfálticos realizados pelo método convencional e Superpave, foram:

Caracterização do ligante asfáltico pelo método convencional

Os ensaios de caracterização especificados pelo método convencional realizados foram:

- penetração (ASTM D 5, DNER-ME 003/99);
- ponto de amolecimento (ASTM D 36, ABNT NBR 6560 / 2000);
- viscosidade Brookfield (ASTM D 4402, ABNT NBR 15184 / 2003);
- ponto de fulgor (ASTM D 92, DNER-ME 148/94);
- retorno Elástico (DNER-ME 382/99);
- efeito do calor e ar (ASTM D 2872, ABNT NBR 14736 / 2001).

Penetração (ASTM D 5, DNER-ME 003/99)

O ensaio de penetração é usado para medir a consistência do CAP. A penetração é a distância em décimos de milímetro, que uma agulha padronizada penetra verticalmente em uma amostra do material, sob condições estabelecidas de carga, tempo e temperatura, este ensaio foi realizado de acordo com a norma ASTM D 5 como é apresentado na Figura 4.9.

Figura 4.9 - Ensaio de Penetração.

Ponto de amolecimento (ASTM D 36, ABNT NBR 6560 / 2000)

Cimentos asfálticos são materiais viscoelásticos, sem ponto de fusão definido. Amolecem gradativamente à proporção que a temperatura aumenta. Assim, é necessário determinar o ponto de amolecimento por meio de um procedimento arbitrário, mas em condições bem definidas, para que possa ser reproduzido.

O ensaio consiste na determinação da temperatura em que uma esfera de aço atravessa um corpo-de-prova constituído de um disco de amostra contido em anel metálico, tendo a finalidade de estabelecer uma temperatura de referência similar à temperatura de fusão dos materiais, os procedimentos deste ensaio são apresentados na Figura 4.10.

Figura 4.10 - Ensaio de Ponto de Amolecimento.

Índice de susceptibilidade térmica

Susceptibilidade térmica é a variação da consistência do CAP com a variação da temperatura, devendo-se evitar, durante o inverno, o surgimento de trincas devidas à alta consistência em temperaturas baixas e durante o verão a deformação permanente, em razão da baixa consistência em temperatura alta.

O índice de susceptibilidade térmica correlaciona as variações de temperatura e a consistência das misturas asfálticas. Asfaltos pouco susceptíveis tornam-se duros e quebradiços, em condições de baixas temperaturas. Asfaltos muito susceptíveis modificam sua consistência para pequenas variações de temperatura. O índice mais aceito é o P.V.D. - Pfeiffer-van Doormal (SENÇO, 1997), que relaciona os índices de penetração a 25°C e os respectivos pontos de amolecimento, de acordo com a fórmula expressa na equação 4.8:

$$Índice_{P.V.D} = \frac{[500 \times (\log Pen) + 20 \times (T^{\circ}C) - 1951]}{[120 - 50 \times (\log Pen) + (T^{\circ}C)]} \quad (4.8)$$

onde:

Pen = Penetração a 25 °C, 100g, 5 seg.

T°C = Temperatura média do ponto de amolecimento do asfalto.

Viscosidade Brookfield (ASTM D 4402, ABNT NBR 15184 / 2003)

O Viscosímetro Brookfield realiza a medida científica do escoamento do fluido a altas temperaturas. O princípio de operação é medir através de uma mola calibrada o torque provocado pelo movimento rotacional de um *spindle* imerso no fluido para teste. Mede-se a

viscosidade, em *centi Poises*, e a taxa de cisalhamento em s^{-1} , os procedimentos deste ensaio são apresentados na Figura 4.11.

Figura 4.11 - Ensaio de Viscosidade Brookfield.

Ponto de fulgor (ASTM D 92, DNER-ME 148/94)

Ponto de fulgor é a indicação da temperatura limite em que o CAP pode ser aquecido, sem risco de inflamar-se em contato com chama, sendo o ensaio realizado seguindo a norma ASTM D 92. Consiste na determinação da temperatura para a qual uma amostra de produto asfáltico começa a liberar gases inflamáveis. O aparelho de ensaio é mostrado na Figura 4.12.

Figura 4.12 - Ensaio de Ponto de Fulgor.

Retorno Elástico (DNER-ME 382/99)

O retorno elástico é a capacidade de retorno do sistema asfalto-polímero após interrupção de tração mecânica especificada. O objetivo é a determinação da recuperação elástica de materiais asfálticos modificados por polímeros, utilizando-se o ductilômetro mostrado na Figura 4.13.

Figura 4.13 - Ensaio de Retorno Elástico.

Efeito do calor e ar (ASTM D 2872, ABNT NBR 14736 / 2001)

O ligante betuminoso não deve endurecer excessivamente durante a estocagem, o processo de usinagem e o serviço de pavimentação. Os asfaltos são afetados pela presença de oxigênio, pela radiação ultravioleta e por variações de temperatura. Essas influências externas resultam em aumento da consistência do ligante e em maior rigidez da mistura betuminosa, acarretando fissuras e desagregação.

Figura 4.14 – Ensaio de efeito do calor e ar – RTFOT.

Os ensaios de caracterização dos ligantes asfálticos foram realizados no Laboratório de Desenvolvimento Tecnológico da Betunelkoch Asfaltos e Tecnologia. Os resultados dos ensaios de caracterização convencional apresentam-se na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Resultados de caracterização dos asfaltos PEN 50/70, asfalto modificado por polímero AMP Tipo I 60/60 e asfalto modificado por polímero AMP PG 76 -22

CARACTERÍSTICAS	UN.	LIGANTE ASFÁLTICO			MÉTODOS	
		PEN 60 / 70	AMP Tipo I 60 / 60	AMP PG 76 -22	ABNT	ASTM
Penetração (100 g, 5s, 25°C)	0,1mm	60	49	56	NBR 6576	D 5
Ponto de amolecimento	°C	51	66	68	NBR 6560	D 36
Viscosidade Brookfield						
a 135°C, spindle 21, 20rpm, mín	cP	455	1383	1089	NBR 15184	D 4402
a 155°C, spindle 21, 20rpm, mín	cP	178	485	581	NBR 15184	D 4402
a 175°C, spindle 21, 20rpm, mín	cP	81	222	278	NBR 15184	D 4402
Índice de susceptibilidade térmica		-0,5	2,1	2,8		
Ponto de fulgor	°C	235	> 240	> 240	NBR 11341	D 92
Retorno Elástico	%	.-	86	93	NBR-15086	D 6084
Estabilidade a Estocagem	°C	.-	0	0	NBR 15166	
Efeito do calor e do ar (RTFOT) a 163 °C, 85 min						
Varição em massa	% massa	-0,518	-0,312	-0,304	NBR-15235	D 2872
Viscosidade Brookfield						
a 135°C, SP 21, 20rpm, mín	cP	949	2535	1943	NBR 15184	D 4402
a 155°C, SP 21, 20rpm, mín	cP	319	774	898	NBR 15184	D 4402
a 175°C, SP 21, 20rpm, mín	cP	134	312	342	NBR 15184	D 4402
Relação de viscosidade, max	%	2,0	1,7	1,6		
Ponto de amolecimento	°C	61	72	73	NBR 6560	D 36
Aumento/Diminuição do P. A.	°C	+10	+6	+5		
Penetração	0,1mm	28	34	36	NBR 6576	D 5
Índice de susceptibilidade térmica		-0,1	2,2	2,5		
Penetração retida	%	47	69	64		
Retorno Elástico	%	.-	82	89	NBR-15086	D 6084
Retorno Elástico retido	%	.-	95	96		

Caracterização do ligante asfáltico pelo método Superpave

Os ensaios adicionais realizados para caracterizar os ligantes asfálticos pela especificação Superpave foram:

- cisalhamento dinâmico - $G^*/\sin\delta \geq 1 \text{ KPa}$, ($^{\circ}\text{C}$) – DSR, (AASHTO T 315-02).

Após envelhecimento no RTFOT

- perda em massa % - RTFOT (ASTM D 2872);
- cisalhamento dinâmico - $G^*/\sin\delta \geq 2,2 \text{ KPa}$, ($^{\circ}\text{C}$) - DSR (AASHTO T 315-02).

Após envelhecimento no RTFOT/PAV (ASTM D 454, ABNT NBR 15235)

- cisalhamento dinâmico - $G^* \sin\delta \leq 5000 \text{ KPa}$, ($^{\circ}\text{C}$) - DSR (AASHTO T 315-02);
- rigidez a fluência BBR - $S \leq 300 \text{ MPa}$ e $m \geq 0,3$, ($^{\circ}\text{C}$) - BBR (ASTM D 6648-01).

As propriedades físicas dos asfálts são medidas, utilizando quatro aparelhos de ensaios:

- viscosímetro rotacional (*Rotational Viscometer* - RV);
- reômetro de cisalhamento dinâmico (*Dynamic Shear Rheometer* - DSR);
- reômetro de fluência em viga (*Bending Beam Rheometer* - BBR);
- prensa de tração direta (*Direct tensión tester* - DTT).

Viscosímetro Rotacional Brookfield (*Rotational Viscometer* - RV)

O Viscosímetro Rotacional (ASTM D 4402) é utilizado para caracterizar a rigidez do asfalto acima de 100°C (135, 155 e 175°C), na qual age quase que inteiramente como um fluido viscoso. É um viscosímetro rotacional de cilindros coaxiais, que mede a viscosidade através do torque necessário para rodar um *spindle* (ponta de prova) imerso na amostra de asfalto quente, à velocidade constante de 20 rpm. A especificação de ligante requer que este tenha

uma viscosidade inferior a 3 Pa.s (3000 cP) a 135°C, para assegurar que o ligante pode ser bombeado e facilmente usinado (MOTTA *et al.*, 1996).

O Viscosímetro Rotacional (RV) é recomendado para ensaiar ligantes asfálticos modificados (ligantes com polímeros ou borracha), pois os viscosímetros capilares podem apresentar ineficiência nos ensaios desses ligantes, devido ao fato de que pode ocorrer o entupimento do aparelho utilizado e inibição do fluxo do ligante. Na Figura 4.15 é apresentado o viscosímetro rotacional RV II na qual foram feitos os ensaios de viscosidade Brookfield.

Figura 4.15 - Viscosímetro Brookfield.

Reômetro de Cisalhamento Dinâmico (*Dynamic Shear Rheometer - DSR*)

O DSR (AASHTO T 315-02), que é usado para caracterizar as propriedades viscoelásticas do ligante, mede o módulo viscoelástico do asfalto em um modo de carga senoidal (oscilatório). As medidas podem ser obtidas a diferentes temperaturas, para diferentes valores de tensão-deformação e variadas frequências.

O DSR é usado nas especificações Superpave para medir o módulo complexo de cisalhamento (G^*) e o ângulo de fase (δ) dos ligantes asfálticos em altas e médias temperaturas de serviço, a

uma frequência de 10 rad/s, onde o módulo complexo é de aproximadamente 10 MPa ou mais (intervalo típico de medição varia entre 1 Pa e 100 MPa).

As Figuras 4.16 e 4.17 mostram um esquema de reômetro que consta das especificações do SHRP. Apresentam, de forma esquemática, os valores de G^* e δ medidos pelo DSR, como resposta a uma deformação cisalhante em torque constante de uma amostra. Na ilustração, a resposta à deformação cisalhante de uma amostra de ligante está “defasada” em relação à tensão aplicada por certo intervalo de tempo Δt .

Figura 4.16 - Reômetro de Cisalhamento Dinâmico.

Fonte: Motta *et al.* (1996)

Figura 4.17 - Cálculo do módulo complexo G^* e do ângulo de fase δ medidos no DSR.

Fonte: Motta *et al.* (1996)

Esse intervalo de tempo representa o atraso na deformação obtida. A fase em atraso é expressa em medida angular como o tempo de atraso (Δt) multiplicado pela frequência angular (ω) para atingir o ângulo de fase (δ). Para materiais completamente elásticos, não existe atraso entre a tensão cisalhante aplicada e a deformação cisalhante obtida, sendo δ igual a 0° . Para materiais totalmente viscosos, a deformação obtida está completamente defasada e δ vale 90° . Materiais viscoelásticos, tais como ligantes asfálticos, possuem ângulo de fase variando entre 0° e 90° , dependendo da temperatura.

Em altas temperaturas, δ tende a 90° e a baixas temperaturas δ tende a 0° . A especificação de ligante usa o parâmetro $G^*/\sin \delta (= 1/J'')$ para temperaturas altas ($> 46^\circ\text{C}$) e $G^* \sin \delta (= G'')$ para temperaturas intermediárias (entre 7°C e 34°C), como forma de controlar a rigidez do asfalto. A Figura 4.18 apresenta o procedimento do ensaio de cisalhamento dinâmico no DSR.

Figura 4.18 - Ensaio de módulo complexo de cisalhamento – DSR.

Estufa de Filme Fino Rotativo (*Rolling Thin Film Oven Test - RTFOT*)

O *RTFOT* (ASTM D 2872) é utilizado para simular o envelhecimento por oxidação e evaporação durante a produção e execução da mistura asfáltica. O ensaio é feito colocando-se

uma quantidade especificada de cimento asfáltico (35g) numa jarra, que gira dentro de uma estufa a 163°C. Por intermédio de um orifício aberto na jarra, uma corrente de ar atinge a mistura a cada rotação da placa rotativa com as jarras. O ensaio dura aproximadamente 85 minutos. A Figura 4.19 apresenta o RTFOT em que foram feitos os ensaios de envelhecimento em curto prazo.

Figura 4.19 - Estufa de Filme Fino Rotativo – RTFOT.

Vaso de Envelhecimento Sob Pressão (*Pressure Aging Vessel - PAV*)

O PAV (ASTM D 454) é utilizado para simular as modificações nas propriedades físicas e químicas dos ligantes asfálticos que ocorrem por oxidação em longo prazo, durante a vida em serviço. O ensaio consiste em colocar uma amostra de ligante dentro de um recipiente a uma elevada temperatura, pressurizado a $2,10 \pm 0,10$ MPa. durante 20 h. A temperatura de ensaio é variável, dependendo da temperatura do local onde vai ser utilizado o asfalto, e varia desde 90°C para climas frios até 110°C para climas quentes.

Os equipamentos utilizados (Figura 4.20) são: uma estufa, que mantém a temperatura constante durante o ensaio; um sistema controlador da temperatura; um recipiente para

pressurização; uma fonte de ar limpa e seca sob pressão; um jogo de bandejas normalizadas, cada uma com capacidade para 50 g de ligante, que controla a espessura das amostras (3,18 mm).

Figura 4.20 - Vaso de Envelhecimento Sob Pressão – PAV.

Reômetro de Viga em Flexão (*Bending Beam Rheometer* - BBR)

O BBR (ASTM D 6648) é utilizado para medir o comportamento à flexão, sob baixas temperaturas, dos ligantes asfálticos. Mede o módulo de rigidez estática (S) e o logaritmo do módulo de relaxação (m). Essas propriedades são determinadas a partir da resposta ao carregamento estático (*“creep”*) sobre uma vigota de ligante asfáltico a baixas temperaturas.

O BBR trabalha aplicando uma carga constante no centro de uma viga prismática bi-apoiada. É especialmente útil para medir módulos entre 30 MPa e 3 GPa, os quais são típicos em ligantes asfálticos a temperaturas que vão de -40 até 25°C , respectivamente. Conhecendo-se a carga aplicada sobre a vigota e medindo-se a deflexão ao longo do teste, a rigidez estática pode ser determinada, usando-se os fundamentos da mecânica. A especificação de ligante estabelece limites para “S” e “m” em função do clima onde o ligante será usado. Ligantes que possuam baixa rigidez estática não trincarão em clima frio. Da mesma forma, ligantes que

possuam altos valores de “m” são mais eficientes na dissipação das tensões formadas durante a contração do ligante, quando a temperatura do pavimento cai abruptamente, minimizando a formação de trincas e fissuras térmicas.

Alguns ligantes, particularmente alguns modificados com polímero, podem exibir uma rigidez estática a baixa temperatura maior do que o desejado. Entretanto, esses podem não trincar devido à capacidade de deformar sem romper a baixa temperatura. Dessa forma, a especificação permite que o ligante possua uma rigidez maior, desde que se comprove, através do ensaio de tração direta (*direct tension test* - DTT), que o material possui ductilidade suficiente a baixas temperaturas.

Figura 4.21 - Reômetro de Viga em Flexão – BBR.

Ensaio de Tração Direta (*Direct Tension Test* - DTT)

No DTT (ASTM P 252) uma amostra de ligante é submetida à tração até a ruptura. É realizado com o objetivo de analisar o tipo de falha (frágil-dúctil) a baixas temperaturas de serviço assim, se o asfalto apresenta uma deformação unitária menor que 1% no momento da ruptura, diz-se que a ruptura é frágil. O aparelho consiste simplesmente em dois puxadores, os quais são encarregados de aplicar a tração.

O puxador inferior permanece fixo enquanto o superior se afasta a uma velocidade constante de 1,00 mm/min. Nas especificações se limita a deformação unitária mínima a 1%, assegurando um comportamento mais ou menos dúctil a baixas temperaturas de serviço.

4.2.2.2 Correlações com as propriedades mecânicas

Os ensaios que formam parte das especificações Superpave de ligantes asfálticos foram selecionados por vários pesquisadores durante os anos de pesquisa do SHRP, porque apresentaram correlação com ensaios de desempenho em misturas asfálticas. Alguns exemplos dessas correlações, segundo Hicks *et al*, (1993) são:

- *Afundamento de trilhas de roda*- Foi verificada relação entre o módulo $G^*/\sin \delta$ de vários ligantes com a profundidade de trilha de roda obtida com misturas betuminosas preparadas com os mesmos ligantes;
- *Envelhecimento*- as curvas "mestre" de um ligante envelhecido no vaso de envelhecimento sob pressão (PAV) e a obtida com mesmo ligante extraído/recuperado de pavimento são similares, revelando que o teste PAV simula bem o envelhecimento durante a vida em serviço;
- *Fadiga*- a avaliação de fadiga em trechos experimentais apresentou correlação com o módulo ($G^*.\sin \delta$) dos mesmos ligantes utilizados nos trechos experimentais;
- *Trincas a baixa temperatura*- a temperatura de fratura é definida como aquela em que a tensão térmica induzida é máxima, obtida em ensaios com mistura asfáltica denominado teste de tensão térmica em corpo de prova confinado (TSRST). Existe correlação entre a temperatura de fratura de várias misturas betuminosas e a temperatura em que ocorre a rigidez de fluência máxima (300 MPa) dos mesmos ligantes empregados nas misturas.

Os ensaios de caracterização dos ligantes asfálticos estudados neste trabalho pelo método Superpave foram realizados no Laboratório de Desenvolvimento Tecnológico da Betunelkoch Asfaltos em Ribeirão Preto – SP, exceto os ensaios de DSR e BBR após envelhecimento no RTFOT/PAV que foram feitos no Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo A. Miguez de Mello, da Petrobras – CENPES. Os resultados apresentam-se na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Resultados de caracterização pelo método Superpave dos asfaltos PEN 60/70, AMP SBS Tipo I 60/60 e AMP SBS PG 76 -22.

CARACTERÍSTICAS	UN.	LIGANTE ASFÁLTICO			MÉTODOS	
		PEN 60 / 70	AMP Tipo I 60 / 60	AMP PG 76 -22	ABNT	ASTM
Penetração (100 g, 5s, 25°C)	0,1mm	60	49	56	NBR 6576	D 5
Ponto de amolecimento	°C	51	66	68	NBR 6560	D 36
Viscosidade Brookfield						
a 135°C, spindle 21, 20rpm, mín	cP	455	1383	1089	NBR 15184	D 4402
a 155°C, spindle 21, 20rpm, mín	cP	178	485	581	NBR 15184	D 4402
a 175°C, spindle 21, 20rpm, mín	cP	81	222	278	NBR 15184	D 4402
DSR – Sem envelhecimento	°C	64	76	76		P 246
G*	kPa	1,975	1,445	1,017		P 246
δ	°	81,16°	64,75°	64,09°		P 246
Cisalhamento dinâmico G*/senδ ≥ 1 KPa	kPa	1,999	1,598	1,130		P 246
Após envelhecimento RTFOT a 163 °C, 85, min						
Variação em massa	% massa	-0,518	-0,312	-0,304		D 2872
DSR - após RTFOT	°C	70	76	76		P 246
G*	kPa	3,248	3,523	3,254		P 246
δ	°	76,28°	59,13°	59,05°		P 246
Cisalhamento dinâmico G*/senδ ≥ 2,2 KPa	kPa	3,343	4,104	3,794		P 246
Após envelhecimento RTFOT/PAV						
Cisalhamento dinâmico G* senδ ≤ 5000 KPa	°C	22	19	19		P 246
Rigidez a fluência BBR S ≤ 300MPa e m ≥ 0,3	°C	-22	-22	-22		D 6648

4.3 MISTURA ASFÁLTICA

4.3.1 Composição granulométrica da Mistura

A composição granulométrica da mistura, tanto dos agregados peruanos como brasileiros, foi primeiramente analisada pelo método Bailey. como não se encaixaram nas especificações desse método, pois se necessita de agregados com uma boa distribuição granulométrica e com agregados a misturar que tenham uma ampla faixa de superposição, foi determinada a distribuição granulométrica pelo método de “tentativa e erro”, ficando a composição granulométrica da mistura com 20% de pedra 1, 20% de pedrisco e 60% de pó de pedra, que se encaixa perfeitamente no Método Superpave, como se pode observar na Figura 4.22

Figura 4.22 - Distribuição granulométrica da Mistura.

4.3.1.1 Seleção e preparação dos agregados minerais

Para a composição dos corpos de prova, os agregados foram secos em estufa a 110°C por aproximadamente 24 horas, para se efetuar um adequado processo de peneiramento.

Os agregados graúdos (pedra 1 e pedrisco) foram peneirados manualmente e o agregado fino (pó de pedra) foi peneirado em três etapas: primeiramente num peneirador mecânico com capacidade de 3 kilogramas por ciclo, com peneiras de 60 cm x 60 cm, com um tempo de peneiramento de 30 minutos por ciclo com o objetivo de separar a maior quantidade de agregado passado na peneira N° 200 (0,075 mm), devido ao fato de ser o agregado fino o que dificulta o processo de peneiramento da fração fina.

