

Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Estudo das Propriedades Mecânicas de Misturas Asfálticas  
Convencionais e Modificadas**

**Tadeu De Cezaro Junior**

Porto Alegre  
2008

TADEU DE CEZARO JUNIOR

**ESTUDO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DE MISTURAS  
ASFÁLTICAS CONVENCIONAIS E MODIFICADAS**

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

Porto Alegre  
2008

D292e De Cezaro Junior, Tadeu  
Estudo das propriedades mecânicas de misturas asfálticas convencionais e modificadas / Tadeu De Cezaro Junior. – 2008.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2008.

Orientação: Prof. Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti

1. Misturas asfálticas. 2. Pavimentação – Ensaio. I. Ceratti, Jorge Augusto Pereira, orient. II. Título.

CDU-625.85(043)

**TADEU DE CEZARO JUNIOR**

**ESTUDO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DE MISTURAS  
ASFÁLTICAS CONVENCIONAIS E MODIFICADAS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 02 de Junho de 2008

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti  
D.Sc. pela COOPE - UFRJ  
Orientador

Prof. PhD Fernando Schnaid  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Glicério Trichês (UFSC)**  
Dr. pelo ITA

**Prof. Luciano Pivoto Specht (UNIJUÍ)**  
Dr. pela UFRGS

**Prof. Washington Peres Núñez (UFRGS)**  
Dr. pela UFRGS

A mente que se abre a uma nova idéia jamais voltará ao seu tamanho original.

*Albert Einstein*

Dedico este trabalho à minha família.

## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria, primeiramente, de agradecer a todos aqueles que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho. Seja de forma direta ou indireta, todas estas pessoas tiveram papel importante no desenvolvimento desta dissertação. Mesmo correndo o risco do injusto esquecimento, estenderei estes agradecimentos a algumas pessoas em especial.

Ao Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti, meu orientador, pelo confiança, apoio e pela orientação segura durante a realização deste trabalho.

Ao Prof. Whashington Peres Núñez, pelos ensinamentos, confiança e apoio durante este período.

A todos da equipe do LAPAV, em especial ao Diego Treichel, Vinicius da Silva Alves e Daniel Fernandes. Sem a experiência e ajuda de vocês, este trabalho não teria sido realizado.

Aos colegas de mestrado: Juliana Baum Vivian, Milena Tomasi Habitzreuter, Salete Dalla Rosa, Talita Caroline Miranda, Anderson Fonini, Carlos Eduardo Nascimento, Daniel Ramos Victorino, Jéferson Berni Couto, Leandro Bergmann Taytelbaum e Lucas Festugato pela ajuda e amizade durante esta jornada.

Aos colegas doutorandos Rodrigo Malysz, Klaus Theisen e Luciana Rohde pelas dicas muito úteis.

A todos os professores do PPGEC pela qualidade dos ensinamentos e por me proporcionarem uma nova visão da engenharia. Também, aos funcionários pelo apoio durante a pesquisa.

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul pela qualidade e oportunidade de formação

À GRECA Asfaltos Ltda., notadamente aos Eng. Armando Morilha Júnior e Eng. José Antonio Antoszczem Junior, pelo apoio e meios disponibilizados que permitiram a realização desta dissertação.

À CAPES pela bolsa que possibilitou dedicação à pesquisa.

Agradeço em especial à minha mãe Clarete e minha irmã Vanessa pelo incentivo e confiança em mim depositados ao longo dessa jornada.

Agradeço a Niméia, meu amor, pelo carinho, apoio, compreensão e força durante o período em que fiquei ausente. Também, agradeço ao Pedro por fazer parte da minha família.

E por fim, agradeço a uma pessoa que embora ainda não a conheça, fará parte e se tornará a mais importante da minha vida.



## RESUMO

DE CEZARO JUNIOR, T. ESTUDO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS CONVENCIONAIS E MODIFICADAS. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Nesta dissertação de mestrado analisa-se e compara-se, através de ensaios laboratoriais, o comportamento mecânico e de adesividade de misturas em concreto asfáltico, confeccionadas a partir de ligantes asfálticos modificados e convencionais. O conhecimento e entendimento destas características são de extrema importância, pois refletem diretamente no desempenho do pavimento em serviço. Foram estudadas misturas elaboradas com um ligante convencional e três ligantes modificados por polímeros. Todas as misturas foram dosadas segundo a metodologia Marshall, e submetidas a ensaios laboratoriais de módulo de resiliência e resistência à tração por compressão diametral, resistência à fadiga com tensão controlada, fluência por compressão uniaxial dinâmico e dano por umidade induzida. Para uma avaliação combinada entre a rigidez e os modelos de fadiga das misturas, também realizou-se uma análise paramétrica de estruturas hipotéticas de pavimentos. Os resultados obtidos mostraram, na maioria dos casos, o melhor comportamento à fadiga das misturas elaboradas a partir de ligantes modificados. Embora pouco consistentes, os resultados de resistência à deformação permanente também indicam a superioridade das misturas modificadas. Entretanto, a mistura com ligante convencional foi a que se mostrou menos suscetível à temperatura nos ensaios de módulo de resiliência. Já os resultados do ensaio de dano por umidade induzida mostraram bom desempenho de todas as misturas, ainda que não se possa quantificar a influência do tipo de ligante sobre eles.

**Palavras-chave:** Pavimentação; misturas asfálticas; ligantes asfálticos modificados; propriedades mecânicas.

## ABSTRACT

DE CEZARO JUNIOR, T. ESTUDO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS CONVENCIONAIS E MODIFICADAS. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

This research analyses and compares, through laboratory tests, the mechanical and the stripping behavior of asphalt concrete mixtures, prepared with traditional and modified binders. The understanding of these characteristics is extremely important, since they reflect directly on pavements performance. Mixtures prepared with one traditional binder and three polymers modified binders. All mixtures were prepared following the Marshall methodology, and submitted to laboratory tests of resilient modulus, tensile strength, fatigue life (stress controlled), dynamic creep and resistance to moisture damage. In order to assess a combination of fatigue and stiffness modulus of the mixtures, a parametric analysis of hypothetical pavement structures was also done. The results obtained showed, in most cases, best behavior regarding fatigue of the mixtures prepared with modified binders. Although not very consistent, the results of permanent deformations resistance also indicate the superiority of the modified mixtures. However, the conventional binder mixture showed the lowest thermal susceptibility in the resilient modulus tests. The results of moisture damage resistance tests showed good performance for all mixtures, but it is not possible to quantify the influence of the binder type on them.

**Keywords:** pavements; asphalt mixtures; modified asphalt binders; mechanical characteristics.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	14
LISTA DE TABELAS.....	17
LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS.....	19
1 INTRODUÇÃO.....	22
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.....	22
1.2 OBJETIVOS DO ESTUDO.....	23
1.2.1 Objetivo Geral.....	23
1.2.2 Objetivo Específico.....	24
1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	24
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	26
2.1 LIGANTES ASFÁLTICOS.....	26
2.1.1 Asfalto.....	26
2.1.2 Ligantes Asfálticos Modificados.....	28
2.1.2.1 Ligantes Asfálticos Modificados por Polímeros.....	31
2.2 CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS.....	42
2.2.1 Módulo de Resiliência.....	45
2.2.2 Fadiga.....	48
2.2.3 Deformação Permanente.....	50
2.3 CARACTERÍSTICAS DE ADESIVIDADE DAS MISTURAS ASFÁLTICAS.....	55
3 METODOLOGIA.....	57
3.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	57
3.2 MATERIAIS USADOS NA PESQUISA.....	58
3.2.1 Agregados e Cal Hidratada.....	58
3.2.2 Ligantes Asfálticos.....	61
3.2.3 Confeção dos Corpos-de-Prova.....	63

3.3 PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS.....	66
3.3.1 Resistência à Tração.....	66
3.3.2 Módulo de Resiliência.....	69
3.3.3 Resistência à Fadiga.....	73
3.3.4 Resistência às Deformações Permanentes.....	76
3.3.5 Resistência ao Dano por Umidade Induzida.....	78
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	80
4.1 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	80
4.2 MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	83
4.3 ANÁLISE DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA E DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO.....	86
4.4 VIDA DE FADIGA.....	88
4.4.1 Vida de Fadiga em Função da Diferença de Tensões.....	89
4.4.2 Vida de Fadiga em Função da Tensão de Tração.....	91
4.4.3 Vida de Fadiga em função da Deformação Resiliente Específica.....	94
4.5 RESISTÊNCIA ÀS DEFORMAÇÕES PERMANENTES.....	97
4.6 RESISTÊNCIA AO DANO POR UMIDADE INDUZIDA.....	101
5 ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	105
5.1 CARACTERÍSTICAS DE CARREGAMENTO.....	105
5.2 ESTRUTURAS SIMULADAS.....	107
5.3 ANÁLISE DAS ESTRUTURAS EM FUNÇÃO DA DIFERENÇA DE TENSÕES.....	109
5.4 ANÁLISE DAS ESTRUTURAS EM FUNÇÃO DA TENSÃO DE TRAÇÃO.....	113
5.5 ANÁLISE DAS ESTRUTURAS EM FUNÇÃO DA DEFORMAÇÃO RESILIENTE ESPECÍFICA.....	116
5.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE OS RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES..	119
6 CONCLUSÕES E SUJESTÕES.....	121
6.1 CONCLUSÕES.....	121

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	123
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	124

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Representação da estrutura coloidal do cimento asfáltico.....	27
Figura 2.2: Morfologia de asfalto modificado com diferentes teores de SBS no microscópio de reflexão de fluorescência – (a) CAP 50/70 + 3% SBS, (b) CAP 50/70 + 6% SBS e (c) CAP 50/70 + 5% SBS.....	33
Figura 2.3: Alternativas de asfalto modificado por polímeros.....	35
Figura 2.4: Efeito do teor de EVA na penetração e no ponto de amolecimento de asfaltos modificados.....	37
Figura 2.5: Ponto de amolecimento (anel e bola) penetração e recuperação elástica para asfaltos modificados por polímeros SBS e outros.....	38
Figura 2.6: Curva mestra usada para representação do módulo complexo.....	43
Figura 2.7: Deformações sob cargas repetidas.....	44
Figura 2.8: Corte esquemático de um pavimento asfáltico com afundamento de trilha de roda.....	51
Figura 3.1: Distribuição granulométrica dos agregados minerais usados na pesquisa....	60
Figura 3.2: Granulometria da mistura de agregados.....	64
Figura 3.3: Estado de tensões em uma camada típica de concreto asfáltico submetida a uma carga de roda.....	67
Figura 3.4: Esquema da configuração de carregamento no ensaio de compressão diametral.....	67
Figura 3.5: Variações de tensão de tração e compressão nos planos diametraes, horizontal e vertical, segundo FROCHT.....	68
Figura 3.6: Equipamento para ensaio de resistência a tração por compressão diametral em misturas asfálticas do LAPAV.....	70
Figura 3.7: Esquema do algoritmo usado para a determinação dos deslocamentos resilientes propostos pelo Protocolo P07 SHRP/LTPP.....	71
Figura 3.8: Corte esquemático do equipamento usado no ensaio de compressão diametral de cargas repetidas.....	72
Figura 3.9: Equipamento para ensaio de módulo de resiliência de misturas asfálticas do LAPAV.....	73
Figura 3.10: Sistema de fixação dos transdutores tipo LVDT na amostra do ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmico.....	77

Figura 4.1: Resistência à tração das misturas a 25°C.....	80
Figura 4.2: Resistência à tração das misturas a 35°C.....	81
Figura 4.3: Relações entre as resistências à tração a 25 e 35°C.....	82
Figura 4.4: Variação da resistência à tração com a temperatura.....	82
Figura 4.5: Módulo de resiliência das misturas a 25°C.....	83
Figura 4.6: Módulo de resiliência das misturas a 35°C.....	84
Figura 4.7: Relações entre os módulos resilientes a 25 e 35°C.....	85
Figura 4.8: Variação do módulo resiliente com a temperatura.....	86
Figura 4.9: Relações $M_r/R_t$ das misturas asfálticas estudadas.....	87
Figura 4.10: Vida de fadiga em função da diferença de tensões.....	90
Figura 4.11: Vida de fadiga em função da tensão de tração.....	93
Figura 4.12: Vida de fadiga em função da deformação resiliente específica.....	96
Figura 4.13: Comportamento típico de um corpo-de-prova durante o ensaio de creep dinâmico.....	98
Figura 4.14: Resultado de ensaio de creep dinâmico de uma amostra de CA-AP-A (Ensaio 2).....	99
Figura 4.15: Resultados dos ensaios de resistência à tração (Lottman Modificado).....	102
Figura 4.16: Resultados dos ensaios de dano por umidade induzida (Lottman Modificado).....	103
Figura 5.1: Configuração do carregamento.....	106
Figura 5.2: Respostas estruturais obtidas através do software EVERSTRESS 5.0.....	107
Figura 5.3: Vida de fadiga das misturas em função da diferença de tensões para as estruturas simuladas.....	110
Figura 5.4: Variação da vida de fadiga ( $N_f \times \Delta\sigma$ ) com a espessura da camada de revestimento nas simulações com base de 10 cm.....	111
Figura 5.5: Variação da vida de fadiga ( $N_f \times \Delta\sigma$ ) com a espessura da camada de revestimento nas simulações com base de 30 cm.....	111
Figura 5.6: Vida de fadiga das misturas em função da tensão de tração para as estruturas simuladas.....	114

Figura 5.7: Variação da vida de fadiga ( $N_f \times \sigma_t$ ) com a espessura da camada de revestimento nas simulações com base de 10 cm.....	115
Figura 5.8: Variação da vida de fadiga ( $N_f \times \sigma_t$ ) com a espessura da camada de revestimento nas simulações com base de 30 cm.....	115
Figura 5.9: Vida de fadiga das misturas em função da tensão de tração para as estruturas simuladas.....	117
Figura 5.10: Variação da vida de fadiga ( $N_f \times \epsilon_i$ ) com a espessura da camada de revestimento nas simulações com base de 10 cm.....	118
Figura 5.11: Variação da vida de fadiga ( $N_f \times \epsilon_i$ ) com a espessura da camada de revestimento nas simulações com base de 10 cm.....	119



## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Materiais mais usados como modificadores de asfalto nos Estados Unidos	30
Tabela 2.2: Fatores relacionados à mistura asfáltica afetam a resposta à fadiga do revestimento.....	49
Tabela 2.3: Fatores que interferem no desempenho de misturas asfálticas quanto à deformação permanente.....	52
Tabela 3.1: Quantidade de corpos-de-prova ensaiados para cada mistura.....	58
Tabela 3.2: Resultados dos ensaios de caracterização da brita 5/8 e pedrisco.....	59
Tabela 3.3: Resultados dos ensaios de caracterização do pó de pedra.....	59
Tabela 3.4: Valores médios das análises granulométricas dos agregados minerais.....	59
Tabela 3.5: Resultados dos ensaios químicos da cal Hidratada CH1.....	60
Tabela 3.6: Granulometria da cal hidratada CH1.....	60
Tabela 3.7: Características físicas e reológicas do Cimento asfáltico CAP 20 usado na pesquisa.....	62
Tabela 3.8: Características físicas e reológicas dos Cimentos asfálticos modificados usados na pesquisa.....	62
Tabela 3.9: distribuição granulométrica da borracha moída de pneu.....	63
Tabela 3.10: Composição da mistura de agregados minerais.....	64
Tabela 3.11: Resumo das características volumétricas das misturas utilizadas na pesquisa.....	65
Tabela 3.12: Resumo das características volumétricas das misturas moldadas para o ensaio de dano por umidade induzida.....	66
Tabela 4.1: Valores da relação $M_r/R_t$ a 25°C das misturas estudadas.....	87
Tabela 4.2: Valores da relação $M_r/R_t$ a 35°C das misturas estudadas.....	87
Tabela 4.3: Valores dos coeficientes $k_1$ e $n_1$ do modelo $N_f \times \Delta\sigma$ .....	89
Tabela 4.4: Variação da vida de fadiga com o nível de diferença de tensões aplicado...	89
Tabela 4.5: Valores dos coeficientes $k_2$ e $n_2$ do modelo $N_f \times \sigma_t$ .....	91
Tabela 4.6: Variação da vida de fadiga com o nível de tensão de tração aplicado.....	92
Tabela 4.7: Valores dos coeficientes $k_3$ e $n_3$ do modelo $N_f \times \epsilon_i$ .....	94

Tabela 4.8: Variação da vida de fadiga com o nível de tensão de tração aplicado.....	95
Tabela 4.9: Valores de deformação específica permanente dos ensaios de <i>creep</i> dinâmico.....	97
Tabela 4.10: Valores dos parâmetros do modelo obtido para o intervalo de 100 a 3600s.....	100
Tabela 4.11: Valores médios das inclinações das curvas de fluência.....	100
Tabela 4.12: Resultados dos ensaios de dano por umidade induzida (Lottman Modificado).....	102
Tabela 5.1: Características das estruturas simuladas.....	107
Tabela 5.2: Módulos de resiliência das misturas asfálticas avaliadas nesta pesquisa.....	108
Tabela 5.3: Modelos de Mr (MPa) das camadas de base e subleito.....	108
Tabela 5.4: Valores de diferenças de tensões obtidos nas simulações e as respectivas vidas de fadiga das misturas asfálticas estudadas.....	109
Tabela 5.5: Valores de tensões de tração obtidos nas simulações e as respectivas vidas de fadiga das misturas asfálticas estudadas.....	113
Tabela 5.6: Valores de deformações de extensão obtidos nas simulações e as respectivas vidas de fadiga das misturas asfálticas estudadas.....	116

## LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

$\Delta\sigma$ : Diferença algébrica entre as tensões vertical (de compressão) e horizontais (de tração) no centro da amostra.....	74
a: Parâmetro do intercepto $N = 1$ .....	99
AB: Asfalto-borracha.....	57
AP: Asfalto-polímero.....	57
AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials.....	29
ANIP: Associação Nacional da Indústria de Pneumáticos.....	39
b: Inclinação da curva de fluência .....	100
BMP: Borracha moída de pneus.....	30
CA: Concreto asfáltico.....	65
CP: Corpo-de-prova.....	57
d: Diâmetro da amostra.....	67
DA: Densidade aparente da mistura compactada.....	64
DAER/RS: Departamento Autônomo de Estradas de Rodagens do Rio Grande do Sul.	63
DC: Deformação Controlada.....	74
DER/PR: Departamento de Estradas e Rodagens do Estado do Paraná.....	57
DMT: Densidade máxima teórica.....	64
DNER: Departamento Nacional de Estradas de Rodagens.....	31
DNIT: Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes.....	63
E: Módulo de elasticidade.....	45
EVA: Etileno-Acetato de Vinila.....	32
FHWA: Federal Highway Administration.....	40

FLAPS: Finite Layer Analysis of Pavement Structures.....	50
$k_1, n_1, k_2, n_2, k_3, n_3$ : Parâmetros de fadiga determinados em laboratório.....	74
LAPAV: Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.....	07
LVDT: linear variable differential transducer.....	71
Mr: Módulo de resiliência.....	45
N: Número de ciclos.....	99
NCHRP: National Cooperative Highway Research Program.....	47
$N_f$ : Vida de fadiga.....	74
P: Carga total aplicada.....	67
$R^2$ : Coeficiente de ajuste do modelo.....	89
RBV: Relação betume-vazios.....	64
REPAR: Refinaria Presidente Getúlio Vargas.....	57
RRt: Resistência retida à tração.....	75
Rt: Resistência à tração.....	67
$R_{t1}$ : Resistência à tração das amostras não condicionadas.....	78
$R_{t2}$ : Resistência à tração das amostras condicionadas.....	78
SBR: Estireno-Butadieno-Rubber.....	32
SBS: Estireno-Butadieno-Estireno.....	32
SHRP: Superior Highway Research Program.....	71
t: Altura da amostra.....	67
TC: Tensão Controlada.....	74
UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul.....	55
VAM: Volume de vazios do agregado mineral.....	64

V <sub>v</sub> : volume de vazios de ar .....	64
ε: Deformação recuperável para um determinado número de ciclos.....	45
ε <sub>i</sub> : deformação resiliente específica.....	75
ν: Coeficiente de Poisson.....	72
σ: Tensão aplicada dinamicamente.....	45
σ <sub>t</sub> : Tensão de tração.....	75
σ <sub>x</sub> : Tensão normal no eixo x.....	68
σ <sub>y</sub> : Tensão normal no eixo y.....	68

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

A malha rodoviária brasileira é a principal via de circulação, tanto da produção quanto de passageiros. Segundo a Confederação Nacional do Transporte, em pesquisa realizada no ano de 2006, cabe às rodovias brasileiras cerca de 96,2% da matriz de transporte de passageiros e 61,8% da matriz de transporte de cargas. Dessa forma, fica evidente a profunda relação entre as condições da malha rodoviária e o desenvolvimento econômico brasileiro.

O desempenho de um pavimento está relacionado à capacidade de suas camadas suportar a ação danosa do tráfego. Tratando-se de pavimentos flexíveis, cabe ao revestimento resistir diretamente à ação das cargas. Dessa forma, as características físicas e mecânicas do revestimento possuem forte influência no desempenho dos pavimentos. No Brasil um dos principais materiais empregados para fins de revestimento é o concreto asfáltico, composto basicamente pela mistura entre agregados minerais e cimento asfáltico de petróleo (CAP).

Muito embora os cimentos asfálticos convencionais venham sendo empregados no Brasil, o aumento da capacidade de carga, do número de veículos em circulação e as extremas condições climáticas encontradas em algumas regiões do país, impõem à engenharia de pavimentos a busca por materiais que atendam de forma mais satisfatória as necessidades de nossas rodovias. Neste sentido, numerosas pesquisas têm verificado os benefícios da adição de modificadores aos ligantes asfálticos.

Para que seu uso seja justificado, os modificadores devem apresentar características adequadas de resistência, compatibilidade, estabilidade e facilidade de mistura com o ligante base durante as etapas de armazenamento e aplicação. Além disso, a modificação deve apresentar uma relação custo-benefício que a viabilize técnica e economicamente.

Dentre os materiais enquadrados neste contexto estão os polímeros. Alguns tipos de polímeros quando adicionados aos ligantes asfálticos conferem ao pavimento uma maior vida de serviço.

Um dos fatores limitantes do uso de polímeros como modificadores de asfalto são os altos custos. Para diminuir esses custos, mantendo a qualidade dos cimentos asfálticos modificados, uma alternativa plausível é o uso da borracha moída de pneus (BMP), seja na modificação do cimento asfáltico ou como parte dos agregados em misturas asfálticas. Além das questões técnicas e econômicas envolvidas, o uso da borracha moída de pneus se mostra ambientalmente engajado, dando destino a milhões de pneus inservíveis.

Independentemente do uso de ligantes asfálticos modificados ou convencionais, a caracterização mecânica dos materiais de pavimentação se tornou indispensável à medida que o empirismo vem dando espaço a métodos racionais de dimensionamento de pavimentos. Nesse sentido, os ensaios dinâmicos ou de cargas repetidas, que procuram simular as condições reais de tráfego, vêm contribuindo para o entendimento do comportamento mecânico destes materiais.

Deste modo, o conhecimento do comportamento mecânico dos materiais, refletido nas respostas estruturais do sistema de camadas do pavimento, é capaz de proporcionar ao projetista uma variedade de alternativas que adequadamente avaliadas poderão levar a projetos de pavimentos resistentes, duráveis e economicamente viáveis. Neste sentido, este trabalho pretende avaliar as performances de misturas asfálticas quando confeccionadas com ligantes modificados e convencionais, podendo assim auxiliar na compreensão do seu comportamento e justificar seu uso.

## 1.2 OBJETIVOS DO ESTUDO

### 1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo avaliar o comportamento mecânico e de adesividade de misturas asfálticas com ligantes convencionais e modificados por polímeros e borracha moída de pneus, dosadas segundo a metodologia Marshall. O tipo de agregado, a faixa granulométrica, bem como as demais condicionantes foram mantidas constantes.

## 1.2.2 OBJETIVO ESPECÍFICO

Este trabalho tem os seguintes objetivos específicos:

- a) Comparar o comportamento mecânico das misturas asfálticas confeccionadas com ligantes asfálticos convencionais e modificados. Para isso, foram avaliados os comportamentos resilientes, de resistência à tração, à fadiga e à deformação permanente.
- b) Comparar o comportamento quanto à adesividade ligante-agregado das misturas asfálticas confeccionadas com ligantes asfálticos convencionais e modificados.
- c) Avaliar e comparar, de forma combinada, a rigidez e os modelos de fadiga das misturas asfálticas através de uma análise paramétrica.

## 1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho é desenvolvido em seis capítulos que seguem a seguinte estrutura:

O capítulo 1, Introdução, apresenta o problema e a relevância da pesquisa, seguido do objetivo geral e específico.

O capítulo 2, Revisão Bibliográfica, apresenta uma fundamentação teórica, onde são abordados assuntos referentes ao tema da pesquisa. Apresentam-se as características dos ligantes asfálticos convencionais e modificados, bem como as características mecânicas das misturas asfálticas e a suas influências nos correntes defeitos de revestimentos asfálticos.

O capítulo 3, Metodologia e Materiais Empregados, apresenta a descrição dos materiais estudados e a metodologia empregada para a realização da pesquisa.

O capítulo 4, Apresentação e Análise dos Resultados, apresenta e analisa comparativamente os resultados dos ensaios referentes as propriedades mecânicas e de adesividade das misturas modificadas e convencionais.



O capítulo 5, Análise Paramétrica, apresenta e avalia os resultados da análise paramétrica de estruturas hipotéticas de pavimentos, com revestimento constituído pelos materiais estudados.

O capítulo 6, Considerações Finais, apresenta as conclusões obtidas a partir dos resultados gerados na pesquisa e faz-se sugestões para trabalhos futuros.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 LIGANTES ASFÁLTICOS

#### 2.1.1 Asfalto

O asfalto é um dos mais antigos e versáteis materiais usados pela humanidade. Na antiguidade, por ser um material impermeável e aglutinante, foi usado por diversos povos como material cimentante, impermeabilizante e de revestimento. Hoje, o asfalto é amplamente utilizado na construção de estradas, mais precisamente, como ligante em pavimentos flexíveis.

O INSTITUTO DO ASFALTO (1989) define cimento asfáltico, quando em temperatura ambiente, como sendo um material negro, pegajoso, semi-sólido e muito viscoso. Contudo, quando em temperaturas altas o asfalto amolece, e quando em temperaturas baixas ele endurece. Em virtude desse comportamento o cimento asfáltico é classificado como um material termoplástico.

O cimento asfáltico de petróleo é o material obtido especialmente para apresentar as qualidades e consistências adequadas para o uso direto em obras de pavimentação (DNER, 1995). No processo de refino do petróleo cru ocorre, através de destilação, a extração das frações mais leves. O resíduo desse processo, ou fração pesada, é processado dando origem ao cimento asfáltico de petróleo.

Segundo BERNUCCI *et al.* (2008), comercialmente os cimentos asfálticos de petróleo são classificados em várias faixas de consistência padronizadas. Essa classificação pode ser feita com base na penetração ou na viscosidade. No Brasil a Resolução ANP N° 19, de 11 de julho de 2005 estabeleceu as novas especificações dos cimentos asfálticos de petróleo, definindo que a classificação dos cimentos asfálticos se dará exclusivamente pela penetração. Segundo a mesma Resolução, os cimentos asfálticos de petróleo são classificados pela penetração em

CAP 30/45; CAP 50/70; CAP 85/100 e CAP 150/200. Os valores numéricos contidos nessa nomenclatura se referem aos limites inferiores e superiores de penetração.

Segundo BRÛLÉ e LAVAL<sup>3</sup> (1974 *apud* DNER, 1998), quimicamente o asfalto é definido como um sistema coloidal constituído por micelas de asfaltenos dispersas em um meio intermicelar oleoso, formado pela mistura de óleos aromáticos e saturados, chamados maltenos, conforme mostra a Figura 2.1.

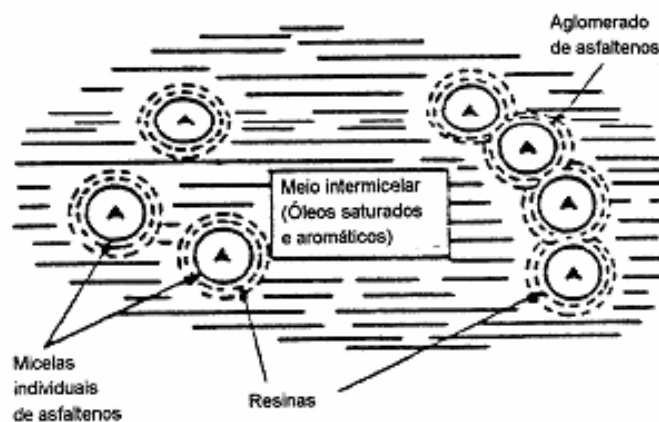


Figura 2.1: Representação da estrutura coloidal do cimento asfáltico. (YEN<sup>2</sup>, 1991 *apud* MORILHA JUNIOR, 2004)

Além de possuir um comportamento dependente da temperatura (termoplástico), o asfalto também é dependente do tempo de carregamento (frequência), exibindo comportamentos diferentes quando uma mesma carga é aplicada em frequências diferentes. Quando em temperaturas suficientemente elevadas e em tempos de carregamentos longos, o cimento asfáltico puro se comporta quase que completamente como um fluido viscoso (newtoniano). Quando em temperaturas suficientemente baixas e carregamentos de curta duração, o cimento asfáltico puro se comporta quase que completamente como um sólido elástico. Entretanto,

<sup>3</sup> BRÛLÉ, B.; LAVAL, C. Etude Experimentale de la Compatibilité de Resin Epoxydes Avec lê Bitume. Rapport de Recherche n° 40.Paris. 1974.