Depois de concluída a primeira etapa, procedeu-se novamente a um peneiramento de todo o agregado fino num peneirador mecânico convencional, com capacidade de 6 peneiras mais o fundo, por 30 minutos por ciclo, para garantir uma adequada separação das frações minerais; uma vez concluída a segunda etapa, procedeu-se um processo de verificação manual, nas peneiras N° 50 (0,300 mm), N° 100 (0,150 mm) e N° 200 (0,075 mm), para garantir uma adequada separação dos agregados.

Uma vez peneirado nas frações correspondentes a cada uma das peneiras do Superpave, cada uma das frações foram armazenadas individualmente em sacos plásticos, devidamente etiquetados (Figura 4.23), para posterior composição dos corpos de prova, em função da quantidade necessária retida por peneira.

Figura 4.23 - Seleção e preparação dos agregados minerais.

4.3.1.2 Dosagem da mistura Betuminosa

A estimativa da quantidade ótima de ligante asfáltico (P_{b0}) para dosagem da mistura betuminosa foi feita empregando-se o método da superfície específica, de acordo com a norma DER SP-M 148-60. A seqüência de cálculos está mostrada nos itens de a a d:

a) Cálculo da superfície específica do agregado através da equação 4.9:

$$S = \frac{0,17 G + 0,33 g + 2,30 A + 12,0 a + 135 f}{100} \quad (4.9)$$

onde:

S = Superfície específica do agregado, em m^2/kg ;

G = Porcentagem retida na peneira de N° 9.52 mm;

g = Porcentagem passada na peneira de N° 9.52 mm e retida na peneira de N° 4.76 mm;

- A = Porcentagem passada na peneira de N° 4.76 mm e retida na peneira de N° 0.297 mm;
 a = Porcentagem passada na peneira de N° 0.297 mm e retida na peneira de N° 0.074 mm;
 f = Porcentagem passada na peneira de N° 0.074 mm;

b) Cálculo do teor de ligante asfáltico através da equação 4.10:

$$T_{ca} = m \sqrt[5]{S} \quad (4.10)$$

onde:

- T_{ca} = Teor de asfalto em relação à massa de agregado mineral, em %;
 m = Módulo de riqueza em asfalto, variável de 3,75 a 4,00;
 S = Superfície específica do agregado calculada, m^2/kg ;

c) Cálculo do teor de ligante asfáltico corrigido através da equação 4.11:

$$T'_{ca} = \frac{265 \times T_{ca}}{\delta_{am}} \quad (4.11)$$

onde:

- T'_{ca} = Teor de asfalto corrigido devido à densidade do agregado mineral, em %;
 T_{ca} = Teor de asfalto em relação à massa de agregado mineral calculado, em %;
 δ_{am} = Densidade do agregado mineral;

d) Cálculo da porcentagem de ligante asfáltico através da equação 4.12:

$$P_{ca} = \frac{100 \times T'_{ca}}{100 + T'_{ca}} \quad (4.12)$$

onde:

P_{ca} = Porcentagem de asfalto em relação à mistura, em %;

T'_{ca} = Teor de asfalto corrigido

Nesta pesquisa, o valor de P_{ca} foi de 5,4%, considerando-se, com base em experiências anteriores, um teor ótimo de 5,5%, a partir do qual foram calculados os teores de ligante para a moldagem dos corpos de prova: 4,5%, 5,0%, 5,5%, 6,0% e 6,5%.

A dosagem dos agregados foi feita em função da quantidade necessária retida em cada peneira, sendo a composição dos corpos de prova realizada numa balança com precisão de 0,01g, com a finalidade de se ter uma mistura com granulometria estritamente controlada, procedimento que foi repetido para cada corpo de prova desenvolvido na pesquisa. A Figura 4.24 mostra o processo de dosagem de agregados realizada para cada corpo de prova.

Figura 4.24 - Dosagem controlada de agregados para cada corpo de prova

4.3.2 Temperaturas de usinagem e compactação da mistura asfáltica

A Norma ASTM D 2493, (*Calculation of Mixing and Compaction Temperatures*) estabelece intervalos de temperatura para usinagem e compactação do concreto asfáltico para o ensaio

Marshall. Esses intervalos estão definidos em função da relação temperatura-viscosidade. A temperatura apropriada para usinagem é aquela na qual o CAP apresenta uma viscosidade Brookfield de 170 ± 20 cP, enquanto que a temperatura de compactação é aquela em que o CAP apresenta uma viscosidade Brookfield de 280 ± 30 cP. Trata-se de um método simples, que proporciona temperaturas razoáveis para ligantes não modificados. Porém, para alguns ligantes modificados essa técnica tem proporcionado altas temperaturas de mistura e compactação, que podem resultar em problemas construtivos, danos ao asfalto e produção de fumaça.

A ASTM D 2493 foi estabelecida para ligantes asfálticos não modificados, os quais se comportam como fluidos Newtonianos a altas temperaturas, ou seja, a viscosidade não depende da taxa de cisalhamento. Porém a maioria dos asfaltos modificados exibe um fenômeno conhecido como pseudoplasticidade segundo o qual a viscosidade depende da taxa de cisalhamento, assim, com as altas taxas de cisalhamento que acontecem durante a mistura e compactação, não é necessário utilizar temperaturas muito altas.

Estudos recentes têm demonstrado que a consideração de um simples valor de viscosidade não é suficiente para caracterizar satisfatoriamente o comportamento reológico dos ligantes modificados a temperaturas elevadas. Resultados de pesquisas apontam o comportamento pseudoplástico dos ligantes modificados como uma característica determinante sobre o efeito da viscosidade na compactação das misturas asfálticas (KHATRI *et al.*, 2001, BAHIA *et al.*, 2001, YILDIRIM, SOLAIMANIAN and KENNEDY, 2000).

A utilização de uma taxa de cisalhamento prática resulta em razoáveis temperaturas de mistura e compactação para projeto e construção de misturas asfálticas a quente com ligantes

asfálticos modificados. A aplicação do conceito de taxa de cisalhamento em comparação ao método tradicional utilizado para ligantes não modificados, pode reduzir as temperaturas de mistura e compactação aproximadamente entre 10 e 30°C, dependendo do tipo e quantidade do modificador (YILDIRIM, SOLAIMANIAN, and KENNEDY, 2000).

Nesta pesquisa, para determinar as temperaturas de usinagem e compactação do ligante convencional foram utilizadas as faixas de viscosidade recomendadas pela ASTM, enquanto para os ligantes modificados por polímero foram utilizados as faixas de viscosidades recomendadas pelo fabricante.

A partir dos resultados de caracterização dos ligantes asfálticos PEN 60/70, AMP Tipo I 60/60, AMP PG 76 -22, (Tabela 4.3) foram geradas as Figuras 4.25, 4.26 e 4.27, das quais são obtidos os intervalos de temperaturas para usinagem e compactação do concreto asfáltico, para os três tipos de asfalto (Tabela 4.5).

Figura 4.25 - Temperaturas de usinagem e compactação do CAP PEN 60/70.

Figura 4.26 - Temperaturas de usinagem e compactação do AMP Tipo I 60/60.

Figura 4.27 - Temperaturas de Usinagem e compactação do AMP PG 76 -22.

Tabela 4.5 - Temperaturas para usinagem e compactação das misturas asfálticas.

Temperatura (°C)	PEN 60/70	AMP Tipo I 60/60	AMP PG 76 -22
Temperatura de Usinagem			
Agregado mineral	165°C a 175°C	171°C a 182°C	180°C a 188°C
Ligante asfáltico	150°C a 160°C	161°C a 167°C	165°C a 173°C
Temperatura de Compactação			
Concreto asfáltico	143°C a 148°C	152°C a 161°C	153°C a 165°C

4.3.3 Determinação do teor de projeto – Método Marshall

A determinação do teor de projeto foi realizada para duas condições:

- *sem envelhecimento*: segundo a norma DNER-ME 043/95 (Misturas betuminosas a quente – ensaio Marshall), foram moldadas séries de 10 corpos de prova, para cada tipo de ligante asfáltico utilizado na pesquisa, obtendo-se o teor de projeto sem envelhecimento para cada tipo de ligante asfáltico para um volume de vazios de 4%.
- *com envelhecimento em curto prazo*: segundo a norma ASTM D 6926-04 (*Standard practice for preparation of bituminous specimens using Marshall apparatus*), para misturas com envelhecimento em curto prazo (2 h na estufa à temperatura de compactação), foram moldadas séries de 15 corpos de prova, para cada tipo de ligante asfáltico utilizado na pesquisa, obtendo-se o teor de projeto com envelhecimento em curto prazo para cada tipo de ligante asfáltico para um volume de vazios de 4%.

Os procedimentos para determinar os teores de projeto sem e com envelhecimento em curto prazo consiste basicamente em:

- secagem, análise granulométrica, composição granulométrica da mistura e composição dos corpos de prova;
- estimativa da porcentagem ótima do ligante para o agregado, obtida com base na superfície específica do agregado (DER SP-M 148-60). O tempo de mistura necessário para o ligante envolver completamente toda a superfície dos agregados, nesta pesquisa, foi de aproximadamente 90 segundos;

- após a produção das misturas asfálticas, no caso da dosagem sem envelhecimento, essas foram imediatamente compactadas. Porém, para a dosagem com envelhecimento em curto prazo, essas foram armazenadas em estufa à temperatura de compactação por um período de 2 horas, com o objetivo de acondicionar a mistura e simular o envelhecimento e absorção do ligante que acontecem durante o transporte e colocação da mistura em obra;
- moldagem dos corpos de prova por impacto de um soquete padronizado com 4540 gramas de massa e 45 cm de altura de queda, com 75 golpes para cada face. Na dosagem sem envelhecimento foram moldados 2 corpos de prova para cada teor de ligante (em média 10 corpos de prova para cada tipo de ligante asfáltico, sendo um total de 30 corpos de prova), mas no caso da dosagem com envelhecimento (2 h na estufa à temperatura de compactação) foram moldados 3 corpos de prova para cada teor de ligante (em média 15 corpos de prova para cada tipo de AMP e 10 corpos de prova para o CAP virgem, sendo um total de 40 corpos de prova);
- colocação de corpos de prova recém moldados por no mínimo 12 horas à temperatura ambiente, em superfície lisa e plana, com posterior extração dos mesmos de seus respectivos moldes;
- pesagem dos corpos de prova ao ar e imersos em água, para determinação das características físicas;
- determinação das características mecânicas de estabilidade e fluência;
- a escolha de teor de projeto para o presente trabalho foi feita levando em conta o volume de vazios de 4% conforme preconizado pelo método Superpave, mas atendendo concomitantemente aos demais requisitos da especificação constantes das Tabelas 2.6 e 2.7 (estabilidade, fluência, relação betume-vazios e densidade aparente).

Os parâmetros necessários à aplicação do método Marshall foram calculados da seguinte forma:

a) Volume de vazios através da equação 4.13:

$$V_v = 100 \times \left(\frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}} \right) \quad (4.13)$$

onde:

V_v = Volume de vazios;

G_{mm} = Densidade teórica máxima medida;

G_{mb} = Densidade aparente da mistura.

b) Volume de vazios preenchidos pelo asfalto através da equação 4.14:

$$V_b = \left(\frac{G_{mb} \times \%b}{G_b} \right) \quad (4.14)$$

onde:

V_b = Volume de vazios preenchido pelo betume, (%);

G_{mb} = Densidade aparente da mistura;

$\%b$ = Porcentagem de betume, (%);

G_b = Densidade real de massa de betume.

c) Porcentagem de vazios do agregado mineral através da equação 4.15:

$$VAM = V_v + V_b \quad (4.15)$$

onde:

VAM= Porcentagem de vazios do agregado mineral, (%);

V_v = Volume de vazios, (%);

V_b = Volume de vazios preenchidos pelo betume, (%).

d) Relação betume vazios através da equação 4.16:

$$RBV = \frac{100 \times V_b}{VAM} \quad (4.16)$$

onde:

RBV = Relação betume vazios, (%);

V_b = Volume de vazios preenchido pelo asfalto, (%);

VAM= Porcentagem de vazios do agregado mineral, (%).

4.3.3.1 Densidade Aparente

A densidade aparente foi determinada com base na norma DNER-ME 117/94, pesando-se os corpos-de-prova primeiramente secos e depois submersos e empregando-se o peso específico da água por meio da equação 4.17:

$$G_{mb} = \frac{M_{ar}}{M_{ar} - M_{agua}} \quad (4.17)$$

onde:

G_{mb} = Densidade aparente da mistura;

M_{ar} = Massa do corpo de prova ao ar, (g);

M_{agua} = Massa do corpo de prova imerso em água, (g).

4.3.3.2 Densidade Máxima Teórica (Método Rice)

O Método Rice (ASTM D 2041/00) permite a determinação da massa específica máxima teórica medida e a densidade da mistura asfáltica não compactada a 25°C (G_{mm}). A massa específica máxima teórica é usada no cálculo dos vazios de ar na mistura asfáltica compactada, no cálculo da quantidade de ligante absorvido pelo agregado, além de fornecer valores de projeto para compactação das misturas asfálticas.

O ensaio consiste em colocar uma amostra de mistura asfáltica, em quantidade que depende do tamanho nominal máximo do agregado em condição fofa, em um recipiente com água à temperatura aproximada de 25°C, até submersão total da amostra. Em seguida, aplica-se gradualmente vácuo para reduzir a pressão residual dentro do recipiente para 30 mmHg ou menos, que será mantida por 15 ± 2 minutos sob agitação mecânica. Ao fim desse período de tempo, o vácuo é gradualmente eliminado. O volume da amostra da mistura é obtido complementando-se o nível do recipiente com água e pesando-se ao ar, sendo a massa e a temperatura anotadas. A partir das medidas de massa, calcula-se a massa específica ou densidade real da mistura, corrigindo-a para a temperatura de 25°C.

Foram realizados ensaios em misturas com os três tipos de ligante asfáltico, sendo um convencional PEN 60/70, um AMP Tipo I 60/60 e um AMP PG 76 -22. Para cada mistura, na

etapa da dosagem, foram feitos ensaios com cada teor de ligante e, posteriormente, foram calculadas as densidades máximas teóricas (Gmm) para o teor de projeto e condição de envelhecimento dos três asfaltos utilizados. Segundo a ASTM 2041/00, a precisão do ensaio mostra que, para ser aceita a média de dois resultados feitos em amostras conduzidas adequadamente, é necessário que a diferença entre as duas determinações não ultrapasse 0,023, precisão válida para um mesmo operador.

Figura 4.28 - Ensaio de Densidade Máxima Teórica (Método Rice).

4.3.3.3 Absorção de asfalto pelo agregado

Através da Gmm, do teor de asfalto (Pb) e da densidade aparente dos agregados (Gsb), calcula-se a densidade efetiva da mistura (ρ_{ef}), cujo valor é usado no cálculo da absorção do asfalto (Abs_{asf}). A ρ_{ef} pode ser obtida através da equação 4.18:

$$\rho_{ef} = \frac{1 - Pb}{\frac{1}{Gmm} - \frac{Pb}{\rho_b}} \quad (4.18)$$

onde:

ρ_{ef} = Densidade efetiva da mistura;

P_b = Teor de asfalto;

G_{mm} = Densidade Teórica máxima medida;

ρ_b = Densidade do asfalto.

A absorção de asfalto pode ser determinada pela equação 4.19:

$$Abs_{asf} = \frac{\rho_{ef} - G_{sb}}{\rho_{ef} \times G_{sb}} \times \rho_b \times 100 \quad (4.19)$$

onde:

Abs_{asf} = Absorção de asfalto;

ρ_{ef} = Densidade efetiva da mistura;

G_{sb} = Densidade aparente do agregado;

ρ_b = Densidade do asfalto.

4.3.4 Moldagem dos corpos de prova

Os corpos de prova foram moldados com teor de projeto calculado para cada condição de envelhecimento e tipo de ligante asfáltico, para realização dos ensaios de módulo de resiliência, resistência à tração, umidade induzida, vida de fadiga, fluência por compressão uniaxial estática e dinâmica. O processo de moldagem foi feito sem envelhecimento, com envelhecimento em curto prazo de 2 horas, segundo a ASTM D 6926-04, e com envelhecimento em curto prazo de 4 horas, segundo a AASHTO PP2.

O processo consiste, primeiramente, em preparar um traço da mistura com aproximadamente 1200 g de material para confecção de cada CP. Em seguida, o ligante e o agregado são aquecidos às temperaturas pré-definidas (Tabela 4.5). Mistura-se o ligante ao agregado até que o agregado fique completamente coberto pelo ligante (um a dois minutos). As misturas sem envelhecimento foram compactadas e as misturas com envelhecimento em curto prazo (2 e 4 horas) foram submetidas às respectivas condições de envelhecimento e compactadas, com 75 golpes em cada uma das faces do corpo-de-prova.

Após a compactação, os corpos de prova foram resfriados à temperatura ambiente dentro dos cilindros, com o objetivo de não se deformarem durante o processo de extração do molde. Após o desmolde do corpo-de-prova, foi verificado o volume de vazios, encontrando-se todos na faixa de $4 \pm 0,25\%$. Posteriormente, foram efetuadas quatro medidas de altura e diâmetro para obtenção do valor médio das dimensões dos corpos de prova.

Durante o desenvolvimento desta pesquisa foram moldados um total de 196 corpos-de-prova, cuja distribuição é apresentada na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Quantidade de corpos de prova utilizados por ensaio.

DOSAGEM MARSHALL			
Objetivo	PEN 60/70	Tipo I 60/60	PG 76 -22
Dosagem Marshall sem envelhecimento	10	10	10
Dosagem Marshall com 2 h de envelhecimento	10	15	15
Nº de Corpos de Prova	20	25	25
MISTURA SEM ENVELHECIMENTO			
Objetivo	PEN 60/70	Tipo I 60/60	PG 76 -22
Ensaio de MR, RT e Umidade Induzida	6	6	6
Ensaio <i>Creep</i> Estático, Dinâmico e Fadiga	8	8	8
Nº de Corpos de Prova	14	14	14
MISTURA COM 2 h DE ENVELHECIMENTO			
Objetivo	PEN 60/70	Tipo I 60/60	PG 76 -22
Ensaio de MR, RT e Umidade Induzida	6	6	6
Ensaio <i>Creep</i> Estático, Dinâmico e Fadiga	8	8	8
Nº de Corpos de Prova	14	14	14
MISTURA COM 4 h DE ENVELHECIMENTO			
Objetivo	PEN 60/70	Tipo I 60/60	PG 76 -22
Ensaio de MR, RT e Umidade Induzida	6	6	6
Ensaio <i>Creep</i> Estático, dinâmico e Fadiga	8	8	8
Nº de Corpos de Prova	14	14	14
QUANTIDADE TOTAL DE CORPOS DE PROVA UTILIZADOS			196

4.3.5 Ensaios para determinação das propriedades das misturas asfálticas

Os ensaios em misturas asfálticas que foram realizados na presente pesquisa com o objetivo de avaliar as propriedades mecânicas do asfalto são:

- ensaio Marshall (estabilidade e fluência);
- ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral;
- ensaio de resistência à tração por compressão diametral;
- ensaio de dano por umidade induzida;

- ensaio de fadiga por compressão diametral a tensão controlada;
- ensaio de fluência por compressão uniaxial estática e dinâmica.

4.3.5.1 Estabilidade e fluência Marshall

Segundo a norma DNER ME 043/95 a estabilidade é definida como a resistência máxima à compressão radial apresentada pelo corpo de prova, expressa em N (kgf). E a fluência é definida como a deformação total apresentada pelo corpo de prova, no momento da aplicação da carga máxima, expressa em décimos de milímetro (centésimos de polegada).

Para determinação da estabilidade Marshall, o corpo de prova deve ser submetido, durante um período de 30 a 40 minutos, a um banho de água sob temperatura de 60°C, posteriormente, é colocado no molde e submetido à deformação, com uma taxa de 2 polegadas por minuto, até que se dê a ruptura, medindo-se nesse instante a carga máxima que a produziu (valor da estabilidade). Conforme o teor de ligante aumenta no sentido da porcentagem ótima, ocorre um aumento na estabilidade Marshall e um aumento na resistência às deformações. Neste trabalho, o ensaio foi realizado segundo a norma DNER ME 043/95 (Figura 4.29).

Figura 4.29 - Ensaio de Estabilidade e fluência Marshall.

4.3.5.2 Ensaio de Módulo de Resiliência

Segundo o DNER, o módulo de resiliência (MR) de misturas asfálticas é a relação entre a tensão de tração (σ_t), aplicada repetidamente no plano vertical de uma amostra cilíndrica de mistura asfáltica, e a deformação específica recuperável (ϵ_t), correspondente à tensão aplicada, numa dada temperatura (T).

O ensaio de módulo de resiliência visa simular as condições encontradas no campo, onde os materiais que constituem o revestimento asfáltico são submetidos a carregamentos de curta duração originados pela ação do tráfego. A deformação específica resiliente, ou recuperável, é medida por um LVDT (*Linear Variable Differential Transducer*) acoplado a um sistema de aquisição de dados e posicionado no plano perpendicular ao sentido do carregamento. Dessa forma, consegue-se avaliar o comportamento da mistura na zona onde ocorrem as deformações de tração, responsáveis pela fadiga da camada (MOURÃO, 2003).

A norma ASTM D 4123-82, de ensaio de módulo de resiliência por tração indireta, introduz o conceito de determinação dessa propriedade em mais de uma temperatura de referência. A vantagem desse procedimento é que a comparação entre diferentes tipos de ligantes é mais rica, pois verifica a variação de comportamento elástico com a variação da temperatura. Os valores recomendados na norma da ASTM para a temperatura do ensaio são: 5°C, 25°C e 40°C, com recomendação de mais de uma frequência de aplicação de carga.

A norma AASHTO TP 31-96, especifica o ensaio de módulo de resiliência, referindo-se também à determinação em três temperaturas diferentes (5°C, 25°C e 40°C), e frequência de 1Hz, com 0,1 s de aplicação total de carga e 0,9 s de repouso.

Nesta pesquisa, foram definidos dois níveis de temperatura para determinação do Módulo de resiliência: 5°C e 25°C (Figura 4.30 e 4.31). Após a definição das temperaturas de ensaio, passou-se à definição dos valores para o coeficiente de Poisson a ser considerado nos cálculos do módulo de resiliência. Como os equipamentos de Ensaio Dinâmicos do Laboratório de Estradas da EESC não dispõem de medidores de deformação vertical, o valor do coeficiente de Poisson foi adotado. Barksdale *et al.* (1997), sugerem que o coeficiente de Poisson para as temperaturas de ensaio adotadas deve estar entre os seguintes limites:

5°C: $\mu = 0,1$ a $0,3$

25°C: $\mu = 0,25$ a $0,45$

Medina (1997) sugere que seja adotado o valor de 0,30 para o valor do coeficiente de Poisson, o qual foi adotado nesta pesquisa para as duas temperaturas de ensaio (5°C e 25°C).

Para a determinação do módulo de resiliência foram utilizados 27 corpos de prova. Os procedimentos do ensaio realizado no Laboratório de Estradas do Departamento de Engenharia de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (STT-EESC-USP) são:

- moldagem do corpo de prova, conforme procedimentos descritos no ensaio Marshall. Foram confeccionados em média 9 corpos de prova com teor de projeto, para cada tipo de ligante asfáltico, sendo um total de 27 corpos de prova;
- medição da altura (H) e diâmetro (D) do corpo de prova com paquímetro, em quatro posições diametralmente opostas. Adotou-se a média aritmética das quatro leituras;

- colocação do corpo de prova num ambiente com temperatura de ensaio desejada, no caso 5 e 25°C, por um período mínimo de 24 horas;
- posicionamento do corpo de prova na estrutura de suporte, fixação e ajuste do transdutor mecânico – magnético, tipo LVDT, de modo a se obter o registro dos deslocamentos;
- posicionamento preciso do pistão de carga na rótula da estrutura de suporte da amostra;
- aplicação de carga até obter uma taxa de deformação na faixa de 0,002 a 0,003, com o objetivo de aplicar uma carga que produza essa deformação durante o ensaio;
- aplicação de 100 ciclos de carregamento vertical (F), diametralmente, no corpo-de-prova, à taxa de deformação na faixa de 0,002 a 0,003. A frequência de aplicação da carga (f) é de 1 Hz, ou seja, 60 ciclos por minuto, com duração de 0,1 s de carregamento e 0,9 s de recuperação. O registro dos deslocamentos resilientes é obtido para todas as aplicações da carga vertical (F);
- com os dados obtidos são calculados os módulos de resiliência, com auxílio do programa computacional desenvolvido em Lab View, utilizando a equação 4.20:

$$MR = \left(\frac{F}{100 \times \Delta \times H} \right) \times (0,9976 \times \mu + 0,2692) \quad (4.20)$$

onde:

MR = Módulo de resiliência (MPa);

F = Carga vertical repetida aplicada diametralmente no corpo de prova (N);

Δ = Deformação elástica ou resiliente ;

H = Altura do corpo-de-prova (cm);

μ = Coeficiente de Poisson (adimensional).

Figura 4.30 - Ensaio de Módulo de Resiliência a 25°C.

Figura 4.31 - Ensaio de Módulo de Resiliência a 5°C.

4.3.5.3 Resistência à Tração

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral ou tração indireta, conhecido internacionalmente como “Ensaio Brasileiro”, foi desenvolvido pelo Professor Fernando Luiz Lobo Carneiro para determinar a resistência à tração de corpos de prova de concreto através de carregamento estático. O corpo de prova cilíndrico é posicionado diametralmente em relação à direção da compressão, resultando numa tração agindo perpendicularmente ao longo do plano diametral, que promove a ruptura do corpo de prova nessa direção. Neste trabalho foi realizado numa prensa Marshall, onde o corpo de prova é apoiado ao longo de suas geratrizes por dois frisos de carga posicionados na parte superior e inferior do corpo de prova, sendo a carga aplicada progressivamente, com uma velocidade de deformação de $0,8 \pm 0,1$ mm/s. O objetivo deste ensaio é determinar a resistência à tração indireta de corpos de prova cilíndricos de misturas asfálticas.

Para o ensaio foram moldados, em média, 12 corpos de prova para cada tipo de ligante asfáltico utilizado, num total de 36 corpos de prova. O ensaio foi realizado em duas temperaturas (5 e 25°C) com a finalidade de avaliar o efeito da temperatura baixa (Figura 4.32 e 4.33). Os procedimentos do ensaio adotado, segundo o DNER-ME 138/94, são:

- medição da altura (H) e diâmetro (D) do corpo de prova com paquímetro, em quatro posições diametralmente opostas. Adotou-se, a média aritmética das quatro leituras;
- coloca-se o corpo de prova num ambiente climatizado ou sistema de refrigeração por um período de 24 horas, de modo a se obter a temperatura especificada para o ensaio (5 e 25°C). Em seguida, é colocado em posição horizontal, repousando segundo uma geratriz, sobre o prato inferior da prensa. Verifica-se visualmente a retilinearidade das geratrizes de contato com ambos os pratos;
- ajustam-se os pratos da prensa até que seja obtida uma leve compressão, capaz de manter em posição o corpo de prova;
- aplica-se a carga progressivamente, com uma velocidade de deformação de $0,8 \pm 0,1$ mm/s, até a ruptura, por separação do corpo de prova em duas metades, segundo o plano diametral vertical, e anota-se a carga de ruptura (F);
- é calculada a resistência à tração do corpo de prova, utilizando-se a equação 4.21.

$$\sigma_F = \frac{2F}{\pi DH} \quad (4.21)$$

onde:

σ_R = Resistência à tração (Kgf/cm²);

F = Carga de ruptura (Kgf);

D = Diâmetro do corpo-de-prova (cm);

H = Altura do corpo-de-prova (cm).

Figura 4.32 - Ensaio de Resistência à Tração a 25°C.

Figura 4.33 - Ensaio de Resistência à Tração a 5°C.

4.3.5.4 Resistência à tração retida por umidade induzida

A sensibilidade das misturas à umidade associa-se a dois mecanismos que se interrelacionam: a perda de adesão e a perda de coesão. A perda de adesão deve-se à existência de água entre o asfalto e o agregado, causando o descolamento do filme de asfalto. Já a perda de coesão se dá devido ao enfraquecimento do asfalto na presença de água, que diminui a resistência da união asfalto/agregado, causando uma redução severa na resistência e integridade da mistura (FURLAN *et al.*, 2004).

A susceptibilidade de misturas asfálticas à umidade é um problema complexo, que depende de fatores ambientais, práticas construtivas e características das misturas asfálticas. Os principais

fatores que aceleram o aparecimento dos danos causados pela umidade são o clima e o tráfego. Os maiores danos ocorrem em condições climáticas extremas, particularmente quando ocorre congelamento combinado com alto volume de tráfego. Os fatores construtivos que influenciam a sensibilidade da mistura à umidade incluem a qualidade da compactação e as condições climáticas durante o processo de construção do pavimento. Dentre as características das misturas asfálticas, destacam-se a natureza do agregado, a natureza do asfalto e o tipo da mistura.

Levando-se em consideração todos os fatores descritos, o dano causado pela umidade nas misturas asfálticas afeta diretamente o desempenho e a vida de serviço dos pavimentos, por isso, com o intuito de avaliar melhor a adesividade, foi realizado o ensaio de resistência à tração retida por umidade induzida.

Nesta pesquisa, o ensaio foi realizado seguindo o procedimento descrito na AASHTO T 283. Os corpos de prova (CPs) foram preparados em laboratório seguindo o método Marshall, sendo utilizados 6 CPs por cada tipo de ligante asfáltico, num total de 18 CPs. O procedimento de ensaio pode ser resumido através dos passos descritos a seguir:

- saturar os CPs, aplicando uma pressão de 254 – 660 mmHg, a fim de obter saturação entre 55 e 80%;
- colocar os CPs para congelamento (-18°C) por um período mínimo de $16\text{h} \pm 1\text{h}$. Os CPs devem ser cobertos por um filme plástico e colocados dentro de um saco vedado com 10 ml de água;
- imergir os CPs em um banho a 60°C por um período de $24 \pm 1\text{h}$, após a retirada do filme e do saco plástico;

- retirar os CPs do banho a 60°C e imergi-los em um banho a 25°C por um período de 2 horas $\pm$ 10 min;
- realizar o ensaio de resistência à tração nos CPs após todo o ciclo de condicionamento (RTu);
- calcular a resistência à tração retida (RTR) por umidade induzida, que é a razão entre a resistência à tração após umidade induzida (RTu) e a RT.

A Figura 4.34 apresenta alguns passos adotados no processo de condicionamento e ensaio de RTu dos CPs.

Figura 4.34 - Ensaio de Resistência à Tração retida por umidade induzida.

4.3.5.5 Fluência por Compressão Uniaxial Estática (“*creep* estático”)

Trata-se de um ensaio que tem sido utilizado para estimar a susceptibilidade das misturas asfálticas convencionais à deformação permanente, sob diferentes condições de carregamento e temperatura. Little, Button, e Youssef (1993) desenvolveram critérios para avaliar o

potencial do concreto asfáltico à deformação permanente por meio do ensaio de fluência por compressão uniaxial, que, segundo eles, é eficiente para identificar a sensibilidade das misturas de concreto asfáltico à deformação permanente. O ensaio apresenta sensibilidade às variáveis da mistura, tais como: tipo de asfalto, teor de ligante, tipo de agregado, teor de vazios, temperatura de ensaio e estado de tensões. Para tanto, o ensaio deve ser realizado em condições de temperatura e nível de tensão próximas das observadas no campo, a temperatura deve ser de 40°C e a tensão na faixa de 3,5 a 4,15 kgf/cm². Os dados obtidos do ensaio de fluência por compressão uniaxial estática são: deformação total para uma hora de carregamento (ϵ_p), inclinação do estágio secundário da curva deformação *versus* tempo de carregamento (m), em escala log-log, e o módulo de fluência (S_c). O estágio secundário é determinado entre 1000 e 3600 segundos.

Segundo Coelho (1996), o ensaio de fluência por compressão uniaxial estática consiste na aplicação de uma carga de compressão uniaxial estática a um corpo de prova cilíndrico, durante um período de tempo de uma hora, e descarga de 15 minutos. A aplicação da carga de compressão é realizada por meio de uma prensa pneumática e as leituras das deformações axiais dos corpos-de-prova são feitas através de dois LVDT's alinhados. A temperatura de ensaio utilizada é de 40°C, por ser um valor normalmente observado na literatura (TAIRA, 2001), com um período de pré-condicionamento térmico dos corpos de prova à temperatura de ensaio, por um período de no mínimo 10 horas.

Segundo o Instituto Brasileiro de Petróleo (1996) e Valkering, *et al.* (1990), os ensaios clássicos de caracterização de misturas betuminosas (Marshall e fluência por compressão uniaxial estática), que utilizam cargas constantes, não permitem que os corpos de prova se comportem elasticamente, subestimando o aumento da resistência à deformação permanente

nos asfaltos modificados, embora sejam úteis para prever a resistência à deformação permanente nas misturas com asfalto convencional.

No ensaio de fluência por compressão uniaxial estática nota-se a falta de padronização das pressões, tempo de carregamento e descarregamento, da temperatura de ensaio, das dimensões do corpo de prova e dos parâmetros para a avaliação das misturas asfálticas, por ser um ensaio ainda não normalizado. Neste trabalho, foi realizado a uma temperatura de 40°C e com nível de tensão de 4 kgf/cm², conforme intervalo de tensões proposto por Little, Button e Youssef (1993), e com prato superior de carregamento de aproximadamente 102 mm de diâmetro, em uma prensa composta de sistema pneumático, com temperatura controlada por meio de um dispositivo automático conectado a uma fonte de calor. A prensa está localizada em uma câmara, dotada de abertura para permitir manuseio do corpo de prova. O equipamento dispõe de medidores do tipo célula de carga e LVDT, que permitem o registro eletrônico das cargas e deslocamentos, bem como o processamento dos resultados e obtenção da curva de fluência, tornando dessa forma, todo o procedimento mais rápido e eficaz. Foi utilizado um programa aplicativo em *Labview*, versão 7.0 para *Windows*. Foram utilizados 9 CPs com teor de projeto, para cada tipo de ligante asfáltico, num total de 27 CPs. Os procedimentos do ensaio realizado no Laboratório de Estradas do STT-EESC-USP são (Figura 4.35):

- previamente ao ensaio, as faces dos corpos de prova foram lixadas, com a finalidade de regularizar a superfície de contato. Posteriormente, uma fina capa de vaselina foi aplicada nas duas faces, para evitar o atrito na interface com as placas de carregamento e de apoio da prensa;
- condicionamento térmico dos corpos de prova na temperatura prevista para o ensaio (40°C), por um período mínimo de 10 horas (TAIRA, 2001);

- pré-condicionamento do corpo de prova mediante a aplicação, durante cinco minutos, da carga de ensaio, seguido de um período de cinco minutos de recuperação do corpo de prova;
- após a recuperação, inicia-se o ensaio com a aplicação da carga de ensaio, que é mantida durante um período de sessenta minutos;
- em seguida a carga é retirada e o deslocamento axial permanente (Δh_{75}) é medido a cada sessenta segundos, até completar o tempo de recuperação do ensaio, normalmente com duração de quinze minutos;
- a deformação total, inclinação da curva de fluência, recuperação elástica e módulo de fluência são calculadas através das equações 4.22, 4.23, 4.24 e 4.25:

$$\varepsilon_t = \frac{\Delta h_t}{h_0} \quad (4.22)$$

$$m = \frac{\log \varepsilon_{3600} - \log \varepsilon_{1000}}{0,5563} \quad (4.23)$$

$$R = \frac{\varepsilon_{3600} - \varepsilon_{vp}}{\varepsilon_{3600}} \quad (4.24)$$

$$S_c = \frac{\sigma}{\varepsilon_t} \quad (4.25)$$

onde:

$\varepsilon_t, \varepsilon_{1000}, \varepsilon_{3600}, \varepsilon_{vp}$ = Deformação axial específica, respectivamente, em qualquer instante t ; para 1000 e 3600 segundos de ensaio, e visco-plástica (após a recuperação);

Δh_t = Variação da altura do corpo de prova em qualquer instante t (mm);

h_0 = Altura inicial do corpo de prova, tomada na direção do carregamento, em mm;

R = Recuperação elástica;

σ = Nível de tensão do ensaio.

Figura 4.35 - Ensaio de Fluência por Compressão Uniaxial Estática (*creep* estático).

4.3.5.6 Fluência por Compressão Uniaxial Dinâmica (“*creep* dinâmico”)

Segundo Valkering *et al.* (1990) e Tayebali (1992), o “*static creep test*” é capaz de avaliar o efeito do asfalto na estabilidade da mistura em termos de deformação permanente para asfaltos convencionais, entretanto, quando o asfalto é modificado por polímeros, em particular pelo SBS, o comportamento reológico é alterado, e o ensaio estático não é mais capaz de avaliar a mistura, o que não acontece com o ensaio dinâmico. A deformação permanente acumulada, obtida sob carregamento dinâmico, representa melhor o potencial para a

deformação permanente em misturas contendo asfalto modificado. O ensaio dinâmico consiste de aplicações de cargas de compressão uniaxial com um tempo de duração curto (geralmente 0,1 s), seguida de um intervalo de repouso (geralmente 0,9 s).

Segundo Mohamed e Yue, (1994), a carga repetitiva uniaxial de compressão em amostras cilíndricas de concreto asfáltico simula as cargas repetidas do tráfego nos pavimentos asfálticos. Através desse tipo de ensaio é possível obter, para todas as amostras, uma taxa constante de deformação permanente acumulada e, através dessa taxa, é possível avaliar a susceptibilidade da amostra ensaiada à deformação permanente.

Para misturas betuminosas contendo asfalto modificado, os ensaios com aplicação de carga dinâmica parecem representar melhor o potencial de deformação permanente nas trilhas de roda (Tayebali, 1992). Assim como o “*static creep test*”, o ensaio dinâmico também não é padronizado. Na Tabela 4.7 mostram-se algumas especificações citadas por vários autores.

Tabela 4.7 - Exemplos de tempos de carregamento e repouso, tensão de carregamento e temperatura de ensaio segundo vários autores.

Pesquisador (es)	Tempo de carga (s)	Tempo de repouso (s)	Tensão de carregamento kPa	Temp. do ensaio (°C)
MAJIDZADEH e KHEDR (1979)	0,125	0,375	206,7 – 402,4	27 – 38 – 49
VALKERING et al. (1990)	0,2	1,8	100	40 – 50
SRIVASTAVA et al (1992)	0,9	5,4	-	40
HANSON et al (1994)	0,1	0,9	827**	***
MOHAMED e YUE (1994)	0,2	1,8	690	25 – 40
CORTÉ et al. (1994)	0,2	1,8	100	40
SOUSA et al. (1993 apud S Á e MOTTA 1995)	0,1	0,6	69	60
SÁ e MOTTA (1995)	0,1	0,9	100 – 400	25 – 45
ULMGREN (1997)	1	1	100	***
QI e WITCZAK (1998)	0,1	0,1	138	38
TAIRA e FABBRI (1999)	0,2	1,8	100	40

* Utilização de prensa eletro-hidráulica

** Pressão de confinamento de 138 kPa

*** Temperatura não especificada

Fonte: MUGAYAR, (2004)

O ensaio de compressão uniaxial dinâmico é similar ao ensaio estático, descrito anteriormente, porém, como o próprio nome evidencia, o carregamento é feito através da aplicação de pulsos de carga, com um tempo de duração de 0,1 s, intercalados com um tempo de repouso de 0,9 s, num total de 5000 pulsos, e um período de pré-condicionamento que consiste na aplicação de 200 ciclos de carregamento com a tensão de ensaio. O aparelho e as condições de temperatura e tensões utilizadas no desenvolvimento do ensaio dinâmico foram

os mesmos utilizados no ensaio de fluência por compressão uniaxial estática. A Figura 4.36 apresenta os procedimentos do ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmico.

Figura 4.36 - Ensaio de Fluência por Compressão Uniaxial Dinâmica (*creep dinâmico*).

4.3.5.7 Ensaio de Fadiga por compressão diametral

A vida de fadiga de um material asfáltico pode ser dita como o número de aplicações de carga necessário para que a mistura atinja ruptura ou um deslocamento vertical maior a 6 mm (definido no laboratório de estradas do STT-EESC-USP) sob dado estado de tensões. No ensaio de fadiga por compressão diametral com tensão controlada, a carga aplicada é mantida constante e as deformações resultantes aumentam no decorrer do ensaio. Consiste na aplicação de um ciclo de carregamento com duração de 0,1 segundo, com 0,9 segundos de intervalo, para representar o tempo de intervalo entre a aplicação de uma roda e outra. Nesse tipo de ensaio, o corpo de prova está sujeito a um estado bi-axial de tensões.

Foram moldados 24 corpos de prova para cada tipo de ligante asfáltico utilizado, num total de 72 corpos de prova. Devido ao fato do ensaio de fadiga em mistura asfáltica ainda não estar

normalizado no Brasil é realizado com base na literatura nacional e na experiência de outros centros de pesquisa, como COPPE/UFRJ e UFRGS (SANTOS, 2005).

O ensaio foi realizado por compressão diametral à tensão controlada, aplicando-se cargas verticais repetidas de tal forma que as tensões geradas correspondessem aos valores de 20, 30, 40 e 45 % da resistência à tração (RT). Os procedimentos do ensaio realizados no Laboratório de Estradas do STT-EESC-USP são (Figura 4.37):

- medição da altura (H) e diâmetro (D) do corpo de prova com um paquímetro, em quatro posições opostas, adotando-se a média aritmética das quatro leituras;
- posicionamento do corpo de prova na estrutura de suporte, centralização, fixação e ajuste do transdutor mecânico – magnético tipo LVDT, de modo a se obter o registro do deslocamento vertical;
- posicionamento preciso do pistão de carga na rótula da estrutura de suporte de amostras;
- determinação do carregamento vertical, de acordo com a RT, e o nível de tensão de acordo com a equação (4.26).

$$F = \frac{100.\pi.D.H.(\%RT)}{2} \quad (4.26)$$

onde:

F = Carga aplicada (N)

D = Diâmetro do corpo de prova (cm)

H = Altura do corpo de prova (cm)

(%RT) = Nível de carga em relação à RT (MPa)

- preencher os dados do corpo de prova (diâmetro, altura, carga e % de deformação vertical) no programa de fadiga em LabView, desenvolvido no Departamento de Transportes da EESC-USP;
- abrir a válvula da entrada do ar, ligar o controlador, colocar na posição certa o aparelho do início de carga e dar início ao ensaio;
- a carga aplicada é dinâmica pulsatória, com frequência de aplicação de 1 Hz, com tempo de aplicação de carga de 0,1 segundo e repouso de 0,9 segundos;
- a aplicação de ciclos de carga e as deformações correspondentes são registradas no programa. Quando não ocorre a divisão do corpo de prova em duas partes, durante o ensaio, o critério de ruptura adotado no laboratório é de 6 mm de deslocamento vertical, que finaliza automaticamente ficando registrados os dados no computador;
- calcula-se a diferença de tensões ($\Delta\sigma$) e a deformação resiliente (ε_i), segundo as equações (4.27) e (4.28) respectivamente.

$$\Delta\sigma = \frac{8F}{100.\pi.d.h} \quad (4.27)$$

$$\varepsilon_i = \frac{(\%RT)}{MR} \quad (4.28)$$

onde:

$\Delta\sigma$ = Diferença de tensões no centro do corpo de prova (MPa);

F = Carga aplicada (N);

d = Diâmetro do corpo de prova (cm);

h = Altura do corpo de prova (cm);

ε_i = Deformação resiliente

RT = Resistência à tração (MPa)

MR = Módulo de resiliência (MPa)

- representação das curvas de fadiga em um gráfico dilog, com os números de solicitações de carga que levaram à ruptura do corpo de prova nas ordenadas e as diferenças de tensões e deformações que levaram à ruptura nas abscissas. Determina-se a curva de fadiga para o material com as equações (4.29) e (4.30).

$$N = k1 \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{k2} \quad (4.29)$$

$$N = k3 \left(\frac{1}{\Delta\varepsilon} \right)^{k2} \quad (4.30)$$

onde:

N = Número de aplicações de carga na ruptura, no fim do ensaio;

$\Delta\sigma$ = Diferença de tensões no centro do corpo de prova (MPa)

$\Delta\varepsilon$ = Diferença de deformações no centro do corpo de prova (MPa)

k1, k2 e k3 = Parâmetros determinados no ensaio.