<sup>2</sup> YEN, T.F. Asphaltene/Resin Plus Oil Interconversion: An Investigation into Colloidal Modelo of Asphaltenes. Proceedings of Workshop – The chemical components and structure of asphaltic materials, Rome/ Italy. 1991.

quando em temperaturas intermediárias, o cimento asfáltico apresenta características relativas aos dois comportamentos, isto é, apresentando um comportamento viscoelástico.

Segundo ANDERSON *et al.* (1994), um material viscoelástico, como o cimento asfáltico, sob uma taxa de carregamento constante, apresenta ao mesmo tempo uma resposta elástica e outra viscosa. Esse material quando carregado, exibe uma deformação imediata correspondente à resposta elástica, seguida de uma deformação gradual dependente do tempo. Esta deformação dependente do tempo pode ser dividida em uma componente puramente viscosa e uma componente elástica atrasada. Quando removido o carregamento, o fluxo viscoso cessa e a deformação não é recuperada, enquanto que a deformação elástica atrasada é recuperada, mas não imediatamente, tal como a deformação puramente elástica.

A reologia pode ser conceituada como sendo o estudo da deformabilidade dos materiais, levando-se em consideração o tempo de duração do carregamento e a temperatura. As características reológicas do cimento asfáltico devem ser, juntamente com outros fatores, avaliadas com muito cuidado. Essas propriedades refletem diretamente no comportamento mecânico da mistura asfáltica e, conseqüentemente, influenciam na performance do pavimento. Em outras palavras, ligantes asfálticos com propriedades reológicas adequadas às condições de tráfego e clima, aos quais serão submetidos, produzirão misturas asfálticas com comportamento mecânico mais satisfatório.

### 2.1.2 Ligantes Asfálticos Modificados

Muito embora, os cimentos asfálticos convencionais apresentem desempenho satisfatório na maioria das condições de tráfego e clima no Brasil, o aumento da capacidade de carga, do número de veículos em circulação e as extremas condições climáticas encontradas em algumas regiões do país, impõem à engenharia de pavimentos a busca por materiais que atendam de forma mais satisfatória as necessidades de nossas rodovias.

Essa busca fez com que muitas pesquisas fossem realizadas nas últimas décadas, com o objetivo de se produzir cimentos asfálticos mais flexíveis, menos suscetíveis ao clima, mais resistentes às ações do tráfego e, conseqüentemente, mais duráveis. Grande parte desses trabalhos aponta para a adição de materiais que modifiquem as propriedades dos ligantes asfálticos.

Para que todas as melhorias nas propriedades dos cimentos asfálticos sejam alcançadas e seu uso seja justificado, os modificadores, ou seja, os materiais a serem adicionados ao asfalto, devem apresentar resistência à temperatura de trabalho, possuir compatibilidade, estabilidade e facilidade de mistura com o ligante base durante as etapas de armazenamento e aplicação, além de apresentar uma relação custo–benefício que viabilize seu uso técnica e economicamente. Ainda cabe ressaltar, que as características físicas e químicas do cimento asfáltico modificado dependerão do tipo de material usado com modificador, do tipo de asfalto, do teor de modificador e do processo de fabricação utilizado.

BAHIA *et al.* (2001) realizaram projeto com o objetivo de avaliar a aplicabilidade das especificações AASHTO MP1 - *Standard Specification for Performance Graded Asphalt Binder*, para ligantes asfálticos modificados. Baseados em revisão bibliográfica e coleta de dados, os autores listam os materiais mais usados como modificadores de asfalto nos Estados Unidos. Os materiais juntamente com a resposta esperada, em termos de redução de defeitos, são mostrados na Tabela 2.1.

Na tentativa de melhorar as propriedades dos cimentos asfálticos, muitos materiais foram e vêm sendo utilizados. Dentre eles se destacam os polímeros, que quando usados como agentes modificadores, conferem ao cimento asfáltico modificado uma provável melhora no seu comportamento, quando comparado com cimentos asfálticos convencionais.

ZANZOTTO e KENNEPOHL (1996) ressaltam que a razão para se fazer a combinação entre o asfalto e determinados polímeros é a prevenção de defeitos prematuros nos pavimentos e dessa forma aumentar a vida de serviço dos mesmos. A razão básica da modificação com polímeros é reduzir a consistência e a suscetibilidade térmica do asfalto. A redução da suscetibilidade térmica se mostra um importante benefício, aumentando a resistência à deformação permanente (afundamento de trilha de roda) em altas temperaturas de serviço e evitando trincamento térmico em baixas temperaturas de serviço. A modificação também confere maior elasticidade ao asfalto, assim contribuindo para o aumento da resistência à fadiga. Além disso, os polímeros também podem melhorar a adesão agregado-asfalto, diminuir a abrasão e aumentar a resistência ao envelhecimento.

Tabela 2.1: Materiais mais usados como modificadores de asfalto nos Estados Unidos

Tipo de Modificador	Classe	Aplicação				
		DP <sup>(a)</sup>	TF <sup>(b)</sup>	TBT <sup>(c)</sup>	DU <sup>(d)</sup>	EO <sup>(e)</sup>
Polímeros Elastômeros	eStireno-Butadieno (SB)	x		x	x	
	eStireno-Butadieno-eStireno (SBS)	x	x	x		
	eStireno-Butadieno-Rubber (SBR)	x		x		
Polímeros Plastômeros	Etileno-Acetato de Vinila (EVA)	x	x			
Borracha moída de Pneus	Diferentes tamanhos, tratamentos e processos	x	x	x		
Agentes Antidescolantes	Amidoaminas				x	
	poliamidas				x	
	Cal Hidratada				x	
Hidrocarbonetos	Asfalto Natural	x	x	x	x	
Fibras	Celulose	x				
	Polipropileno	x	x	x		
	poliéster	x		x		
	Mineral	x				
Fíler Mineral	Cal Hidratada	x	x	x	x	x
Antioxidantes	Cal Hidratada				x	x
Extensores	Enxofre	x	x	x		

<sup>(a)</sup>Deformação Permanente

<sup>(b)</sup>Trincamento por Fadiga

<sup>(c)</sup>Trincamento em Baixas Temperaturas

<sup>(d)</sup>Danos por Umidade

<sup>(e)</sup> Envelhecimento Oxidativo

(Fonte: adaptado de BAHIA *et al.* (2001))

Um dos fatores limitantes do uso de polímeros como modificadores de asfalto são os altos custos. Para diminuir esses custos, mantendo a qualidade dos cimentos asfálticos modificados, uma alternativa plausível é o uso da borracha moída de pneus (BMP), seja na modificação do cimento asfáltico ou como parte dos agregados em misturas asfálticas. Além das questões técnicas e econômicas envolvidas, o uso da borracha moída de pneus se mostra ambientalmente engajado, dando destino a milhões de pneus inservíveis.

A FHWA (1992) relata alguns dos possíveis benefícios relativos à modificação do asfalto por BMP. A modificação com borracha reduz a suscetibilidade térmica do CAP, conseqüentemente, aumentando a resistência às deformações permanentes, resistência à fadiga e reduzindo o trincamento térmico. Além disso, a mesma instituição ressalta a maior resistência ao envelhecimento oxidativo dos cimentos asfálticos conferida pela modificação por borracha moída de pneus.

### 2.1.2.1 Ligantes Asfálticos Modificados por Polímeros

O termo polímero foi criado por Berzelius em 1832, para diferenciar os compostos de pesos moleculares múltiplos dos compostos de mesmo peso molecular chamados de isômeros. Atualmente são considerados polímeros as moléculas relativamente grandes, em cuja estrutura se encontram repetidas unidades (DNER, 1998).

Na literatura são encontrados diversas formas de classificação de polímeros. Através delas pode-se classificar os polímeros quanto à ocorrência, ao método de preparação, à estrutura, e a sua aplicação. Entretanto, segundo o DNER (1998) algumas classificações se mostram mais direcionadas ao meio rodoviário, sendo a mais utilizada a de Disnmem, que classifica os polímeros em quatro grupos:

- a) termorrígidos são aqueles que depois de formados não se fundem pela ação do calor, ou seja, quando aquecidos a uma determinada temperatura não amolecem, impossibilitando que sejam remoldados;
- b) termoplásticos são aqueles que quando aquecidos modificam o seu comportamento, adquirindo características plásticas, permitindo que sejam remoldados. Essa mudança é reversível, pois quando resfriados endurecem;
- c) elastômeros são aqueles que possuem um comportamento puramente elástico. Entretanto, quando aquecidos se decompõem antes de amolecer;
- d) elastômeros-termoplásticos são aqueles que quando aquecidos apresentam um comportamento termoplástico, e quando em temperaturas médias apresentam comportamento elástico. O seu comportamento quanto à temperatura é semelhante ao dos termoplásticos, já as mudanças são reversíveis.

Dentro do grande número de polímeros existentes, são poucos os que possuem as características adequadas para serem usados como modificadores. Para que o cimento asfáltico modificado alcance a resposta satisfatória é imprescindível que o polímero seja compatível química e termicamente com o ligante base (LING *et al.*, 1996). Esta compatibilidade é determinante nas etapas de transporte, estocagem e aplicação do ligante modificado.

Segundo BRÛLÉ (1996), experiências indicam que poucos polímeros termoplásticos são realmente compatíveis com o asfalto. Os polímeros industriais usados como modificadores de asfalto são essencialmente dois tipos:

- a) plastômeros, normalmente o copolímero EVA (etileno-acetato de vinila), cujo grau diferencia com o seu peso molecular e teor de acetato de vinila;
- b) elastômeros-termoplásticos, sendo o mais conhecido o copolímero SBS (eStireno-Butadieno-eStireno). Este polímero é diferenciado pelo seu teor de estireno, seu peso molecular e sua configuração (linear ou estrela).

Outro polímero muito usado como modificador de asfalto é o elastômero SBR (eStireno-Butadieno-Rubber). O SBR é um copolímero com arranjo aleatório de estireno e butadieno, obtido principalmente por processo de polimerização em emulsão. LEITE (1999) enfatiza que estes polímeros apresentam propriedades elastoméricas de resiliência e boa compatibilidade com os betumes. Embora possuam baixa resistência mecânica, suas propriedades podem ser grandemente melhoradas com a vulcanização, que é conseguida pela reação com enxofre ou peróxidos. Além disso, o processo de preparação do SBR em emulsão produz um polímero finamente dividido, na forma de um látex, que facilita sua dispersão no asfalto.

Quanto aos mecanismos de modificação, BRÛLÉ (1996) relata que três diferentes casos devem ser considerados, a partir das duas fases distintas que consistem o ligante modificado, são eles:

- a) Baixo teor de polímero (menor que 4%): neste caso o asfalto é a fase continua do sistema e o polímero se encontra disperso nele. A fase polimérica é dispersa dentro da matriz asfáltica. Com seu baixo teor de óleos, a fase betuminosa tem um elevado teor de asfaltenos. Como resultado tem-se a melhora da coesão e elasticidade. Em altas temperaturas de serviço (maiores que 60°C), o módulo de rigidez da fase polimérica é maior que o da matriz. Em baixas temperaturas o módulo de rigidez da fase dispersa é menor que o da matriz, reduzindo sua fragilidade. Pode-se observar, entretanto, que a fase polimérica melhora as propriedades mecânicas do ligante em altas e baixas



temperaturas de serviço. Neste caso, o fator determinante nas propriedades da mistura é a escolha do asfalto;

- b) Teor de polímero suficientemente alto (no geral maior que 7%, se a escolha do polímero e do betumem foi correta): neste caso a fase polimérica é a matriz do sistema. A fração de asfalto é dispersa no polímero que absorve os óleos do asfalto. As propriedades do sistema são fundamentalmente deferentes do asfalto e dependem essencialmente do polímero;
- c) Teor de polímero em torno de 5%: neste caso podem ser formadas microestruturas, nas quais as duas fases são contínuas e entrelaçadas. Tal sistema é difícil de controlar e possui problemas de estabilidade (sua micromorfologia e suas propriedades dependerão da sua historia de temperatura).

SENGOZ e ISIKYAKAR (2007) investigaram, através de um microscópio de reflexão de fluorescência, a morfologia de ligantes asfálticos CAP 50/70 modificados com diferentes teores de polímero SBS. Os resultados obtidos ilustram, Figura 2.2, os três diferentes casos relatados por BRÛLÉ (1996): (a) fase polimérica dispersa na matriz asfáltica, (b) fase asfáltica dispersa na matriz polimérica e (c) duas fases contínuas e entrelaçadas. Entretanto, no mesmo trabalho quando avaliadas as misturas usando o copolímero EVA, a morfologia apresentou variações principalmente em misturas com teores de polímero abaixo de 5%, indicando especialmente a influência da natureza e do teor de polímero.

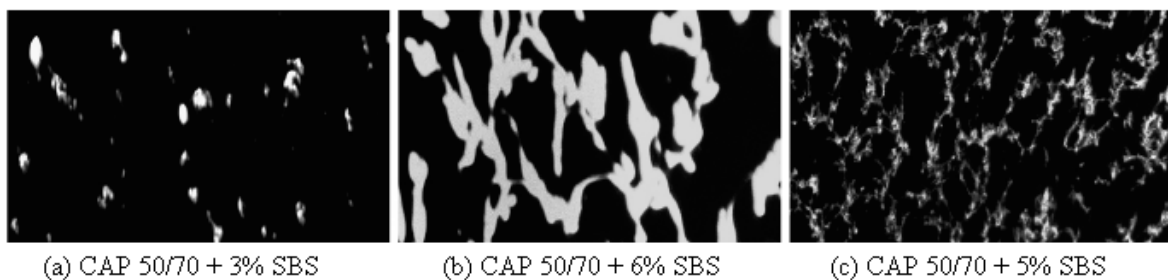


Figura 2.2: Morfologia de asfalto modificado com diferentes teores de SBS no microscópio de reflexão de fluorescência (adaptado de SENGOZ & ISIKYAKAR, 2007)

LU e ISACSSON (2001) estudaram as propriedades morfológicas, reológicas e de envelhecimento de ligantes asfálticos modificados por diferentes polímeros (SBS, SEBS, EVA e EBA). Os resultados indicaram que as propriedades morfológicas são influenciadas pela composição do betume e pela natureza do polímero. No geral, foi observada a criação de uma matriz polimérica contínua em ligantes contendo teores de polímeros a partir de 6%. Em amostras com teor suficientemente alto de polímero (acima de 6%) foram observadas consideráveis melhoras nas características reológicas do ligante. Para amostras de ligantes modificados contendo SBS e SBES foram observadas melhoras no comportamento reológico num amplo intervalo de temperatura, enquanto que os ligantes contendo EVA e EBA mostraram melhoras em altas temperaturas. Em relação ao envelhecimento, o ligante também mostrou forte dependência do tipo de polímero utilizado. Na maioria dos casos, as alterações reológicas durante o envelhecimento estão relacionadas com a oxidação do betume e/ou a degradação do polímero. Além disso, o efeito do envelhecimento esteve ligado às condições testadas, ou seja, ele foi dependente da temperatura.

Quanto à incorporação, os polímeros podem ser adicionados ao asfalto basicamente de três maneiras: (a) em fabrica separada e posteriormente transportado até a usina de asfalto, (b) em misturador auxiliar na usina de asfalto e (c) diretamente na mistura asfáltica, simultaneamente a mistura do asfalto aos agregados.

Segundo LEITE (1999), a escolha da tecnologia dependerá das condições locais e do tipo do polímero empregado. Polímeros difíceis de compatibilizar e termicamente instáveis devem ser misturados imediatamente antes da aplicação do asfalto modificado, evitando a decomposição e/ou a 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 asfalto do que a alternativa (c). A Figura 2.3 mostra de forma esquemática as alternativas de produção de asfalto modificado por polímero.

Geralmente os polímeros são adicionados ao asfalto quente em forma de pó ou diluídos. No processo de mistura, uma agitação eficiente é necessária para garantir que não haja separação de fases. O uso de partículas menores de polímeros poderá diminuir o tempo de mistura e melhorar a qualidade do produto final. Entretanto, o tempo de mistura dependerá, dentre outros fatores, dos equipamentos e das matérias primas utilizadas.



Figura 2.3: Alternativas de asfalto modificado por polímeros (ZENKE<sup>3</sup>, 1979 apud LEITE, 1999)

#### a) EVA

De todos os polímeros chamados plastômeros, o EVA é o que apresenta melhor comportamento quando misturado ao asfalto (DNER, 1998). O copolímero EVA apresenta uma grande resistência inicial, devido a sua estrutura tridimensional rígida, aumentando assim a resistência às deformações dos ligantes modificados. Suas maiores vantagens segundo LEITE (1999) são a resistência à flexão e estabilidade térmica, aliadas a um custo razoável.

O copolímero de etileno e acetato de vinila, EVA, possui uma composição que pode variar de uns poucos por cento de acetato de vinila até cerca de 50% (LEITE, 1999). Essa variação do teor de acetato de vinila acarreta mudanças no comportamento desse material, variando de um plastômeros até comportamentos semelhantes à elastômero. Neste copolímero a redução do teor de acetato de vinila acarreta aumento da cristalinidade e, em consequência, no módulo de

<sup>3</sup> ZENKE G. Zur Theorie der Polymermodifizierten Bitumen. Das Stationare Mischwerk, N° 5, p. 7-20. may 1979.

rigidez nas temperaturas de amolecimento e de fusão e na diminuição da temperatura de fragilidade. (BRINGEL *et al.*, 2005)

BRINGEL *et al.* (2005) caracterizaram, quanto às propriedades químicas e reológicas, ligantes asfálticos convencionais CAP 20 e modificados com polímeros EVA. Os resultados indicaram que a incorporação do EVA ao ligante asfáltico alterou as suas propriedades, modificando a reologia do material. As mudanças no escoamento do material se deram em virtude da solubilização do copolímero nas frações saturadas do asfalto, devido à sua natureza alifática pela existência de seqüências etílicas de elevado peso molecular. Observou-se um aumento da viscosidade e uma melhora no grau do desempenho do ligante. Além disso, ensaios de envelhecimento acelerado mostraram que a presença do EVA reduziu o processo de decomposição oxidativa do asfalto.

GONZÁLEZ *et al.* (2004) mostram, através de estudos experimentais, que há melhora nas propriedades viscoelásticas de um CAP 60/70 quando modificado com polímero EVA. Os autores afirmam que a adição de EVA confere ao cimento asfáltico uma menor suscetibilidade térmica, resultando na redução do risco de trincamento a baixas temperaturas e deformação permanente em altas temperaturas.

Segundo BRÛLÉ (1996), com o aumento do teor de EVA, o ponto de amolecimento do ligante modificado também aumenta, enquanto que a penetração diminui. O autor ressalta que o efeito é mais pronunciado em copolímeros com menores teores de acetato de vinila, como mostra a Figura 2.4.

### ***b) SBS***

O copolímero estireno butadieno estireno, SBS, é um elastômero termoplástico com uma estrutura bifásica composta por domínios estirênicos rígidos dispersos em uma suave matriz butadiênica (POLACCO *et al.*, 2006). Essa morfologia permite que esse copolímero escoe livremente quando aquecido e quando em temperatura ambiente, devido à restauração da sua rede estrutural original, recupere suas características elásticas.

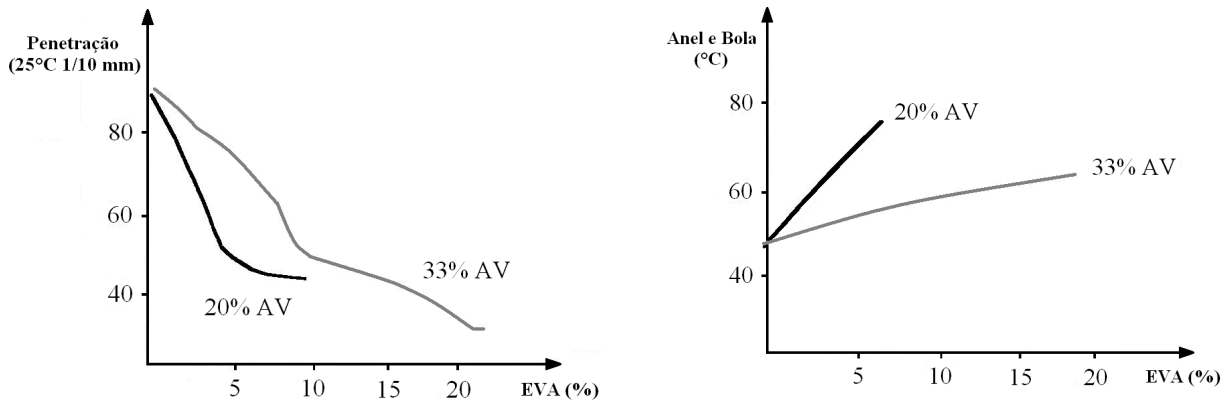


Figura 2.4: Efeito do teor de EVA na penetração e no ponto de amolecimento de asfaltos modificados (BRÛLÉ, 1996)

Segundo o DNER (1998), em temperaturas elevadas a entropia (caos) vence a coesão (organização), as “cabeças” esterênicas se libertam e cada molécula de SBS fica individualizada se opondo ao fluxo, o que gera enorme aumento de viscosidade. Entretanto, quando resfriado a coesão vence a entropia, e a condição térmica favorece as associações e as “cabeças” estirênicas se engancham formando domínios estirênicos ligados entre si por inúmeras “molas” butadiênicas, que quando sob tensão são esticadas e voltam a se renovar quando a tensão é removida.

Uma das principais características do cimento asfáltico modificado por SBS, além da recuperação elástica, é a sua menor suscetibilidade térmica. Isso pode ser constatado através do aumento do intervalo de plasticidade, ou seja, diminuição do ponto de ruptura Fraass e elevação do ponto de amolecimento. Segundo NAVARRO *et al.* (2005) a modificação do ligante por SBS confere maior resistência ao trincamento térmico, indicado pela maior flexibilidade do ligante modificado a baixas temperaturas.

LEITE (1999), em estudo para caracterização de asfaltos modificados por polímeros, relata que com a determinação do ângulo de fase em diferentes temperaturas pelo reômetro de cisalhamento dinâmico foi possível medir a elasticidade dos asfaltos modificados. A autora concluiu que o SBS por sua conformação espacial foi o polímero que apresentou as melhores propriedades a temperaturas baixas e intermediárias.

LU e ISACSSON (1997) estudando a influência da modificação por SBS na viscosidade do ligante asfáltico, concluíram que o aumento de viscosidade não é diretamente proporcional ao teor de SBS. A modificação com teor suficientemente alto de SBS eleva o grau de comportamento não newtoniano do ligante. Os autores indicam também que a modificação com teor adequado de polímero reduz a suscetibilidade à temperatura do ligante, aumentando assim a resistência às deformações permanentes e às trincas, em altas e baixas temperaturas, respectivamente.

BONEMAZZI *et al.* (1996) estudou as propriedades mecânicas e reológicas de asfaltos modificados por vários polímeros. De todos os asfaltos modificados analisados, um dos que mostraram melhor comportamento foi o que continha SBS. Resultados obtidos através de testes no reômetro de cisalhamento dinâmico demonstraram que os asfaltos modificados por SBS possuem boa recuperação elástica em médias e altas temperaturas (até 90°C). Testes convencionais como penetração, ponto de amolecimento e recuperação elástica, também demonstraram a melhora na performance do ligante com adição de SBS, conforme Figura 2.5. Por outro lado, o polímero SBS demonstrou bom comportamento em testes de absorção de óleos, realizados para simular o inchamento do polímero na matriz betuminosa.

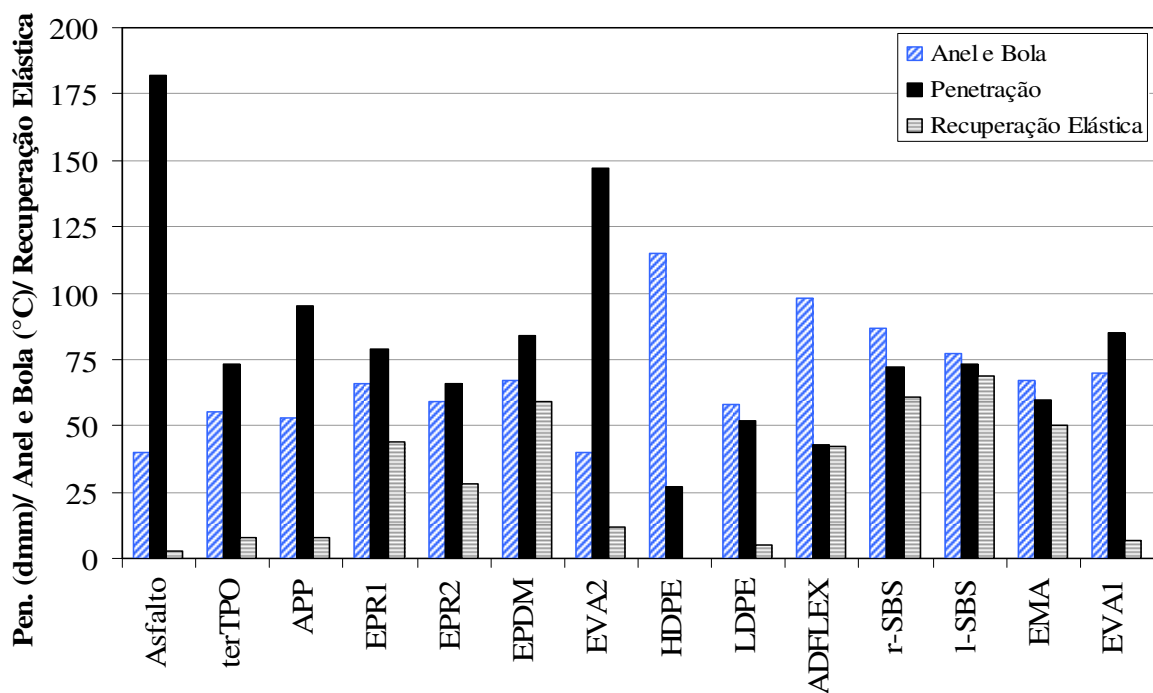


Figura 2.5: Ponto de amolecimento (anel e bola) penetração e recuperação elástica para asfaltos modificados por polímeros SBS e outros. (BONEMAZZI *et al.*,1996)

***c) Borracha moída de pneus***

Segundo a ANIP (Associação Nacional da Indústria de Pneumáticos), no Brasil foram produzidos cerca de 57,3 milhões de pneus no ano de 2007. Os números da produção de pneumáticos em 2007, divididos em categorias, são os seguintes:

- a) caminhões/ônibus – 7,3 milhões;
- b) camionetas – 6 milhões
- c) automóveis – 28,8 milhões;
- d) motos – 13,8 milhões;
- e) outros – 1,36 milhão.

Entretanto, estima-se que anualmente no Brasil são gerados em torno de 30 milhões de pneus inservíveis. Este número somado ao passivo já existente resulta em sério risco ao meio ambiente e a saúde pública. Visando atenuar este problema, nos últimos anos, a comunidade científica vem buscando alternativas que envolvam a reutilização destes pneus. Uma das alternativas encontradas foi a incorporação da borracha moída de pneus em materiais de pavimentação, mais precisamente como modificadora de ligantes asfálticos.

A borracha de pneus é basicamente uma mistura de borracha natural, borracha sintética e negro do fumo. Além desses três componentes, fazem parte da borracha diferentes produtos que são incorporados durante a fabricação visando uma melhor performance do pneu. Dentre estes produtos estão óleos, pigmentos, ceras, anti-oxidantes, inibidores de raios ultra-violeta, produtos químicos, etc.

A borracha usada em pavimentação pode ser originária, dentre outros, de pneus de caminhões e automóveis. A diferença entre eles, pode ser notada, através da quantidade de cada material que os compõe. Geralmente, pneus de automóveis são compostos por cerca de 16 a 20% de borracha natural e de 26 a 31% de borracha sintética, enquanto pneus de caminhões são compostos por cerca de 31 a 33% de borracha natural e de 16 a 21% de borracha sintética (ODA e FERNADES JUNIOR, 2001). A FHWA (1992) enfatiza que em cada parte do pneu, diferentes proporções de borracha natural e sintética são incorporadas. Cada uma dessas

partes requer diferentes propriedades da borracha, como flexibilidade e resistência à abrasão. Neste contexto, a borracha natural é responsável pelas propriedades elásticas enquanto a borracha sintética é responsável pela estabilidade térmica da borracha de pneu.