Figura 4.37 - Ensaio de Fadiga por compressão diametral.

4.3.6 Programa computacional para controle dos ensaios de módulo de resiliência, fluência por compressão uniaxial estática, fluência por compressão diametral dinâmica e fadiga.

No processo da aquisição de dados para a determinação do módulo de resiliência, dos parâmetros de fluência estática, dinâmica e fadiga das misturas estudadas nesta pesquisa, foram utilizados programas computacionais, desenvolvidos em linguagem LabView, da *National Instruments Corp.* (1996), pelo Professor Dr. Glauco Túlio Pessa Fabri.

O programa armazena a leitura dos deslocamentos medidos através de LVDT's e da força através de célula de carga, podendo adquirir até 1000 dados por segundo, gravando os resultados em formato texto (txt), o que permite a verificação e/ou manipulação dos dados em planilhas eletrônicas.

CAPITULO V

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DE LABORATÓRIO

5.1 INTRODUÇÃO

Nesta seção são apresentados e analisados os resultados obtidos do estudo e distribuição do grau de desempenho de ligantes asfálticos do Peru, ensaios em agregados, cimentos asfálticos, dosagem das misturas betuminosas, estabilidade e fluência Marshall, resistência à tração, resistência à tração retida por umidade induzida, módulo de resiliência, fadiga por compressão diametral a tensão controlada, fluência por compressão uniaxial estático e dinâmico.

5.2 DISTRIBUIÇÃO DO GRAU DE DESEMPENHO DE LIGANTES ASFÁLTICOS DO PERU

Da análise dos resultados, podem-se determinar, em termos gerais, os graus de desempenho PG dos ligantes asfálticos requeridos nas diferentes regiões do Peru.

Para as regiões do litoral Pacífico, que compreendem a região entre 0 e 500 m de altitude, e parte dos vales interandinos da região “Yunga”, que vão até 800 m de altitude e cujo clima é caracterizado por pouca precipitação (média de 50 mm por ano), os ligantes asfálticos indicados são o PG 64-10 e o PG 70-10.

Para a região da Serra, que compreende as regiões geográficas de “Yunga”, “Quéchua”, “Suní” e “Puna”, localizadas entre 800 e 4800 m de altitude, com relevo natural muito acidentado pela cordilheira dos Andes, com climas variados, temperaturas que dependem da altitude do local e precipitações que variam de 100 mm até 1000 mm ao ano, os ligantes asfálticos indicados são: PG 58-10, PG 58-16, PG 58-22, PG 52-10, PG 52-16, PG 52-22. As regiões mais frias da Serra estão localizadas na serra central, no departamento de Junín, província de Yauli, e na serra Sul, entre os Departamentos de Cusco, província de Espinar, Arequipa, província de Caylloma e no Departamento de Puno nas províncias de Melgar, San Roman, Lampa, Puno, Collao e Chucuito, considerado a região mais fria do Peru.

Para a região da Selva, localizada entre 80 e 1000 m de altitude, cujas precipitações variam entre 1500 e 4000 mm por ano, a classificação PG dos ligantes asfálticos está compreendida entre o PG 64-10 e o PG 70-10.

5.3 AGREGADOS

5.3.1 Granulometria

A curva granulométrica da mistura adotada atendeu aos critérios do Superpave para um Diâmetro Máximo Nominal de 12,5 mm, passando entre os pontos de controle e acima da zona de restrição, além de se enquadrar dentro da faixa C do DNER, conforme pode ser observado na Figura 5.1. Pode-se observar, também que a granulometria da mistura é quase paralela à linha de máxima densidade, o que representa uma boa distribuição granulométrica da mistura. É importante ressaltar que apesar de haver a recomendação para que a curva passe

por fora da zona de restrição, vários pesquisadores já constataram que a zona de restrição não é capaz de prever curvas granulométricas com baixo desempenho quanto à deformação permanente, recomendando inclusive sua eliminação como critério de desempenho (HAND *et al.*, 2001).

Figura 5.1 - Enquadramento da curva granulométrica da mistura asfáltica escolhida na especificação Superpave e na faixa C do DNER.

5.3.2 Características físicas e mecânicas

Tendo em vista que o agregado utilizado nesta pesquisa é proveniente de rocha britada, tem forma cúbica e textura áspera, ele apresenta características adequadas quanto à resistência ao cisalhamento, reduzindo a deformação permanente do pavimento.

No que diz respeito às propriedades de consenso do Superpave (faces fraturadas; vazios não compactados; equivalente areia; partículas planas e alongadas), o agregado empregado atende aos requisitos para faixa de volume de tráfego elevado. Com relação às exigências das especificações brasileiras, os agregados apresentaram boas características mecânicas: abrasão Los Angeles de 22%, equivalente areia de 87% e durabilidade sujeitos à ação do tempo, pelo ataque de soluções saturadas de sulfato de sódio de 9,48% de um máximo de 12% especificado pela norma DNER-ME-089/94.

5.4 LIGANTES ASFÁLTICOS

Foram analisados comparativamente os resultados obtidos com CAP PEN 60/70, AMP SBS Tipo I 60/60 e AMP SBS PG 76 -22, mostrados nas Tabelas 4.3 e 4.4 no que diz respeito a:

- Penetração
- Ponto de Amolecimento
- Índice de Susceptibilidade Térmica.
- Viscosidade
- Retorno Elástico
- Envelhecimento
- Desempenho (deformação permanente e fadiga)

5.4.1 Penetração

Os ensaios de penetração em ligantes sem envelhecimento mostraram que os asfaltos modificados são mais duros que o CAP convencional, apresentando uma relação de

penetração variável em função da viscosidade de cada ligante. A penetração após envelhecimento tem a mesma tendência nos três tipos de ligante asfáltico, devido ao enrijecimento do CAP, porém pode-se observar que os AMP Tipo I 60/60 e PG 76 -22, após envelhecimento no RTFOT, não se tornaram tão rígidos quanto o CAP PEN 60/70, apresentando penetrações retidas de 69 e 64% respectivamente, enquanto que o CAP PEN 60/70 apresentou uma penetração retida de 47%, mostrando a maior taxa de enrijecimento do CAP convencional em relação aos AMP. A Figura 5.2 apresenta a variação da penetração do ligante sem envelhecimento e após envelhecimento no RTFOT.

Figura 5.2 - Variação da Penetração em ligante sem envelhecimento e após RTFOT.

5.4.2 Ponto de Amolecimento

Os resultados do ensaio de ponto de amolecimento mostraram que os asfaltos modificados por polímero apresentam as maiores temperaturas de ponto de amolecimento, indicando a maior dureza destes. O aumento da temperatura de amolecimento do material é um fator importante para avaliação do comportamento dos ligantes, fato que pode contribuir para a melhoria do desempenho do asfalto modificado para fins de pavimentação, este parâmetro apresenta uma

relação com a penetração, já que, quanto maior é o ponto de amolecimento, menor é a penetração.

O ponto de amolecimento após envelhecimento tem a tendência de aumentar devido ao enrijecimento do CAP, mas os AMP Tipo I 60/60 e PG 76 -22, após envelhecimento no RTFOT, não se tornaram tão rígidos quanto o CAP PEN 60/70, apresentando incrementos do ponto de amolecimento de 5 e 6 °C respectivamente, enquanto que o CAP PEN 60/70 apresentou um incremento de 10 °C, mostrando também a maior taxa de enrijecimento com respeito aos AMP. A Figura 5.3 apresenta a variação do ponto de amolecimento do ligante sem envelhecimento e após envelhecimento no RTFOT.

Figura 5.3 - Variação do Ponto de Amolecimento em ligante sem envelhecimento e após RTFOT.

5.4.3 Índice de Suscetibilidade Térmica

A partir dos dados de índice de susceptibilidade térmica (IST) para as amostras analisadas, pode-se concluir que:

O asfalto convencional PEN 60/70 apresenta um índice de susceptibilidade térmica de -0,5, compreendido na faixa de -1,5 a +0,7 especificada pelas normas brasileiras para asfalto PEN 50-70, e na faixa de -2 e +2 que corresponde a amostras asfálticas que apresentam elasticidade, sendo denominados tipo sol ou betumes normais, que são apropriados aos serviços de pavimentação (SENÇO, 1997).

Os AMP Tipo I 60/60 e PG 76 -22 apresentam índices de susceptibilidade térmica de 2,1 e 2,8 respectivamente. Valores maiores que +2 correspondem a asfaltos pouco susceptíveis e que apresentam elasticidade, enquanto valores menores do que -2 são relacionados a asfaltos muito susceptíveis e com comportamento viscoso. Dos resultados pode-se concluir que os AMP apresentam elasticidade e são pouco susceptíveis, além de respeitarem os parâmetros especificados pela norma DNER-EM-396/99.

O índice de susceptibilidade térmica dos ligantes asfálticos também sofre variação com o envelhecimento, o que está relacionado com as variações sofridas nos ensaios de penetração e ponto de amolecimento após RTFOT. Na Figura 5.4 apresenta-se a variação do índice de susceptibilidade térmica do ligante sem envelhecimento e após envelhecimento no RTFOT.

Figura 5.4 - Variação do IST em ligante sem envelhecimento e após RTFOT.

5.4.4 Viscosidade

Os ensaios de viscosidade Brookfield mostraram que os asfaltos modificados por polímeros apresentam viscosidade a 135°C dentro dos limites especificados pelo Superpave (máximo 3.000 cP).

Da análise dos resultados de viscosidade Brookfield dos três ligantes asfálticos utilizados na pesquisa se observou que as curvas de viscosidade sem envelhecimento e após RTFOT do CAP PEN 60/70 e do AMP Tipo I 60/60 são praticamente paralelas. No caso do AMP PG 76 -22 as curvas de viscosidade têm menor inclinação, o que representa uma menor taxa de variação da viscosidade com a temperatura, desta forma este ligante asfáltico apresentou as maiores temperaturas de usinagem e compactação, embora não tenha apresentado a viscosidade mais elevada a 135°C. Nas Figuras 5.5, 5.6 e 5.7 podem-se verificar as variações das viscosidades dos ligantes asfálticos sem envelhecimento e após envelhecimento no RTFOT dos três ligantes asfálticos.

Figura 5.5 - Viscosidade sem envelhecimento dos ligantes asfálticos utilizados na pesquisa.

Figura 5.6 - Viscosidade após RTFOT dos ligantes asfálticos utilizados na pesquisa.

Figura 5.7 - Variação da viscosidade em ligante sem envelhecimento e após RTFOT.

5.4.5 Retorno Elástico

Os ensaios de Retorno Elástico foram unicamente realizados nos AMP, em ligante sem envelhecimento e após envelhecimento no RTFOT e mostraram que o AMP PG 76 -22 tem um maior retorno elástico tanto em ligante sem envelhecimento como após envelhecimento no RTFOT, além de apresentar um maior retorno elástico retido (Figura 5.8).

Figura 5.8 - Variação do retorno elástico em ligante sem envelhecimento e após RTFOT.

5.4.6 Envelhecimento

Os ligantes asfálticos modificados por polímero geralmente apresentam boas características quanto à resistência ao envelhecimento. Esse comportamento deve estar ligado provavelmente ao baixo teor de frações aromáticas, voláteis e maltênicas, que dão aos asfaltos modificados uma perspectiva de desempenho mais constante ao longo de sua vida de serviço. Como pode ser observado nas figuras 5.2 e 5.3, após envelhecimento no RTFOT, os asfaltos modificados apresentaram pouca variação na penetração (69 e 64% de penetração retida) e no ponto de amolecimento (6 e 7°C), diferentemente do ligante convencional, que teve uma penetração retida de 47% e variação na temperatura do ponto de amolecimento de 10°C. De modo geral, os resultados deste trabalho confirmaram que os asfaltos modificados apresentam boa resistência ao envelhecimento.

5.4.7 Efeito do ligante no desempenho da mistura

O PG do ligante asfáltico encontra-se diretamente relacionado com o desempenho das misturas asfálticas, (deformação permanente, trincas por baixas temperaturas e vida de

fadiga), e como foi visto no Capítulo 3, cada região necessita de um ligante com grau de desempenho capaz de atender suas condições meteorológicas e de tráfego.

O PG a altas temperaturas dos asfaltos modificados estudados (76°C) foi superior ao PG do ligante convencional (64°C), significando que os AMP têm boa resistência à deformação permanente até temperaturas de 76 °C, o que permite concluir que por meio do processo de modificação se obteve um ganho no desempenho a altas temperaturas (maior resistência à deformação permanente) de 2 níveis da classificação Superpave. Esse salto no desempenho qualifica, a princípio, esses materiais para uso nas regiões mais quentes da costa e selva peruana, que requerem esse PG obtido, mesmo considerando alto volume de tráfego e engarrafamento, situação para a qual o Superpave recomenda um aumento do PG para compensar o tráfego lento.

No caso do desempenho a baixas temperaturas, tanto os asfaltos modificados por polímeros quanto o asfalto convencional têm a propriedade de resistir ao trincamento térmico até temperaturas de -22°C o que qualifica o desempenho desses materiais para uso nas regiões mais frias da Serra peruana.

Pode-se concluir que os dois asfaltos modificados por polímeros avaliados neste trabalho são capazes de atender às condições meteorológicas e de tráfego mais críticas do estado peruano, porém o CAP convencional PEN 60/70 não consegue atender às solicitações climáticas das regiões mais quentes da costa e selva do Peru. Na Figura 5.9 são apresentados os graus de desempenho PG dos ligantes asfálticos utilizados nesta pesquisa.

Figura 5.9 - Classificação Superpave dos ligantes asfálticos utilizados na pesquisa.

5.5 MISTURAS ASFÁLTICAS

A análise do comportamento mecânico das misturas asfálticas foi realizada a partir das seguintes características:

- avaliação da rigidez da mistura, traduzida nos valores dos módulos de resiliência (MR) e da resistência à tração (RT);
- avaliação da resistência à deformação permanente, traduzida nos resultados dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática e dinâmica;
- avaliação da vida de fadiga, traduzida nas curvas de fadiga.

5.5.1 Estimativa do teor de projeto dos ligantes asfálticos

Os teores de projeto de ligante asfáltico foram obtidos em duas condições, sem envelhecimento (DNER-ME 043/95) e com envelhecimento em curto prazo de 2 horas na

estufa (ASTM D 6926/04) levando em consideração um volume de vazios de 4%, conforme recomendado pelo Superpave.

Os teores de projeto obtidos para misturas sem envelhecimento foram de 5,08% para o CAP PEN 60/70, 5,10% para o AMP Tipo I 60/60 e 5,12% para o AMP PG 76 -22, os quais podem ser observados nas Figuras 5.10, 5.11 e 5.12 respectivamente. Assim foi adotado um teor de projeto de 5,1% para todos os tipos de ligante asfáltico.

Figura 5.10 - Teor de projeto sem envelhecimento - CAP PEN 60/70.

Figura 5.11 - Teor de projeto sem envelhecimento - AMP Tipo I 60/60.

Figura 5.12 - Teor de projeto sem envelhecimento - AMP PG 76 -22.

Os teores de projeto obtidos para misturas com envelhecimento em curto prazo (2 h na estufa) foram de 5,76% para o CAP PEN 60/70, 5,79% para o AMP Tipo I 60/60 e 5,82% para o AMP PG 76 -22, os quais se observam nas Figuras 5.13, 5.14 e 5.15, respectivamente. Dessa forma, foi assumido um teor de projeto de 5,8% para todos os tipos de ligante asfáltico.

Figura 5.13 - Teor de projeto com envelhecimento em curto prazo - CAP PEN 60/70.

Figura 5.14 - Teor de projeto com envelhecimento em curto prazo - AMP Tipo I 60/60.

Figura 5.15 - Teor de projeto com envelhecimento em curto prazo - AMP PG 76 -22.

Os resultados obtidos da dosagem Marshall, em misturas sem envelhecimento e com envelhecimento em curto prazo, encontram-se dentro dos parâmetros especificados nas normas DNER-ES 313/97 para CAP e DNER-ES 385/99 para AMP e nos parâmetros do Superpave especificados pela AASHTO MP2.

5.5.2 Estimativa da densidade máxima teórica (Método Rice)

Foram realizados 15 ensaios Rice na etapa de dosagem. Posteriormente, foram determinadas as densidades máximas teóricas (Gmm) para o teor de projeto e condição de envelhecimento de cada tipo de ligante asfáltico utilizado na pesquisa, cujos resultados são apresentados na

Tabela 5.1. Estes resultados serviram para a determinação da absorção dos ligantes asfálticos nas condições de 2 e 4 horas de envelhecimento, determinando-se que a absorção para 2 e 4 horas de envelhecimento foi a mesma, sendo assim determinados os teores de projeto para todas as condições de envelhecimento.

Tabela 5.1 - Resultados do ensaio de densidade máxima teórica da mistura.

Mistura	Densidade Máxima Teórica (Gmm)
Mistura com CAP PEN 60/70, com 2 h de envelhecimento	2,608
Mistura com CAP PEN 60/70, com 4 h de envelhecimento	2,609
Mistura com AMP Tipo I, com 2 h de envelhecimento	2,606
Mistura com AMP Tipo I, com 4 h de envelhecimento	2,604
Mistura com AMP PG 76 -22 com 2 h de envelhecimento	2,606
Mistura com AMP PG 76 -22 com 4 h de envelhecimento	2,607

5.5.3 Ensaio de estabilidade e fluência Marshall

5.5.3.1 Ensaios de Estabilidade e Fluência Marshall para misturas sem envelhecimento

As tabelas 5.2, 5.3 e 5.4 apresentam os resultados das médias da densidade aparente (d), densidade máxima teórica (DTM), volume de vazios (Vv), relação betume/vazios (RBV), estabilidade (E), fluência (F) e capacidade de suporte Marshall (CSM) para misturas sem envelhecimento, com CAP PEN 60/70, AMP Tipo I 60/60 e PG 76 -22 respectivamente.

Tabela 5.2 - Resultados volumétricos e de estabilidade e fluência Marshall - CAP PEN 60/70 sem envelhecimento.

T. de Asfalto (%)	Dens. Ap (d)	DTM	Vv (%)	VAM (%)	RBV (%)	Estabilidade (N)	Fluência (mm)	CSM (N/mm)
4,5	2,480	2,667	7,0	17,98	60,91	16645	3,56	4681
5,0	2,529	2,645	4,4	16,80	73,86	16072	3,68	4364
5,5	2,557	2,623	2,5	16,32	84,55	16015	3,94	4068
6,0	2,565	2,601	1,4	16,51	91,47	15299	4,06	3764
6,5	2,552	2,580	1,1	17,36	93,81	14464	4,19	3451

Tabela 5.3 - Resultados volumétricos e de estabilidade e fluência Marshall - AMP Tipo I 60/60 sem envelhecimento.

T. de Asfalto (%)	Dens. Ap (d)	DTM	Vv (%)	VAM (%)	RBV (%)	Estabilidade (N)	Fluência (mm)	CSM (N/mm)
4,5	2,502	2,665	6,1	17,26	64,45	23367	3,05	7666
5,0	2,528	2,643	4,3	16,82	74,27	22795	3,18	7180
5,5	2,549	2,620	2,7	16,58	83,53	21713	3,43	6332
6,0	2,554	2,599	1,7	16,84	89,91	20314	3,94	5160
6,5	2,547	2,577	1,2	17,52	93,38	19251	4,19	4594

Tabela 5.4 - Resultados volumétricos e de estabilidade e fluência Marshall - AMP PG 76 -22 sem envelhecimento.

T. de Asfalto (%)	Dens. Ap (d)	DTM	Vv (%)	VAM (%)	RBV (%)	Estabilidade (N)	Fluência (mm)	CSM (N/mm)
4,5	2,481	2,665	6,9	17,95	61,47	22478	3,05	7375
5,0	2,525	2,643	4,4	16,92	73,73	22023	3,43	6423
5,5	2,544	2,620	2,9	16,74	82,61	21890	3,68	5943
6,0	2,551	2,599	1,8	16,96	89,16	19076	4,06	4694
6,5	2,533	2,577	1,7	17,97	90,53	17103	4,19	4081

Na Figura 5.16 é apresentado o gráfico das variações das densidades aparentes das misturas em função dos teores de ligante. Os valores encontrados para as densidades aparentes, nos teores de projeto sem envelhecimento, para os três tipos de ligantes, foram: 2,536 para o CAP PEN 60/70, 2,533 para o AMP Tipo I 60/60 e 2,531 para o AMP PG 76 -22. Observa-se que

as densidades aparentes encontradas para o teor de projeto sem envelhecimento foram bem próximas, tendo diferença só na terceira casa decimal.

Figura 5.16 - Valores médios da densidade aparente das três misturas.

Na Figura 5.17 é apresentado o gráfico das variações das densidades máximas teóricas (DTM) das três misturas em função dos teores de ligante. As curvas da DTM encontram-se praticamente superpostas, sendo que a DTM média das três misturas, para o teor de projeto sem envelhecimento, foi de 2,640.

Figura 5.17 - Valores médios da densidade máxima teórica das três misturas.

Na Figura 5.18 é apresentado o conjunto de curvas de variação dos teores de ligante em função do volume de vazios, para as três misturas estudadas. As curvas são decrescentes com formas semelhantes, com valores de teores de ligante similares para todos os asfaltos, apresentando um teor de projeto de 5,1%.

Figura 5.18 - Variação do volume de vazios em função do teor de ligante.

Na Figura 5.19 é apresentado as variações dos Vazios do Agregado Mineral em função do teor de ligante das três misturas. Os VAM encontrados, nos teores de projeto sem envelhecimento, foram: 16,65 para o CAP PEN 60/70, 16,73 para o AMP Tipo I 60/60 e 16,82 para o AMP PG 76 -22, verificando-se os maiores valores de VAM para a mistura com AMP PG 76 -22.

Figura 5.19 - Variação do VAM em função do teor de ligante.

Na Figura 5.20 é apresentado o gráfico com as variações da Relação Betume Vazios das três misturas, na qual se observa uma superposição das curvas das três misturas, tendo-se RBV médio de 76 para o teor de projeto, para os três asfaltos utilizados.

Figura 5.20 - Valores médios da RBV em função do teor de ligante.

Na Figura 5.21 é apresentado o gráfico com os valores das Estabilidades Marshall para as três misturas, verificando-se que o valor máximo de estabilidade para o teor de projeto de 5,1% foi de 22600 N, obtida com o AMP Tipo I 60/60, seguida pelo AMP PG 76 -22 com 22000 N e o CAP PEN 60/70, que atingiu o menor valor de estabilidade Marshall, com 16000 N. Pode-se concluir pelos resultados obtidos, embora restrito para um pequeno número de amostras, que os asfaltos modificados por polímeros apresentam maiores valores de estabilidade Marshall.

Figura 5.21 - Valores médios das estabilidades Marshall em função do teor de ligante.

Na Figura 5.22 são apresentadas as curvas de Fluências Marshall para as três misturas. Verifica-se que, a maior fluência foi observada com o CAP PEN 60/70, enquanto os AMP apresentaram menores valores de fluência.

Figura 5.22 - Valores médios das fluências Marshall das três misturas.

Na Figura 5.23 são apresentadas as curvas da capacidade de suporte Marshall, em que o maior valor de CSM, igual a 7000 N/mm, foi apresentado pelo AMP Tipo I 60/60. O AMP PG 76 - 22 apresentou um CSM de 6350 N/mm e o CAP PEN 60/70 apresentou o menor valor de CSM igual a 4350 N/mm. Pode-se observar também que as curvas de CSM dos AMP apresentaram o mesmo formato.

Figura 5.23 - Valores médios da capacidade de suporte Marshall das três misturas.

5.5.3.2 Ensaios de Estabilidade e Fluência Marshall para misturas com envelhecimento em curto prazo

As Tabelas 5.5, 5.6 e 5.7 apresentam os resultados das médias da densidade aparente (d), densidade máxima teórica determinado através do ensaio Rice (Gmm), volume de vazios (Vv), relação betume/vazios (RBV), estabilidade (E), fluência (F) e capacidade de suporte Marshall (CSM), com envelhecimento em curto prazo das misturas com CAP PEN 60/70 e das misturas com AMP Tipo I 60/60 e PG 76 -22 respectivamente.

Tabela 5.5 - Resultados volumétricos e de estabilidade e fluência Marshall - CAP PEN 60/70 com envelhecimento.

T. de Asfalto (%)	Dens. Ap (d)	Gmm	Vv (%)	VAM (%)	RBV (%)	Estabilidade (N)	Fluência (mm)	CSM (N/mm)
4,5	2,415	2,665	9,4	20,05	53,18	18343	3,81	4815
5,0	2,472	2,643	6,5	18,59	65,26	17935	3,81	4707
5,5	2,499	2,621	4,7	18,14	74,36	17622	3,81	4625
6,0	2,507	2,600	3,6	18,32	80,58	16820	4,06	4139
6,5	2,500	2,578	3,0	18,98	84,00	15949	4,06	3925

Tabela 5.6 - Resultados volumétricos e de estabilidade e fluência Marshall - AMP Tipo I 60/60 com envelhecimento.

T. de Asfalto (%)	Dens. Ap (d)	Gmm	Vv (%)	VAM (%)	RBV (%)	Estabilidade (N)	Fluência (mm)	CSM (N/mm)
4,5	2,455	2,663	7,8	18,74	58,26	24545	3,13	7835
5,0	2,485	2,642	6,0	18,23	67,36	23829	3,05	7818
5,5	2,499	2,618	4,5	18,11	74,99	24182	3,22	7516
6,0	2,503	2,598	3,7	18,51	80,18	21049	3,81	5525
6,5	2,497	2,576	3,0	19,09	84,03	20518	3,98	5156

Tabela 5.7 - Resultados volumétricos e de estabilidade e fluência Marshall - AMP PG 76 -22 com envelhecimento.

T. de Asfalto (%)	Dens. Ap (d)	Gmm	Vv (%)	VAM (%)	RBV (%)	Estabilidade (N)	Fluência (mm)	CSM (N/mm)
4,5	2,428	2,662	8,8	19,58	55,14	23774	3,30	7200
5,0	2,479	2,641	6,1	18,39	66,60	23240	3,56	6536
5,5	2,497	2,619	4,6	18,21	74,52	22457	3,56	6315
6,0	2,500	2,597	3,7	18,57	79,82	18701	4,06	4602
6,5	2,489	2,574	3,3	19,29	82,87	18075	4,06	4448

Na Figura 5.24 é apresentado o gráfico das variações das densidades aparentes das misturas em função dos teores de ligante. Os valores encontrados para as densidades aparentes, nos teores de projeto e com envelhecimento em curto prazo para os três tipos de ligantes, foram: 2,506 para o CAP PEN 60/70, 2,502 para o AMP Tipo I 60/60 e 2,500 para o AMP PG 76 -22. Observa-se também que as densidades aparentes encontradas para o teor de projeto representam quase a densidade aparente máxima das misturas, o que não aconteceu com as misturas sem envelhecimento.

Figura 5.24 - Variação da densidade aparente em função do teor de ligante.

A Figura 5.25 apresenta a variação da densidade máxima teórica (Gmm), obtida através do ensaio Rice das misturas, em função do teor de ligante. Pode-se observar que essa variação foi

linear, sendo a Gmm encontrada para o teor de projeto de 5,8% igual a 2,608 nas misturas com CAP PEN 60/70 e 2,606 para as misturas com AMP Tipo I 60/60 e PG 76 -22.

Figura 5.25 - Variação da Gmm em função do teor de ligante.

A Figura 5.26 apresenta a variação do volume de vazios em função do teor de ligante dos três asfaltos utilizados. Pode-se observar que todas as curvas apresentam um teor de projeto de 5,8% para um $V_v = 4\%$.

Figura 5.26 - Variação do volume de vazios em função do teor de ligante.

A Figura 5.27 apresenta a variação do VAM em função do teor de ligante das três misturas. Os valores encontrados para os VAM, nos teores de projeto, foram: 18,1 para o CAP PEN 60/70, 18,3 para o AMP Tipo I 60/60 e 18,4 para o AMP PG 76 -22, verificando-se que as misturas com envelhecimento em curto prazo têm maiores VAM, para todos os ligantes.

Figura 5.27 - Variação do VAM em função do teor de ligante.

A Figura 5.28 apresenta a variação da RBV das três misturas, que é similar à condição sem envelhecimento. Pode-se observar uma superposição das curvas das três misturas, tendo-se uma RBV média de 78 para o teor de projeto para os três ligantes asfálticos utilizados.

Figura 5.28 - Variação da RBV em função do teor de ligante.

A Figura 5.29 apresenta o gráfico das estabilidades Marshall para as três misturas, verificando-se que a estabilidade máxima para o teor de projeto de 5,8% foi de 22200 N, obtido pelo AMP Tipo I 60/60, 20200 N obtido pelo AMP PG 76 -22, e 17200 N, obtido pelo CAP PEN 60/70 que foi o menor valor de estabilidade Marshall. Os resultados mostram que os asfaltos modificados por polímero apresentam os maiores valores de estabilidade Marshall.

Figura 5.29 - Variação da estabilidade Marshall em função do teor de ligante.

A Figura 5.30 apresenta as curvas de Fluências das três misturas. Verifica-se que os maiores valores de fluência foram atingidos pelo CAP PEN 60/70, enquanto os AMP apresentaram os menores valores de fluência.

Figura 5.30 - Variação da fluência Marshall em função do teor de ligante

A Figura 5.31 mostra as curvas da CSM onde os AMP apresentaram os maiores valores de CSM.

Figura 5.31 - Variação da CSM em função do teor de ligante

O teor de projeto estimado pelo método da superfície específica foi de 5,4% e os encontrados pelo método Marshall, tomando como parâmetro de controle um volume de vazios de 4%, foi de 5,1% para a condição sem envelhecimento e de 5,8% para a condição com envelhecimento em curto prazo. Com esses teores de projeto para cada condição de envelhecimento foram moldados os corpos de prova para a execução dos ensaios mecânicos.

5.5.4 Relação Fíler/Ligante

É definida como a relação entre o fíler (*dust*) passante na peneira N° 200 (0,075mm) e o ligante efetivo. Com um percentual de 7,21% em peso de material passante na peneira N° 200 (0,075mm), os finos certamente contribuirão para o enrijecimento da mistura, podendo por um lado, contribuir para o aumento dos módulos e, por outro, reduzir de maneira significativa a vida à fadiga das misturas ensaiadas. O valor da relação fíler/ligante calculado para os três tipos de ligantes asfálticos que tem um mesmo teor de ligante efetivo de 5,1%, foi de 1,4.

Valores altos da relação filer/ligante indicam misturas com pouco ligante livre para atuar na inibição do trincamento. O FHWA determina valores entre 0,6 e 1,2 (AASHTO MP2-01), mas nos casos em que a granulometria passe abaixo da zona de restrição, os limites podem ser de 0,8 a 1,6. Recomenda-se que quanto mais fino o pó, mais baixa deva ser essa relação. Os efeitos negativos de valores elevados da relação filer/ligante podem comprometer a vida de fadiga das misturas asfálticas.

5.5.5 Ensaio de módulo de resiliência

Para a execução do ensaio de módulo de resiliência foi levado em consideração uma taxa de deformação na faixa de 0,002 a 0,003, com o objetivo de aplicar a menor carga possível para uma boa leitura de deslocamentos. Nenhum valor de carga aplicada superou 25% da resistência à tração, fato esse verificado *a posteriori*.

Os resultados dos ensaios de módulo de resiliência das misturas asfálticas, realizadas para três condições de envelhecimento e duas temperaturas, são apresentados nas Tabelas 5.8, 5.9 e 5.10.

Tabela 5.8 - Resultados do ensaio de módulo de resiliência das misturas com CAP PEN 60/70.

Condição	Temperatura (°C)	T. asfalto (%)	MR (MPa)
Sem envelhecimento	5	5,1	15615
Sem envelhecimento	25	5,1	2135
Com 2 h de envelhecimento	5	5,8	18293
Com 2 h de envelhecimento	25	5,8	4423
Com 4 h de envelhecimento	5	5,8	25219
Com 4 h de envelhecimento	25	5,8	5750

Tabela 5.9 - Resultados do ensaio de módulo de resiliência das misturas com AMP Tipo I 60/60.

Condição	Temperatura (°C)	T. asfalto (%)	MR (MPa)
Sem envelhecimento	5	5,1	18655
Sem envelhecimento	25	5,1	2335
Com 2 h de envelhecimento	5	5,8	23696
Com 2 h de envelhecimento	25	5,8	5106
Com 4 h de envelhecimento	5	5,8	22618
Com 4 h de envelhecimento	25	5,8	6189

Tabela 5.10 - Resultados do ensaio de módulo de resiliência das misturas com AMP PG 76 -22.

Condição	Temperatura (°C)	T. asfalto (%)	MR (MPa)
Sem envelhecimento	5	5,1	22617
Sem envelhecimento	25	5,1	3119
Com 2 h de envelhecimento	5	5,8	31065
Com 2 h de envelhecimento	25	5,8	6525
Com 4 h de envelhecimento	5	5,8	31595
Com 4 h de envelhecimento	25	5,8	5521

Os resultados dos ensaios de módulo de resiliência de todas as misturas apresentaram uma tendência de acréscimos em função da condição de envelhecimento, tanto em temperaturas de 25°C como de 5°C, fato que é atribuído ao enrijecimento sofrido pelo asfalto durante o processo de envelhecimento em curto prazo. No caso das misturas com AMP PG 76 -22, o módulo de resiliência da mistura com 4 horas de envelhecimento a 135°C resultou ser menor que o da mistura com 2 horas de envelhecimento a temperatura de compactação, fenômeno atribuído ao fato do ligante apresentar as maiores temperaturas de compactação (165°C) na qual a mistura permanece por um tempo de duas horas.

Os módulos de resiliência sofreram acréscimos com a diminuição da temperatura. Para as misturas sem envelhecimento o acréscimo foi de 631% para o CAP PEN 60/70, 698% para o

AMP Tipo I 60/60 e 625% para o AMP PG 76 -22; no caso das misturas com 2 horas de envelhecimento os acréscimos apresentados foram de 313% para o CAP PEN 60/70, 364% para o AMP Tipo I 60/60 e 376% para o AMP PG 76 -22; para as misturas com 4 horas de envelhecimento, os acréscimos apresentados foram bem variáveis, 338% para o CAP PEN 60/70, 275% para o AMP Tipo I 60/60 e 472% para o AMP PG 76 -22. Pode-se observar que as misturas sem envelhecimento apresentaram as maiores taxas de enrijecimento pelo efeito da variação da temperatura. A variação do módulo de resiliência em função da temperatura de ensaio e condição de envelhecimento pode ser melhor observado nas Figuras 5.32, 5.33 e 5.34.

Figura 5.32 - Variação do MR a 25°C em função da condição de envelhecimento.

Figura 5.33 - Variação do MR a 5°C em função da condição de envelhecimento.

Figura 5.34 - Variação do MR das misturas em função da temperatura e condição de envelhecimento em curto prazo.

5.5.6 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral

Os resultados dos ensaios de resistência à tração das misturas asfálticas, realizados para três condições de envelhecimento e duas temperaturas, são apresentados nas Tabelas 5.11, 5.12 e 5.13.

Tabela 5.11 - Resultados do ensaio de resistência à tração das misturas com CAP PEN 60/70.

Condição	Temperatura (°C)	T. asfalto (%)	RT (Mpa)
Sem envelhecimento	5	5,1	3,24
Sem envelhecimento	25	5,1	0,97
Com 2 h de envelhecimento	5	5,8	3,26
Com 2 h de envelhecimento	25	5,8	1,29
Com 4 h de envelhecimento	5	5,8	3,41
Com 4 h de envelhecimento	25	5,8	1,58

Tabela 5.12 - Resultados do ensaio de resistência à tração das misturas com AMP Tipo I 60/60.

Condição	Temperatura (°C)	T. asfalto (%)	RT (Mpa)
Sem envelhecimento	5	5,1	3,83
Sem envelhecimento	25	5,1	1,21
Com 2 h de envelhecimento	5	5,8	4,20
Com 2 h de envelhecimento	25	5,8	1,65
Com 4 h de envelhecimento	5	5,8	4,35
Com 4 h de envelhecimento	25	5,8	1,78

Tabela 5.13 - Resultados do ensaio de resistência à tração das misturas com AMP PG 76 -22.

Condição	Temperatura (°C)	T. asfalto (%)	RT (Mpa)
Sem envelhecimento	5	5,1	4,58
Sem envelhecimento	25	5,1	1,36
Com 2 h de envelhecimento	5	5,8	5,44
Com 2 h de envelhecimento	25	5,8	1,90
Com 4 h de envelhecimento	5	5,8	5,22
Com 4 h de envelhecimento	25	5,8	1,92

Os resultados da RT de todas as misturas apresentaram uma tendência de acréscimos em função da condição de envelhecimento, nas duas temperaturas, sendo as misturas com CAP PEN 60/70 as que apresentaram as maiores taxas de acréscimo em comparação com os AMP.

A resistência à tração seguiu aproximadamente a mesma tendência que o módulo de resiliência, sofrendo acréscimos com a diminuição da temperatura. Os acréscimos foram,

também, variáveis em função da condição de envelhecimento: para as misturas sem envelhecimento, o acréscimo foi de 234% para o CAP PEN 60/70, 216% para o AMP Tipo I 60/60 e 238% para o AMP PG 76 -22; no caso das misturas com 2 horas de envelhecimento na temperatura de compactação, os acréscimos apresentados foram de 153% para o CAP PEN 60/70, 155% para o AMP Tipo I 60/60 e 186% para o AMP PG 76 -22; para as misturas com 4 horas de envelhecimento a 135°C os acréscimos apresentados foram bem variáveis, de 116% para o CAP PEN 60/70, 144% para o AMP Tipo I 60/60 e 172% para o AMP PG 76 -22. Essa variação da RT para todas as condições de envelhecimento e temperatura, similar ao observado no módulo de resiliência, nesta pesquisa mostrou uma relação entre essas duas propriedades mecânicas.

As Figuras 5.35, 5.36 e 5.37 apresentam as variações da RT em relação à temperatura de ensaio e condição de envelhecimento.

Figura 5.35 - Variação da RT a 25°C em função da condição de envelhecimento.

Figura 5.36 - Variação da RT a 5°C em função da condição de envelhecimento.

Figura 5.37 - Variação da RT em função da temperatura de ensaio e condição de envelhecimento.

Os resultados da resistência à tração das misturas asfálticas com AMP PG 76 -22 foram superiores, em todas as condições, aos resultados da RT das misturas com AMP Tipo I 60/60, que por sua vez, foram superiores aos resultados obtidos com CAP PEN 60/70, constatando-se, assim, as maiores resistências à tração dos asfaltos modificados por polímero SBS encontradas em pesquisas anteriores.

5.5.7 Relação MR/RT

A relação MR/RT indica uma tendência da compatibilidade entre a rigidez e a resistência da mistura asfáltica. Misturas asfálticas muito rígidas, com MR elevado, necessitam de altos valores de RT devido à concentração de esforços em seu interior. A relação MR/RT é apresentada como um parâmetro de comparação entre as misturas asfálticas no que diz respeito ao comportamento à fadiga. Pinheiro *et al.* (2003), sugerem que misturas asfálticas com relações MR/RT da ordem de 3000 apresentam um bom comportamento estrutural, em razão da flexibilidade aliada à resistência à tração e portanto, maior vida de fadiga. Porém, este parâmetro não é válido para todo tipo de materiais. As Tabelas 5.14, 5.15 e 5.16, apresentam, respectivamente, a relação MR/RT para as misturas com asfalto convencional PEN 60/70, AMP Tipo I 60/60 e AMP PG 76 -22.

Tabela 5.14 - Resultados da relação MR/RT das misturas com CAP PEN 60/70.

Condição	Temperatura (°C)	T. asfalto (%)	MR/RT
Sem envelhecimento	5	5,1	4813
Sem envelhecimento	25	5,1	2205
Com 2 h de envelhecimento	5	5,8	5618
Com 2 h de envelhecimento	25	5,8	3419
Com 4 h de envelhecimento	5	5,8	7391
Com 4 h de envelhecimento	25	5,8	3631

Tabela 5.15 - Resultados da relação MR/RT das misturas com AMP Tipo I 60/60.

Condição	Temperatura (°C)	T. asfalto (%)	MR/RT
Sem envelhecimento	5	5,1	4875
Sem envelhecimento	25	5,1	1925
Com 2 h de envelhecimento	5	5,8	5638
Com 2 h de envelhecimento	25	5,8	3092
Com 4 h de envelhecimento	5	5,8	5201
Com 4 h de envelhecimento	25	5,8	3479

Tabela 5.16 - Resultados da relação MR/RT das misturas com AMP PG 76 -22.

Condição	Temperatura (°C)	T. asfalto (%)	MR/RT
Sem envelhecimento	5	5,1	4934
Sem envelhecimento	25	5,1	2302
Com 2 h de envelhecimento	5	5,8	5708
Com 2 h de envelhecimento	25	5,8	3427
Com 4 h de envelhecimento	5	5,8	6051
Com 4 h de envelhecimento	25	5,8	2873

As relações MR/RT apresentaram a mesma tendência do módulo de resiliência. Os acréscimos da relação MR/RT com a diminuição da temperatura de 25°C para 5°C foram variáveis na taxa de 49,5% a 153%, apresentando-se os maiores acréscimos nas misturas sem envelhecimento e com 4 horas de envelhecimento a 135°C, sendo que os menores acréscimos se apresentaram nas misturas com 2 horas de envelhecimento, variáveis entre 64% a 82%.

A condição de envelhecimento mostrou que as misturas sem envelhecimento apresentaram as menores relações MR/RT, em torno de 1925 a 2302, na qual o AMP Tipo I 60/60 apresentou o menor valor. Para a condição de 2 horas de envelhecimento essa relação foi na faixa de 3092 a 3427, sendo que o AMP Tipo I 60/60 apresentou uma relação MR/RT de 3092, próximo de 3000, que segundo Leite *et al.* (2000), caracterizam misturas com boa flexibilidade e resistência à tração. Para a condição de 4 horas de envelhecimento os valores foram variáveis na faixa de 2873 a 3631, sendo que os valores mais próximos de 3000 foram atingidos pelos AMP. Porém, o recomendável é realizar uma análise mecanística.

As relações MR/RT das misturas estudadas podem ser melhor observados nas Figuras 5.38, 5.39 e 5.40 onde são representadas as relações MR/RT em função da temperatura do ensaio e condição de envelhecimento.

Figura 5.38 - Variação da relação MR/RT a 25°C em função da condição de envelhecimento.

Figura 5.39 - Variação da relação MR/RT a 5°C em função da condição de envelhecimento.

Figura 5.40 - Variação da relação MR/RT em função da temperatura de ensaio e condição de envelhecimento.

5.5.8 Ensaio de resistência à tração retida por umidade induzida

A avaliação do dano causado pela umidade é de grande importância, por afetar diretamente o desempenho do pavimento. Os resultados dos ensaios para identificação do dano causado pela umidade nas misturas estudadas são apresentados nas Tabelas 5.17, 5.18 e 5.19.

Tabela 5.17 - Resultados da RTR das misturas com CAP PEN 60/70.

Condição	RT Sem condicionamento	RT Com condicionamento	RTR
Sem envelhecimento	0,97	0,95	98 %
Com 2 h. de envelhecimento	1,29	1,24	96 %
Com 4 h. de envelhecimento	1,58	1,42	90 %

Tabela 5.18 - Resultados da RTR das misturas com AMP Tipo I 60/60.

Condição	RT Sem condicionamento	RT Com condicionamento	RTR
Sem envelhecimento	1,21	1,19	98 %
Com 2 h. de envelhecimento	1,65	1,61	97 %
Com 4 h. de envelhecimento	1,78	1,64	92 %

Tabela 5.19 - Resultados da RTR das misturas com AMP PG 76 -22.