A FHWA (1992) ainda ressalta que com os avanços tecnológicos as diferenças entre as composições de pneus de automóveis e caminhões foram reduzidas. Embora hajam diferenças na estrutura e entre tipos de pneus, a borracha moída possui uma composição razoavelmente uniforme. Grande parte da indústria de BMP, nos Estados Unidos, rotineiramente não produz borracha moída baseada numa mistura específica de pneus. No entanto, quando se procura uma específica ou um único grupo de propriedades modificantes, outros tipos ou fontes de borrachas podem ser adicionados.

A incorporação da borracha de pneus moída ao asfalto pode ser feita através de dois processos: processo seco e processo úmido. O processo seco consiste na mistura simultânea do cimento asfáltico e da borracha com os agregados. Nesse processo a borracha é incorporada como um aditivo, substituindo parte do agregado e sendo considerada parte dele. O produto resultante do processo seco é denominado concreto asfáltico modificado com adição de borracha ou agregado-borracha. Já no processo úmido, a borracha moída é misturada ao cimento asfáltico a uma temperatura elevada, dando origem a um novo material com propriedades diferentes do ligante base que é chamado de ligante asfalto-borracha.

ROBERTS *et al.* (1989) citam algumas diferenças significantes entre os dois processos de incorporação. O tamanho e a quantidade de partículas de borracha incorporadas na mistura asfáltica pelo processo seco é maior, podendo ser utilizadas de duas a quatro vezes mais borracha do que no processo úmido. Além disso, há uma diferença de custos, já que são necessários equipamentos especiais para que se possa fazer a mistura do asfalto com a borracha a quente através do processo úmido enquanto que para o processo seco não há mudanças significativas na usina, sendo a borracha moída incorporada à mistura como parte do agregado.

Embora o processo seco apresente algumas vantagens em relação ao processo úmido, principalmente em relação aos custos envolvidos e a alta quantidade de borracha usada, as pesquisas em todo o mundo têm se concentrado principalmente no processo úmido. Essa escolha pode ser explicada pelo desempenho irregular de alguns trechos experimentais



construídos no EUA usando o processo seco, diferentemente do processo úmido, que tem apresentado resultados mais satisfatório. (BERTOLLO, 2002 e BERTOLLO *et al*, 2004)

Quando usado o processo seco, a interação existente entre o ligante e a borracha é muito pequena, quando comparada ao processo úmido. Os inibidores de raios ultravioleta e os anti-oxidantes presentes na borracha não chegam a ser transmitidos para o asfalto, por esta razão vários estados americanos têm optado por utilizar apenas o processo úmido. (SPECHT, 2004)

Segundo SPECHT (2004) quando a borracha é adicionada ao asfalto pelo processo úmido há um aumento de volume das partículas (inchamento). O inchamento da borracha é uma difusão e não uma reação química. As partículas de borracha absorvem, pelas cadeias de polímeros, certos óleos aromáticos contidos no cimento asfáltico, tornando-o mais dúctil, mais viscoso e com menor suscetibilidade térmica. Em contrapartida, são transferidas para o asfalto, através do negro de fumo, algumas características químicas das borrachas vulcanizadas como inibidores de raios ultravioleta e anti-oxidantes, produzindo assim, um material mais resistente ao envelhecimento e com maior resistência a fissuração, contribuindo para uma maior durabilidade do pavimento.

Não existem receitas prontas a despeito da quantidade e granulometria da borracha a ser adicionada ao ligante nem tampouco das temperaturas e tempos de reação. A temperatura e tempo da mistura dependem principalmente da granulometria da borracha. Quanto mais fina, maior a área superficial e menor temperatura e tempo de mistura para se obter um material homogêneo. (SPECHT, 2004)

Segundo ROBERTS *et al.* (1989) quanto maior a quantidade de borracha natural contida na BMP maior será a recuperação elástica da mistura resultante e menor será o tempo de reação. Os autores também ressaltam que o tempo de reação e a interação com o asfalto são influenciados pelo teor, tamanho e peso específico da BMP, sendo positiva a diminuição destes três fatores.

## 2.2 CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

A tendência mundial é o estabelecimento de métodos de dimensionamento mecânicos tanto para pavimentos flexíveis e rígidos, novos ou restaurados. Utilizam as ferramentas de análise estrutural no cálculo de tensões e deformações e determinam os mecanismos de fadiga e de deformabilidade. (MEDINA e MOTTA, 2005)

O dimensionamento de um pavimento por um método mecânico deve, dentre outros fatores, considerar parâmetros de entrada (parâmetros de deformabilidade dos materiais, fatores ambientais, tráfego, etc) e critérios de aceitação (vida de fadiga e afundamento de trilha de roda). Dessa forma, a caracterização mecânica dos materiais é indispensável para que o pavimento tenha o desempenho desejado ao longo da sua vida de serviço. Neste contexto, os ensaios dinâmicos ou de cargas repetidas, que procuram simular as condições reais de tráfego, se mostram ferramentas importantes na caracterização dos materiais de pavimentação.

As medições de módulos dinâmicos como os módulos complexo, de rigidez à flexão e de resiliência são utilizados para o conhecimento da relação tensão-deformação dos materiais asfálticos.

Segundo MARQUES (2004) O ensaio do módulo complexo foi desenvolvido para medir tanto viscoelasticidade quanto propriedades elásticas de materiais de pavimentação. Por definição, o módulo complexo,  $E^*$ , é um número complexo que relaciona tensão e deformação para materiais viscoelásticos sujeitos a carregamento senoidal aplicado num certo domínio de frequência.

BRITO (2006) define módulo complexo como sendo a relação entre a tensão e deformação de um material viscoelástico submetido a um carregamento senoidal em função do tempo,  $t$ , que quando da aplicação de uma tensão  $\sigma \times \text{sem}(\omega t)$  apresenta uma deformação  $\varepsilon \times \text{sem}(\omega \times (t - \varphi))$ , apresentando um ângulo de fase  $\varphi$ , em relação à tensão. A amplitude da deformação e do ângulo de fase dependem da frequência,  $\omega$ , e da temperatura de ensaio.

O módulo complexo pode ser separado em duas componentes: a parte real, que representa a energia armazenada no material; e a parte imaginária, que representa a energia perdida por atrito interno no material. Já o ângulo de defasagem indica a viscosidade do material. As equações 2.1, 2.2, 2.3 e 2.4 definem o módulo complexo ( $E^*$ ), a componente real ( $E_1$ ), a componente imaginária ( $E_2$ ) e o ângulo de fase ( $\varphi$ ), respectivamente.

$$E^* = |E^*| \times (\cos(\varphi) + i \times \text{sen}(\varphi)) \quad (2.1)$$

$$E_1 = |E^*| \times \cos(\varphi) \quad (2.2)$$

$$E_2 = |E^*| \times \text{sen}(\varphi) \quad (2.3)$$

$$\varphi = \arctan(E_2/E_1) \quad (2.4)$$

Segundo FRANCKEN e PARTL (1996) um carregamento senoidal é aplicado axialmente em amostras cilíndricas para diferentes temperaturas e frequências de carregamento visando à construção de uma curva mestra que incorpora os efeitos das duas variáveis citadas. A Figura 2.6 mostra uma curva mestra típica, onde os fatores de conversão de temperatura “a(T)” mostram a dependência da rigidez a essa variável.

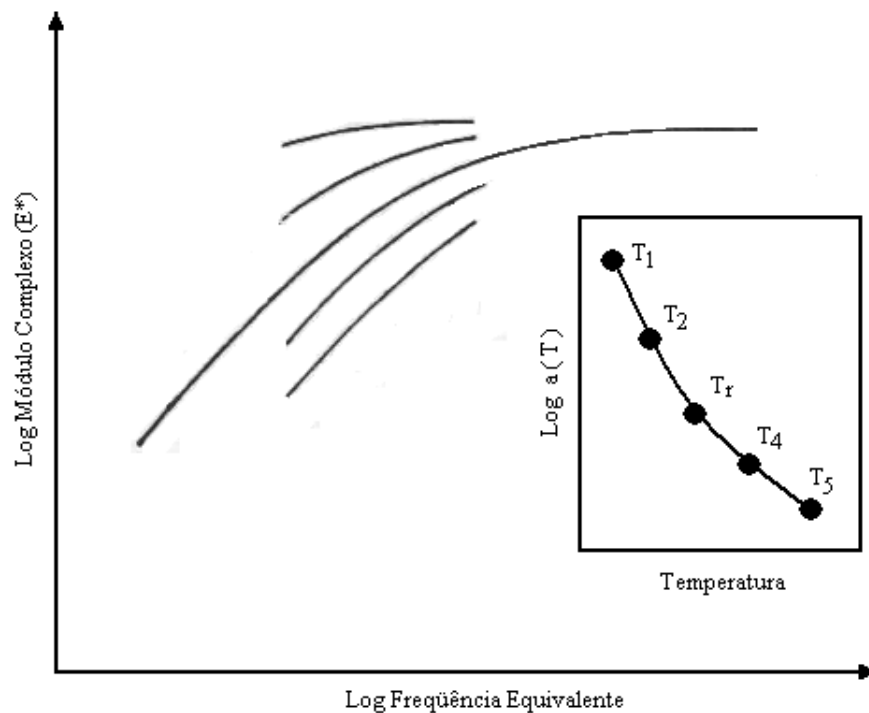


Figura 2.6: Curva mestra usada para representação do módulo complexo (ANDERSON et al., 1992)

A caracterização da distribuição de tensões, deformações e deslocamentos gerados pelo tráfego em pavimentos é baseada na Teoria da Elasticidade. Embora se saiba que muitos dos materiais utilizados na pavimentação não apresentam um comportamento puramente elástico, sofrendo deformações plásticas a cada ciclo de carregamento, análises de camadas elástico-lineares são aceitas como estimativas razoáveis. Esta aceitação pode ser explicada, segundo HUANG (2004), pelo comportamento considerado elástico do material quando a carga aplicada for pequena em relação à resistência do material e for repetida por um grande número de vezes.

A Figura 2.7 mostra as deformações sofridas por um corpo-de-prova sob carregamentos repetidos. Pode-se observar um acúmulo de deformações plásticas no estágio inicial. Após um determinado número de repetições estas deformações tendem a estabilizar, sendo que, após este determinado limite as deformações são praticamente todas elásticas. (BRITO, 2006)

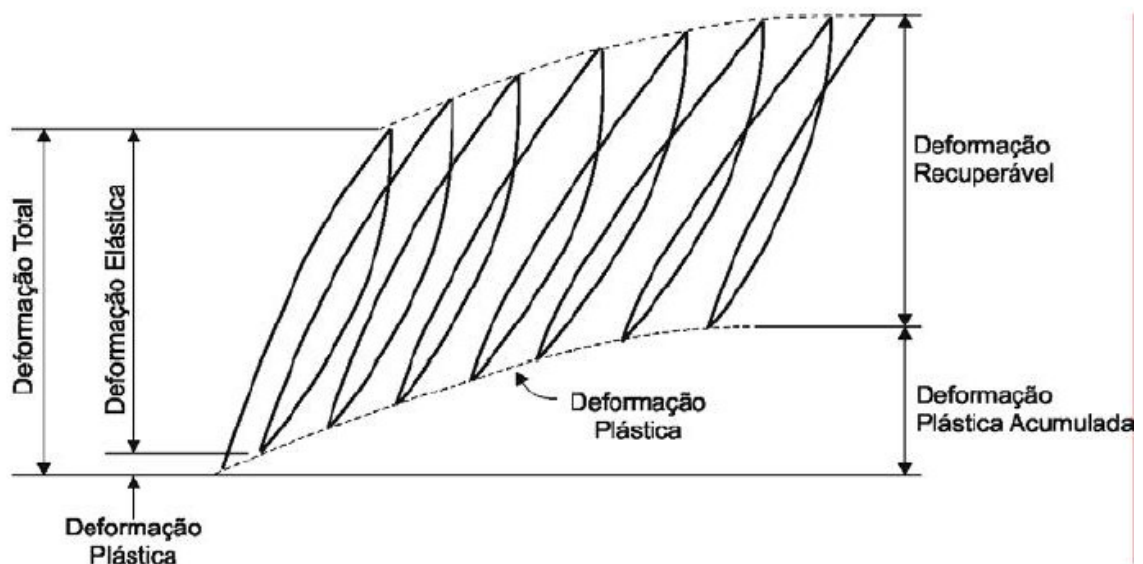


Figura 2.7: deformações sob cargas repetidas (HUANG, 2004)

### 2.2.1 Módulo de Resiliência

Para se efetuar a análise de deformabilidade da estrutura precisa-se conhecer as relações tensão-deformação ou os módulos de deformabilidade dos materiais que compõem as camadas. (MOTTA, 1991) Um parâmetro considerado chave para o conhecimento do comportamento tensão-deformação de uma estrutura de pavimento é o módulo de resiliência (Mr).

O termo resiliente foi introduzido por Hveem. Ele preferiu utilizar este termo em vez de deformação elástica sob o argumento de que as deformações nos pavimentos são muito maiores do que nos sólidos elásticos com que lida o engenheiro – concreto, aço, etc. (MEDINA e MOTTA, 2005)

Segundo BARKSDALE *et al.* (1997), o Módulo de Resiliência (Mr) é análogo ao módulo de elasticidade (E), sendo ambos definidos pela teoria da elasticidade. O Módulo de Resiliência é determinado em ensaios de cargas repetidas. Valores de pico das tensões e deformações recuperáveis que ocorrem nos ensaios são usados para calcular a constante elástica resiliente mesmo que a tensão de pico ou deformação recuperável não ocorra ao mesmo tempo em um teste dinâmico deste tipo.

O módulo de resiliência é definido pela equação 2.5.

$$Mr = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (2.5)$$

Onde:

Mr = módulo de resiliência

$\sigma$  = tensão aplicada dinamicamente

$\varepsilon$  = deformação recuperável para um determinado numero de ciclos

BARKSDALE *et al.* (1997) lista os ensaios comumente usados para a determinação do módulo de resiliência:

- a) ensaio de tração uniaxial
- b) ensaio de compressão uniaxial
- c) ensaio de flexão de viga
- d) ensaio de tração por compressão diametral
- e) ensaio de compressão triaxial

TAYEBALI *et al.* (1994) realizaram estudo laboratorial para avaliar a sensibilidade do módulo de resiliência a vários fatores. Este parâmetro foi obtido nos ensaios de tração indireta por compressão diametral, compressão uniaxial e flexão de viga, em diferentes misturas asfálticas. Os resultados obtidos nos três diferentes métodos de ensaios apresentaram diferentes estimativas do módulo de resiliência. Os resultados mostraram sensibilidade as variáveis dos testes e das misturas, dentre elas, o tipo de asfalto, o tipo de agregado, o volume de vazios e a temperatura de ensaio. Por outro lado, os efeitos destas variáveis na estimativa do módulo de resiliência podem ser diferentes se o carregamento for por compressão uniaxial, compressão diametral ou flexão.

Segundo MOTTA<sup>4</sup> (1998, *apud* AMARAL, 2000), de uma forma simplificada, pode-se dizer que o módulo resiliente varia com a granulometria da mistura sendo maior quanto mais grossa for a faixa adotada; varia com o ligante asfáltico sendo maior quanto menor a penetração do asfalto ou maior a sua viscosidade, mas não é muito sensível ao teor de asfalto, dentro da faixa normal de dosagem. Contudo, CERATTI *et al.* (1996) relata que a suscetibilidade das misturas asfálticas pode ser investigada pela variação do módulo de resiliência com a temperatura.

---

<sup>4</sup> MOTTA, L. M. G. Contribuição para a Estimativa do Módulo Resiliente de Misturas Asfálticas. 14º Encontro de Asfalto. p. 30-39. 1998.

BRITO (2006) estudando a variabilidade do módulo resiliente em função da metodologia e dos parâmetros envolvidos no ensaio de tração indireta por compressão diametral com cargas repetidas, concluiu que o módulo de resiliência mostra dependência, dentre outros fatores, da forma, duração e frequência do pulso de carga e do nível de tensão aplicado durante o ensaio. Entretanto, a proporção de ocorrência é função do tipo de mistura e da temperatura na qual o ensaio foi realizado.

SOARES e SOUZA (2003) relatam que em materiais viscoelásticos, o  $M_r$  varia tanto com o tempo de aplicação da carga como com o tempo de repouso, uma vez que a deformação recuperável depende dos mesmos. Segundo os autores, vale ressaltar que para materiais viscoelásticos lineares, embora a deformação total varie com o número de ciclos de aplicação de carga devido ao acúmulo de deformações não-recuperáveis, a deformação recuperável deve se manter constante ao longo dos ciclos.

Segundo TAYEBALI *et al.* (1994), o módulo de resiliência diametral não pode ser medido com exatidão em altas temperaturas e não são confiáveis nem mesmo em temperaturas moderadamente altas (40°C). O SHRP A-003A sugere que amostras não podem ser testadas a temperaturas tão altas como 60°C. Pesquisadores da NCHRP também recomendam que se tenha cuidado na determinação do módulo resiliente e outras características nos testes de tração indireta em altas temperaturas. Enquanto eles incluem nas suas recomendações 40°C, as grandes deformações permanentes observadas nos testes do SHRP A-003A levanta sérias dúvidas na credibilidade das medições em tais temperaturas. Isto parece limitar a execução do ensaio de tração indireta a temperaturas superiores a 20°C. Por outro lado, MEDINA e MOTTA (2005) afirmam que a aplicação da teoria da elasticidade a misturas asfálticas só é admissível a níveis baixos de tensão de tração (40% ou menos) em relação à de ruptura e a temperaturas inferiores a 40°C.

Ainda, TAYEBALI *et al.* (1994) ressalta a influência do coeficiente de Poisson na estimativa do módulo resiliente. Os autores salientam que este parâmetro não pode ser determinado com acurácia no ensaio de tração indireta por compressão diametral e deve ser assumido com base em medições obtidas com outros métodos de ensaio. Isto porque o coeficiente de Poisson obtido nesse ensaio é pouco confiável quando comparado ao obtido no ensaio de compressão uniaxial. Entretanto, segundo BRITO (2006), devido às dificuldades da obtenção do coeficiente de Poisson através de metodologias experimentais, acaba-se na maioria das vezes

adotando-se valores baseados na literatura, tendo-se aí mais uma fonte de variabilidade no ensaio.

### 2.2.2 Fadiga

Trincamento por fadiga pode ser definido como um tipo de defeito que ocorre quando o pavimento atinge o limite de sua vida de fadiga. A vida de fadiga de um revestimento asfáltico é influenciada por vários fatores simultaneamente. Entre estes fatores estão:

- a) Características do carregamento: tipo, frequência e amplitude;
- b) Características dos materiais empregados: agregados e ligante asfáltico;
- c) Características da mistura: granulometria e propriedades volumétricas;
- d) Variáveis ambientais: temperatura e umidade.

Segundo OFORI-ABEBRESSE (2006) o trincamento por fadiga em revestimentos asfálticos pode iniciar-se de duas formas: (a) trincamento de baixo para cima, sendo causado principalmente pelas altas tensões de tração na parte inferior da camada de revestimento, que podem ser ocasionadas pela insuficiente rigidez das camadas de base ou revestimento; (b) trincamento de cima para baixo, onde as trincas iniciam-se na superfície da camada de revestimento e propagam-se pelas camadas inferiores do pavimento. Isto pode ser causado pela ação do tráfego o qual induz tensões cisalhantes acima do nível de projeto.

Segundo BERTOLLO (2002), a vida de fadiga da camada de revestimento também é afetada pelas características de deformabilidade das outras camadas que compõem a estrutura do pavimento. Sendo assim, pode-se relacionar o trincamento prematuro das camadas asfálticas com problemas de drenagem do subleito. O excesso de umidade enfraquece as camadas subjacentes, submetendo o revestimento a deformações excessivas. Outros fatores relacionados à estrutura do pavimento, e que venham a afetar a vida de fadiga do revestimento asfáltico, são as espessuras e os módulos “elásticos” (rigidez) das camadas do pavimento, já que uma relação inadequada entre estas características reduz a vida de fadiga do revestimento.

BERNUCCI *et al.* (2002) enfatiza que muitas podem ser as causas do trincamento por fadiga em revestimentos asfálticos. Dentre estas possíveis causas está à falta de compactação do



subleito ou das outras camadas do pavimento, provocando um enfraquecimento na estrutura do pavimento. Os autores ainda citam a inadequação do projeto de dosagem da mistura asfáltica como uma provável causa do trincamento por fadiga, levando à percentagem de vazios que permitem a entrada de água, mas não suficientemente permeável para facilitar a sua saída, provocando um aumento na pressão neutra da água presa dentro dos vazios, diminuindo a resistência do material.

TANGELLA *et al.* (1990), a partir de revisão bibliográfica, resumiram alguns fatores relacionados à mistura asfáltica (Tabela 2.2) que afetam a resposta à fadiga do revestimento asfáltico.

Tabela 2.2: Fatores relacionados à mistura asfáltica que afetam a resposta à fadiga do revestimento

Fator	Variação no Fator	Efeito na Variação do Fator		
		Rigidez	Vida de Fadiga em Ensaios com Tensão Controlada	Vida de Fadiga em Ensaios com Deformação Controlada
Viscosidade do Asfalto	Aumento	Aumento	Aumento	Diminuição
Teor de Asfalto	Aumento	Aumento	Aumento	Aumento
Gradação do Agregado	Aberta para Contínua	Aumento	Aumento	Diminuição
Volume de Vazios	Diminuição	Aumento	Aumento	Aumento
Temperatura	Diminuição	Aumento	Aumento	Diminuição

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

Segundo TANGELLA *et al.* (1990), as metodologias de ensaios disponíveis, para a estimativa da vida de fadiga de misturas asfálticas, são convenientemente classificadas nas seguintes categorias: flexão simples, flexão suportada, axial direta, triaxial diametral, fratura mecânica e *wheel-track*. Os critérios usados para avaliar o potencial de cada método como um modelo de laboratório são: (1) capacidade de simular as condições de campo, (2) aplicabilidade dos resultados do ensaio para usar na modelagem da performance do pavimento, (3) simplicidade, e (4) correlação dos resultados com a performance do pavimento em serviço. Os três métodos considerados mais promissores são flexão simples, fadiga diametral e testes baseados no

princípio da mecânica da fratura. O ensaio de tração direta oferece considerável potencial para substituir ensaios mais complexos de fadiga: pesquisadores franceses tem obtidos boas correlações entre o ensaio de tração direta e resultados de ensaios de fadiga.

SPECHT (2004) estudando a utilização da borracha moída de pneus como aditivo em misturas asfálticas, avaliou em laboratório amostras de concreto asfáltico com diferentes traços de ligantes contendo borracha moída. A resistência à fadiga das misturas estudadas foi avaliada através do ensaio de tração por compressão diametral cíclico. Em uma análise direta pode-se observar que, para um mesmo estado de tensões, as misturas com asfalto-borracha mostraram um desempenho superior ao da mistura com ligante convencional. Neste estudo também foi realizada a análise conjunta das equações de fadiga e da rigidez da mistura através do software FLAPS (*Finite Layer Analysis of Pavement Structures*). Nesta análise, utilizando-se o critério de ruptura de tensões, as misturas com borracha levam a um incremento significativo na vida de fadiga, em comparação à mistura de referência.

MORILHA JUNIOR (2004) analisou o comportamento quanto à fadiga de misturas asfálticas confeccionadas com ligantes convencionais e modificados por polímeros SBS, EVA e borracha moída de pneus. Quando analisada a vida de fadiga das misturas em função da diferença de tensões aplicada, o melhor comportamento foi observado em misturas elaboradas com ligantes modificados por polímeros. As misturas com SBS apresentaram melhor comportamento em níveis baixos e intermediários de tensões, já em níveis mais altos, a mistura elaborada com ligante modificado com EVA se sobressaiu. Entretanto, na modelagem por deformação específica de tração inicial, verificou-se que os ligantes modificados por EVA e por borracha moída de pneus apresentaram as maiores vidas de fadiga, principalmente no maior nível de deformação. Por outro lado, em análises paramétricas realizadas, pode-se concluir que em estruturas de revestimentos mais delgadas as misturas com ligante asfalto-borracha apresentaram melhor desempenho, já no caso de estruturas de revestimento mais robustas, a melhoria coube a misturas preparadas com ligantes asfálticos modificados por polímeros, tanto SBS como EVA, de alto teor.

### 2.2.3 Deformação Permanente

As deformações permanentes, irreversíveis, são caracterizadas por afundamentos ou depressões longitudinais nas trilhas de rodas de veículos pesados (afundamento de trilha de roda). Essas deformações são conseqüências da consolidação e de movimentos laterais de

uma ou mais camadas do pavimento. A Figura 2.8 ilustra, de forma esquemática, o afundamento de trilha de roda.

A deformação permanente ocasionada pelo afundamento das camadas de base, sub-base ou subleito geralmente ocorre quando o pavimento é submetido a cargas superiores àquelas para as quais foi projetado, ou quando ocorreu falhas de compactação durante o processo construtivo. Esse tipo de deformação gera trincas de tração na parte inferior da camada de revestimento. (GRECO, 2004)

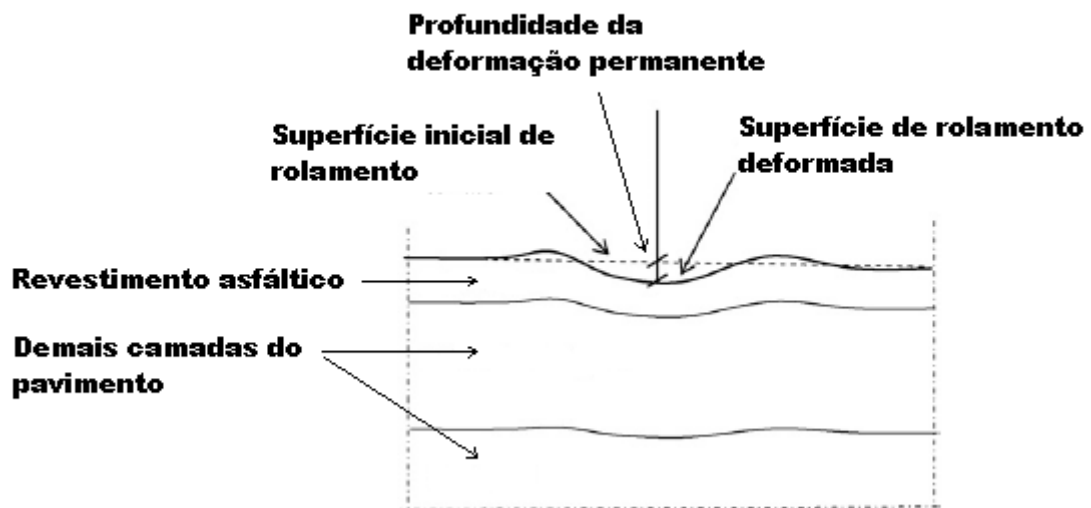


Figura 2.8: Corte esquemático de um pavimento asfáltico com afundamento de trilha de roda (adaptado de KETIL *et al.*, 2007)

Segundo SILVA (2005), a origem das deformações permanentes em misturas asfálticas está ligada a um processo de redução da sua porosidade (pós-compactação) durante os primeiros anos de serviço, e a esforços de cisalhamento que ocorrem perto da superfície do pavimento, na zona que limita a área de contato entre o pneu e o pavimento.

A estabilidade em termos de deformação permanente dos revestimentos asfálticos está intimamente ligada ao projeto de mistura. SOUZA<sup>5</sup> *et al.* (1991 *apud* GRECO, 2004) apresentaram um resumo dos principais fatores que podem afetar o desempenho de misturas asfálticas quanto a deformações permanentes, conforme mostra a Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – 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 <sup>(a)</sup>	Aumento	Aumento
Mistura	Quantidade de ligante	Aumento	Redução
	Volume de vazios	Aumento	Redução
	Vazios do agregado mineral	Aumento	Redução <sup>(c)</sup>
	Método de compactação	<sup>(d)</sup>	<sup>(d)</sup>
Condições de Ensaio e de Campo	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 a deformações permanentes está sendo avaliada. Modificadores podem ser adicionados ao ligante para aumentar sua rigidez em temperaturas críticas, reduzindo assim a propensão às deformações permanentes;

(b) Quando o volume de vazios é inferior a 3%, a suscetibilidade a deformações permanentes 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 a estrutura do material e consequentemente em sua suscetibilidade a deformações permanentes.