Condição	RT Sem condicionamento	RT Com condicionamento	RTR
Sem envelhecimento	1,36	1,35	100 %
Com 2 h. de envelhecimento	1,90	1,86	98 %
Com 4 h. de envelhecimento	1,92	1,84	96 %

Os resultados mostraram que os ligantes asfálticos utilizados na pesquisa apresentaram excelentes propriedades de resistência à umidade induzida. Mesmo com todos os corpos de prova saturados na faixa de 70 a 80%, observa-se que as RTR são superiores a 90%, superando amplamente o critério para aceitação especificado em 80%. As misturas que sofreram a maior taxa de variação foram as misturas com 4 horas de envelhecimento a 135°C.

Figura 5.41 - Variação da RTR em função da condição de envelhecimento.

Durante a execução do ensaio também foram feitos ensaios de módulos de resiliência, com a finalidade de avaliar variações do módulo de resiliência dos corpos de prova decorrentes do condicionamento e a retenção do módulo de resiliência (MRR), cujos resultados são apresentados nas Tabelas 5.20, 5.21 e 5.22.

Tabela 5.20 - Resultados da MRR das misturas com CAP PEN 60/70.

Condição	MR Sem condicionamento	MR Com condicionamento	MRR
Sem envelhecimento	2276	2302	101%
Com 2 h. de envelhecimento	4282	4452	104%
Com 4 h. de envelhecimento	5462	5566	102%

Tabela 5.21 - Resultados da MRR das misturas com AMP Tipo I 60/60.

Condição	MR Sem condicionamento	MR Com condicionamento	MRR
Sem envelhecimento	2366	2554	108%
Com 2 h. de envelhecimento	4636	5057	109%
Com 4 h. de envelhecimento	6064	6425	106%

Tabela 5.22 - Resultados da MRR das misturas com AMP PG 76 -22.

Condição	MR Sem condicionamento	MR Com condicionamento	MRR
Sem envelhecimento	3291	3541	108%
Com 2 h. de envelhecimento	6439	7027	109%
Com 4 h. de envelhecimento	5366	5925	110%

Os resultados dos ensaios de módulo de resiliência apresentaram uma pequena taxa de acréscimo (menores que 10%) em todos os ligantes asfálticos. Porém, pela baixa taxa de variação podem ser atribuídos à variabilidade do ensaio. Furlan *et al.* (2004) e Gouveia *et al.* (2004), propõem que semelhante ao ensaio de resistência à tração, as misturas que apresentam relação de módulo de resiliência (MRR) maior que 70% são consideradas aceitáveis, embora ainda não exista critério estabelecido. Avaliando segundo este critério, todas as misturas asfálticas superariam amplamente o critério de aceitação. A Figura 5.42 apresenta a variação da MRR para todas as condições de envelhecimento.

Figura 5.42 - Variação da RMR em função da condição de envelhecimento.

5.5.9 Ensaio de fluência por compressão uniaxial estática (“*creep* estático”)

O ensaio de fluência por compressão uniaxial estática tem sido utilizado para estimar a susceptibilidade das misturas asfálticas à deformação permanente. Os parâmetros avaliados foram: deformação total (3600 s), inclinação da curva de fluência no estágio secundário (entre 1000 e 3600 s), recuperação, módulos de fluência para 3600 s de ensaio e para 4500 s (após a recuperação).

Os resultados do ensaio para avaliação da susceptibilidade das misturas asfálticas estudadas à deformação permanente são apresentados nas Tabelas 5.23, 5.24 e 5.25.

Tabela 5.23 - Resultados do ensaio de fluência por compressão uniaxial estática das misturas com CAP PEN 60/70.

Condição	Deformação	Deformação	Deformação	Recup. (%)	Mf	Mf	Inclinação
	Total (%)	não Recup. (%)	Recup. (%)		t=3600 s (MPa)	t=4500 s (MPa)	
Sem envelhec	0,227	0,101	0,126	57,8	190	606	0,076
2 h de envelhec	0,238	0,119	0,119	51,5	179	397	0,121
4 h de envelhec	0,270	0,148	0,122	57,0	158	360	0,121

Tabela 5.24 - Resultados do ensaio de fluência por compressão uniaxial estática das misturas com AMP Tipo I 60/60.

Condição	Deformação	Deformação	Deformação	Recup. (%)	Mf	Mf	Inclinação
	Total (%)	não Recup. (%)	Recup. (%)		t=3600 s (MPa)	t=4500 s (MPa)	
Sem envelhec	0,241	0,075	0,166	69,4	175	662	0,043
2 h de envelhec	0,182	0,063	0,119	65,9	231	703	0,116
4 h de envelhec	0,221	0,109	0,113	57,0	202	662	0,110

Tabela 5.25 - Resultados do ensaio de fluência por compressão uniaxial estática das misturas com AMP PG 76 -22.

Condição	Deformação	Deformação	Deformação	Recup. (%)	Mf	Mf	Inclinação
	Total (%)	não Recup. (%)	Recup. (%)		t=3600 s (MPa)	t=4500 s (MPa)	
Sem envelhec	0,215	0,042	0,173	80,4	192	1403	0,025
2 h de envelhec	0,258	0,069	0,190	73,7	162	642	0,030
4 h de envelhec	0,238	0,100	0,138	60,1	175	515	0,065

Little, Button, e Youssef (1993) propuseram como critério para avaliação do potencial de deformação permanente do concreto asfáltico a Tabela 5.26, baseada na deformação total após uma hora de carregamento, e na inclinação da curva de fluência no estágio de deformação constante, para ensaios realizados com pressão de 6,9 kgf/cm².

Tabela 5.26 - Critério para controle da deformação através de valores obtidos no ensaio de fluência.

Deformação total em 1 hora de carregamento (%)	Inclinação da curva de fluência no estágio secundário ou estágio de deformação constante					
	< 0,17	< 0,20	< 0,25	< 0,30	< 0,35	< 0,40
< 0,25	IV ²	IV ²	IV ²	IV ²	IV ²	III
< 0,40	IV ²	IV ²	IV ²	III ²	III ²	III ²
< 0,50	IV ²	IV ²	III ²	III ²	III ²	II
< 0,80	III ²	III ²	II	II	II	II
< 1,00	I	I	I	I	I	-
< 1,20	I	I	I	-	-	-

I – Tráfego de baixa intensidade: < 10⁵ operações do eixo padrão.

II – Tráfego de moderada intensidade: > 10⁵ e < 5 x 10⁵ op. do eixo padrão.

III – Tráfego de alta intensidade: > 5 x 10⁵ e < 10⁶ op. do eixo padrão.

IV – Tráfego de muito alta intensidade: > 10⁶ operações do eixo padrão.

1 – Deve também ter $\varepsilon_p < 0,8 \%$ para 1800 segundos de carregamento.

2 – Deve, se possível, seguir o seguinte critério: $\varepsilon_{rt} + \varepsilon_p < 0,5 \varepsilon_{qu}$, em que ε_p é a deformação permanente no final do carregamento, ε_{rt} é a deformação resiliente total obtido no ensaio de módulo resiliente uniaxial e ε_{qu} é a deformação obtida no ensaio de compressão não-confinada, conforme ASTM T 167

Fonte: Little, Button e Youssef (1993)

Porém, os mesmos autores recomendam fazer os ensaios com pressões entre 3,5 a 4,15 kgf/cm². Tendo em consideração que a pressão de aplicação de carga utilizada no ensaio foi de 4 kgf/cm², todos os ligantes asfálticos são capazes de suportar um tráfego de muito alta intensidade (IV), já que para todas as condições de envelhecimento têm uma inclinação da curva de fluência no estágio secundário ou estágio de deformação constante menor que 0,17 e deformação total em uma hora de carregamento menor a 0,25, com exceção das misturas com CAP PEN 60/70 para 4 horas de envelhecimento e AMP PG 76 -22 para 2 horas de envelhecimento, que apresentaram uma deformação total de 0,270 e 0,258 respectivamente, porém, menor que o especificado de (0,40). Conclui-se que os asfaltos da pesquisa, para todas

as condições de envelhecimento, são capazes de suportar um tráfego de muito alta intensidade ($> 10^6$ operações de eixo padrão).

As Figuras 5.43, 5.44 e 5.45 apresentam os valores de deformações total, não recuperável e recuperável dos ensaios realizados em amostras sem envelhecimento, com 2 horas de envelhecimento e com 4 horas de envelhecimento.

Figura 5.43 - Variação das deformações em amostras sem envelhecimento.

Figura 5.44 - Variação das deformações em amostras com 2 horas de envelhecimento.

Figura 5.45 - Variação das deformações em amostras com 4 horas de envelhecimento.

Em termos de deformação total, deformação não recuperável e deformação recuperável, para todas as condições de envelhecimento, as deformações totais foram variáveis, porém, os asfaltos modificados por polímeros apresentaram as menores deformações não recuperáveis e as maiores porcentagens de recuperação elástica, evidenciando assim o potencial de recuperação elástica dos asfaltos modificados por polímeros, como se observa na Figura 5.46.

Figura 5.46 - Variação da recuperação elástica em função da condição de envelhecimento.

Little, Button, e Youssef (1993) também estabelecem como parâmetro de avaliação da deformação permanente do concreto asfáltico o critério de módulo de fluência que é examinado através da Tabela 5.27.

Tabela 5.27 - Critério do módulo de fluência para 1 hora de carregamento.

Resistência à formação de trilhas de rodas	Nível de intensidade de tráfego	Módulo de fluência mínimo (MPa), para ensaio de tensão constante de:		
		0,207 MPa	0,345 MPa	0,483 MPa
Alta	IV	103,4	120,7	155,1
	III	48,3	69,0	96,5
	II	34,5	44,8	60,3
	I	20,7	27,6	41,4
Moderada	IV	51,7	69,0	96,5
	III	34,5	50,0	96,0
	II	24,1	41,4	51,7
	I	17,2	20,7	27,6

I – Tráfego de baixa intensidade: $< 10^5$ solicitações do eixo padrão

II – Tráfego de moderada intensidade: $10^5 < \text{solicitações do eixo padrão} < 5 \times 10^5$

III – Tráfego de alta intensidade: $5 \times 10^5 < \text{solicitações do eixo padrão} < 10^6$

IV – Tráfego de muito alta intensidade: $> 10^6$ solicitações do eixo padrão

Fonte: Little, Button e Youssef (1993)

Ao se considerar o critério de módulo de fluência mínimo para 1 hora de carregamento em ensaio de tensão constante de 0,483 MPa, verificou-se que todos os ligantes asfálticos, em todas as condições de envelhecimento, foram capazes de suportar um tráfego de muito alta intensidade ($> 10^6$ operações de eixo padrão - IV), pois todos os módulos de fluência foram maiores a 155,1 MPa, embora o ensaio tenha sido realizado com menor tensão (0,4 MPa).

As Figuras 5.47 e 5.48 apresentam os valores do módulo de fluência, que corresponde à relação entre a tensão aplicada e a deformação sofrida, aos 3600 s (somente carregamento) e

aos 4500 s (ensaio completo) dos ensaios realizados em amostras sem envelhecimento, com 2 horas de envelhecimento e com 4 horas de envelhecimento.

Figura 5.47 - Variação do módulo de fluência a 3600 segundos em função da condição de envelhecimento.

Figura 5.48 - Variação do módulo de fluência a 4500 segundos em função da condição de envelhecimento.

Quanto ao módulo de fluência, o comportamento dos três ligantes asfálticos é semelhante, ou seja, os resultados não distinguem claramente o efeito da adição de polímeros ao asfalto.

Porém, o módulo de fluência a 4500 segundos, apresentado na Figura 5.48, mostrou que os AMP apresentam resultados maiores que o CAP convencional.

A inclinação média da curva de fluência, obtida através do gráfico de deformação em função do tempo, em escala log-log, mostra a velocidade com que a fluência ocorre, ou seja, o comportamento de uma mistura asfáltica é melhor quanto menor a inclinação. Conforme apresentado na Figura 5.49, os asfaltos modificados por polímeros, apresentaram ser mais resistentes à deformação permanente.

Figura 5.49 - Variação da inclinação em função da condição de envelhecimento.

5.5.10 Ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmica (“*creep* dinâmico”)

Os resultados dos ensaios de fluência por compressão uniaxial dinâmica das misturas asfálticas convencional e modificada por polímero são apresentados nas Tabelas 5.28, 5.29 e 5.30, que trazem os valores da deformação final, inclinação entre 100 s e 5000 s, e módulo de fluência a 5000 s.

Tabela 5.28 - Resultados do ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmica das misturas com CAP PEN 60/70.

Condição	Deformação Total (%)	Inclinação	Módulo de fluência (MPa)
Sem envelhecimento	0,315	0,237	146
Com 2 h. de envelhecimento	0,170	0,207	271
Com 4 h. de envelhecimento	0,131	0,179	331

Tabela 5.29 - Resultados do ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmica das misturas com AMP Tipo I 60/60.

Condição	Deformação Total (%)	Inclinação	Módulo de fluência (MPa)
Sem envelhecimento	0,180	0,132	240
Com 2 h. de envelhecimento	0,098	0,125	470
Com 4 h. de envelhecimento	0,082	0,107	528

Tabela 5.30 - Resultados do ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmica das misturas com AMP PG 76 -22.

Condição	Deformação Total (%)	Inclinação	Módulo de fluência (MPa)
Sem envelhecimento	0,194	0,124	220
Com 2 h. de envelhecimento	0,100	0,126	431
Com 4 h. de envelhecimento	0,098	0,127	471

As deformações obtidas no final do ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmica, apresentadas na Figura 5.50, mostraram que as misturas com asfalto modificado por polímero SBS têm melhor desempenho em relação ao asfalto convencional PEN 60/70.

Figura 5.50 - Variação da deformação em função da condição de envelhecimento.

As inclinações médias das curvas de fluência apresentadas na Figura 5.51 também apresentam claramente que os AMP apresentam melhor desempenho à deformação permanente para todas as condições de envelhecimento.

Figura 5.51 - Variação da inclinação da curva de fluência em função da condição de envelhecimento.

Para os valores de módulo de fluência por compressão uniaxial dinâmica mostrados nas Tabelas 5.28 a 5.30 observou-se que quanto maior o módulo de fluência dinâmica menor é a

deformação permanente sofrida pelo corpo de prova. Os resultados mostraram que os asfaltos modificados por polímeros apresentaram os maiores valores de módulo de fluência para todas as condições de envelhecimento (Figura 5.52). Para todos os parâmetros de avaliação os AMP apresentam melhor desempenho à deformação permanente que o CAP convencional. Mostrando-se que o ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmica avalia melhor o comportamento à deformação permanente das misturas asfálticas modificadas por polímero.

Figura 5.52 - Variação do módulo de fluência em função da condição de envelhecimento.

5.5.11 Ensaio de vida de fadiga

A vida de fadiga foi determinada através do ensaio de compressão diametral sob tensão controlada e o critério de ruptura foi, a ruptura propriamente dita ou um deslocamento vertical acumulado do corpo-de-prova de 6 mm. A vida de fadiga é expressa em função da diferença de tensões ($\Delta\sigma$), entre a tensão de tração e de compressão, e em função do parâmetro de deformação resiliente (ϵ_i), calculado através das expressões (4.27 e 4.28). As Tabelas 5.31, 5.32 e 5.33 apresentam os resultados dos ensaios de fadiga e os modelos de fadiga para as misturas com CAP PEN 60/70, sem envelhecimento e com envelhecimento em curto prazo.

São apresentados em cada tabela os modelos de fadiga em função da diferença de tensões e da deformação resiliente calculada.

Tabela 5.31 - Vida de Fadiga das misturas com CAP PEN 60/70 sem envelhecimento.

CAP PEN 60/70 - Sem Envelhecimento					
RT= 0,97			MR= 2135		
CP	Carga (N)	%RT	$\Delta\sigma$ (MPa)	ϵ_i	N
CP-P-051	4120	44,95%	1,74	2,038E-04	330
CP-P-047	4120	45,15%	1,75	2,047E-04	254
CP-P-041	3660	40,24%	1,56	1,825E-04	642
CP-P-049	3660	40,34%	1,56	1,829E-04	667
CP-P-042	2740	29,85%	1,16	1,354E-04	1694
CP-P-044	2740	29,92%	1,16	1,357E-04	1491
CP-P-048	1830	20,12%	0,78	9,121E-05	13116
CP-P-043	1830	20,07%	0,78	9,099E-05	8764
Modelos de Fadiga			$N=3490,8(1/\Delta\sigma)^{4,2683}$		
			$N=6,0 \times 10^{-14}(1/\epsilon_i)^{4,2683}$		

Tabela 5.32 - Vida de Fadiga das misturas com CAP PEN 60/70 com 2 h de envelhecimento.

CAP PEN 60/70 – Com 2 h de Envelhecimento					
RT= 1,29			MR= 4423		
CP	Carga (N)	%RT	$\Delta\sigma$ (MPa)	ϵ_i	N
CP-P-023	5420	44,98%	2,33	1,316E-04	1224
CP-P-022	5420	45,14%	2,34	1,320E-04	581
CP-P-019	4810	39,88%	2,06	1,167E-04	1118
CP-P-025	4810	40,36%	2,09	1,181E-04	992
CP-P-021	3610	30,14%	1,56	8,816E-05	4529
CP-P-027	3610	30,13%	1,56	8,814E-05	5088
CP-P-016	2410	19,88%	1,03	5,816E-05	22295
CP-P-020	2410	20,09%	1,04	5,876E-05	21844
Modelos de Fadiga			$N=26600(1/\Delta\sigma)^{4,1743}$		
			$N=5,0 \times 10^{-14}(1/\epsilon_i)^{4,1743}$		

Tabela 5.33 - Vida de Fadiga das misturas com CAP PEN 60/70 com 4 h de envelhecimento.

CAP PEN 60/70 – Com 4 h de Envelhecimento					
RT= 1,58			MR= 5750		
CP	Carga (N)	%RT	$\Delta\sigma$ (MPa)	ϵ_i	N
CP-P-033	6620	45,08%	2,86	1,241E-04	636
CP-P-028	6620	44,92%	2,85	1,237E-04	507
CP-P-032	5890	39,67%	2,51	1,092E-04	909
CP-P-034	5890	39,63%	2,51	1,091E-04	697
CP-P-036	4420	30,10%	1,91	8,288E-05	3352
CP-P-039	4420	30,04%	1,90	8,274E-05	3099
CP-P-038	2940	19,95%	1,26	5,494E-05	27119
CP-P-031	2940	20,00%	1,27	5,509E-05	28270
Modelos de Fadiga			$N=82292(1/\Delta\sigma)^{4,8964}$		
			$N=4,0 \times 10^{-17}(1/\epsilon_i)^{4,8964}$		

As Figuras 5.53 e 5.54 apresentam as curvas de fadiga para as misturas com CAP PEN 60/70, sem envelhecimento e com envelhecimento em curto prazo, onde se apresenta o coeficiente de determinação R^2 correspondente à qualidade do ajuste do modelo. Os três modelos apresentaram valores altos de R^2 .

Figura 5.53 - Curvas de Fadiga em função da diferença de tensões para CAP PEN 60/70.

Figura 5.54 - Curvas de Fadiga em função da deformação resiliente para CAP PEN 60/70.

Os valores do coeficiente k_2 , que indicam a inclinação da curva, variam de 4,17 a 4,89, resultados que se encontram dentro do intervalo de 1,58 a 7,1 citado por Monismith *et al.* (1990). A figura 5.53 mostra que para o mesmo valor de diferença de tensões as misturas com 4 horas de envelhecimento apresentam maiores valores de N. Porém, a Figura 5.54 mostra que para uma mesma deformação resiliente as misturas sem envelhecimento apresentam os maiores valores de N.

As Tabelas 5.34, 5.35 e 5.36 apresentam os resultados dos ensaios de fadiga e os modelos obtidos para as misturas com AMP Tipo I 60/60, sem envelhecimento e com envelhecimento em curto prazo. Em cada tabela são apresentados dois modelos de fadiga, em função da diferença de tensão e da deformação resiliente calculada.

Tabela 5.34 - Vida de Fadiga das misturas com AMP Tipo I 60/60 sem envelhecimento.

AMP Tipo I 60/60 - Sem Envelhecimento					
RT= 1,21			MR= 2335		
CP	Carga (N)	%RT	$\Delta\sigma$ (MPa)	ϵ_i	N
CP-B-044	5130	45,26%	2,20	2,351E-04	367
CP-B-047	5130	44,83%	2,17	2,329E-04	346
CP-B-050	4560	39,79%	1,93	2,067E-04	746
CP-B-040	4560	39,29%	1,91	2,041E-04	482
CP-B-042	3420	30,12%	1,46	1,564E-04	2111
CP-B-045	3420	29,84%	1,45	1,550E-04	2202
CP-B-051	2280	19,89%	0,97	1,033E-04	20911
CP-B-049	2280	19,93%	0,97	1,035E-04	11410
Modelos de Fadiga			$N=12779(1/\Delta\sigma)^{4,6417}$		
			$N=5,0 \times 10^{-15}(1/\epsilon_i)^{4,6417}$		

Tabela 5.35 - Vida de Fadiga das misturas com AMP Tipo I 60/60 com 2 h de envelhecimento.

AMP Tipo I 60/60 – Com 2 h de Envelhecimento					
RT= 1,65			MR= 5106		
CP	Carga (N)	%RT	$\Delta\sigma$ (MPa)	ϵ_i	N
CP-B-021	6970	45,32%	2,99	1,466E-04	568
CP-B-024	6970	45,20%	2,99	1,462E-04	491
CP-B-016	6200	39,97%	2,64	1,293E-04	1035
CP-B-025	6200	40,07%	2,65	1,296E-04	788
CP-B-018	4650	30,03%	1,98	9,712E-05	6217
CP-B-027	4650	30,10%	1,99	9,736E-05	4530
CP-B-019	3100	19,98%	1,32	6,464E-05	33114
CP-B-020	3100	20,12%	1,33	6,506E-05	35198
Modelos de Fadiga			$N=158831(1/\Delta\sigma)^{5,2113}$		
			$N=5,0 \times 10^{-18}(1/\epsilon_i)^{5,2113}$		

Tabela 5.36 - Vida de Fadiga das misturas com AMP Tipo I 60/60 com 4 h de envelhecimento.

AMP Tipo I 60/60 – Com 4 h de Envelhecimento					
RT= 1,78			MR= 6189		
CP	Carga (N)	%RT	$\Delta\sigma$ (MPa)	ϵ_i	N
CP-B-038	7610	45,43%	3,23	1,306E-04	521
CP-B-030	7610	45,73%	3,25	1,314E-04	485
CP-B-037	6760	40,07%	2,85	1,152E-04	798
CP-B-031	6760	40,21%	2,86	1,156E-04	619
CP-B-036	5070	30,32%	2,16	8,714E-05	3761
CP-B-039	5070	30,29%	2,16	8,706E-05	4103
CP-B-032	3380	20,14%	1,43	5,788E-05	67446
CP-B-034	3380	20,27%	1,44	5,826E-05	49492
Modelos de Fadiga			$N=458010(1/\Delta\sigma)^{5,9932}$		
			$N=2,0 \times 10^{-21}(1/\epsilon_i)^{5,9932}$		

As Figuras 5.55 e 5.56 apresentam as curvas de fadiga das misturas sem e com envelhecimento do AMP Tipo I 60/60, em função da diferença de tensões e da deformação resiliente. As misturas com AMP Tipo I 60/60 foram as que obtiveram menores dispersões nos modelos obtidos.

Figura 5.55 - Curvas de Fadiga em função da diferença de tensões para AMP Tipo I 60/60.

Figura 5.56 - Curvas de Fadiga em função da deformação resiliente para AMP Tipo I 60/60.

A Figura 5.55 mostra que para o mesmo valor de diferença de tensões as misturas com 4 horas de envelhecimento apresentam maiores valores de N. Porém, a Figura 5.56 mostra que para uma mesma deformação resiliente as misturas sem envelhecimento apresentam os maiores valores de N, similar ao caso dos modelos de fadiga do CAP PEN 60/70.

As Tabelas 5.37, 5.38 e 5.39 apresentam os resultados dos ensaios de fadiga e os respectivos modelos obtidos para as misturas com AMP PG 76 -22, sem envelhecimento e com envelhecimento em curto prazo. Em cada tabela são apresentados dois modelos de fadiga, um em função da diferença de tensão e outro em função da deformação resiliente calculada.

Tabela 5.37 - Vida de Fadiga das misturas com AMP PG 76 -22 sem envelhecimento.

AMP PG 76 -22 - Sem Envelhecimento					
RT= 1,36			MR= 3119		
CP	Carga (N)	%RT	$\Delta\sigma$ (MPa)	ϵ_i	N
CP-S-041	5760	45,00%	2,44	1,955E-04	458
CP-S-049	5760	44,41%	2,41	1,930E-04	313
CP-S-040	5120	40,32%	2,19	1,752E-04	1013
CP-S-044	5120	39,91%	2,16	1,734E-04	1030
CP-S-047	3840	29,99%	1,63	1,303E-04	2084
CP-S-051	3840	29,93%	1,62	1,300E-04	2000
CP-S-042	2560	20,21%	1,10	8,779E-05	11762
CP-S-046	2560	19,92%	1,08	8,655E-05	13151
Modelos de Fadiga			$N=16924(1/\Delta\sigma)^{4,0476}$		
			$N=4,0 \times 10^{-13} (1/\epsilon_i)^{4,0476}$		

Tabela 5.38 - Vida de Fadiga das misturas com AMP PG 76 -22 com 2 h de envelhecimento.

AMP PG 76 -22 – Com 2 h de Envelhecimento					
RT= 1,90			MR= 6525		
CP	Carga (N)	%RT	$\Delta\sigma$ (MPa)	ϵ_i	N
CP-S-016	7950	45,18%	3,44	1,318E-04	701
CP-S-021	7950	45,30%	3,45	1,322E-04	1059
CP-S-027	7070	40,28%	3,07	1,175E-04	1370
CP-S-022	7070	40,25%	3,07	1,174E-04	1552
CP-S-024	5300	30,04%	2,29	8,767E-05	10880
CP-S-019	5300	30,33%	2,31	8,850E-05	6027
CP-S-017	3540	20,10%	1,53	5,864E-05	44655
CP-S-026	3540	20,13%	1,53	5,874E-05	43231
Modelos de Fadiga			$N=395175(1/\Delta\sigma)^{4,9262}$		
			$N=7,0 \times 10^{-17} (1/\epsilon_i)^{4,9262}$		

Tabela 5.39 - Vida de Fadiga das misturas com AMP PG 76 -22 com 4 h de envelhecimento.

AMP PG 76 -22 – Com 4 h de Envelhecimento					
RT= 1,92			MR= 5521		
CP	Carga (N)	%RT	$\Delta\sigma$ (MPa)	ϵ_i	N
CP-S-033	8040	45,00%	3,46	1,566E-04	575
CP-S-028	8040	45,08%	3,46	1,569E-04	470
CP-S-032	7140	40,02%	3,08	1,393E-04	733
CP-S-034	7140	40,23%	3,09	1,400E-04	714
CP-S-036	5360	30,08%	2,31	1,047E-04	2418
CP-S-039	5360	30,05%	2,31	1,046E-04	3206
CP-S-038	3570	20,03%	1,54	6,972E-05	17038
CP-S-031	3570	20,03%	1,54	6,972E-05	18202
Modelos de Fadiga			$N=116237(1/\Delta\sigma)^{4,4286}$		
			$N=7,0 \times 10^{-15}(1/\epsilon_i)^{4,4286}$		

As Figuras 5.57 e 5.58 apresentam as curvas de fadiga das misturas, sem e com envelhecimento, do AMP PG 76 -22 em função da diferença de tensões e da deformação resiliente.

Figura 5.57 - Curvas de Fadiga em função da diferença de tensões para AMP PG 76 -22.

Figura 5.58 - Curvas de Fadiga em função da deformação resiliente para AMP PG 76 -22.

A Figura 5.57 mostra que para o mesmo valor de diferença de tensões as misturas com 2 horas de envelhecimento apresentam maiores valores de N. Porém, a Figura 5.58 mostra que para uma mesma deformação resiliente as misturas sem envelhecimento apresentam os maiores valores de N.

Os parâmetros resultantes dos ensaios de fadiga são apresentados, resumidamente, nas Tabelas 5.40, 5.41 e 5.42, onde os coeficientes k_1 , k_2 e n_1 representam os parâmetros de fadiga das expressões (5.1) e (5.2):

$$N = k_1 \left(\frac{1}{\Delta \sigma} \right)^{k_2} \quad (5.1)$$

$$N = n_1 \left(\frac{1}{\epsilon_i} \right)^{k_2} \quad (5.2)$$

Tabela 5.40 - Parâmetros dos modelos de vida de Fadiga das misturas asfálticas sem envelhecimento

Ligante Asfáltico	RT	MR	MR/RT	k1	k2	n1	R ²
CAP PEN 60/70	0,97	2135	2205	3490,8	4,2683	$6,0 \times 10^{-14}$	0,9788
AMP Tipo I 60/60	1,21	2335	1925	12779	4,6417	$5,0 \times 10^{-15}$	0,9814
AMP PG 76 -22	1,36	3119	2302	16924	4,0476	$4,0 \times 10^{-13}$	0,9644

Tabela 5.41 - Parâmetros dos modelos de vida de Fadiga das misturas asfálticas com 2 h de envelhecimento

Ligante Asfáltico	RT	MR	MR/RT	k1	k2	n1	R ²
CAP PEN 60/70	1,29	4423	3419	26600	4,1743	$5,0 \times 10^{-14}$	0,9717
AMP Tipo I 60/60	1,65	5106	3092	158831	5,2113	$5,0 \times 10^{-18}$	0,9911
AMP PG 76 -22	1,90	6525	3427	395175	4,9262	$7,0 \times 10^{-17}$	0,9808

Tabela 5.42 - Parâmetros dos modelos de vida de Fadiga das misturas asfálticas com 4 h de envelhecimento

Ligante Asfáltico	RT	MR	MR/RT	k1	k2	n1	R ²
CAP PEN 60/70	1,58	5750	3631	82292	4,8964	$4,0 \times 10^{-17}$	0,9907
AMP Tipo I 60/60	1,78	6189	3479	458010	5,9932	$2,0 \times 10^{-21}$	0,9887
AMP PG 76 -22	1,92	5521	2873	116237	4,4286	$7,0 \times 10^{-15}$	0,9939

Nas Figuras 5.59, 5.60 e 5.61 são apresentadas as curvas de fadiga em função da diferença de tensões dos três ligantes asfálticos sem envelhecimento e com envelhecimentos em curto prazo.

Figura 5.59 - Curvas de Fadiga sem envelhecimento em função da diferença de tensões.

Figura 5.60 - Curvas de Fadiga com 2 h de envelhecimento em função da diferença de tensões.

Figura 5.61 - Curvas de Fadiga com 4 h de envelhecimento em função da diferença de tensões.

Nas Figuras 5.62, 5.63 e 5.64 são apresentadas as curvas de fadiga em função da deformação resiliente dos três ligantes asfálticos, sem envelhecimento e com envelhecimentos em curto prazo.

Figura 5.62 - Curvas de Fadiga sem envelhecimento em função da deformação resiliente.

Figura 5.63 - Curvas de Fadiga com 2 h de envelhecimento em função da deformação resiliente.

Figura 5.64 - Curvas de Fadiga com 4 h de envelhecimento em função da deformação resiliente.

5.5.12 Análise Mecânica da influência do tipo de ligante e do envelhecimento de curto prazo na vida de fadiga

Foi realizada uma análise estrutural com o objetivo de comparar o comportamento das misturas com relação à vida de fadiga, com o auxílio do programa computacional ELSYM5 (*Elastic Layered System 5*), que determina as tensões, os deslocamentos e as deformações em uma estrutura de pavimento constituído por até cinco camadas elástico-lineares, sob uma condição de carregamento pré-estabelecida.

Para fins de comparação, faz-se necessário o estudo do comportamento das misturas a partir de um mesmo referencial, para o qual foram assumidas duas estruturas de pavimento muito utilizadas em vias de alto volume tráfego no Peru, como alguns trechos das rodovias Panamericana e Lima - La Oroya. A partir destes pavimentos (Figura 5.65) foram calculadas as tensões e deformações de tração nas fibras inferiores do revestimento.

Figura 5.65 - Perfil utilizado, características e localização do ponto de tensões e deformações mais críticas.

Na Tabela 5.43 apresentam-se os resultados das análises mecânicas e o número de solicitações admissíveis ou vida de fadiga para os três ligantes asfálticos, em cada condição de envelhecimento, para uma estrutura de pavimento com uma espessura de capa de 10cm.

Tabela 5.43 - Vida de fadiga das misturas asfálticas para uma estrutura com capa de 10 cm de espessura, em cada condição de envelhecimento.

Condição	Modelo	MR (kgf/cm ²)	$\Delta\sigma$ (Mpa)	N
Ligante Asfáltico: CAP PEN 60/70				
Sem envelhecimento	$N=3490,8(1/\Delta\sigma)^{4,2683}$	21353	0,8383	7411
Com 2 h. de envelhecimento	$N=26600(1/\Delta\sigma)^{4,1743}$	44229	1,2288	11255
Com 4 h. de envelhecimento	$N=82292(1/\Delta\sigma)^{4,8964}$	57502	1,3991	15894
Ligante Asfáltico: AMP Tipo I 60/60				
Sem envelhecimento	$N=12779(1/\Delta\sigma)^{4,6417}$	23348	0,880	23131
Com 2 h. de envelhecimento	$N=158831(1/\Delta\sigma)^{5,2113}$	51058	1,3204	37317
Com 4 h. de envelhecimento	$N=458010(1/\Delta\sigma)^{5,9932}$	61893	1,4491	49588
Ligante Asfáltico: AMP PG 76 -22				
Sem envelhecimento	$N=16924(1/\Delta\sigma)^{4,0476}$	31194	1,0273	15176
Com 2 h. de envelhecimento	$N=395175(1/\Delta\sigma)^{4,9262}$	65249	1,4856	56230
Com 4 h. de envelhecimento	$N=116237(1/\Delta\sigma)^{4,4286}$	55213	1,3719	28655

Para esta primeira estrutura de pavimento com capa de 10cm de espessura, considerando a mesma estrutura proposta para todas as misturas asfálticas estudadas, pôde-se analisar comparativamente a influência do ligante asfáltico quanto à vida de fadiga estimada, para cada condição de envelhecimento.

Nas misturas sem envelhecimento, os AMP apresentaram vidas de fadiga de duas a três vezes maiores que o CAP PEN 60/70, sendo o AMP Tipo I 60/60 o que apresentou melhor resultado.

Nas misturas com duas horas de envelhecimento, os AMP apresentaram vidas de fadiga de três a cinco vezes maiores que o CAP PEN 60/70, sendo das misturas com AMP PG 76 -22 os melhores resultados.

Para as misturas com 4 horas de envelhecimento, também os AMP apresentaram vidas de fadiga superiores, mostrando-se assim que os AMP têm melhor comportamento que o CAP convencional, fornecendo maiores vidas de fadiga para as três condições estudadas, como pode ser observado na Figura 5.66.

Figura 5.66 - Vida de Fadiga das misturas asfálticas estudadas para uma estrutura com capa de 10 cm de espessura, para cada condição de envelhecimento.

Na Tabela 5.44 apresentam-se os resultados das análises mecânicas e o número de solicitações admissíveis ou vida de fadiga para os três ligantes asfálticos, em cada condição de envelhecimento, para uma estrutura de pavimento com uma espessura de capa de 7,5 cm.

Tabela 5.44 - Vida de fadiga das misturas asfálticas par uma estrutura com capa de 7,5 cm de espessura, em cada condição de envelhecimento

Condição	Modelo	MR (kgf/cm ²)	$\Delta\sigma$ (Mpa)	N
Ligante Asfáltico: CAP PEN 60/70				
Sem envelhecimento	$N=3490,8(1/\Delta\sigma)^{4,2683}$	21353	0,9484	4377
Com 2 h. de envelhecimento	$N=26600(1/\Delta\sigma)^{4,1743}$	44229	1,4527	5596
Com 4 h. de envelhecimento	$N=82292(1/\Delta\sigma)^{4,8964}$	57502	1,6782	6523
Ligante Asfáltico: AMP Tipo I 60/60				
Sem envelhecimento	$N=12779(1/\Delta\sigma)^{4,6417}$	23348	1,0010	12720
Com 2 h. de envelhecimento	$N=158831(1/\Delta\sigma)^{5,2113}$	51058	1,5733	14972
Com 4 h. de envelhecimento	$N=458010(1/\Delta\sigma)^{5,9932}$	61893	1,7461	16222
Ligante Asfáltico: AMP PG 76 -22				
Sem envelhecimento	$N=16924(1/\Delta\sigma)^{4,0476}$	31194	1,1892	8393
Com 2 h. de envelhecimento	$N=395175(1/\Delta\sigma)^{4,9262}$	65249	1,7958	22093
Com 4 h. de envelhecimento	$N=116237(1/\Delta\sigma)^{4,4286}$	55213	1,6416	12942

Para esta segunda estrutura de pavimento com capa de 7,5 cm de espessura, considerando a mesma estrutura proposta para todas as misturas asfálticas estudadas, se observa que as vidas de fadiga de todos os ligantes asfálticos e para todas as condições de envelhecimento caíram quase pela metade, por efeito da diminuição da espessura da capa. Porém, manteve-se a mesma relação de vida de fadiga para todas as condições de envelhecimento, mostrando claramente que os AMP têm melhor comportamento que o CAP convencional, fornecendo maiores vidas de fadiga para as três condições estudadas, como pode ser observado na Figura 5.67.

Figura 5.67- Vida de Fadiga das misturas asfálticas estudadas para uma estrutura com capa de 7,5 cm de espessura, para cada condição de envelhecimento

5.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na análise de resultados realizada em ligantes asfálticos observa-se que os ligantes asfálticos modificados por polímeros apresentam melhor comportamento que o ligante asfáltico convencional, apresentando maior grau de desempenho, menor susceptibilidade térmica e maior resistência ao envelhecimento. Da mesma forma a análise de resultados realizada em misturas asfálticas mostrou que os asfaltos modificados por polímeros apresentam melhor comportamento que o ligante asfáltico convencional para todas as condições de envelhecimento utilizadas nesta pesquisa.

*A coisa mais indispensável a um homem é reconhecer o uso que deve fazer do seu próprio
conhecimento
(Platão)*

CAPÍTULO VI

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No presente capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho, baseadas na análise dos resultados obtidos em laboratório. São apresentadas, ainda, recomendações para trabalhos futuros, visando complementar e ampliar o alcance dos objetivos atingidos neste trabalho.

6.2 CONCLUSÕES

Sendo os objetivos deste trabalho avaliar o comportamento de misturas asfálticas peruanas produzidas com CAP PEN 60/70 e AMP Tipo I 60/60, estabelecer a distribuição de grau de desempenho de ligantes asfálticos para as diferentes regiões do Peru e avaliar o comportamento de AMP produzido para o grau de desempenho PG mais crítico do estado peruano, conclui-se, com base nos resultados apresentados:

6.2.1 Quanto ao estudo e distribuição do grau de desempenho de ligantes asfálticos do Peru

- Foi estabelecido o mapa de distribuição do PG do ligante asfáltico para as diferentes regiões do Peru o mesmo que deve ser constantemente atualizado com as bases de dados

de todas as estações meteorológicas o que permitira selecionar o ligante asfáltico mais adequado para cada região de trabalho;

- Da distribuição do PG para as diferentes regiões do Peru se concluiu que a Região da Serra necessita de um ligante asfáltico com PG 58 -22 e para as regiões da Costa e Selva, de um ligante asfáltico com PG 70 -10, lembrando que não são considerados a velocidade e o volume de tráfego;

6.2.2 Quanto aos resultados dos ensaios nos ligantes asfálticos

- Os ligantes asfálticos modificados por polímeros apresentaram melhor comportamento que o ligante asfáltico convencional, apresentando baixo índice de susceptibilidade térmica, maior grau de desempenho PG e maior resistência ao envelhecimento;
- Todos os ligantes asfálticos avaliados, para todas as condições de envelhecimento, apresentaram excelente resistência ao dano causado pela umidade induzida;

6.2.3 Quanto aos resultados dos ensaios nas misturas asfálticas

- Os teores de projeto encontrados para os três asfaltos utilizados foram bem parecidos, fenômeno que se atribui à utilização das faixas de viscosidade de usinagem e compactação recomendadas pelo fabricante do AMP;
- Os menores valores de fluência e os maiores valores de estabilidade Marshall, nos teores de projeto, ocorreram para as misturas com AMP, fato atribuído à maior viscosidade dos AMP;
- O controle rigoroso da granulometria, utilizando todas as peneiras especificadas pelo Superpave, resultou em grande repetibilidade, tanto na determinação das características

volumétricas dos corpos de prova, como nos resultados dos ensaios mecânicos, para todas as condições de envelhecimento;

- A resistência à tração das misturas com AMP mostrou-se bem superior à do CAP convencional PEN 60/70, para todas as condições de envelhecimento e nas duas temperaturas de ensaio realizadas, apresentando, também, a mesma taxa de variação nas duas temperaturas de ensaio e uma boa repetibilidade;
- O módulo de resiliência apresentou um comportamento similar à resistência à tração. As misturas com AMP apresentaram os maiores valores de módulo de resiliência, em todas as condições de envelhecimento, apresentando a mesma taxa de variação nas duas temperaturas de ensaio, obtendo-se maiores incrementos na variação do MR que na RT com a variação de temperatura de 25 °C para 5 °C;
- Os resultados do ensaio de fluência por compressão uniaxial estática, mostraram que os asfaltos modificados por polímeros apresentaram as maiores taxas de recuperação elástica, mesmo sendo as deformações totais obtidas similares, apresentando também os maiores módulos de fluência a 4500 s e as mais baixas inclinações das curvas de fluência, confirmando o melhor desempenho dos asfaltos modificados por polímeros;
- Os resultados do ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmica mostraram, claramente, a melhor resistência à deformação permanente dos asfaltos modificados por polímeros, apresentando menores porcentagens de deformação total, menores inclinações da curva de fluência e maiores módulos de fluência que o asfalto convencional PEN 60/70;

6.2.4 Quanto aos resultados da análise mecanística

- Os resultados da análise mecanística mostraram que os asfaltos modificados por polímeros apresentaram vidas de fadiga maiores que o CAP PEN 60/70, para todas as

condições de envelhecimento, variáveis entre 200% a 500% em função da condição de envelhecimento, sendo que os maiores valores de vida de fadiga foram observados para misturas com duas horas de envelhecimento. Deve-se ressaltar que o objetivo desta pesquisa foi comparar o desempenho das misturas asfálticas à luz de resultados de ensaios de laboratório, ou seja, os modelos apresentados não devem ser utilizados para a previsão da vida de fadiga das misturas em serviço, devido à falta de ajuste laboratório/campo;

6.2.5 Considerações gerais

- De modo geral, nos ensaios Marshall, resistência à tração, resistência à tração após umidade induzida, módulo de resiliência, fluência por compressão uniaxial estática, fluência por compressão uniaxial dinâmica, vida de fadiga e pela análise estrutural com o programa computacional *Elsym5*, as misturas com asfalto modificado por polímero (Tipo I 60/60 e PG 76 -22) apresentaram melhor desempenho que o asfalto convencional (PEN 60/70).

6.3 RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com base nos resultados obtidos e nas análises efetuadas neste trabalho, são sugeridas pesquisas complementares, visando:

- Estabelecer modelos de previsão para o cálculo de baixas e altas temperaturas do pavimento a partir de estudo de pavimentos em serviço nas regiões peruanas, levando

em consideração os fatores próprios desta região, como a incidência dos raios ultravioleta (UV), Latitude e Altitude;

- Desenvolver ligantes asfálticos modificados por polímero a partir de ligantes asfálticos peruanos PEN 60/70 e PEN 85/100, para uso nas regiões da costa, serra e selva peruana com as características de trabalhabilidade e desempenho mais adequados para cada região, visando obter a melhor relação custo/benefício, também considerando o efeito do envelhecimento destes ligantes asfálticos modificados nas condições especificadas pelo método Superpave (RTFOT e PAV);
- Estudar o efeito da taxa de cisalhamento sobre a viscosidade nas temperaturas de usinagem e de compactação de misturas asfálticas empregando os ligantes asfálticos estudados nesta pesquisa e outros comumente empregados no Peru e validar o método de Katri *et al.* (2001) para determinação de temperaturas de usinagem e de compactação de ligantes asfálticos pseudoplásticos para os materiais estudados nesta pesquisa e outros empregados no Peru;
- Estudar o efeito do envelhecimento a longo prazo em misturas asfálticas soltas em estufa e do envelhecimento provocado pela exposição de corpos-de-prova compactados à radiação ultravioleta em temperaturas de serviço, utilizando os ligantes asfálticos estudados nesta pesquisa e outros comumente empregados no Peru;
- Avaliar o comportamento das misturas asfálticas utilizadas nesta pesquisa à deformação permanente em simulador de tráfego, que fornece melhores resultados em relação aos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática e dinâmica e verificar a validade de parâmetros limites de aceitação em função do tipo e volume de tráfego.