(Fonte: SOUZA *et al.* (1991 *apud* GRECO, 2004))

<sup>5</sup> SOUZA, J. B.; CRAUS, J.; MONISMITH, C. L. Summary Report on Permanent Deformation in Asphalt Concrete. SHRP-A/IR-91-104, Strategic Highway Research Program. National Research Council. Washington, DC. 120p. 1991

MOTTA (1991) relata que para prevenir a deformação permanente é importante ter-se misturas com altos teores de agregados angulosos e baixas porcentagens de ligante pouco suscetível à temperatura, e altas porcentagens de vazios. No entanto, para a fadiga, dada pela deformação elástica, repetida, quanto menor a porcentagem de vazios melhor. Portanto, é preciso compatibilizar o teor ótimo de vazios para cada mistura, tendo em vista os dois aspectos estabilidade-durabilidade, ou seja, fadiga *versus* trilha de roda.

Para a previsão das deformações permanentes em estruturas de pavimentos existem vários modelos ou métodos de análise. Eles permitem que se calculem as tensões, deformações e deslocamentos nas diversas camadas em consequência do carregamento aplicado. Esses modelos são calibrados através de ensaios, sejam em laboratório ou em pistas experimentais.

Segundo MEDINA e MOTTA (2005), não se têm modelos de comportamento para as misturas asfálticas brasileiras, quanto à deformação permanente. A previsão do afundamento de trilha de roda é bastante complexa, especialmente em misturas asfálticas, pois o problema não se resume apenas na caracterização dos materiais, mas também, na avaliação do impacto das condições ambientais neste material além do cálculo das tensões atuantes durante a vida de serviço do pavimento, a qual por sua vez é influenciada pelo envelhecimento do ligante com o tempo.

De qualquer forma, ensaios de laboratório são sempre necessários para a caracterização dos materiais, independentemente do método ou do modelo de previsão utilizado. Dentre os ensaios de laboratório utilizados para caracterizar o comportamento das misturas asfálticas quanto a sua resistência as deformações permanentes estão: ensaios de compressão uniaxial, ou ensaio de *creep*, estático ou dinâmico; ensaio de compressão triaxial estático ou dinâmico e ensaios de cargas rolantes repetidas, como por exemplo, simuladores de tráfego tipo *tracking test*.

A FHWA (2003), visando o controle de deformações permanentes, realizou estudo laboratorial e monitorou seções em campo de misturas asfálticas modificadas. As misturas asfálticas estudadas foram confeccionadas com diferentes ligantes modificados, dentre eles, borracha moída de pneus, polímero SBR e fibras de poliéster. Tanto em campo quanto em laboratório, todos os materiais estudados mostraram comportamento satisfatório. O bom comportamento das misturas foi atribuído à alta qualidade dos agregados, ao rigoroso controle durante a construção das seções e ao adequado projeto de dosagem das misturas. Estes

fatores, segundo os autores, demonstram que a modificação do ligante não foi determinante no controle do afundamento de trilha de roda, pelo menos nas condições estudadas.

CORTÉ *et al.* (1994) estudando a influência do ligante asfáltico e do carregamento no afundamento de trilha de roda, realizaram uma campanha experimental com ligantes convencionais e modificados. A comparação entre os resultados da caracterização mecânica das misturas asfálticas em laboratório e os resultados obtidos em pistas experimentais, mostraram que as misturas confeccionadas com ligante asfáltico modificado por polímero SBS possuem maior resistência às deformações permanentes quando comparadas com misturas com ligantes convencionais com penetração 50/70. Da mesma forma, os resultados de testes realizados por KUMAR *et al.* (2006) mostraram uma substancial melhora na resistência à deformação permanente das misturas com ligantes modificados em relação às misturas com ligantes convencionais. Entretanto, os autores ressaltam o melhor desempenho das misturas confeccionadas com polímeros elastômeros em relação às confeccionadas com plastômeros.

SPECHT (2004) avaliou a resistência ao acúmulo de deformações permanentes de misturas asfálticas com adição de borracha moída de pneus, através de duas técnicas: ensaio de *creep* dinâmico com amostra confinada e o ensaio em simulador de tráfego tipo LCPC. O autor relata que ambos os ensaios realizados qualificaram de maneira semelhante às misturas estudadas, sendo as misturas com melhor desempenho aquelas preparadas com ligante asfalto-borracha, seguida da mistura convencional e das misturas tipo borracha-agregado.

MADAPATI *et al.* (1996) em estudo realizado para avaliar a viabilidade de borracha moída de pneus (BMP) na construção de revestimentos asfálticos, analisaram misturas asfálticas com a adição de borracha moída através do processo úmido. Os corpos-de-prova foram moldados segundo a metodologia Marshall (com volume de vazios de 5%), usando uma curva granulométrica densa. As características volumétricas das misturas compactadas mostraram um aumento de 14 e 22% no teor de ligante de projeto da mistura confeccionada com asfalto-borracha em relação à mistura de controle. Por outro lado, foi feita uma análise para prever o desempenho de um pavimento asfáltico, com e sem o uso de borracha moída, através do programa computacional, baseado na teoria da viscoelasticidade, VESYS (desenvolvido pela FHWA). A partir desta análise, os autores indicam que poderá haver uma redução de até 18% na profundidade do afundamento por trilha de rodas pelo uso de misturas asfálticas com adição de BMP pelo processo úmido.

## 2.3 CARACTERÍSTICAS DE ADESIVIDADE DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

A causa de defeitos como a desagregação e o descolamento (*stripping*) em revestimentos asfálticos, normalmente, é atribuída a problemas na ligação adesiva desenvolvida na interface agregado-asfalto que, juntamente com as ações do tráfego e da água, contribuem para a progressão destes danos, propiciando o aparecimento de buracos e panelas (FURLAN, 2006)

Ainda FURLAN (2006) relata que os danos por umidade não caracterizam modos de ruptura propriamente, mas um processo condicionante, acelerado pela presença de água, que pode levar a ruptura por outros defeitos, como: deformações permanentes, trincas por fadiga e/ou desagregação.

Segundo EPPS *et al.* (2000), vários pesquisadores sugerem a diminuição do teor de ligante para satisfazer os critérios de afundamento por trilha de roda associado com o aumento do tráfego (volume de tráfego, aumento das cargas e pressão dos pneus), com as mudanças na qualidade dos agregados, com a difusão do uso de métodos restritos de caracterização e a baixa qualidade de controle, são as principais causas do aumento da sensibilidade à água.

O aumento da viscosidade do asfalto causada pela oxidação e por outros fatores como a presença de fíleres, segundo FURLAN (2006), promove o aumento da resistência ao dano por umidade em virtude da maior resistência ao descolamento da película de asfalto pela água. Entretanto, a autora relata que algumas pesquisas questionam as vantagens do enrijecimento, pois o aumento da viscosidade está relacionado ao um baixo poder de molhagem do asfalto no agregado.

Segundo AKSOY *et al.* (2005), pode-se melhorar a adesividade e reduzir a sensibilidade à água em misturas asfálticas, de duas formas. A primeira sugere que a superfície do agregado seja revestida por um agente que inverta a carga elétrica predominante na superfície e dessa forma reduza a energia superficial do agregado. A segunda forma é reduzir a energia superficial do ligante e gerar uma carga elétrica oposta na superfície do agregado. Os autores ainda relatam que, além do uso de agentes melhoradores de adesividade, alguns aditivos vêm ganhando aceitação entre os engenheiros. Alguns desses aditivos são: cal hidratada; enxofre; anti-oxidantes; borracha; negro do fumo e uma variedade de polímeros.

A avaliação da suscetibilidade a umidade pode ser feita através de: ensaios de avaliação visual, onde verifica-se visualmente algum descolamento da película que recobre o agregado;

ensaios de propriedades mecânicas, onde é avaliada alguma alteração no valor de uma propriedade mecânica tomada como referência; simuladores de tráfego, onde avalia-se o efeito combinado da presença de água e das cargas do tráfego. Ainda outras metodologias podem ser empregadas para a avaliação da suscetibilidade a umidade, dentre elas estão: Ensaio de Abrasão Deval, Ensaio Cantabro, Ensaio de Pedestal de congelamento e descongelamento e sistema de condicionamento ambiental.



### 3 METODOLOGIA

Para a avaliação do efeito do emprego de diferentes tipos de ligantes, convencionais e modificados, no comportamento das misturas asfálticas empregadas nesta pesquisa, foi desenvolvido um programa experimental visando à quantificação de relevantes propriedades mecânicas dessas misturas.

Este capítulo apresenta a descrição do programa experimental, a caracterização dos materiais empregados, a metodologia e as técnicas de ensaio usadas neste estudo.

#### 3.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental desta pesquisa consistiu na avaliação mecânica de quatro misturas asfálticas, cada uma confeccionada com um tipo diferente de ligante asfáltico. Para que os experimentos pudessem ser realizados, foram moldados e fornecidos pela empresa Greca Distribuidora de Asfaltos Ltda. quatro grupos de corpos-de-prova (CPs), cada um deles contendo de 25 a 30 amostras.

Os CPs foram moldados através da metodologia Marshall utilizando a faixa D do DER/PR. Os ligantes usados neste projeto foram: o ligante convencional provenientes da REPAR (Refinaria Getúlio Vargas – PR) CAP 20 e três ligantes modificados. Foram estudados: um ligante asfáltico modificado pela adição de borracha moída de pneus (CAP 50/70 + 15% BMP), um ligante asfáltico modificado pela adição de polímero SBS (CAP 50/70 + 4% SBS) e um ligante asfáltico comercial modificado pela adição de polímeros (CAP 50/70 + polímero B).

Visando a simplificação, deste ponto em diante, para os ligantes asfálticos modificados usados nesta pesquisa será adotada a seguinte nomenclatura:

- a) AB: CAP 50/70 modificado pela adição de 15% de borracha moída de pneus;

- b) AP-A: CAP 50/70 modificado pela adição de 4% de polímero SBS;
- c) AP-B: CAP 50/70 modificado pela adição de polímeros

A caracterização mecânica das misturas estudadas foi verificada através de ensaios de módulo de resiliência ( $M_r$ ), resistência à tração ( $R_t$ ), determinação da vida de fadiga por compressão diametral ( $N_f$ ), fluência por compressão uniaxial sob cargas repetidas (creep dinâmico) e dano por umidade induzida (Lottman modificado). A Tabela 3.1 apresenta o número de CPs ensaiados de cada mistura.

Tabela 3.1: Quantidade de corpos-de-prova ensaiados para cada mistura

Ensaio	Mistura			
	CAP 20	AB	AP-A	AP-B
Resistência à tração	8	14	8	8
Módulo de Resiliência	6	14	6	6
Creep Dinâmico	3	3	3	3
Vida de Fadiga	8	8	8	8
Dano por Umidade Induzida	6	6	6	6

(Nota: os CPs ensaiados para a determinação do  $M_r$  foram reaproveitados, e a partir deles, foi possível se obter um maior número de valores de  $R_t$ )

## 3.2 MATERIAIS USADOS NA PESQUISA

Como já mencionado anteriormente, foram moldados quatro grupos de corpos-de-prova, sendo um grupo empregando ligante convencional e três empregando ligantes modificados.

### 3.2.1 Agregados e Cal Hidratada

Os agregados graúdos e miúdos, utilizados nessa pesquisa foram adquiridos junto à pedreira Cartepas, localizada na cidade de Carambeí no estado do Paraná. O agregado é do tipo granito róseo. Como material de enchimento (fíler) foi usado 1,5% de cal hidratada CH1. Os resultados dos ensaios de caracterização do agregado graúdos e miúdos encontram-se nas Tabelas 3.2 e 3.3.

Tabela 3.2: Resultados dos ensaios de caracterização da brita 5/8 e pedrisco

Propriedades	Resultados
Massa Específica real - Brita 5/8	2,625 g/cm <sup>3</sup>
Massa Específica real - Pedrisco	2,625 g/cm <sup>3</sup>
Perda de Massa por Abrasão na Máquina Los Angeles	29,70%
Índice de Forma	0,70%
Perda de Massa por Imersão em Sulfeto	7,60%

(Fonte: Greca Distribuidora de Asfaltos Ltda.)

Tabela 3.3: Resultados dos ensaios de caracterização do pó de pedra

Propriedades	Resultados
Massa Específica real - Pó de Pedra	2,564 g/cm <sup>3</sup>
Equivalente de Areia	58,77%

(Fonte: Greca Distribuidora de Asfaltos Ltda.)

O resultado das análises granulométricas realizadas nos agregados minerais encontra-se na Tabela 3.4, já as curvas granulométricas dos agregados minerais empregados são apresentadas na Figura 3.1.

Tabela 3.4: Valores médios das análises granulométricas dos agregados minerais

Peneira		Porcentagem passante em massa (%)			
n°	mm	Brita 5/8	Pedrisco	Pó de Pedra	Cal CH1
1"	25,4	100	100	100	100
3/4"	19,1	100	100	100	100
1/2"	12,7	88,1	100	100	100
3/8"	9,5	35,5	100	100	100
n° 4	4,8	0,3	10,7	98	100
n° 10	2	0,2	0,5	72,7	100
n° 40	0,42	0,2	0,3	29,5	100
n° 80	0,18	0,1	0,2	16,4	99,9
n° 200	0,08	0,1	0,1	10,1	93,5

(Fonte: Greca Distribuidora de Asfaltos Ltda.)

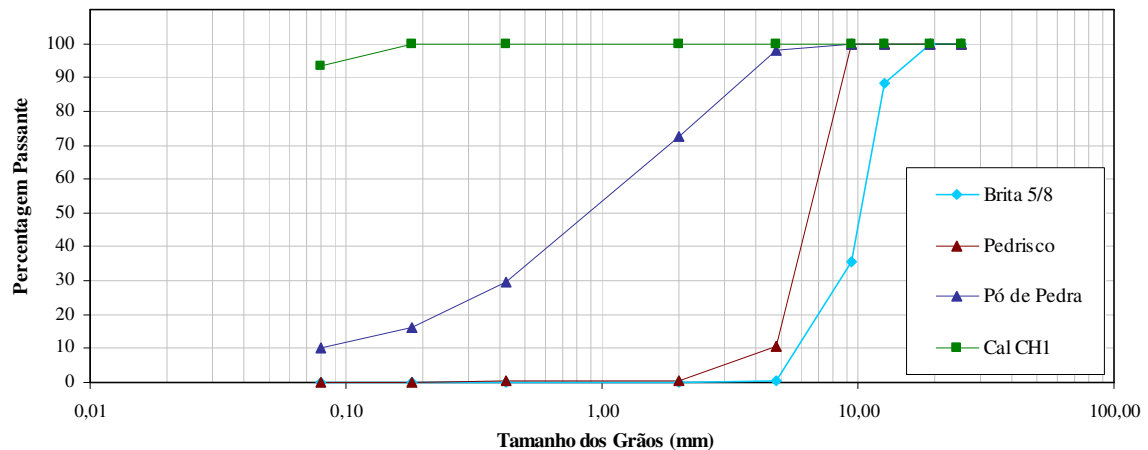


Figura 3.1: Distribuição granulométrica dos agregados minerais usados na pesquisa  
(Fonte: Greca Distribuidora de Asfaltos Ltda.)

A cal hidratada do tipo CH1 utilizada na confecção dos corpos-de-prova, dolomítica, marca Cal Rio Branco, foi produzida no município de Rio Branco/PR. A tabela 3.5 apresenta os resultados dos ensaios químicos e a tabela 3.6 apresenta a granulometria da cal hidratada utilizada.

Tabela 3.5: resultados dos ensaios químicos da cal Hidratada CH1

Ensaio Químico	Resultado
Óxidos Totais (CaO + MgO)	96,90%
Óxido de Cálcio	43,80%
Óxido de Magnésio	28,00%
Perda ao Fogo	25,90%
Resíduo Insolúvel em HCL	1,20%
Óxidos Totais Não Hidratados	7,30%

(Fonte: Greca Distribuidora de Asfaltos Ltda.)

Tabela 3.6: Granulometria da cal hidratada CH1

Peneira	% Retida	% Passante
n° 40	0	100
n° 80	0,1	99,9
n° 200	6,4	93,5

(Fonte: Greca Distribuidora de Asfaltos Ltda.)

A adição de cal hidratada, como filler ativo, em misturas asfálticas pode ser justificada pela melhora na adesividade agregado-ligante. Por outro lado, a adição de cal hidratada poderá aumentar a viscosidade do ligante asfáltico, conseqüentemente, alterando o comportamento reológico do mesmo. Contudo, MORILHA JUNIOR (2004) estudando as conseqüências da adição de diferentes teores de cal hidratada, concluiu que não há mudanças significativas na consistência de ligantes asfálticos com teores de até 2% da mesma cal hidratada usada neste trabalho, sendo que para estes teores a variação de consistência estaria dentro da faixa de acurácia dos próprios ensaios, podendo ser considerado desprezível.

A cal é um aglomerante resultante da calcinação de rochas calcárias (calcário ou dolomitos). As cales são classificadas conforme o óxido predominante, em: cal cálcica ou calcítica, com teores de óxido de cálcio maiores ou iguais a 90%; cal magnésiana, com teores de óxido de cálcio entre 65 e 90%; e cal dolomítica com teores de óxido de cálcio iguais ou inferiores a 65%.

Segundo SEBAALY et al. (2003) quimicamente, a cal interage com os ácidos carboxílicos do asfalto formando um produto insolúvel absorvido pela superfície do agregado. A cal fornece íons de cálcio que substituem hidrogênio, sódio, potássio e outros cátions da superfície do agregado. Assim, as cales cálcicas apresentam maiores concentrações de cálcio, apresentando melhores resultados quando adicionadas as misturas asfálticas.

### 3.2.2 Ligantes Asfálticos

O ligante asfáltico convencional utilizado nesta pesquisa, CAP 20, é proveniente da REPAR - Refinaria Getúlio Vargas, localizada na cidade de Araucária, Paraná. Este ligante asfáltico foi adquirido anteriormente a vigência da resolução ANP N° 19, e por esse motivo, sua classificação foi feita pela viscosidade e não pela penetração. Na Tabela 3.7 são apresentadas as características físicas e reológicas deste material.

Os ligantes asfálticos modificados foram preparados a partir de um mesmo ligante base, CAP 50/70, pela empresa Greca Distribuidora de Asfaltos Ltda. As características físicas e reológicas dos ligantes asfálticos modificados são apresentadas na Tabela 3.8.

Tabela 3.7: Características físicas e reológicas do Cimento asfáltico CAP 20 usado na pesquisa

Ensaio	Especificação	CAP 20	Unidade
Penetração (100g, 5s, 25°C)	NBR 6576	61	dmm
Ponto de Amolecimento	NBR 6560	49	°C
Recuperação Elástica Torção	-	2	%
Recuperação Elástica Ductil	DNER ME 382/99	2	%
Densidade Relativa a 20/4°C	ASTM D 70	1,026	
Viscosidade Brookfield a 135°C	ASTM D 4402	307	cP
Viscosidade Brookfield a 155°C	ASTM D 4402	125	cP
Viscosidade Brookfield a 175°C	ASTM D 4402	63	cP

(Fonte: Greca Distribuidora de Asfaltos Ltda.)

Tabela 3.8: Características físicas e reológicas dos Cimentos asfálticos modificados usados na pesquisa

Ensaio	Especificação	AB	AP-A	AP-B	Unidade
Penetração (100g, 5s, 25°C)	NBR 6576	60	46	60	dmm
Ponto de Amolecimento	NBR 6560	56	73,5	51,5	°C
Recuperação Elástica Torção	-	65	-	29	%
Recuperação Elástica Ductil	DNER ME 382/99	46	90,5	32	%
Densidade Relativa a 20/4°C	ASTM D 70	1,033	1,016	1,013	
Viscosidade Brookfield a 135°C	ASTM D 4402	2870	1580	437	cP
Viscosidade Brookfield a 155°C	ASTM D 4402	1022	742	177	cP
Viscosidade Brookfield a 175°C	ASTM D 4402	450	263	87	cP

(Fonte: Greca Distribuidora de Asfaltos Ltda.)

Os ligantes asfálticos modificados foram fabricados em moinho coloidal com dentes radiais marca HBA, com alto cisalhamento e produção em pequena escala. O sistema de fabricação é fechado com caldeira de aquecimento com temperatura de operação de 50 a 250°C.

O ligante base (CAP 50/70) foi colocado no reator e em seguida foi adicionado o óleo extensor, usado pra que se alcance a compatibilidade entre o ligante e o modificador. Os dois produtos foram agitados até a mistura ficar homogênea. Em seguida fez-se a adição do polímero a uma vazão constante e iniciou-se a moagem da mistura em moinho coloidal até a completa dispersão.

Para a fabricação do ligante asfáltico modificado AB-A, foi utilizado o polímero SBS marca Kraton da Shell, denominado KD 1151, em forma de grânulos. O teor de polímero SBS adicionado ao cimento asfáltico foi de 4% em peso total do ligante.

A produção do asfalto borracha AB, processo úmido, foi feita com o uso da tecnologia “terminal blend”, onde a borracha é misturada ao asfalto em uma unidade central e posteriormente transportada até o local de aplicação. O teor de borracha moída de pneu adicionada ao cimento asfáltico foi de 15% em peso total do ligante. A distribuição Granulométrica da borracha moída de Pneu usada na confecção do ligante asfalto-borracha é apresentada na Tabela 3.9.

Tabela 3.9: Distribuição granulométrica da borracha moída de pneu

Peneira	% Retida	% Passante Acumulada
n° 10	0	100
n° 16	1,6	98,4
n° 30	3,9	94,5
n° 50	36,4	58,1
n° 80	32,4	25,7
n° 100	6,8	18,9
n° 200	13,3	5,6
FUNDO	5,6	

(Fonte: Greca Distribuidora de Asfaltos Ltda.)

### 3.2.3 Confecção dos Corpos-de-Prova

Os CPs foram confeccionados segundo a metodologia Marshall, na qual foram preparados CPs cilíndricos de 101,6 mm de diâmetro por  $63,5 \pm 1,3$  mm de altura. Os processos de dosagem e confecção dos CPs foram realizados no laboratório da Greca Distribuidora de Asfaltos Ltda. localizado na cidade de Araucária no estado do Paraná.

A faixa granulométrica utilizada para as dosagens das misturas foi a faixa D da especificação de serviço do DER/PR-ES-P 21/05, que é similar a faixa B especificada pelo DAER/RS e a faixa C do DNIT. A composição da mistura, no que diz respeito à granulometria, juntamente com os limites da especificação utilizada está apresentada na Tabela 3.10. A Figura 3.2 mostra, de forma gráfica, a granulometria da mistura de agregados, dentro da faixa granulométrica especificada.

O critério usado para a determinação do teor de ligante de projeto, foi a média aritmética entre o teor de ligante correspondente ao volume de vazios de 4% da mistura compactada e o teor correspondente ao valor da relação betume-vazios de 78,5%. As características volumétricas das misturas estudadas, teor de ligante de projeto, densidade aparente da mistura compactada (DA), densidade máxima teórica (DMT), volume de vazios (Vv), vazios do agregado mineral (VAM) e relação betume-vazios (RBV), estão resumidas na Tabela 3.11.

Tabela 3.10: Composição da mistura de agregados minerais

Peneira		Mistura de Agregados	Faixa D - DER/PR-ES-P 21/05	
n°	mm		L. Inferior	L. Superior
1"	25,40	100,00	100,00	100,00
3/4"	19,10	100,00	100,00	100,00
1/2"	12,70	96,40	80,00	100,00
3/8"	9,50	80,70	70,00	90,00
n 4	4,80	57,40	50,00	70,00
n 10	2,00	42,00	33,00	48,00
n 40	0,42	18,00	15,00	25,00
n 80	0,18	10,70	8,00	17,00
n 200	0,08	7,10	4,00	10,00

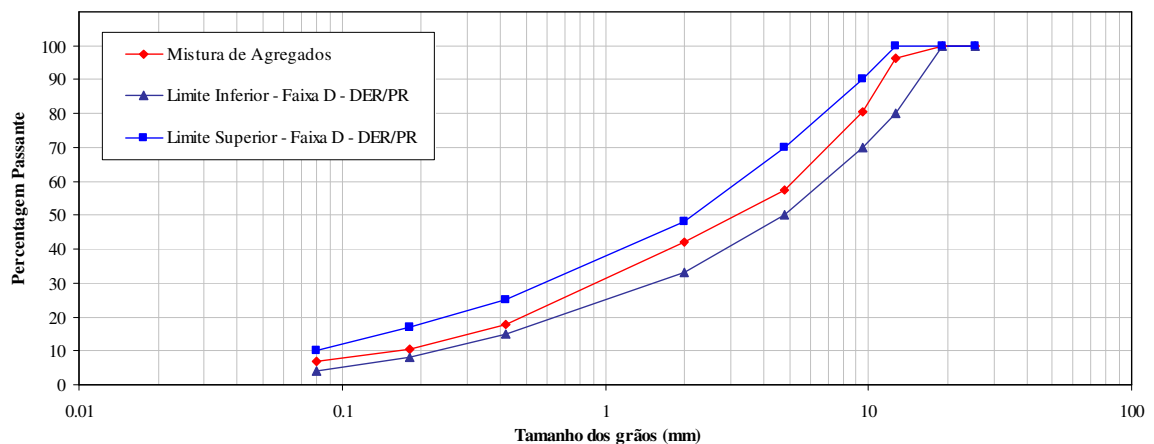


Figura 3.2: Granulometria da mistura de agregados



Tabela 3.11: Resumo das características volumétricas das misturas utilizadas na pesquisa

	CA-CAP 20	CA-AB	CA-AP-A	CA-AP-B
% Ligante	5,3	5,9	5,3	5,3
DA	2,290	2,266	2,299	2,305
DMT	2,413	2,390	2,410	2,410
V <sub>v</sub> (%)	5,10	5,35	4,65	4,38
VAM (%)	16,93	18,38	16,66	16,28
RBV (%)	69,91	70,91	72,14	73,18

Como pode-se observar na Tabela 3.11, a mistura asfáltica confeccionada a partir do ligante asfalto borracha AB apresentou maior teor de ligante em relação às demais misturas. Este fato pode ser explicado pela maior viscosidade do asfalto borracha que permite incorporar um maior teor de ligante na mistura, sem risco de exsudação nem deformação permanente.

Segundo SPECHT *et al.* (2006), há diferença expressiva de teores de ligante de projeto quando comparadas às misturas convencionais com as modificadas com borracha. As misturas com borracha consomem, em média, 30% a mais ligante do que as misturas com ligante convencional. Este incremento é benéfico, aumentando a espessura do filme de ligante que recobre os agregados, melhorando a durabilidade e a resistência ao envelhecimento da mistura.

Em todas as misturas usou-se um compactador mecânico e energia de compactação de 75 golpes por face, com exceção das amostras preparadas para o ensaio de dano por umidade induzida que receberam 35 golpes por face.

Os CPs para o ensaio de dano por umidade induzida foram moldados com os mesmos teores de ligantes de projeto das amostras utilizadas nos outros ensaios, porém a energia de compactação foi de 35 golpes por face visando valores de volume de vazios da mistura compactada de  $7 \pm 1\%$ . A Tabela 3.12 mostra o resumo das características volumétricas dos CPs preparados para o ensaio de dano por umidade induzida.

Tabela 3.12: Resumo das características volumétricas das misturas moldadas para o ensaio de dano por umidade induzida

	CAP 20	AB	AP-A	AP-B
% Ligante	5,3	5,9	5,3	5,3
DA	2,238	2,231	2,242	2,252
DMT	2,413	2,390	2,410	2,410
V <sub>v</sub> (%)	7,26	6,65	6,69	6,54
VAM (%)	18,82	19,48	18,66	18,67
RBV (%)	61,46	65,86	62,73	64,24

### 3.3 PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

Neste item serão descritos os procedimentos para o desenvolvimento da avaliação mecânica e de adesividade das misturas estudadas. Serão relatados em detalhes tanto os procedimentos de ensaio quanto as condições nas quais as amostras foram ensaiadas.

#### 3.3.1 Resistência à Tração

Dentre os ensaios de laboratório, usados na determinação de propriedades das misturas asfálticas quanto à sua deformabilidade, o mais difundido no Brasil é o ensaio de compressão diametral ou tração indireta. Esse ensaio foi desenvolvido inicialmente pelo professor Luiz Lobo B. Carneiro para determinação da resistência a tração de corpos-de-prova de argamassa, através de solicitação estática.

A zona crítica onde ocorrem as fissurações induzidas pelo carregamento esta localizada na face inferior da camada de revestimento. Uma das razões para o uso do ensaio de tração indireta é a reprodução de um estado biaxial de tensão, horizontais de tração e verticais de tração, bastante similar ao que ocorre na camada de revestimento de um pavimento flexível. A Figura 3.3 ilustra as tensões induzidas em uma típica camada de concreto asfáltico.

O ensaio consiste na aplicação de um carregamento de compressão em amostras cilíndricas, ao longo de duas geratrizes diametralmente opostas, resultando em uma tensão de tração razoavelmente uniforme no plano perpendicular ao da aplicação da carga, ocasionando a ruptura ao longo do plano solicitado. A Figura 3.4 ilustra esquematicamente a configuração do carregamento.

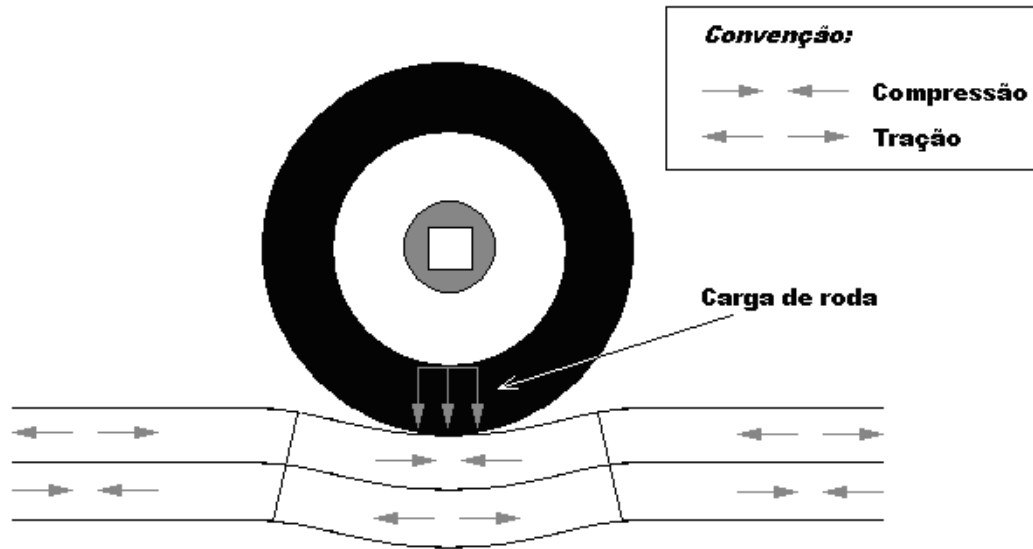


Figura 3.3: Estado de tensões em uma camada típica de concreto asfáltico submetida a uma carga de roda

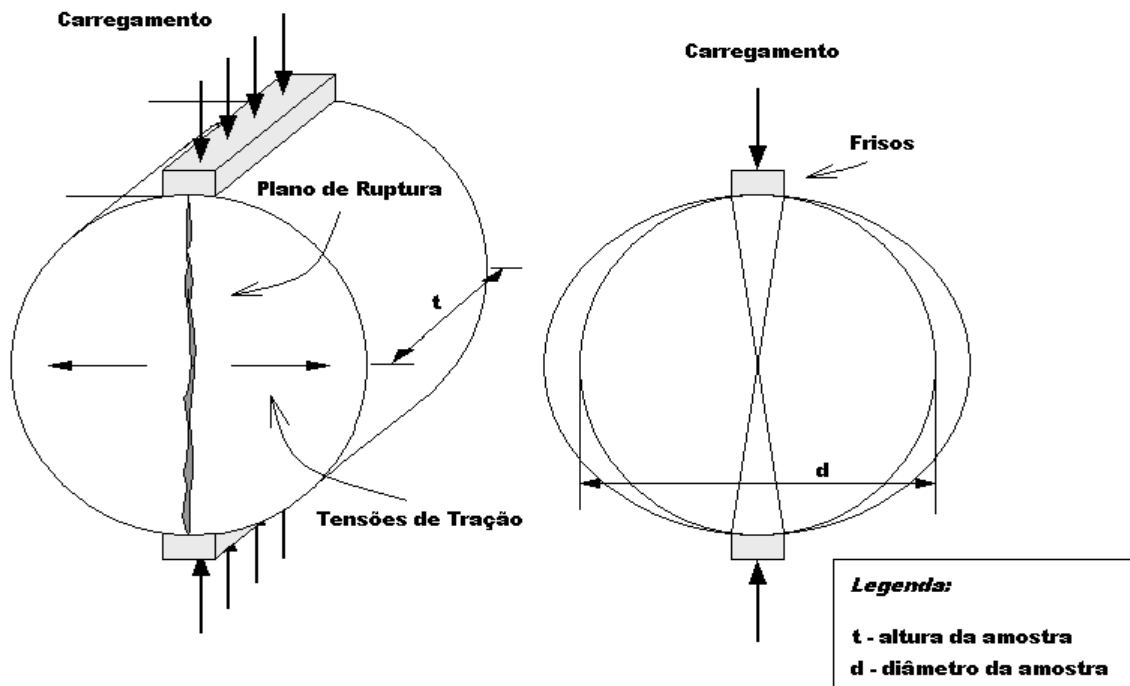


Figura 3.4: Esquema da configuração de carregamento no ensaio de compressão diametral

Segundo PINTO e PREUSSLER (1980), foi desenvolvida por FROCHT<sup>6</sup> a solução analítica para cálculo das tensões no interior de um CP circular solicitado por uma carga concentrada. As variações de tensão de tração e compressão nos planos diametrais, horizontal e vertical, segundo FROCHT são apresentadas na Figura 3.5.

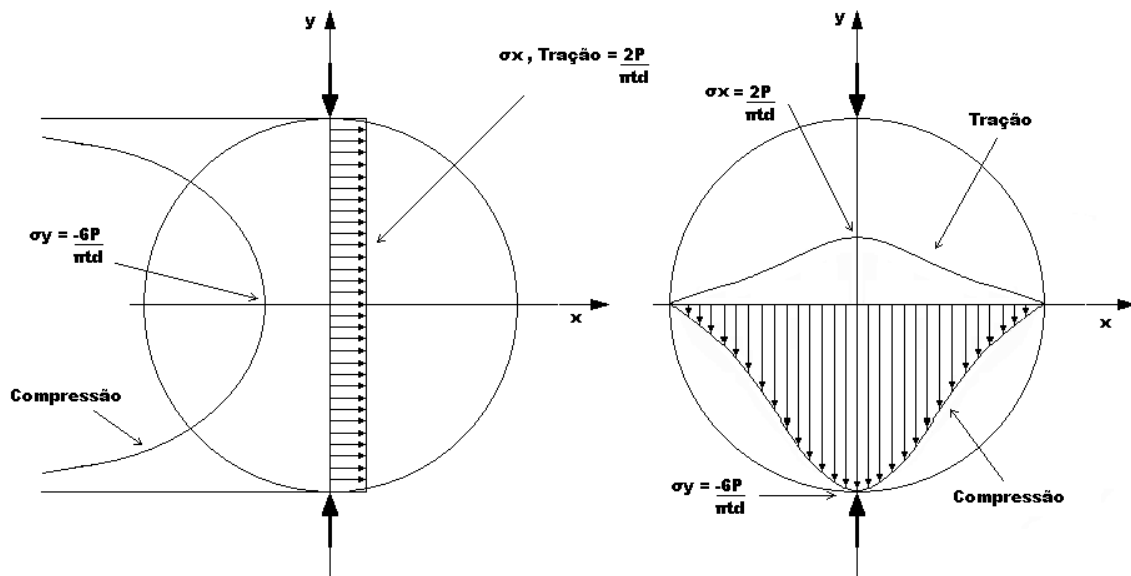


Figura 3.5: As variações de tensão de tração e compressão nos planos diametrais, horizontal e vertical, segundo FROCHT (1948, *apud* PINTO e PREUSSLER, 1980)

onde:

$\sigma_x$  = tensão normal no eixo  $x$ ;

$\sigma_y$  = tensão normal no eixo  $y$ ;

$P$  = carga total aplicada;

$t$  = altura da amostra;

$d$  = diâmetro da amostra.

<sup>6</sup> FROCHT, M. M. Photoelasticity. V. II. New York: John Wiley & Sons. Inc. 1948.

Como pode-se observar na Figura 3.5, os níveis de tração produzidos ao longo do plano diametral vertical é relativamente uniforme, podendo ser calculado pela Equação 3.1, ou pela Equação 3.2 quando os CPs são moldados segundo a metodologia Marshall ou em amostras cilíndricas extraídas de pavimentos com 10 cm de diâmetro.

$$\sigma_x = \frac{2.P}{\pi.t.d} \quad (3.1)$$

$$\sigma_t = 0,00627 \frac{P}{t} \quad (3.2)$$

A determinação da resistência à tração das amostras utilizadas neste trabalho, foi feita através do ensaio de resistência à tração por compressão diametral, segundo as especificações da norma DNER-ME 138/94.

Para a realização dos ensaios utilizou-se uma prensa com capacidade de 20 kN, apresentada na Figura 3.6. As amostras foram ensaiadas em duas temperaturas, 25 e 35°C, com velocidade de aplicação de carga de 0,8 mm/s. Anteriormente aos ensaios, os CPs foram condicionados em estufa termo-controlada por um período de três horas. A resistência à tração foi calculada através da Equação 3.1.

### 3.3.2 Módulo de Resiliência

Segundo PINTO e PREUSSLER (1980), o ensaio de compressão diametral usado na determinação da resistência à tração de CPs cilíndricos através de solicitações estáticas também passou a ser usado internacionalmente para determinação do módulo de elasticidade dinâmico de misturas betuminosas e materiais cimentados a partir da década de 70.

Atribui-se a SCHMIDT<sup>7</sup> (1972), da CHEVRON, Califórnia, a proposta do uso do ensaio de tração indireta por compressão diametral sob carregamento cíclico para a determinação do módulo de resiliência em CPs de concreto asfáltico (MEDINA e MOTTA, 2005; BARKSDALE *et al.*, 1997). As razões pelas quais este ensaio é tão difundido são:

<sup>7</sup> SCHMIDT, R. J. A Practical Method for Measuring Resilient Modulus of Asphalt-treated Mixes. Highway Res. Rec. n. 404, TRB, Washington, DC, p. 22-32. 1972.

simplicidade de ser executado; os CPs podem ser facilmente obtidos em campo ou laboratório; pode ser feito com cargas estáticas e dinâmicas; pode fornecer informações sobre a resistência à tração, fadiga, deformação permanente e suscetibilidade à água dos materiais.



Figura 3.6: Equipamento para ensaio de resistência a tração por compressão diametral em misturas asfálticas do LAPAV

O ensaio de compressão diametral de cargas repetidas consiste em aplicar um carregamento repetido pulsante de compressão em amostras cilíndricas, ao longo de duas geratrizes

diametralmente opostas, e medir as deformações horizontais. O procedimento de ensaio é não-destrutivo, isto é, o CP não é levado à ruptura. O carregamento usado é da magnitude equivalente a um percentual da resistência à tração da amostra.

O carregamento repetido pulsante é aplicado através de um pistão, medido por uma célula de carga e distribuído pelos frisos à amostra. As deformações sofridas pela amostra são medidas através de um L.V.D.T. (*Linear Variable Differential Transducer*), amplificados através de um condicionador de sinais e armazenados em um microcomputador. O equipamento é instalado dentro de uma câmara com temperatura controlada, que permite que o ensaio seja realizado a varias temperaturas. A Figura 3.8 mostra de forma esquemática o equipamento usado no ensaio de compressão diametral de cargas repetidas.

O módulo de resiliência instantâneo das misturas asfálticas avaliadas neste trabalho foi determinado através do ensaio de tração indireta por compressão diametral cíclica. O procedimento de ensaio foi baseado no protocolo P07 versão 1.1 de agosto de 2001 do programa SHRP/LTPP. O esquema do algoritmo usado na determinação dos deslocamentos resilientes pode ser vistos na Figura 3.7.

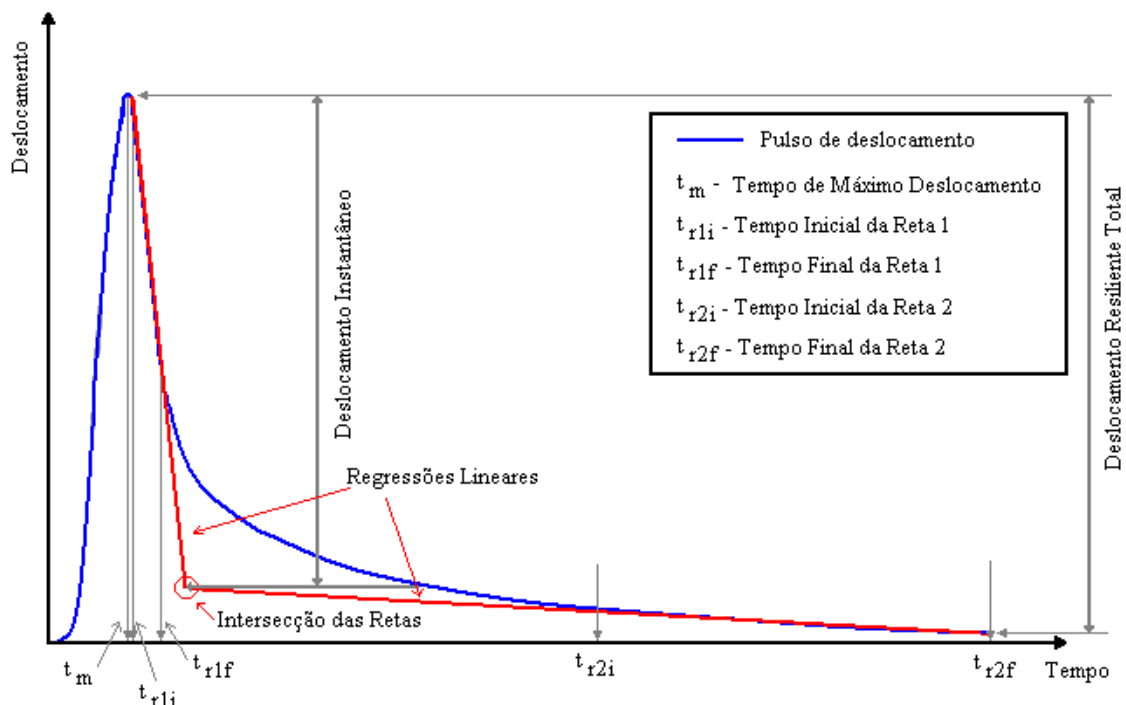


Figura 3.7: Esquema do algoritmo usado para a determinação dos deslocamentos resilientes propostos pelo Protocolo P07 SHRP/LTPP

De acordo com o referido protocolo, o módulo resiliente instantâneo é determinado a partir do gráfico deformação-tempo, onde para cada ciclo, duas regressões lineares são usadas no cálculo do deslocamento resiliente instantâneo. A primeira entre o 5º e 17º ponto após o pico de deslocamento e a segunda nos últimos 299 pontos do ciclo, considerando uma taxa de amostragem de 500 pontos/s. Para cada ciclo, a deformação instantânea é calculada pela subtração do valor de deformação no ponto de intersecção das duas linhas de regressão pelo valor de máxima deformação.

Os ensaios foram realizados nas temperaturas de 25 e 35°C, a uma frequência de 1Hz (0,1s de carregamento e 0,9s de descanso), com carga de 15% da resistência à tração das amostras e Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) de 0,30. As amostras ensaiadas foram previamente condicionadas em câmara termo-controlada pelo período de três horas nas temperaturas de ensaio. O carregamento aplicado foi uma percentagem da resistência à tração. A Figura 3.9 mostra o equipamento usado para a obtenção do módulo de resiliência das misturas asfálticas estudadas.

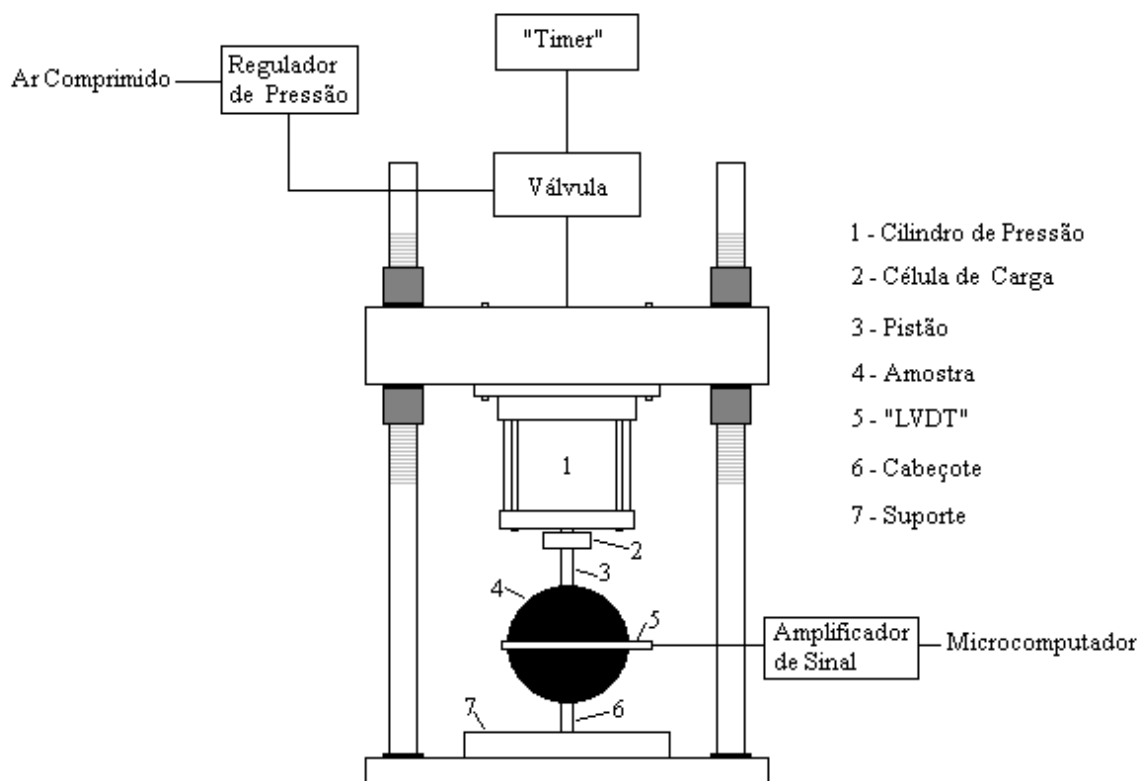


Figura 3.8: Corte esquemático do equipamento usado no ensaio de compressão diametral de cargas repetidas (adaptado de SPECHT, 2004)





Figura 3.9: Equipamento para ensaio de módulo de resiliência de misturas asfálticas do LAPAV

### 3.3.3 Resistência à Fadiga

Em laboratório, é corrente o uso dos seguintes ensaios na caracterização da mistura asfáltica quanto à fadiga: ensaio de flexão em viga; ensaio de torção em amostras cilíndricas; ensaio de tração uniaxial; ensaio de tração indireta por compressão diametral dinâmica e ensaios de em amostras trapezoidais.

Segundo MEDINA e MOTTA (2005), por sua maior facilidade de execução, principalmente a moldagem e o sistema de carregamento, adotou-se o ensaio de compressão diametral como o mais conveniente no país. As cargas solicitantes verticais de aplicação diametral devem induzir tensões normais no plano diametral de 10 a 50% da tensão de ruptura estática. Os CPs são moldados de acordo com a metodologia Marshall. Faz-se este ensaio a tensão controlada, TC, isto é, a tensão  $\sigma_t$  repetidamente aplicada é induzida pela força vertical distribuída no friso da geratriz e esta permanece constante durante o ensaio. A modalidade de deformação controlada, DC, é de execução mais difícil se não dispuser de um mecanismo que permita

ajustar a força em função da deformação. O ensaio se encerra quando houver uma queda da rigidez inicial do CP, pré-estabelecida.

De acordo com MORILHA JUNIOR (2004), no ensaio tipo tensão controlada, TC, o número de solicitações necessárias para que ocorra a ruptura do corpo-de-prova é menor, ou seja, é gerada a vida mínima de fadiga, enquanto a solicitação do tipo deformação controlada, DC, gera a vida de fadiga máxima. Como no campo o modo de solicitação é intermediário, além de outras aproximações que devem ser feitas em laboratório, é necessário a introdução de um fator campo laboratório para ajustar a vida de fadiga de laboratório de uma mistura asfáltica e a vida útil real do pavimento.

Para a realização do ensaio pode ser usado o mesmo equipamento do ensaio de módulo de resiliência. Para a obtenção da curva de fadiga, grupos de amostras são submetidos a diferentes níveis de tensão até a ruptura por fadiga.

Os resultados obtidos em ensaios sob regime de tensão controlada podem ser expressos pelos seguintes modelos:

a) Diferença de tensões ( $N_f \times \Delta\sigma$ ):

$$N_f = k_1 \left( \frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{n_1} \quad (3.3)$$

onde:

$N_f$  – número de solicitações para que ocorra a ruptura da amostra;

$\Delta\sigma$  - diferença algébrica entre as tensões vertical (de compressão) e horizontais (de tração) no centro da amostra;

$k_1$  e  $n_1$  – parâmetros de fadiga determinados em laboratório.

b) Tensão de tração ( $N_f \times \sigma_t$ ):

$$N_f = k_2 \left( \frac{1}{\Delta \sigma} \right)^{n_2} \quad (3.4)$$

onde:

$N_f$  = número de solicitações para que ocorra a ruptura da amostra;

$\sigma_t$  = tensão de tração;

$k_2$  e  $n_2$  = parâmetros de fadiga determinados em laboratório.

b) Deformação de tração inicial ( $N_f \times \varepsilon_i$ ):

$$N_f = k_3 \left( \frac{1}{\Delta \varepsilon_i} \right)^{n_3} \quad (3.5)$$

onde:

$N_f$  – número de solicitações para que ocorra a ruptura da amostra;

$\varepsilon_i$  - deformação específica de tração inicial, medida no diâmetro da amostra;

$k_3$  e  $n_3$  – parâmetros de fadiga determinados em laboratório.

Para a determinação da vida de Fadiga das misturas asfálticas avaliadas neste estudo foi usado o ensaio de tração indireta por compressão diametral dinâmica. O equipamento utilizado é análogo ao equipamento do ensaio de módulo de resiliência, sendo a mesma frequência de carregamento, 1 Hz (0,1s de carregamento e 0,9s de descanso). O número de golpes necessário para que a amostra rompa diametralmente por fadiga foi registrado. Foram ensaiados 8 CPs a vários níveis de tensão (percentagem da resistência à tração por compressão diametral). As amostras, previamente condicionadas pelo período de três horas, foram ensaiadas quanto à resistência à fadiga na temperatura de 25° C.

### 3.3.4 Resistência à Deformação Permanente

O ensaio de fluência por compressão uniaxial, ou ensaio de *creep*, nasceu com a necessidade da busca por métodos mais simplificados para a avaliação da deformação permanente em misturas asfálticas.

Para MOTTA<sup>8</sup> *et al.* (1996 *apud* GRECO, 2004), os ensaios de fluência por compressão uniaxial estática e dinâmica estão entre os mais utilizados internacionalmente para avaliação da suscetibilidade de misturas asfálticas a deformações permanentes, com uma tendência maior para uso do ensaio de compressão dinâmica, uma vez que os parâmetros fornecidos por esse ensaio se correlacionam melhor com os resultados dos simuladores de tráfego.

O ensaio de fluência por compressão uniaxial estática consiste na aplicação de uma carga constante de compressão uniaxial em uma amostra cilíndrica de concreto asfáltico. A amostra é posicionada entre duas placas metálicas paralelas, sendo uma fixa e outra móvel. A carga estática é aplicada sobre a placa móvel e, conseqüentemente transmitida à amostra. A deformação axial da amostra é medida em função do tempo de carregamento. O tempo de carregamento é de geralmente 1 hora. O ensaio é executado dentro de uma câmara com temperatura controlada e mantida constante. Já no ensaio com carregamento dinâmico a amostra é submetida à aplicação de pulsos de carga de compressão uniaxial, a uma determinada freqüência e o resultado é representado pela deformação em função do número de ciclos de carregamento.

Os CPs utilizados neste trabalho foram avaliados quanto à resistência a deformação permanente através do ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmica, ou creep dinâmico. Para a realização do ensaio foi utilizada a mesma prensa pneumática do ensaio de módulo de resiliência. Uma célula de carga e dois transdutores tipo LVDT ligados a um microcomputador compuseram o sistema de aquisição automática de dados. As cargas de compressão repetidas foram aplicadas a uma freqüência de 1Hz (0,1s de carregamento e 0,9s de descanso). A temperatura de realização do ensaio foi de 45°C, com as amostras pré-condicionadas termicamente pelo período de três horas.

---

<sup>8</sup> MOTTA, L. M. G.; SÁ, M. F. P.; OLIVEIRA, P. M. F.; SOUSA, A. M. O Ensaio de Creep Estático e Dinâmico na Avaliação das Misturas Asfálticas. In: Anais da 30ª Reunião de Pavimentação. Anais... Salvador. P. 115-135. 1996.

A seqüência de realização do ensaio é descrita a seguir:

- a) faz-se o condicionamento dos CPs com a aplicação de 200 ciclos de carregamento com a tensão do ensaio;
- b) após o período de condicionamento, o carregamento é suspenso por 100s, o que permite a recuperação das deformações;
- c) posteriormente ao período de recuperação são aplicados 3600 ciclos de carregamento (1 hora);
- d) suspende-se o carregamento e registra-se a recuperação da amostra durante 900s (15 minutos).

A partir dos dados obtidos através dos LVDTs, determina-se o deslocamento sofrido pela amostra. As deformações são obtidas dividindo-se os deslocamentos registrados pela distância entre os anéis de fixação dos LVDTs na amostra. Posteriormente é feita uma análise dos resultados obtidos no programa computacional Microsoft Excel. A Figura 3.10 mostra o sistema de fixação dos LVDTs nas amostras.



Figura 3.10: sistema de fixação dos transdutores tipo LVDT na amostra do ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmico

### 3.3.5 Resistência ao Dano por Umidade Induzida

Segundo TERREL e AL-SWAILMI (1994), desde a década de 1930 numerosas metodologias de ensaio vêm sendo desenvolvidas na tentativa de identificar a suscetibilidade das misturas asfálticas ao dano por umidade. Estes procedimentos de ensaios vêm tentando simular a perda de resistência ou outros danos causados pela umidade no pavimento, avaliando e prevendo a resistência da combinação particular de asfalto, agregado e aditivos.

Dentro deste contexto, o ensaio Lottman Modificado (AASHTO T 283-89) avalia a adesividade as misturas asfálticas. O ensaio Lottman Modificado, ou ensaio de dano por umidade induzida, é realizado em CPs cilíndricos moldados, com volume de vazios de  $7 \pm 1\%$  segundo as metodologias Marshall, Hveen ou Superpave.

A análise é feita pela relação entre as resistências à tração de amostras previamente condicionadas e amostras sem condicionamento. Esta relação é dada pelo quociente (em percentagem) entre a  $R_t$  das amostras condicionadas e a  $R_t$  das amostras não condicionadas, sendo denominada Resistência Retida à Tração (RRt).

O procedimento de ensaio é descrito a seguir:

- a) são preparadas três amostras, segundo a metodologia Marshall, com volume de vazios de  $7 \pm 1\%$ . As amostras são divididas em dois grupos iguais;
- b) o primeiro grupo de amostras, após imersão em água por duas horas à temperatura de  $25^\circ\text{C}$ , é submetido ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral. A média dos três valores obtidos dará origem a  $R_{t1}$ ;
- c) as amostras do segundo, as quais receberão condicionamento, inicialmente, são saturadas (com um grau de saturação de 55 a 80%) pela aplicação de pressão de vácuo;
- d) em seguida, as amostras são colocadas dentro de sacos plásticos com, aproximadamente 3ml de água destilada cada um e levadas a uma câmara onde ficarão resfriadas a uma temperatura de  $-18^\circ\text{C}$ , pelo período de 15 horas;

- e) vencida esta etapa, as amostras são retiradas da câmara e imediatamente imersas em banho (água destilada) a uma temperatura de 60°C, pelo período de 24 horas;
- f) passadas às 24 horas de banho, as amostras são transferidas para outro banho a temperatura de 25°C, onde permanecerão por 2 horas;
- g) por fim, as amostras condicionadas são rompidas por tração e a média dos três valores obtidos da origem a  $Rt_2$ .

## 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios de caracterização mecânica das misturas asfálticas estudadas. Serão apresentados, analisados e comparados os resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral, módulo de resiliência, fadiga por compressão diametral a tensão controlada, fluência por compressão uniaxial dinâmico e dano por umidade induzida.

### 4.1 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

As Figuras 4.1 e 4.2 apresentam as médias dos resultados do ensaio de resistência à tração por compressão diametral das misturas asfálticas a 25 e 35°C, respectivamente.