O Homem prudente não diz tudo quanto pensa, mas pensa tudo quanto diz

(Aristóteles)

REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS

AASHTO T-19/T 19M (2000). *Standard Method of Test for Bulk Density (Unit Weight) and Voids in Aggregate.*

AASHTO T 96. *Standard Method of Test for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine.*

AASHTO T 104. *Standard Method of Test for Soundness of Aggregate by use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate.*

AASHTO T 112. *Standard Method of Test for Clay Lumps and Friable Particles in Aggregate.*

AASHTO T 315/02. (2002) *Standard Method of Test for Determining the Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer (DSR).*

AASHTO MP 1/01. (2001) *Standard Specification for Performance Graded Asphalt Binder.*

AASHTO MP 2/01. (2001) *Standard Specification for Superpave Volumetric Mix Design.*

AASHTO PP-2. *Standard Practice for Mixture Conditioning of Hot Mix Asphalt (HMA).*

AASHTO TP 31/94. (1994) *Standard Method of Test for Determination of the Resilient Modulus of Bituminous Mixtures by Indirect Tension.*

AASHTO T 283. *Standard Method of Test for Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture-Induced Damage.*

AASHTO T 176. *Standard Method of Test for Plastic Fines in Graded Aggregates and Soils by Use of the Sand Equivalent Test.*

ABNT NBR 6560/00. (2000) **Materiais betuminosos - Determinação do ponto de amolecimento - Método do anel e bola**, Associação Brasileira de Normas Técnicas – Método de Ensaio, Brasília / DF, Brasil, 4. p.

ABNT NBR 15235/06. (2006) **Materiais asfálticos - Determinação do efeito do calor e do ar em uma película delgada rotacional**, Associação Brasileira de Normas Técnicas – Método de Ensaio, Brasília / DF, Brasil, 8. p.

ABNT NBR 15184 /03. (2003) **Materiais betuminosos – Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando um viscosímetro rotacional**, Associação Brasileira de Normas Técnicas – Método de Ensaio, Brasília / DF, Brasil, 4. p.

ABNT NBR 14736 /01. (2001) **Materiais betuminosos – Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando um viscosímetro rotacional**, Associação Brasileira de Normas Técnicas – Método de Ensaio, Brasília / DF, Brasil, 4. p.

ASTM C127-04. (2004) *Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate.*

ASTM C128-04. (2004) *Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregate.*

ASTM C117-04. (2004) *Standard Test Method for Materials Finer than 75 μm (N°200) Sieve in Mineral Aggregates by Washing.*

ASTM C136-06. (2006) *Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregate.*

ASTM D5-97. (1997) *Standard Test Method for Penetration of Bituminous Materials.*

ASTM D36-95. (1995) *Standard Test Method for Softening Point of Bitumen (Ring and Ball Apparatus).*

- ASTM D4402-02. (2002) *Standard Test Method for Viscosity Determination of Asphalt at Elevated Temperatures Using a Rotational Viscometer.*
- ASTM D92-05. (2005) *Standard Test Method for Flash and Fire Points by Cleveland Open Cup Tester.*
- ASTM D2872-02. (2002) *Standard Test Method for Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test).*
- ASTM D454-04. (2004) *Standard Test Method for Rubber Deterioration by Heat and Air Pressure.*
- ASTM D6648-01. (2001) *Standard Test Method for Determining the Flexural Creep Stiffness of Asphalt Binder Using the Bending Beam Rheometer (BBR).*
- ASTM D6926-04. (2004) *Standard Practice for Preparation of bituminous Specimens Using Marshall Apparatus.*
- ASTM D2041-00. (2000) *Standard Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures.*
- ASTM D6926-04. (2004) *Standard Practice for Preparation of Bituminuos Specimens Using Marshall Apparatus.*
- ASTM D2493-04. (2004) *Standard Viscosity-Temperature Chart for Asphalt.*
- ASTM D6927-05. (2005) *Standard Test Method for Marshall Stability and Flow of Bituminous Mixtures.*
- ASTM D4123-82. (1982) *Standard Test Method for Indirect Tension Test For Resilient Modulus Of Bituminous Mixtures.*

- ANANI, B.A.; BALGHUNAIM, F.A.; AL-HAZZAA, A.S. (1990) *Laboratory and field study of pavement rutting in Saudi Arabia*. *Transportation Research Record*. N. 1259, p. 79-90.
- BAHIA H.U., PERDOMO D., TURNER P. (1997) *Applicability of Superpave binder testing protocols to modified binders*. *Transportation Research Record* 1997;1586:16–23.
- BAHIA, H. U.; ZHAI, H.; ZENG, M.; HU, Y.; TURNER, P. (2001) **Development of binder specification parameters based on characterization of damage behavior**. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 70, p. 442 – 470.
- BARKSDALE, R. D., ALBA, J., KHOSLA, N. P., KIM, R. e RAHMAN, M.S. (1997) *Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design*. In: *Project 1-28, Final Report, Georgia Tech Project E20-634, USA*.
- BECKER Y., MÉNDEZ M.P., RODRÍGUEZ Y. (2001) *Polymer modified asphalt*. *Vision Technologic* 2001:39–50.
- BERTOLLO M. S. A. (2002) *Avaliação laboratorial de misturas asfálticas densas modificadas com borracha reciclada de pneus*. 198p. Tese de DSc. EESC-USP, São Carlos, SP, Brasil.
- BINDER EXPERT TASK GROUP WHITE PAPER. (2001) *PG grade selection adjusting $T_{(high)}$ for traffic*.

- BOULDIN, M.G.; COLLINS, J.H. (1990) ***Rheology and microstructure of polymer/asphalt blends.*** SHELL Dev. Co. - Rubber Chemistry and Technology 64, pags 577-600.
- BOSSCHER P. (2000) ***Relationship between pavement temperature and weather data.*** Transportation Research Board, Washington, D.C. Proceedings TRB Annual Meeting.
- BRÛLÉ, B. (1996) ***Polymer-modified asphalt cements used in the road construction industry. basic principles.*** Transportation Research Record 1535, p. 48-53.
- BROWN E. R., KANDHAL S. P., ZHANG J. (2001) ***Performance Testing for Hot Mix Asphalt.*** NCAT Report 01-05, November 2001, Auburn University, Alabama.
- BROWN, E. R., COOLEY JR, L. A. (1999) ***Designing Stone Matrix Asphalt Mixtures for Rut-Resistant Pavements. Part 1: Summary of Research Results, Part 2: Mixture Design Method, Construction Guidelines, and Quality Control/Quality Assurance Procedures.*** NCHRP Report 425. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., EUA.
- CARPENTER, S. H.; VANDAM, T. (1987) ***Laboratory performance comparisons of polymer-modified and unmodified asphalt concrete mixtures.*** Transportation Research Record 1115. p. 62-74.
- CERATTI, J. A.; RUWER, P. M.; OLIVEIRA, J. A. (1996) ***Estudo do comportamento mecânico de concreto asfáltico com ligante modificado com polímero.*** 13º Encontro de Asfalto, v.1, p. 290-303.

COELHO, V. (1996) **Contribuição ao estudo das deformações permanentes, nas condições do Brasil, em camadas de concreto asfálticos de pavimentação.** São Carlos, 281p. Tese DSc. EESC-USP, São Carlos, SP, Brasil.

C-SHRP. (1999) Improved standards for a new millennium, C-SHRP Technical Brief # 17.

DER-SP-M 148/60. (1960) **Dosagem de misturas betuminosas pelo método da superfície específica** Departamento de Estradas de Rodagem do estado de São paulo, São Paulo, SP, Brasil, 7. p.

DE SENÇO, Wlastermiller. (1997) **Manual de técnicas de pavimentação.** Editora PINI Ltda 746 p.

DNER-EM 367/97. (1997) **Material de Enchimento para Misturas Betuminosas,** Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Especificação de Material, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 3. p.

DNER-ES 313/97. (1997) **Pavimentação – Concreto Betuminoso.** Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Especificação de Serviço, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 16 p.

DNER ME 035/98. (1998) **Agregados – Determinação da abração “Los angeles”.** Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 6. p.

DNER ME 086/94. (1994) **Agregados – Determinação do índice de forma**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 5. p

DNER ME 089/94. (1994) **Agregados – Avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 6. p.

DNER ME 054/97. (1997) **Equivalente de Areia**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 10. p.

DNER ME 083/98. (1998) **Agregados – Análise Granulométrica**, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 05. p.

DNER ME 003/99. (1999) **Material Betuminoso – Determinação da Penetração**, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 07. p.

DNER ME 148/94. (1999) **Material Betuminoso – Determinação dos pontos de Fulgor e de Combustão**, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 02. p.

DNER-ES 385/99. (1999) **Pavimentação – Concreto Asfáltico com asfalto polímero**, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Especificação de Serviço, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 15. p.

DNER ME 043/95. (1995) **Misturas betuminosas a quente – Ensaio Marshall**, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 11. p.

DNER ME 138/94. (1994) **Misturas betuminosas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral**, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 4. p.

DNER ME 133/94. (1994) **Misturas betuminosas – Determinação do módulo de resiliência**, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 5. p.

DNER EM 396/99. (1999) **Cimento Asfáltico Modificado por Polímero**, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Especificação de Material, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 4. p.

DNER ME 043/95. (1995) **Misturas betuminosas a Quente – Ensaio Marshall**, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 11. p.

FURLAN A.P., GOUVEIA L.T., FABBRI G.T.P., FERNANDES JR J.L. (2004) **Influência de características dos agregados na susceptibilidade a dano por umidade de misturas asfálticas** - 17º Encontro de Asfalto do Instituto Brasileiro de Petróleo - 13 a 15 de dezembro de 2004. Rio de Janeiro. pp. 198 - 206.

- GONTIJO, P. R. A. (1980) **A fadiga de misturas betuminosas. Condição essencial no desenvolvimento racional de pavimentos flexíveis.** 15^a Reunião Anual de Pavimentação. 55 p.
- GOUVEIA, L.T., FURLAN, A.P., PARREIRA A.B., FERNANDES JR J.L., FABBRI G.T.P. (2003) **Considerações acerca da absorção de asfalto pelos agregados e sua influência na susceptibilidade à umidade** In: XVIII ANPET – Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, Anais, vol 1. Rio de Janeiro. pp. 138 - 149.
- GRECO, J.A.S. (2004) **Avaliação da influência de alguns fatores nas propriedades mecânicas de misturas asfálticas densas, a luz da técnica de planejamento e análise de experimentos fatoriais fracionários assimétricos**, 340p. Tese de DSc. EESC-USP, São Carlos, SP, Brasil.
- HAND, A.J., STIADY, J.L., WHITE, T.D. et al. (2001) **Gradation effects on hot-mix asphalt performance.** In: Journal of the Transportation Research Board. National Academy Press. Asphalt Mixtures, 2001, no. 1767, pp 152-157.
- HICKS G., FINN F., MONISMITH C., LEAHY R. (1993) **Validation of SHRP binder specification through mix testing - Preprints of Asphalt Association of Paving Technologists** vol 62 p 565.
- HIGHWAY RESEARCH BOARD. (1962) **The AASHO Road Test.** Washington, D. C., *Higway Research Board, special Report 73, 117 p.*

IBP, Instituto Brasileiro de Petróleo. (1994) **Informações básicas sobre materiais asfálticos**.
Comissão do asfalto, 68 p.

IBP, Instituto Brasileiro de Petróleo. (1996) Informativo “**O asfalto**”. Rio de Janeiro, p 1 – 5.

ISACSSON, U.; LU, X. (1995) *Testing and appraisal of polymer modified road bitumens – stated of art. Materials and Structures*, v. 28, p. 139-159.

KANDHAL, P. S.; FOO, K. Y.; MALLICK, R. B. (1998) *A critical review of VAM requirements in Superpave. National Center for Asphalt Technology. NCAT Report N° 98-1. Jan.*

KANDHAL, P.S.; MALLICK, R.B. (2001) *Effect of mix gradation on rutting potential of dense-graded asphalt mixtures. Transportation Research Record*, n. 1767, p.146-151.

KANDHAL, P.S; COOLEY JR., L.A. (2001) *The Restricted Zone in the Superpave Aggregate Gradation Specification. NCHRP Report 464 from National Cooperative Highway Research Program. National Academy Press, Washington D C.*

KANDHAL, P.S.; COOLEY JR., L.A. (2002) *Investigation of the Restricted Zone in the Superpave Aggregate Gradation Specification. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 71, p. 479-510.

KATRI, A.; BAHIA, H. U.; HANSON, D. (2001) **Mixing and compaction temperatures for modified binders using the Superpave gyratory compactor**. Association of Asphalt Paving Technologists, v. 70, p. 368 – 402.

KIN, Y.R.; KIN, N.; KHOSLA, N.P. (1992) *Effects of aggregate type and gradation on fatigue and permanent deformation of asphalt concrete*. In: MEININGER, R.C. (ed.) *Effects of aggregate and mineral fillers on asphalt mixture performance*. American Society for Testing and Materials (ASTM), Philadelphia, 1992.

LEAL, José C. M. (1999) **Estudo Comparativo de Concreto Betuminoso Usinado à Quente Utilizando-se Agregado Calcário, CAP Puro e CAP Polimerizado**. Dissertação de MSc, UFPB, João Pessoa, PB, Brasil.

LEITE, L.F.M. (1999) **Estudo de Preparo e Caracterização de Asfaltos Modificados por Polímeros**, 267p. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

LEITE, L.F.M.; SOARES, B.G. (1997) Boletim Técnico da PETROBRAS, **Avaliação da compatibilidade e reologia de asfaltos modificados por SBS** Rio de Janeiro, 40 (2/4) : 79-87, abr/dez 1997.

LEITE, L.F.M., BITTENCOURT, C.P. (2004) **Caracterização reológica de cimentos asfálticos de petróleo e asfaltos modificados**. II encontro Brasileiro de reologia, Julio 7 – 9 2004, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

LEITE, L.F.M., MOTTA, L.M.G., BERNUCCI, L.B. & SOARES, J.B. (2000) *Mechanical behavior of asphalt rubber mixes prepared in laboratory*. In: *Asphalt Rubber – The Pavement Material of the 21st Century – Proceedings*. Vilamoura, Portugal. pp. 309-318.

- LITTLE, D. N.; BUTTON, J. W.; YOUSSEF, H. (1993) *Development of criteria to evaluate uniaxial creep data and asphalt concrete permanent deformation potential. Transportation Research Record 1417, p.49 – 57.*
- LU, X.; ISACSSON, U. (1997) *Influence styrene – butadiene – styrene and polymer modification on bitumen viscosity. Fuel, V 76, N14/15, 1353-1359.*
- LTPP-FWHA. (1998) *LTPP Data Analysis: Improved Low Pavement Temperature Prediction, U.S. Department of transportation Federal Highway Administration, June 1998, FHWA RD-97-104.*
- MANO, E.B. (1985) **Introdução a polímeros**, 111p Editora Edgard Blücher Ltda São Paulo SP, Brasil.
- MARQUES, G.L.O. (2004) **Utilização de modulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica; efeito da compactação por impacto e giratoria**, 461p. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MARTINHO, F. G.; MONTENEGRO, F. G.; TRAJANO, L (1994) **Coperflex Asphalt uma combinação e elastomero**. Anais do 12 encontro de asfalto, v.2, p. 281 – 291.
- MC GENNIS R.B., ANDERSON T.M., KENNEDY T.W., SOLAIMANIAN, M. (1994) *Background of Superpave asphalt mixture design and analysis - Report FHWA-SA-95-003.*

- MEDINA, J., (1997) **Mecânica dos Pavimentos**, 380p. COPPE/UFRJ, Editora UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, Brasil.
- MOHAMED, H. H.; YUE, Z. (1994) *Criteria for evaluation of rutting potential based on repetitive uniaxial compression test*. *Transportation Research Record* 616, p. 38 – 40.
- MOHSENI A. (1996) *LTPP Seasonal AC pavement temperature models (SATP) - Federal Highway Administration FHWA, October 29*.
- MOHSENI, A. E CARPENTER S. (2004) *Development of enhanced algorithm for Superpave High Temperature Performance Grade (PG) Selection and New Software Version - Long-Term Pavement Performance Group, Federal Highway Administration*.
- MONISMITH, C.L., DEACON, J.A., CRAUS, J. TANGELLA, S.C.S.R. (1990) *Summary report on fatigue response of asphalt mixtures*. Prepared for Strategic Highway Research Program, Project A-003-A. Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, USA.
- MOURÃO, FABRÍCIO A. L. (2003) **Misturas Asfálticas de Alto Desempenho Tipo SMA**, 131p. Dissertação de MSc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MOTTA, L. M. G., TONIAL, I., LEITE, L. F., CONSTANTINO R. S. (1996) **Princípios do Projeto e Análise Superpave de Misturas Asfálticas**. Tradução comentada: *Background of SUPERPAVE Asphalt Mixture Design and Analysis, nº FHWA-SA-95-003*, Petrobrás, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- MUGAYAR N. A. (2004) **Avaliação dos efeitos do tipo de asfalto e da distribuição granulométrica do agregado nas fluências estática e dinâmica de misturas asfálticas densas**, 118p. Dissertação de MSc. EESC-USP, São Carlos, SP, Brasil.
- PINHEIRO, J.H.M., SOARES, J.B. & LEITE, L.F.M. (2003) **Caracterização de misturas asfálticas com borracha produzidas pelos processos úmido e seco**. In: XVII ANPET – Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, Anais, vol 1. Rio de Janeiro. pp. 116 - 129.
- PINTO, J. A. V. (1993) **O que são asfaltos modificados por polímeros?** In: Reunião anual de pavimentação urbana, 4ª, Maceió-AL, Associação Brasileira de Pavimentação-ABPV, Anais. v.1, p. 278-288.
- RAMOS, C. R.; LÁO, V. L. do E. S. T.; MARTINHO, F. G.; MACEDO, M. M. D. (1996) **Asfalto modificado com polímero uma opção para melhoria dos asfaltos nacionais**. Anais do 13º Encontro de Asfalto, v. 1, p. 60-82.
- REIS, Rafael M. M. 2002 **Revestimento Asfáltico Tipo SMA para Alto Desempenho em Vias de Tráfego Pesado**. Disertação de MSc, EP-USP, São Paulo, SP, Brasil.
- ROBERTS, F. L.; KANDHAL, P. S.; BROWN, E. R.; LEE, D. Y.; KENNEDY, T. W. (1991) *Hot mix asphalt materials, mixture design and construction. 1 ed., NAPA Research and Education Foundation, National Center for Asphalt Technology -NCAT, Lanham, Maryland, USA.*

- ROBERTS, F. L., KANDHAL, P. S., BROWN, E. R.; LEE, D. Y.; KENNEDY, T. W. (1996) *Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction*. 2 ed., NAPA Research and Education Foundation, National Center for Asphalt Technology -NCAT, Lanham, Maryland, USA.
- SANTOS, G. C.R. (2005) **Avaliação Das influências do tipo de ligante e do volume de vazios na vida de fadiga de algumas misturas asfálticas**. Dissertação de M.Sc. EESC-USP, São Carlos, SP, Brasil.
- SOUZA, J.B.; CRAUS, J.; MONISMITH, C. L.(1991). *Summary report on permanent deformation in asphalt concrete. Publicação SHRP-A/IR-91-104. Strategic Highway Research Program. National Research Council. Washington, D.C. 120 p.*
- SUPERPAVE EXPERT TASK GROUP. (2001) **Superpave Mixture and Aggregate Expert Task Group Meeting Minutes**. TRB, National Research Council, Washington, D.C., August 28, 2001.
- TAIRA, C. (2001) **Avaliação do desempenho em laboratório de misturas asfálticas densas utilizando asfalto convencional (CAP-20) e asfalto modificado com polímero SBS (Betuflex B 65/60)**. Dissertação de M.Sc., EESC-USP, São Carlos, SP, Brasil.
- TAYEBALI, A. A.; GOODRICH, J. L.; SOUSA, J. B.; MONISMITH, C. L. (1992) *Influence of the rheological properties of modified asphalt binders on the load deformation characteristics of the binder – aggregate mixtures. Polymer Modified Asphalt binders, American Society for Testing and Materials, ASTM STP 1108, p. 77-95.*

TIGDEMIR MESUT, KALYONCUOGLU S. FIGEN *and* KALYONCUOGLU U. YALCIN.

(2004) *Application of ultrasonic method in asphalt concrete testing for fatigue life estimation*, *NDT & E International*, Volume 37, Issue 8, December 2004, Pages 597-602.

VALKERING, C. P.; LANCON, D. J. L.; HILSTER, *and* STOKER, D. A. (1990) *Rutting resistance of asphalt mixes containing non-conventional and polymer-modified binders*. *Symposium – Improved Rut Resistance, Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT), Proceedings*, p. 590-609.

YILDIRIM YETKIN (2005). *Polymer modified asphalt binder*. University of Texas at Austin, Science Direct, 7p.

YILDIRIM Y., SOLAIMANIAN M., *and* KENNEDY T. (2000) *Mixing and compaction temperatures for hot mix asphalt concrete*. *Research Report Number 1250-5 Texas Department of Transportation*.

YODER E.J., *AND* WITCZAK M.W. (1975) *Principles of Pavement Desing*. Second edition. Wiley-Interscience publication New York USA.

WATSON, D. E., A. JOHSON, *and* D. JARED. (1997) *The Superpave Gradation Restricted Zone and Performance Testing with the Georgia Loaded Wheel Tester*. In *Transportation Research Record 1583, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1997, pp. 106-111*.