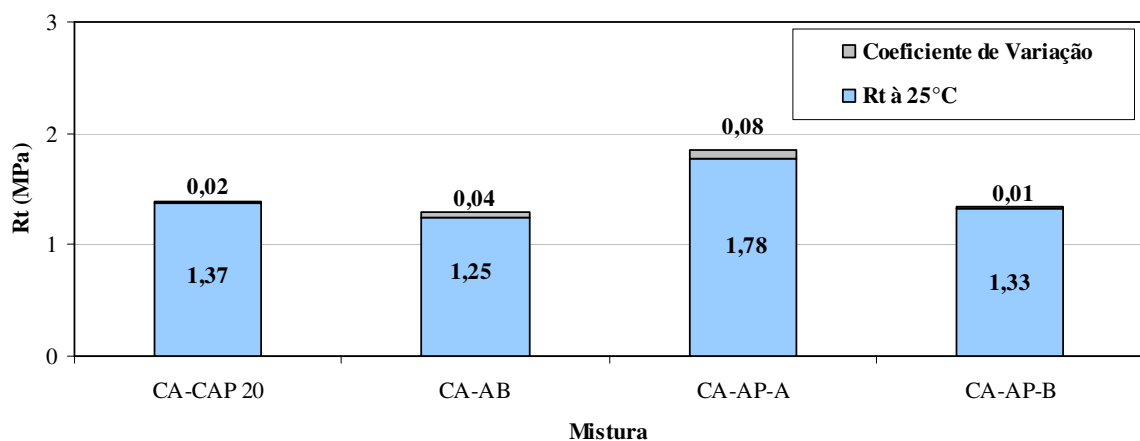


Figura 4.1: Resistência à tração das misturas a 25°C



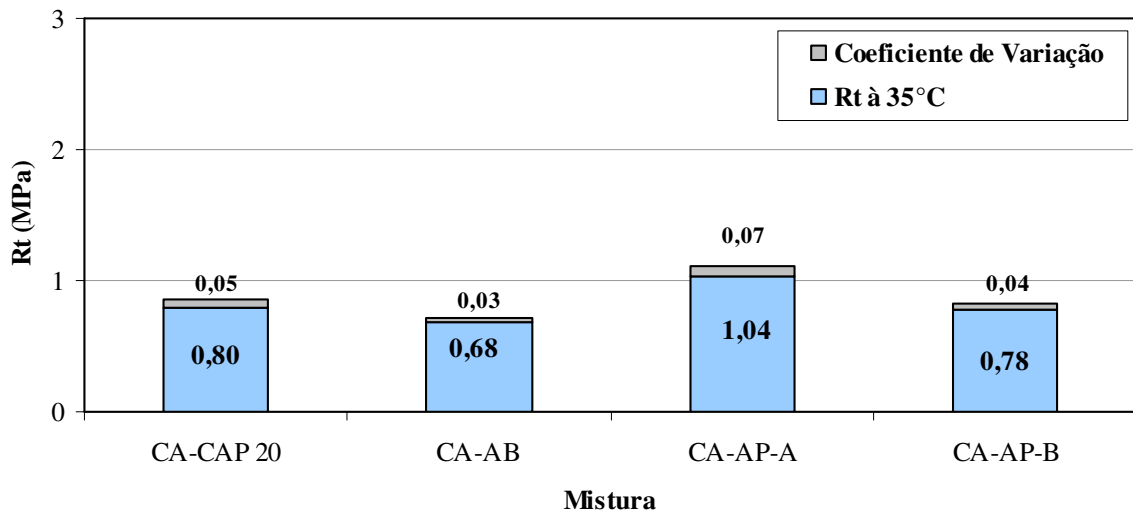


Figura 4.2: Resistência à tração das misturas a 35°C

Como pode-se observar na Figura 4.1, a mistura asfáltica que apresentou maior resistência à tração, nos ensaios realizados a 25°C, foi a confeccionada com ligante AP-A (CAP 50/70 + 4% SBS), seguida pelas misturas CA-CAP 20, CA-AP-B e CA-AB (CAP 50/70 + 15% BMP). Como esperado, os valores de Rt da mistura com ligante modificado por SBS foi mais elevado que o valor de Rt da mistura com ligante convencional que, por sua vez, foi superior ao valor da Rt da mistura com ligante asfalto-borracha, fato observado também em outros trabalhos (SANTOS, 2005; MORILHA JUNIOR, 2004; PINHEIRO *et al.*, 2003).

Os resultados apresentados na Figura 4.2 mostram que, na temperatura de 35°C, as misturas mantiveram a mesma hierarquia observada nos ensaios realizados a 25°C, com a mistura CA-AP-A apresentando o maior valor de Rt, seguida das misturas CA-CAP 20, CA-AP-B e CA-AB.

Uma forma interessante de avaliar a sensibilidade térmica das misturas, em termos de resistência à tração, é a relação entre os valores de Rt a 25 e 35°C. Maiores valores desta relação indicam uma menor suscetibilidade térmica das misturas, ou seja, haverá menor redução nos valores de Rt com o aumento da temperatura. A Figura 4.3 apresenta as relações entre as resistências à tração das misturas nas duas temperaturas estudadas, já a Figura 4.4 mostra os valores de Rt nas duas temperaturas.

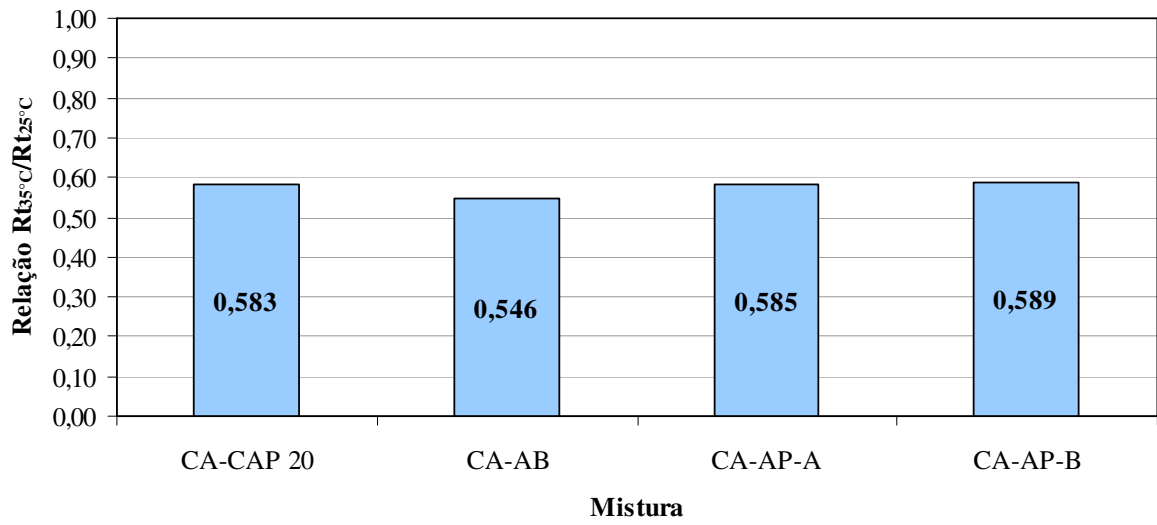


Figura 4.3: Relações entre as resistências à tração a 25 e 35°C

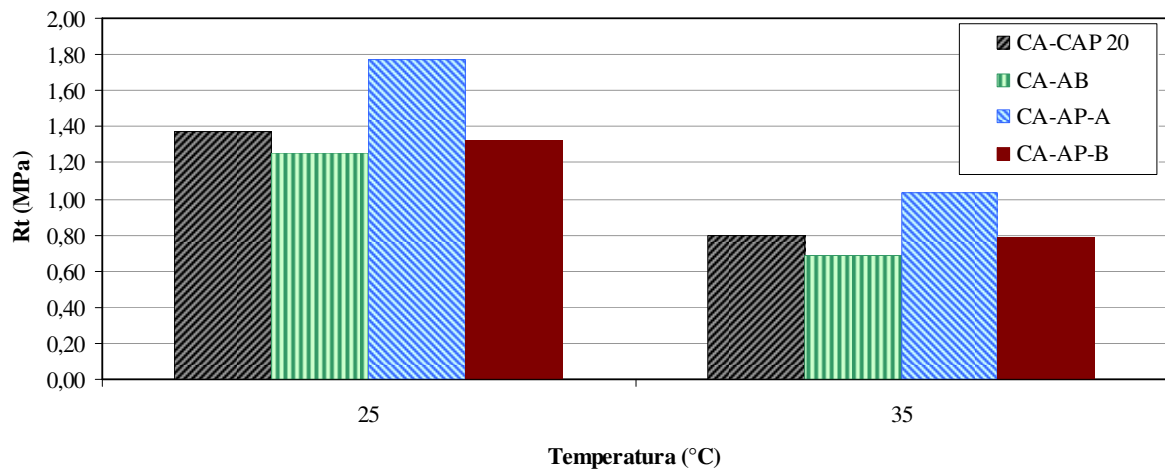


Figura 4.4: Variação da resistência à tração com a temperatura

Como pode-se observar na Figura 4.3, os valores das relações entre os valores de resistência à tração das misturas nas duas temperaturas estudadas são muito semelhantes, principalmente os resultados referentes às misturas confeccionadas com os ligantes CAP 20, AP-A e AP-B. Embora a mistura CA-AB tenha apresentado um valor inferior desta relação, não é possível afirmar que haja uma diferença significativa entre os resultados, indicando que a redução dos valores de  $R_t$  com a temperatura foi independente do tipo de ligante utilizado.

## 4.2 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

As Figuras 4.5 e 4.6 apresentam as médias dos resultados do ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral cíclica das misturas asfálticas a 25 e 35°C, respectivamente.

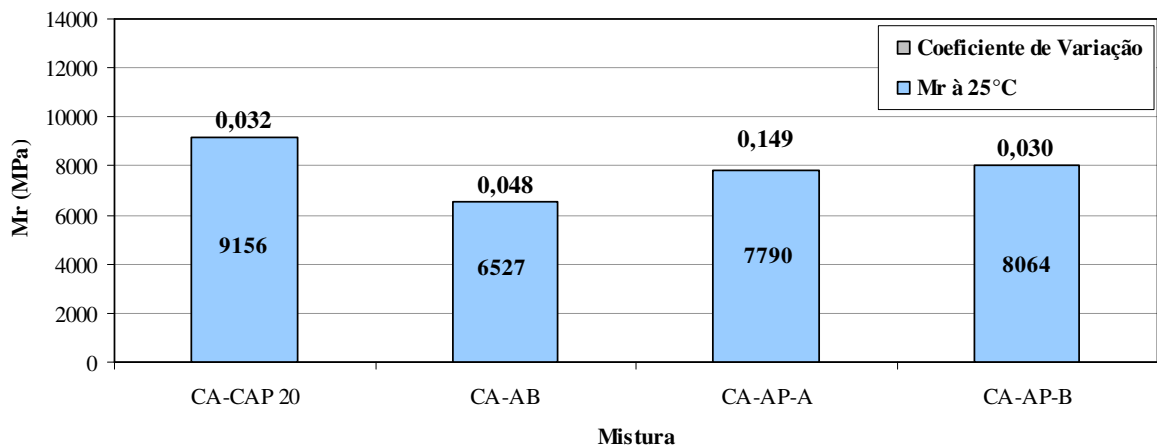


Figura 4.5: Módulo de resiliência das misturas a 25°C

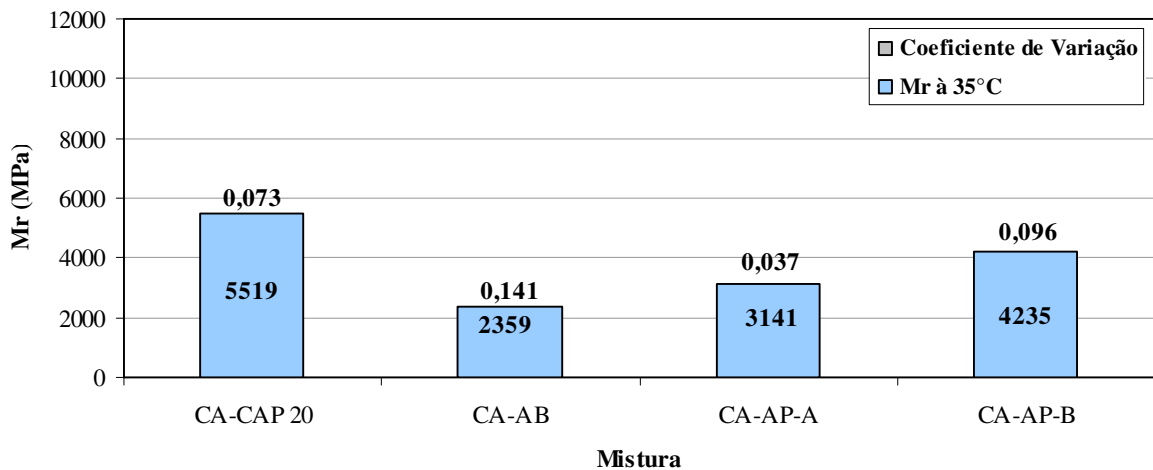


Figura 4.6: Módulo de resiliência das misturas a 35°C

Como pode-se observar na Figura 4.5, a mistura que apresentou o maior valor de módulo de resiliência a 25°C foi a confeccionada com ligante convencional CAP 20, seguida das misturas CA-AP-B, CA-AP-A e CA-AB.

Os resultados dos ensaios de módulo de resiliência a 35°C apresentados pela Figura 4.6, mostram a mesma ordem observada nos resultados dos ensaios realizados a 25°C, sendo a mistura CA-CAP 20 a que apresentou maior valor, seguida das misturas CA-AP-B, CA-AP-A e CA-AB.

Se analisado o conjunto, os resultados dos ensaios realizados demonstram altos valores de módulo de resiliência. Uma justificativa plausível para tal fato, seria a influência do teor de fíler mineral na rigidez da mistura. Tal fato foi analisado por SPECHT *et al.* (2006) variando o teor de fíler (4, 7 e 9%) em misturas asfálticas com a faixa granulométrica IV B do instituto do asfalto e dois diferentes ligantes asfálticos, CAP 50/60 e asfalto-borracha. A rigidez das misturas, medida através do ensaio de módulo de resiliência, indicou que a adição de fíler aumenta de maneira bastante expressiva os valores de Mr (9% pra cada 1% de fíler adicionado em misturas com ligante convencional e 13% para cada 1% em misturas com asfalto-borracha) e menos os valores de Rt. Tal fato pode ser atribuído ao aumento de rigidez do mástique devido a maior quantidade de fíler ativo disponível.

Era esperado que os valores de Mr das misturas asfálticas confeccionadas com ligantes modificados por polímeros fossem mais elevados que os valores de Mr das misturas

convencionais, e estes mais elevados que os valores obtidos para as misturas com ligante asfalto-borracha. Entretanto, a mistura que apresentou os maiores valores foi aquela confeccionada com ligante convencional CAP 20. A elevada rigidez desse material pode ser atribuída à perda de voláteis e ao envelhecimento a curto prazo ocorrido durante o processo de confecção dos corpos-de-prova.

Da mesma forma que a relação entre os resultados de resistência à tração de ensaios realizados a diferentes temperaturas possa indicar a sensibilidade deste parâmetro à temperatura, pode-se através da relação entre os resultados de módulo de resiliência ter a mesma indicativa de sensibilidade. A Figura 4.7 apresenta as relações entre os módulos de resiliência das misturas nas duas temperaturas estudadas, já a Figura 4.8 mostra os valores de  $M_r$  nas duas temperaturas.

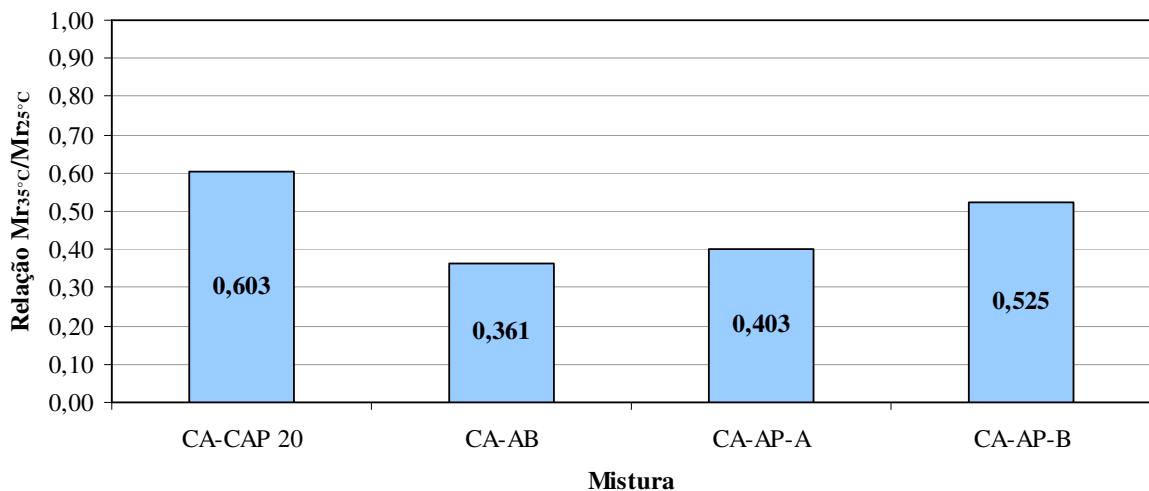


Figura 4.7: Relações entre os módulos resilientes a 25 e 35°C

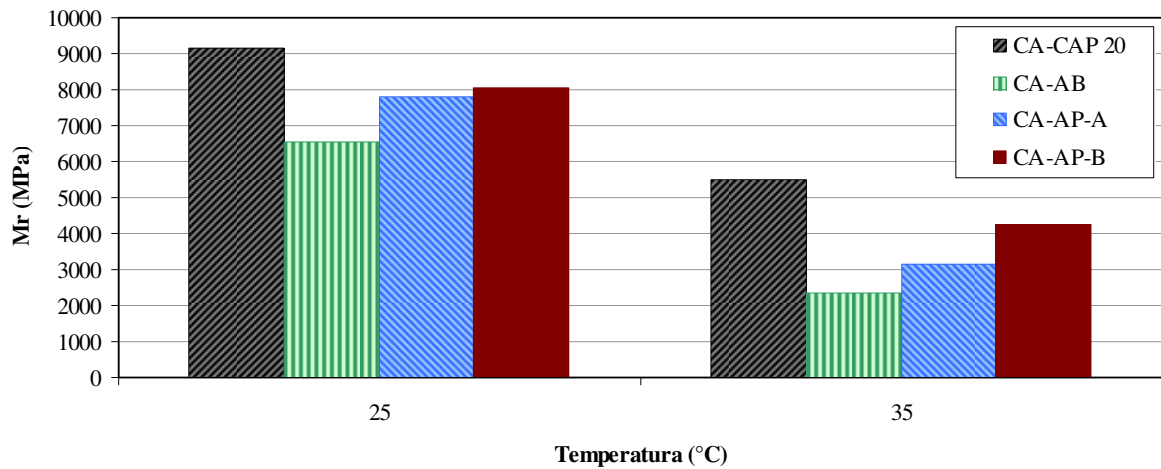


Figura 4.8: Variação do módulo resiliente com a temperatura

Como pode-se observar nas Figuras 4.7 e 4.8, as misturas menos sensíveis termicamente são aquelas confeccionadas com ligante convencional CAP 20 e com o ligante modificado AP-B, seguidas pela mistura com ligante modificado AP-A e pela mistura com ligante asfalto-borracha AB. Estes resultados se opõem aos obtidos por MORILHA JUNIOR (2004) em sua dissertação de mestrado, que demonstraram uma menor variação do Mr com a temperatura das misturas com ligantes modificados por BMP em relação às misturas com ligantes convencionais. Contudo, esta análise não pode ser feita separadamente, já que os valores das relações das resistências à tração, apresentados na Figura 4.3, demonstram outra taxa de variação com a temperatura. Um melhor entendimento do comportamento das misturas estudadas se dará a partir análise conjunta do módulo de resiliência e da resistência à tração nas temperaturas estudadas.

### 4.3 ANÁLISE DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA E DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Segundo SPECHT (2004), a análise dos valores de módulo de resiliência é bastante complexa, sendo tolerados valores maiores ou menores, dependendo da estrutura de pavimento que este

material estará inserido. É necessária sim, uma compatibilização de rigidez entre as camadas que constituem o sistema.

A relação  $Mr/Rt$  nos dá um indicativo da compatibilidade entre a rigidez e a resistência da mistura asfáltica. Misturas asfálticas com módulos de resiliência elevados, muito rígidas, necessitam de valores elevados de resistência à tração devido à concentração de esforços no seu interior. As Tabelas 4.1 e 4.2 apresentam os valores destas relações nas temperaturas estudadas. Já a Figura 4.9 apresenta estes valores na forma gráfica.

Tabela 4.1: Valores da relação  $Mr/Rt$  a 25°C das misturas estudadas

	CA-CAP 20	CA-AB	CA-AP-A	CA-AP-B
Mr (MPa)	9156	6527	7790	8064
Rt (MPa)	1,37	1,25	1,78	1,33
Mr/Rt	6667	5221	4389	6075

Tabela 4.2: Valores da relação  $Mr/Rt$  a 35°C das misturas estudadas

	CA-CAP 20	CA-AB	CA-AP-A	CA-AP-B
Mr (MPa)	5519	2359	3141	4235
Rt (MPa)	0,80	0,68	1,04	0,78
Mr/Rt	6899	3454	3028	5413

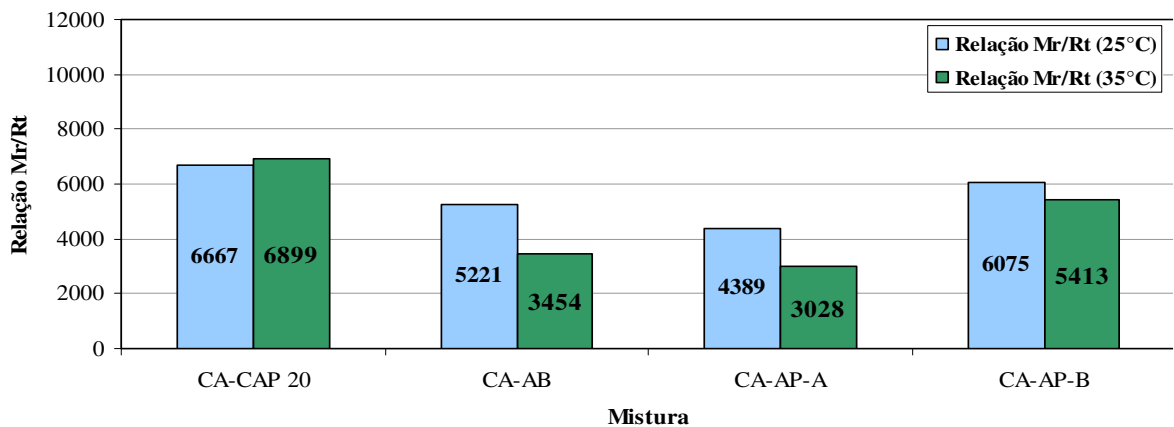


Figura 4.9: Relações  $Mr/Rt$  das misturas asfálticas estudadas

Os valores da relação  $M_r/R_t$  a 25°C apresentados na Figura 4.9, divergem dos encontrados em outros estudos que avaliaram o comportamento mecânico de misturas confeccionadas com ligantes convencionais e modificados (CERATTI, 1996; SPECHT, 2004; LEITE, 1999). Entretanto, pela comparação dos valores obtidos, é possível constatar que a relação  $M_r/R_t$  de todas as misturas confeccionadas com ligantes modificados sofreu redução com o aumento de temperatura, o que significa uma maior taxa de redução nos valores de  $M_r$  do que nos valores de  $R_t$ . Sendo assim, com o aumento de temperatura, as misturas com ligantes modificados tornam-se mais flexíveis perdendo resistência a uma taxa semelhante à mistura com ligante convencional estudada. Por outro lado, a mistura com ligante convencional CAP 20 apresentou aumento na relação  $M_r/R_t$  com o aumento da temperatura, significando maior perda de resistência do que de rigidez, o que pode ser negativo, já que o material perde resistência a uma taxa maior que perde rigidez.

#### 4.4 VIDA DE FADIGA

O comportamento à fadiga das misturas asfálticas foi caracterizado em laboratório, a partir de ensaios de compressão diametral sob tensão controlada. O procedimento de ensaio foi descrito na sessão 3.3.3. A vida de fadiga das misturas asfálticas estudadas é expressa em função da diferença de tensões ( $\Delta\sigma$ ), da tensão de tração ( $\sigma_t$ ) e da deformação resiliente específica inicial ( $\epsilon_i$ ).

Segundo SPECHT (2004), em misturas com diferentes módulos elásticos, a análise direta dos modelos ou das curvas de fadiga podem levar a conclusões equivocadas, visto que elas distribuem tensões de maneiras diferentes.

Uma avaliação mais conclusiva, a partir de uma análise de uma estrutura de pavimento, tratará de forma combinada a rigidez das misturas, os modelos de fadiga e o nível de tensão-deformação atuante na camada de revestimento.

Entretanto, será feita uma pré-análise dos dados obtidos a partir dos ensaios de resistência à fadiga, que posteriormente será comparada à análise paramétrica que foi realizada.



#### 4.4.1 Vida de Fadiga em Função da Diferença de Tensões

Neste modelo de representação, a vida de fadiga das misturas asfálticas é expressa em função da diferença entre as tensões verticais (de compressão) e horizontais (de tração) no centro do corpo-de-prova.

A Tabela 4.3 apresenta os modelos e a Figura 4.10 apresenta as curvas de fadiga, obtidos através de análise de regressão, das misturas estudadas. Nos modelos apresentados os parâmetros  $k_1$  e  $n_1$  representam os coeficientes do modelo e o coeficiente  $R^2$  representa a qualidade de ajuste do modelo.

Tabela 4.3: Valores dos coeficientes  $k_1$  e  $n_1$  do modelo  $N_f \times \Delta\sigma$

Mistura Asfáltica	Modelo	Parâmetro " $k_1$ "	Parâmetro " $n_1$ "	$R^2$
CA-CAP 20	$N_f = 5790 (1/\Delta\sigma)^{3,845}$	5790	3,845	0,99
CA-AB	$N_f = 1789 (1/\Delta\sigma)^{2,702}$	1789	2,702	0,98
CA-AP-A	$N_f = 25625 (1/\Delta\sigma)^{4,917}$	25625	4,917	0,99
CA-AP-B	$N_f = 2969 (1/\Delta\sigma)^{3,026}$	2969	3,026	0,95

MORILHA JUNIOR (2004) analisou e hierarquizou de uma forma interessante o comportamento à fadiga das misturas asfálticas em laboratório. Analogamente à análise feita pelo autor, aqui adotou-se três níveis de diferenças de tensões: 0,5 MPa (nível baixo) ; 1,0 MPa (nível médio) e 2,0 MPa (nível alto), para uma pré-análise dos resultados. A Partir da aplicação do modelo nestes três níveis de diferença de tensões foi possível hierarquizar as misturas quanto à vida de fadiga em função da diferença de tensões, onde a ordem 1 representa a mistura com melhor comportamento em laboratório e assim sucessivamente, como mostra a Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Variação da vida de fadiga com o nível de diferença de tensões aplicado

Misturas Asfáltica	Vida de Fadiga					
	$\Delta\sigma = 0,5$	Ordem	$\Delta\sigma = 1,0$	Ordem	$\Delta\sigma = 2,0$	Ordem
CA-CAP 20	83203	2	5790	2	403	2
CA-AB	11641	4	1789	4	275	4
CA-AP-A	774156	1	25625	1	848	1
CA-AP-B	24184	3	2969	3	364	3

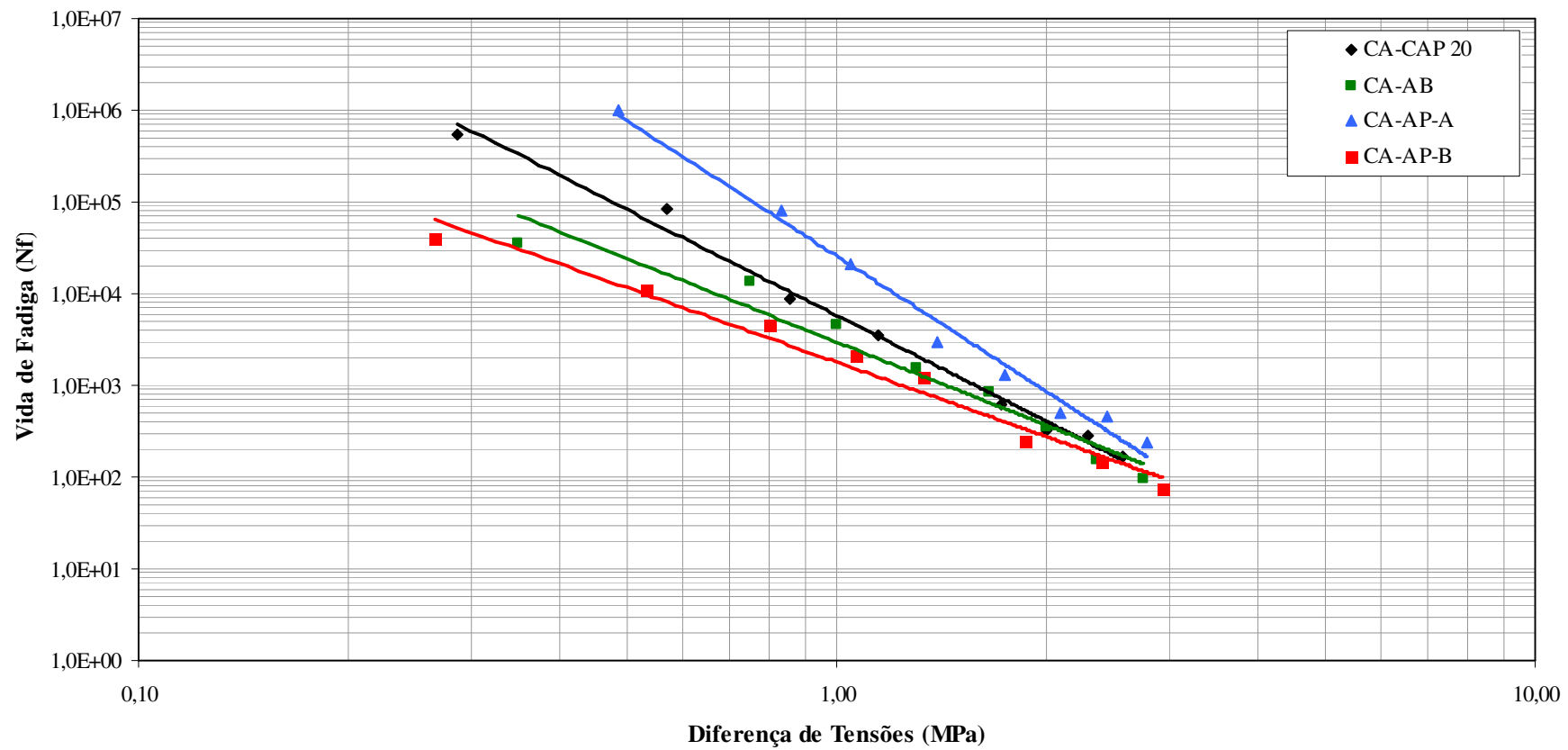


Figura 4.10: Vida de fadiga em função da diferença de tensões

Os resultados, apresentados na Tabela 4.4, mostram que as misturas mantiveram a mesma hierarquia nos três níveis de diferença de tensões analisados. A mistura que apresentou o melhor comportamento à fadiga nos três níveis foi a elaborada com ligante modificado por polímero SBS (CA-AP-A), seguida pelas misturas CA-CAP 20, CA-AP-B e CA-AB.

Nos modelos obtidos o coeficiente “n” indica a inclinação da curva. No caso dos modelos de representação por diferença de tensões “n<sub>1</sub>” indica a suscetibilidade ao estado de tensões, ou seja, maiores valores de “n<sub>1</sub>” indicam maior sensibilidade do comportamento a fadiga das misturas em relação às mudanças na diferença de tensões. Segundo MAGALHÃES (2004), essa maior suscetibilidade se reflete no maior risco da mistura sofrer trincamento prematuro devido a erros de projeto ou construtivo, significando que pequenas variações nas espessuras das camadas podem acarretar em redução expressiva na vida de fadiga da estrutura. Das misturas estudadas, a que apresentou maior valor do parâmetro “n<sub>1</sub>” foi a elaborada com ligante modificado por polímero SBS (CA-AP-A), seguida pelas misturas CA-CAP 20, CA-AP-B e CA-AB.

#### 4.4.2 Vida de Fadiga em Função da Tensão de Tração

Neste modelo de representação, a vida de fadiga das misturas asfálticas é expressa em função da tensão de tração aplicada. A Figura 4.11 apresenta as curvas de fadiga e a Tabela 4.5 apresenta os modelos, obtidos através de análise de regressão, das misturas estudadas. Nos modelos apresentados os parâmetros k<sub>2</sub> e n<sub>2</sub> representam os coeficientes do modelo e o coeficiente R<sup>2</sup> representa a qualidade de ajuste do modelo.

Tabela 4.5: Valores dos coeficientes k<sub>2</sub> e n<sub>2</sub> do modelo Nf x σ

Mistura Asfáltica	Modelo	Parâmetro "k <sub>2</sub> "	Parâmetro "n <sub>2</sub> "	R <sup>2</sup>
CA-CAP 20	Nf = 28,03 (1/σ) <sup>3,845</sup>	28,03	3,845	0,99
CA-AB	Nf = 44,72 (1/σ) <sup>3,026</sup>	44,72	3,026	0,95
CA-AP-A	Nf = 28,09 (1/σ) <sup>4,917</sup>	28,09	4,917	0,99
CA-AP-B	Nf = 42,29 (1/σ) <sup>2,702</sup>	42,29	2,702	0,98

Analogamente ao que foi feito para pré-analisar as modelos e as curvas de fadiga em função da diferença de tensões, adotou-se três níveis de tensões de tração: 0,1 MPa (nível baixo) ; 0,3 MPa (nível médio) e 0,6 MPa (nível alto). A Partir da aplicação do modelo nestes três níveis

de diferença de tensões foi possível hierarquizar as misturas quanto à vida de fadiga em função da tensão de tração, onde a ordem 1 representa a mistura com melhor comportamento em laboratório e assim sucessivamente, como mostra a Tabela 4.6.

Tabela 4.6: Variação da vida de fadiga com o nível de tensão de tração aplicado

Misturas Asfáltica	Vida de Fadiga					
	$\sigma = 0,1$	Ordem	$\sigma = 0,3$	Ordem	$\sigma = 0,6$	Ordem
CA-CAP 20	196166	2	2871	2	200	3
CA-AB	47479	3	1709	3	210	2
CA-AP-A	2320341	1	10460	1	346	1
CA-AP-B	21293	4	1094	4	168	4

Os resultados da Tabela 4.6 mostram que em todos os níveis de tensões de tração analisados a mistura que apresentou o melhor comportamento foi a confeccionada com polímero SBS (AP-A). No nível mais baixo de tensão, além da mistura CA-AB, a mistura CA-CAP 20 apresentou bom comportamento. No nível intermediário foi mantida a mesma hierarquia entre as misturas. Entretanto, no nível mais elevado de tensões destacou-se, além da mistura elaborada com polímero SBS, a mistura com ligante modificado por BMP (AB). A mudança de comportamento das misturas CA-AB e CA-CAP 20 no nível mais elevado pode também ser notada pelos valores do coeficiente “ $n_2$ ” das duas misturas, ou seja, pela menor suscetibilidade da mistura CA-AB ao aumento do nível de tensão de tração.

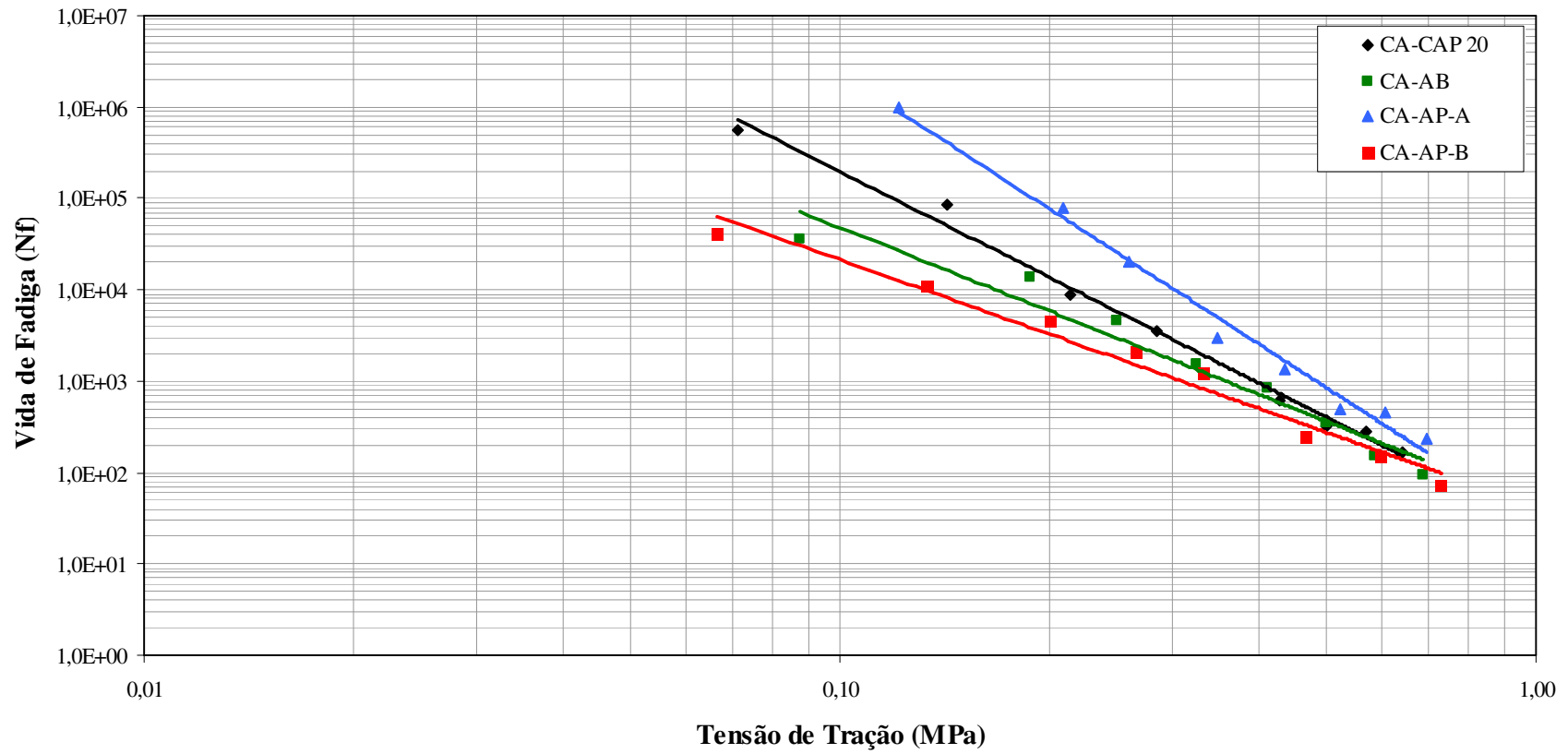


Figura 4.11: Vida de fadiga em função da tensão de tração

#### 4.4.3 Vida de Fadiga em Função da Deformação Resiliente Específica

Neste modelo de representação a vida de fadiga das misturas em laboratório é expressa em função da deformação resiliente específica, um parâmetro calculado que pondera a interferência do módulo de resiliência inicial da mistura e é determinado pela Equação 4.1.

$$\varepsilon_i = \frac{(\%Rt)}{Mr} \quad (4.1)$$

Onde:

$\varepsilon_i$  = deformação resiliente específica;

$\%Rt$  = percentagem da resistência à tração aplicada no ensaio de resistência à fadiga;

$Mr$  = módulo de resiliência médio da mistura.

A Figura 4.12 apresenta as curvas de fadiga e a Tabela 4.7 apresenta os modelos, obtidos através de análise de regressão, das misturas estudadas. Nos modelos apresentados os parâmetros  $k_3$  e  $n_3$  representam os coeficientes do modelo e o coeficiente  $R^2$  representa a qualidade de ajuste do modelo.

Tabela 4.7: Valores dos coeficientes  $k_3$  e  $n_3$  do modelo  $N_f \times \varepsilon_i$

Mistura Asfáltica	Modelo	Parâmetro " $k_3$ "	Parâmetro " $n_3$ "	$R^2$
CA-CAP 20	$N_f = 1,63 \cdot 10^{-14} (1/\varepsilon_i)^{3,845}$	$1,63 \cdot 10^{-14}$	3,845	0,99
CA-AB	$N_f = 1,27 \cdot 10^{-10} (1/\varepsilon_i)^{3,027}$	$1,27 \cdot 10^{-10}$	3,026	0,95
CA-AP-A	$N_f = 2,07 \cdot 10^{-18} (1/\varepsilon_i)^{4,917}$	$2,07 \cdot 10^{-18}$	4,917	0,99
CA-AP-B	$N_f = 1,18 \cdot 10^{-9} (1/\varepsilon_i)^{2,702}$	$1,18 \cdot 10^{-9}$	2,702	0,98

Analogamente ao que foi feito para analisar os modelos e as curvas de fadiga anteriores, adotou-se três níveis de deformações resilientes específicas:  $2 \cdot 10^{-5}$  cm/cm (nível baixo);  $4 \cdot 10^{-5}$  cm/cm (nível médio) e  $6 \cdot 10^{-5}$  cm/cm (nível alto). A Partir da aplicação do modelo nestes três níveis de  $\varepsilon_i$ , foi possível hierarquizar as misturas quanto à vida de fadiga em função da

deformação resiliente específica, onde a ordem 1 representa a mistura com melhor comportamento em laboratório e assim sucessivamente, como mostra a Tabela 4.8.

Tabela 4.8: Variação da vida de fadiga com o nível de tensão de tração aplicado

Misturas Asfáltica	Vida de Fadiga					
	$\epsilon_i = 2.10^{-5}$	Ordem	$\epsilon_i = 4.10^{-5}$	Ordem	$\epsilon_i = 6.10^{-5}$	Ordem
CA-CAP 20	19054	3	1326	3	279	4
CA-AB	21094	2	2590	2	759	2
CA-AP-A	264064	1	8741	1	1190	1
CA-AP-B	5888	4	905	4	303	3

Os resultados da Tabela 4.8 mostram que a mistura CA-AP-A possui o melhor comportamento nos três níveis de deformações analisados, o que também foi constatado nos modelos de representação a diferença de tensões e a tensão de tração. A mistura confeccionada com ligante modificado por BMP, mostrou-se superior às outras duas misturas analisadas, alcançando o segundo melhor desempenho nos três níveis especificados. No nível mais alto de deformação, pode-se observar a mudança de posição das misturas CA-CAP 20 e CA-AP-B. Essa mudança é explicada pela maior sensibilidade da mistura elaborada com ligante convencional a variação de deformações.

Por outro lado, se analisada a sensibilidade à variação de deformações, o parâmetro “ $n_3$ ”, a mistura CA-AP-A, que mostrou o melhor desempenho nos três níveis analisados, é a que apresenta a maior sensibilidade, como pode ser visto nas curvas apresentadas na Figura 4.12. Hierarquizando os valores de “ $n_3$ ” das misturas, tem-se a seguinte ordem crescente de sensibilidade: CA-AP-B, CA-AB, CA-CAP 20 e CA-AP-A.

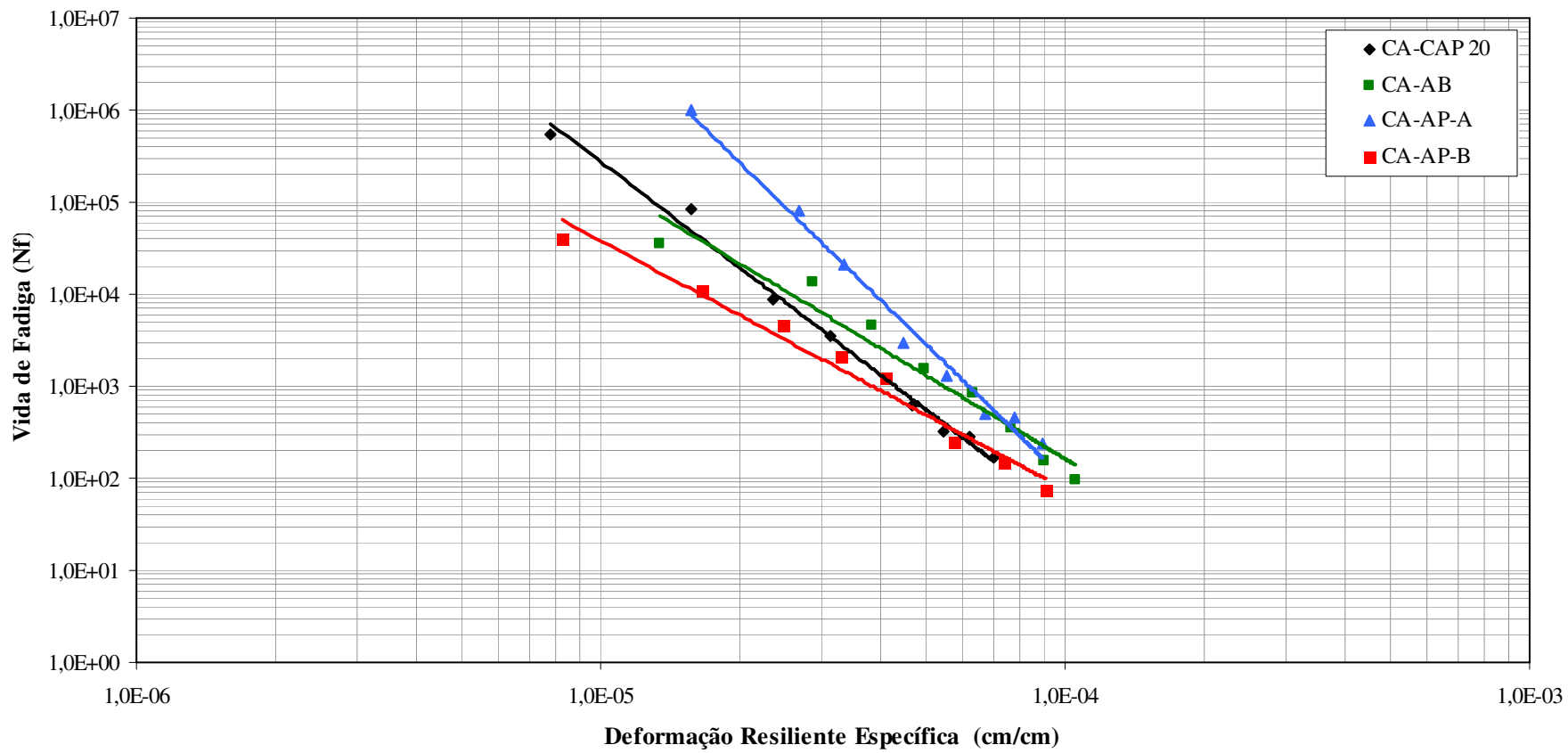


Figura 4.12: Vida de fadiga em função da deformação resiliente específica



## 4.5 RESISTÊNCIA ÀS DEFORMAÇÕES PERMANENTES

A resistência ao acúmulo de deformações permanentes das misturas asfálticas foi avaliada em laboratório através do ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmica (*creep* dinâmico). O procedimento de ensaio está descrito no item 3.3.4.

A Tabela 4.9 apresenta os valores de deformação específica permanente, obtidos nos ensaios para as misturas asfálticas avaliadas.

Tabela 4.9: Valores de deformação específica permanente dos ensaios de *creep* dinâmico

Mistura Asfáltica	Deformação Específica Permanente (%)				
	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Média	Coef. de Variação
CA-CAP 20	0,24	0,10	0,10	0,15	0,55
CA-AB	0,11	0,08	0,09	0,09	0,16
CA-AP-A	-0,01	-0,11	-0,03	-0,05	-1,05
CA-AP-B	0,04	0,03	0,28	0,12	1,21

Nota-se pelos valores apresentados na Tabela 4.9, uma grande dispersão dos dados obtidos nos ensaios das misturas CA-CAP 20 e CA-AP-B, visíveis pelos altos valores de coeficiente de variação. Já a mistura CA-AP-A, além de apresentar grande dispersão, obteve resultados negativos, o que pode caracterizar tais ensaios como inválidos.

Entretanto, se não considerarmos o valor do ensaio 1 da mistura CA-CAP 20 e analisarmos somente os resultados válidos, podemos concluir que a mistura CA-AP-B obteve os valores mais baixos de deformação permanente, seguida pelas misturas CA-AB e CA-CAP 20, que apresentaram resultados muito semelhantes.

A baixa magnitude dos resultados obtidos nos ensaios, mostra coerência com os valores encontrados por WESSELING (2005), o qual realizou ensaios de *creep* dinâmico no mesmo equipamento e com as mesmas condições de temperatura e carregamento usadas nesta pesquisa. Um fator que possa ter influenciado na resposta das misturas a deformação permanente foi a adição de 1,5% de cal hidratada. Segundo LITTLE e EPPS (2001), a adição de cal reduz o potencial de deformação do asfalto em altas temperaturas, especialmente durante o início da vida de serviço quando há maior suscetibilidade ao afundamento de trilha de roda. A cal hidratada na realidade enrijece e reforça o filme de asfalto. Além disso, a cal

faz com que o concreto asfáltico seja menos suscetível à umidade, pela melhora da adesividade entre asfalto e agregado. Estes fatores sinergicamente melhoram a resistência ao afundamento de trilha de roda.

Como mencionado anteriormente, a mistura elaborada com ligante asfáltico modificado por polímero SBS, GRECAFLEX, apresentou resultados negativos de deformação permanente. Estes resultados negativos poderiam caracterizar os ensaios realizados para esta mistura como inválidos, já que a expansão do corpo-de-prova na direção da carga durante o ensaio seria uma hipótese incoerente. Entretanto, estas deformações negativas podem ser justificadas pela impossibilidade de recuperação das deformações reversíveis durante o período de descanso do condicionamento, anterior a aplicação da carga no ensaio.

De acordo com o procedimento de ensaio, anteriormente à aplicação da carga, a amostra é submetida a um período de condicionamento de 200 ciclos de carregamento com a tensão do ensaio. Posteriormente a este período, o carregamento é suspenso por 100 segundos, tempo este, reservado para que ocorram as recuperações das deformações geradas durante o condicionamento. Após este período o ensaio é iniciado, presumindo-se que a amostra tenha recuperado totalmente as deformações reversíveis. A Figura 4.13 mostra o comportamento típico de uma mistura asfáltica, após condicionamento, durante o ensaio de *creep* dinâmico.

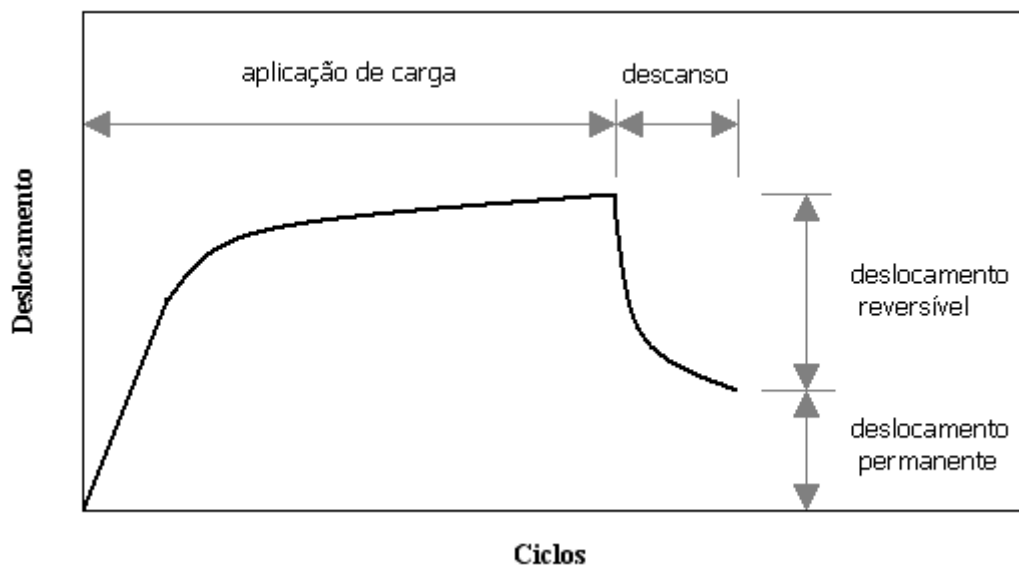


Figura 4.13: Comportamento típico de um corpo-de-prova durante o ensaio de creep dinâmico

As deformações permanentes negativas registradas durante os ensaios da mistura CA-AP-A, seriam resultantes da incompleta recuperação das deformações reversíveis durante o período de descanso posterior ao condicionamento. Assim, as deformações geradas durante o condicionamento e o ensaio, seriam recuperadas simultaneamente durante o período de descanso do ensaio, resultando em deformações reversíveis maiores que as deformações totais, como mostra a Figura 4.14.

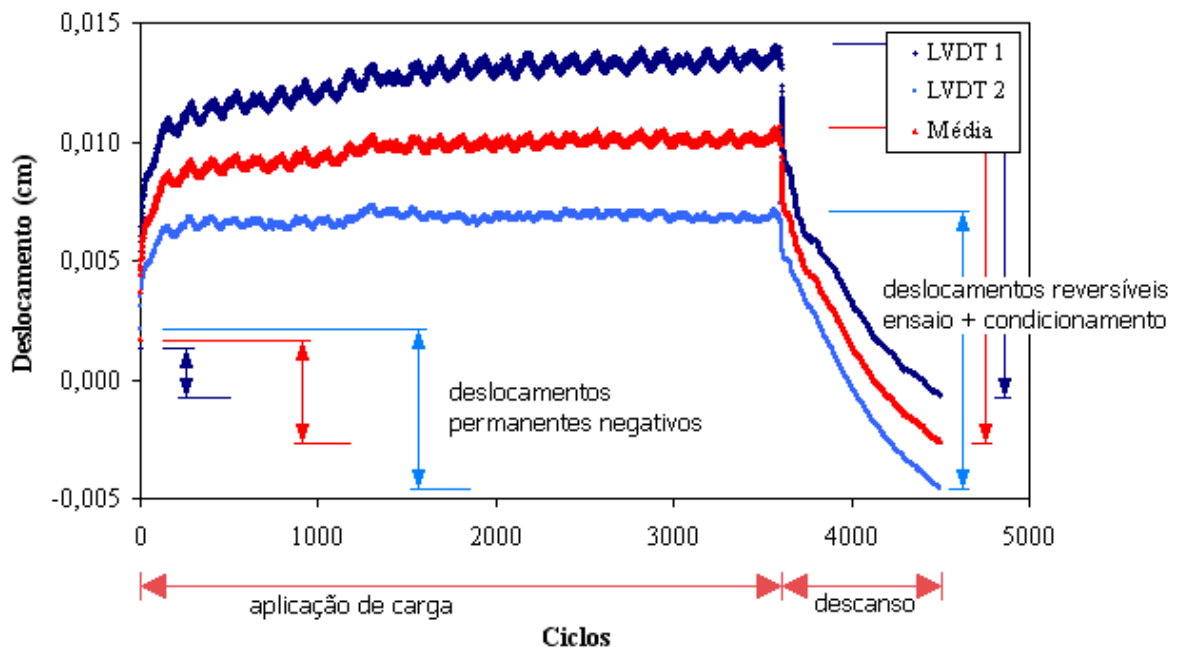


Figura 4.14: Resultado de ensaio de creep dinâmico de uma amostra de CA-AP-A (Ensaio 2)

Outra forma de avaliar o comportamento das misturas asfálticas no ensaio de *creep* dinâmico é através da inclinação da curva de fluência entre 100 e 3600s. O modelo usado na análise de regressão é dado pela Equação 4.2.

$$\varepsilon = a.N^b \quad (4.2)$$

onde,

$\varepsilon$  = deformação

$a$  = parâmetro do intercepto  $N = 1$

N = número de ciclos

b = inclinação da curva

A Tabela 4.10 apresenta os valores dos parâmetros do modelo, juntamente com o coeficiente  $R^2$ , que representa a qualidade de ajuste do modelo.

Tabela 4.10: Valores dos parâmetros do modelo obtido para o intervalo de 100 a 3600s

Mistura Asfáltica	Ensaio	<i>a</i>	<i>b</i>	$R^2$
CA-CAP 20	1	0,0037	0,143	0,97
	2	0,0002	0,420	0,77
	3	0,0024	0,194	0,97
CA-AB	1	0,0033	0,184	0,97
	2	0,0112	0,103	0,95
	3	0,0069	0,096	0,94
CA-AP-A	1	0,0135	0,067	0,92
	2	0,0060	0,065	0,86
	3	0,0101	0,084	0,92
CA-AP-B	1	0,0103	0,090	0,93
	2	0,0029	0,163	0,89
	3	0,0103	0,135	0,98

A Tabela 4.11 apresenta as médias dos parâmetros “b” dos modelos, que correspondem às inclinações das curvas de fluência. Este parâmetro representa a taxa de mudança da deformação permanente em função do número de ciclos de aplicação de carga, ou seja, quanto menor é o valor da inclinação da curva, menor será o acúmulo de deformações permanentes no intervalo entre 100 e 3600s.

Tabela 4.11: Valores médios das inclinações das curvas de fluência

Mistura Asfáltica	Média das inclinações	Coef. de Variação
CA-CAP 20	0,252	0,59
CA-AB	0,128	0,38
CA-AP-A	0,072	0,15
CA-AP-B	0,129	0,28

Os modelos obtidos entre 100 e 3600s ignoram o período de descanso onde ocorrem as recuperações das deformações reversíveis, permitindo que os resultados obtidos nos ensaios da mistura CA-AP-A, que apresentaram deformações permanentes negativas, sejam avaliados.

Quanto aos valores de inclinações das curvas de fluência obtidas através de análise de regressão apresentados na Tabela 4.11, a mistura que apresentou o melhor comportamento foi a elaborada com ligante asfáltico modificado AP-A, seguida pelas misturas CA-AP-B, CA-AB e CA-CAP 20.

Com exceção da mistura CA-AP-A, que apresentou deformações permanentes negativas, pode-se observar a mesma hierarquia se analisarmos em conjunto os resultados de deformação específica permanente e os valores de inclinações da curva de fluência.

#### 4.6 RESISTÊNCIA AO DANO POR UMIDADE INDUZIDA

Segundo LITTLE e EPPS (2001), o termo *Stripping* é comumente definido como “a perda de adesão entre a superfície do agregado e o ligante asfáltico na presença de umidade”. Um concreto asfáltico pode perder resistência na presença de umidade sem evidências visíveis de descolamento, devido à perda da coesão do ligante asfáltico pela água. Assim, os termos “susceptibilidade à água” e “sensibilidade à água” são frequentemente usados para designar a perda de resistência ou de outras propriedades das misturas asfálticas na presença de água.

O ensaio Lottman Modificado (AASHTO T 283-89) avalia a adesividade das misturas asfálticas. O ensaio Lottman Modificado, ou ensaio de dano por umidade induzida, é realizado em corpos-de-prova cilíndricos moldados, com volume de vazios de  $7 \pm 1\%$  segundo as metodologias Marshall, Hveen ou Superpave.

A análise é feita pela relação entre as resistências à tração de amostras previamente condicionadas e amostras sem condicionamento. Esta relação é dada pela relação (em percentagem) entre a  $R_t$  das amostras condicionadas e a  $R_t$  das amostras não condicionadas, sendo denominada Resistência Retida à Tração (RRt).

Nesta pesquisa pretende-se verificar a influência do tipo de ligante asfáltico na resistência ao dano por umidade induzida das misturas asfálticas. A Tabela 4.12 apresenta as médias dos

resultados obtidos no ensaio Lottman Modificado. São apresentados os resultados de resistência à tração por compressão diametral das amostras sem e com condicionamento,  $R_{t1}$  e  $R_{t2}$ , bem como a resistência retida à tração,  $RR_t$ .

Tabela 4.12: Resultados dos ensaios de dano por umidade induzida (Lottman Modificado)

Mistura Asfáltica	$R_{t1}$ (MPa)	Coef. de Variação	$R_{t2}$ (MPa)	Coef. de Variação	$RR_t$
CA-CAP 20	1,20	0,06	1,01	0,05	84,24%
CA-AB	1,11	0,11	0,95	0,04	86,12%
CA-AP-A	1,16	0,06	1,02	0,04	87,47%
CA-AP-B	0,88	0,11	0,69	0,15	77,74%

A Figura 4.15 apresenta de forma gráfica os valores de resistência à tração das amostras sem condicionamento,  $R_{t1}$ , e com condicionamento,  $R_{t2}$ . Já a Figura 4.16, apresenta os valores de  $RR_t$  das misturas estudadas.

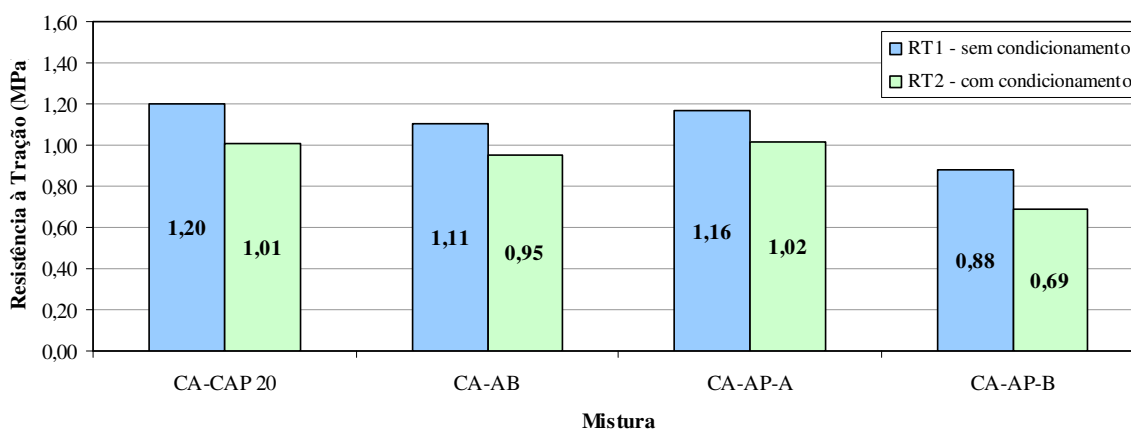


Figura 4.15: Resultados dos ensaios de resistência à tração (Lottman Modificado)

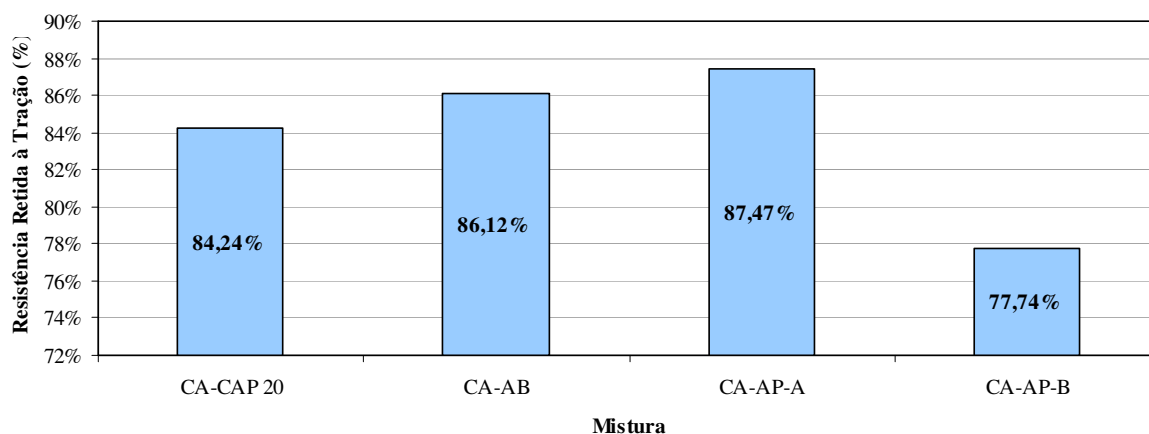


Figura 4.16: Resultados dos ensaios de dano por umidade induzida (Lottman Modificado)

Em relação à resistência retida à tração, FURLAN (2006) relata que o critério de definição da suscetibilidade de uma mistura asfáltica preconizado pela AASHTO T283/89 é de  $RR_t \geq 70\%$ , na versão AASHTO T283/99 compatibilizada para o método SUPERPAVE o critério é  $RR_t \geq 80\%$ . Já HICKS<sup>9</sup> (1991, *apud* SPECHT (2004)), afirma que a maioria dos departamentos estaduais de transporte norte americanos utilizam valores de 70/75%. Entretanto, segundo EPPS *et al.* (2000), o critério de aceitação típico de resistência retida à tração de 70 – 80%, idealmente deveria ser verificado por cada agencia publica, considerando a particularidade dos agregados, ligantes asfálticos, climas, volumes de tráfego, projetos e especificações de construção.

No geral, a resistência à ação deletéria da água das misturas asfálticas é influenciada por vários fatores, dentre eles estão às propriedades dos agregados, as propriedades do ligante asfáltico e as propriedades da mistura. Como dito anteriormente, o objetivo deste trabalho é avaliar o comportamento mecânico das cinco diferentes misturas asfálticas, somente variando o tipo de ligante asfáltico. Dessa forma, o fator determinante no desempenho das misturas no ensaio de dano por umidade induzida é o ligante asfáltico, já que o agregado, a faixa granulométrica, bem como as demais condicionantes foram mantidas constantes.

<sup>9</sup> HICKS, R. G. Moisture damage in asphalt concrete. National Cooperative Highway Research Program. Synthesis of Highway Practice 175, Transportation Research Board, Washington, 1991. 91p.

Como se pode observar na Figura 4.16, as misturas CA-AP-A, CA-AB e CA-CAP 20 apresentaram valores de RRt superiores aos estabelecidos pelas normas norte americanas, citadas anteriormente. A mistura elaborada com ligante modificado AP-B, foi a que apresentou o menor valor de RRt, 77,74%, valor este que pode ser aceitável dependendo do critério adotado.

Contudo, não se pode afirmar que os ligantes modificados AB e AP-A conferiram as misturas um melhor desempenho nestes ensaios, já que a mistura com ligante convencional CAP 20 obteve resultado muito semelhante. Da mesma forma, a identificação dos fatores responsáveis pelo desempenho inferior da mistura elaborada com o ligante comercial AP-B é imprecisa, já que a composição e as condições de preparo deste ligante não foram fornecidas pela empresa Greca Distribuidora de Asfaltos Ltda.

Se analisado o conjunto, o bom desempenho nos ensaios de dano por umidade induzida pode ser em parte atribuído às características volumétricas das misturas e a adição de 1,5% de cal hidratada como fíler mineral. Os benefícios do uso da cal hidratada como agente melhorador de adesividade em misturas asfáltica, vêm sendo relatos na literatura por vários autores (LITTLE e EPPS, 2001; CURTIS, 1990; SEBAALY *et al.*, 2001; SEBAALY *et al.*, 2003).



## 5 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Este capítulo apresenta os resultados da análise paramétrica de estruturas de pavimentos incluindo os materiais empregados neste estudo.

Para a realização da análise utilizou-se o programa computacional EVERSTRESS 5.0, desenvolvido pelo Departamento de Transportes do Estado de Washington (*Washington State Department of Transportation*). Este programa permite a inclusão de parâmetros dos modelos dos materiais, considerando a variação do módulo de resiliência com o estado de tensões atuante ao longo da profundidade das camadas. Além disso, o programa é capaz de determinar as tensões, deformações e deflexões em uma estrutura de até cinco camadas, vinte cargas e cinquenta pontos de avaliação.

Nas análises realizadas foram simuladas 24 diferentes estruturas de pavimento, variando-se os módulos resilientes da camada de revestimento e as espessuras das camadas de revestimento e base.

Os valores das respostas estruturais obtidos através do programa computacional foram aplicados diretamente nos modelos de fadiga determinados em laboratório. Não foram empregados fatores laboratório-campo para o ajuste das duas realidades, pois o objetivo foi analisar em conjunto o comportamento à fadiga e a rigidez das misturas em estruturas hipotética de pavimento.

### 5.1 CARACTERÍSTICAS DE CARREGAMENTO

A carga adotada foi o eixo simples de roda dupla de 8,2 kN. A configuração e a magnitude das cargas são ilustradas pela Figura 5.1.

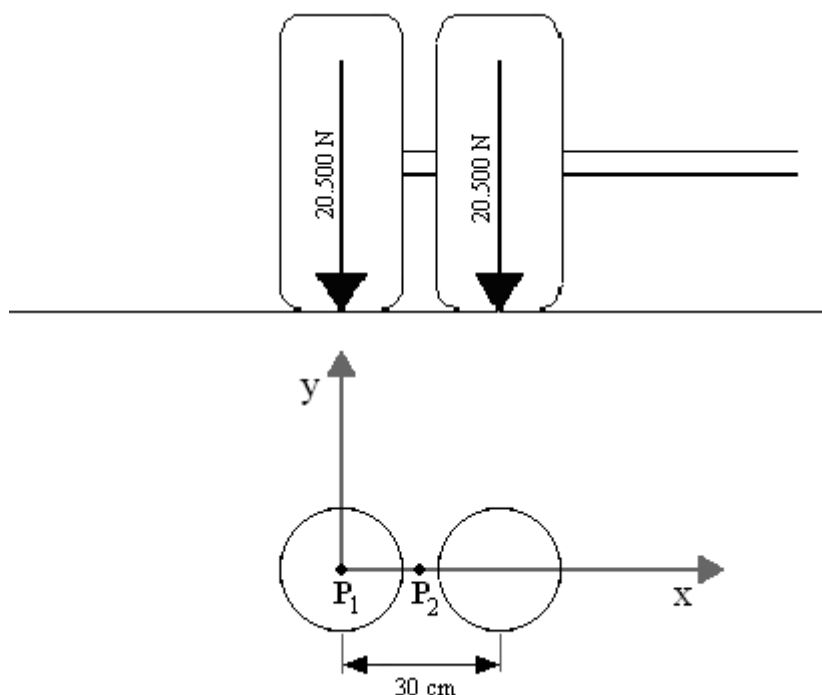


Figura 5.1: Configuração do carregamento

As características do carregamento adotado foram as seguintes:

- a) duas cargas (rodas) uniformemente distribuídas sobre áreas circulares;
- b) carga de 20,5 kN por roda;
- c) pressão de inflação dos pneus de 0,56 MPa.

As respostas estruturais das simulações foram avaliada em dois pontos: diretamente abaixo de uma das rodas ( $P_1$ ) e no ponto médio entre os centros das duas rodas ( $P_2$ ). Quanto à profundidade, a análise foi realizada na fibra inferior da camada de revestimento.

A Figura 5.2 mostra as respostas estruturais que puderam ser obtidas nas simulações através do software EVERSTRESS 5.0. São elas: tensão de tração na fibra inferior da camada asfáltica ( $\sigma_{xx}$  ou  $\sigma_{yy}$ ), diferença de tensões na fibra inferior do revestimento ( $\Delta\sigma = \sigma_{zz} - \sigma_{xx}$  ou  $\Delta\sigma = \sigma_{xx} - \sigma_{yy}$ ) e deformações de extensão na fibra inferior do revestimento ( $\epsilon_{xx}$  ou  $\epsilon_{yy}$ ).

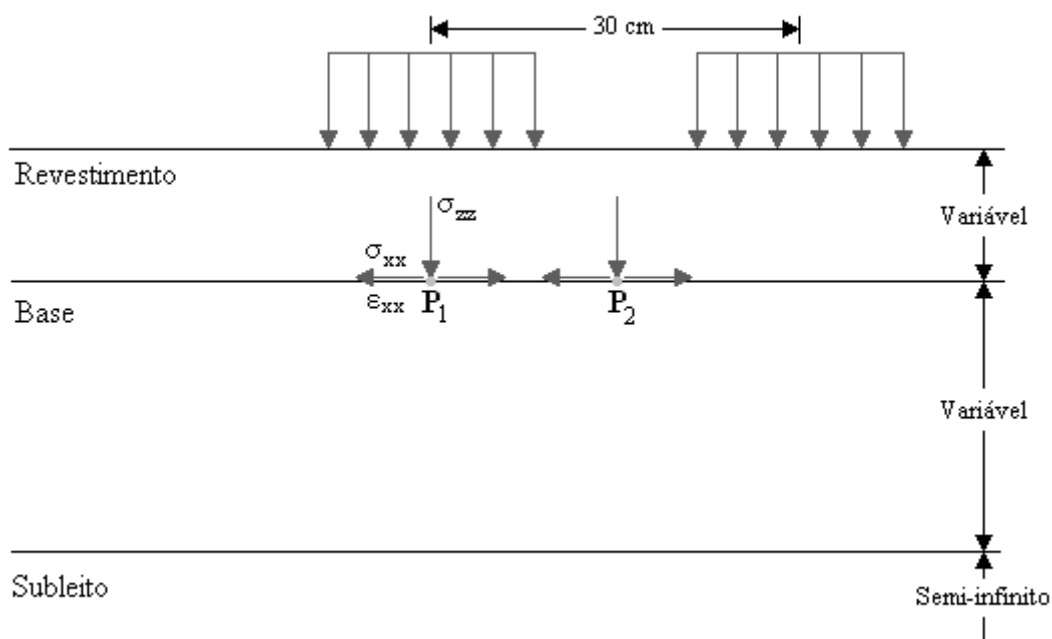


Figura 5.2: Respostas estruturais obtidas através do software EVERSTRESS 5.0

## 5.2 ESTRUTURAS SIMULADAS

Para cada mistura asfáltica estudada nesta pesquisa, foram simuladas seis estruturas de pavimento. Em todas as simulações os módulos resilientes e os coeficientes de Poisson das camadas do pavimento foram mantidos constantes, variando-se apenas as espessuras da camada revestimento e base. A Tabela 5.1 apresenta as características das estruturas simuladas.

Tabela 5.1: Características das estruturas simuladas

Camada	Coef. de Poisson ( $\nu$ )	Espessura (cm)	Mr (MPa)
Mistura Asfáltica	0,30	4,00; 8,00 e 12,00	Variável (Tab. 5.2)
Base de Brita Graduada	0,35	10,00 e 30,00	Tab. 5.3
Sub-Leito de Solo Coesivo	0,45	-	Tab. 5.3

A Tabela 5.2 apresenta os módulos de resiliência das misturas asfálticas avaliadas nesta pesquisa. Os modelos de módulo de resiliência, em MPa, da camada de base em função do invariante de tensões ( $\theta$ ) e do subleito em função da tensão desvio, necessários à análise são apresentados na tabela 5.3.

O programa computacional EVERSTRESS 5.0 necessita, como parâmetros de entrada, dos coeficientes de regressão  $k_1$  e  $k_2$  dos modelos normalizados pela pressão atmosférica. A Tabela 5.3 também apresenta os coeficientes dos modelos normalizados pela pressão atmosférica (0,101 MPa).

Tabela 5.2: Módulos de resiliência das misturas asfálticas avaliadas nesta pesquisa

Mistura Asfáltica	Módulo de Resiliência a 25°C (MPa)
CA-CAP 20	9156
CA-AB	6527
CA-AP-A	7790
CA-AP-B	8064

Tabela 5.3: Modelos de Mr (MPa) das camadas de base e subleito

Material	Modelo	Coefficientes	Modelo (normalizado)	Coefficientes (normalizados)
Brita Graduada	$Mr = k_1 \theta^{k_2}$	$k_1 = 1127,40$	$Mr = k_1 (\theta/P_{atm})^{k_2}$	$k_1 = 401,85$
		$k_2 = 0,45$		$k_2 = 0,45$
Solo Coesivo	$Mr = k_1 \sigma_d^{k_2}$	$k_1 = 75$	$Mr = k_1 (\sigma_d/P_{atm})^{k_2}$	$k_1 = 742,43$
		$k_2 = -1,00$		$k_2 = -1,00$

Os modelos de Mr das camadas de base e sub-leito usados nesta análise foram retirados da literatura. O modelo referente à camada de brita graduada foi o mesmo usado por MORILHA JUNIOR (2004) em sua dissertação de mestrado e o modelo do solo coesivo da camada de sub-leito é um dos usados por MOTTA (1991) em sua tese de doutorado.

### 5.3 ANÁLISE DAS ESTRUTURAS EM FUNÇÃO DA DIFERENÇA DE TENSÕES

A Tabela 5.4 e a Figura 5.3 apresentam, para todas as simulações realizadas, os valores de vida de fadiga obtidos a partir da aplicação dos modelos, em função da diferença de tensões, gerados em laboratório.

Tabela 5.4: Valores de diferenças de tensões obtidos nas simulações e as respectivas vidas de fadiga das misturas asfálticas estudadas

	Simulação	Espessura (cm)		$\Delta\sigma$ (MPa)	$N_f$
		Revestimento	Base		
CA-CAP 20	1	4,00	10,00	0,9104	8305
	2	8,00	10,00	0,8391	7403
	3	12,00	10,00	0,6766	26000
	4	4,00	30,00	1,0613	4606
	5	8,00	30,00	0,7791	15115
	6	12,00	30,00	0,5866	45023
CA-AB	1	4,00	10,00	0,4471	15744
	2	8,00	10,00	0,6864	4944
	3	12,00	10,00	0,5312	9886
	4	4,00	30,00	0,5961	7238
	5	8,00	30,00	0,7861	3428
	6	12,00	30,00	0,6663	5359
CA-AP-A	1	4,00	10,00	0,6788	172208
	2	8,00	10,00	0,8168	69309
	3	12,00	10,00	0,6072	297770
	4	4,00	30,00	0,8291	64425
	5	8,00	30,00	0,9244	37722
	6	12,00	30,00	0,7241	125333
CA-AP-B	1	4,00	10,00	0,7268	7799
	2	8,00	10,00	0,8426	4985
	3	12,00	10,00	0,6221	12486
	4	4,00	30,00	0,8772	4414
	5	8,00	30,00	0,9525	3440
	6	12,00	30,00	0,7413	7344

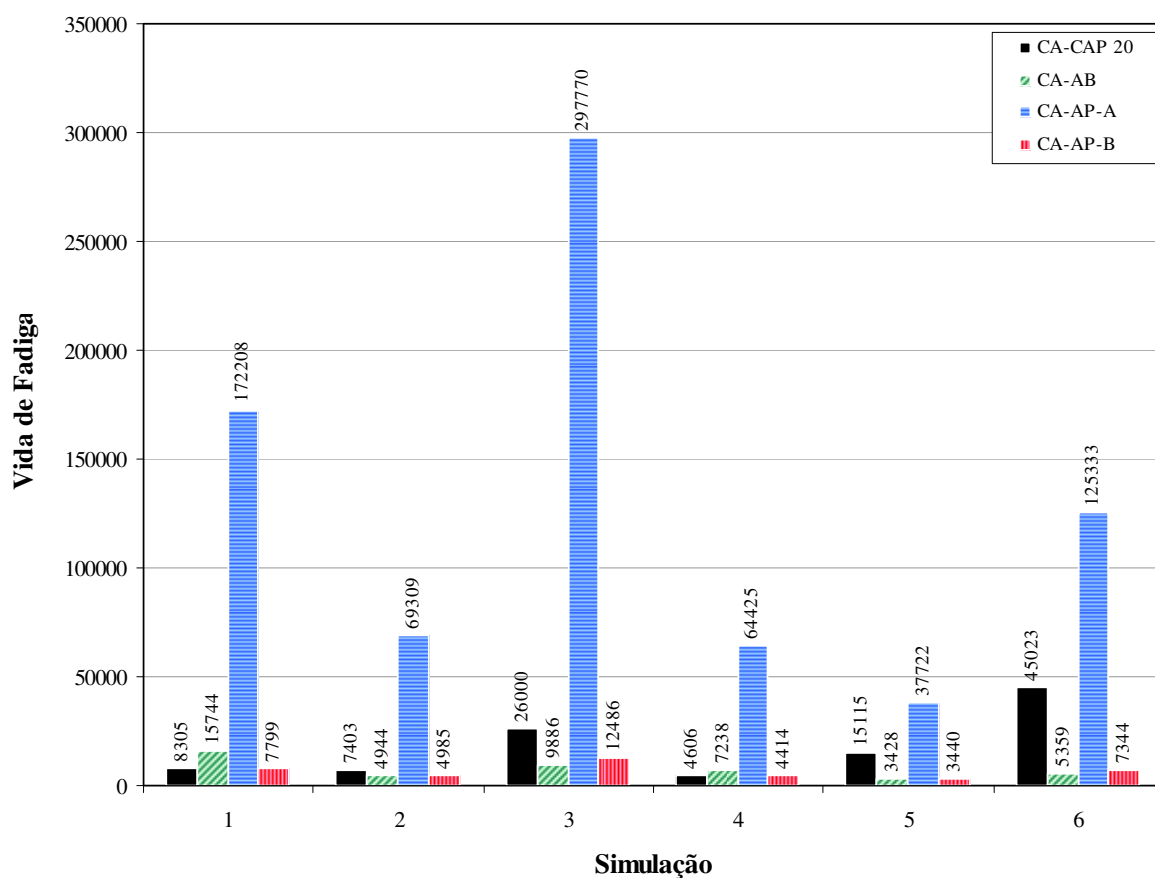


Figura 5.3: Vida de fadiga das misturas em função da diferença de tensões para as estruturas simuladas

Como pode-se observar na Tabela 5.4 e na Figura 5.3, há uma significativa influência do tipo de estrutura no comportamento à fadiga das misturas estudadas. Contudo, a mistura elaborada com ligante modificado AP-A (CAP 50/70 + 4% SBS) apresentou o melhor comportamento em todas as estruturas simuladas.

Mantendo-se as espessuras das camadas de base constantes em 10 cm (simulação 1, 2 e 3) e 30 cm (simulação 4, 5 e 6), é possível observar a variação da vida de fadiga em função da espessura do revestimento, como mostram as Figuras 5.4 e 5.5.

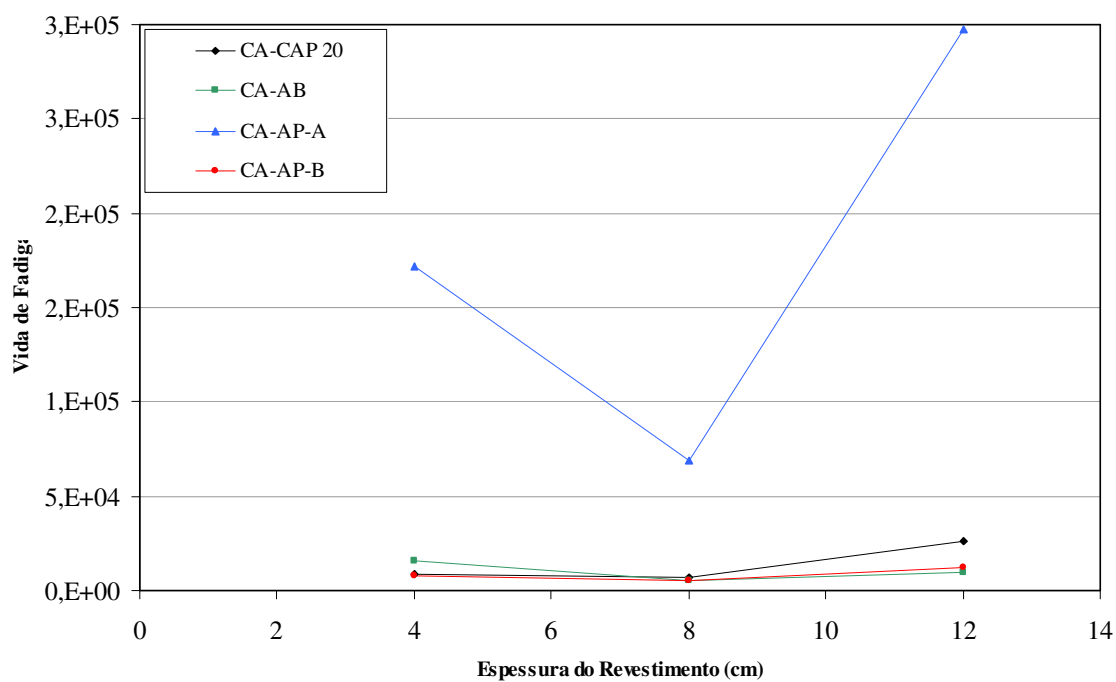


Figura 5.4: Variação da vida de fadiga com a espessura da camada de revestimento nas simulações com base de 10 cm

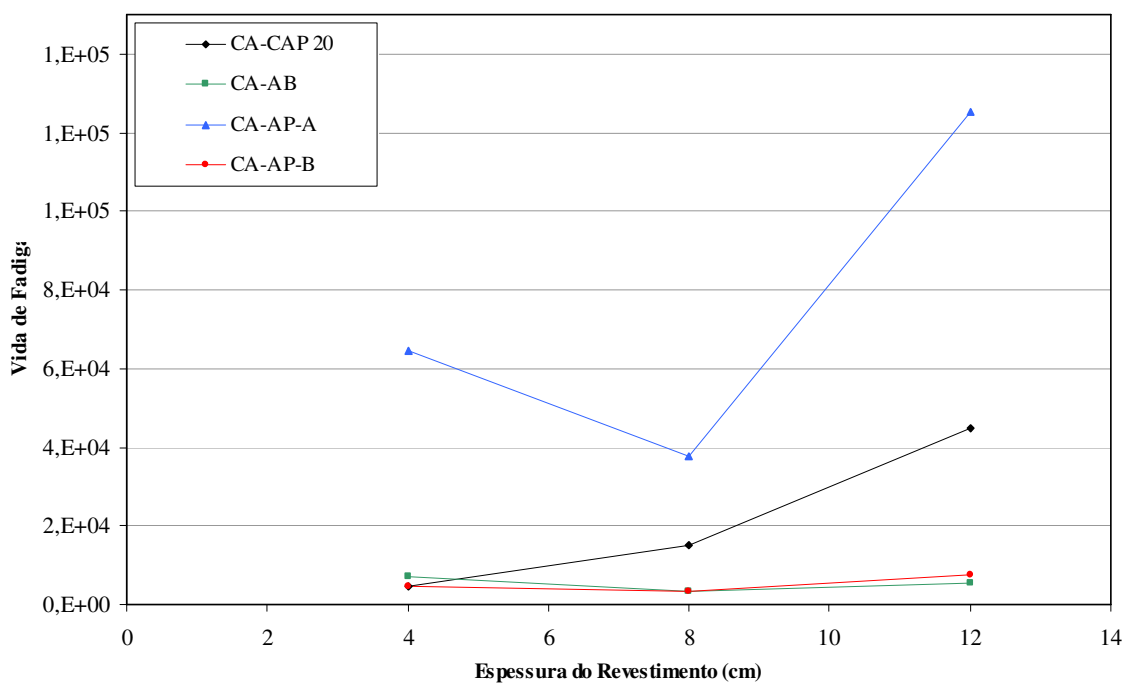


Figura 5.5: Variação da vida de fadiga com a espessura da camada de revestimento nas simulações com base de 30 cm

Como pode-se observar nas Figuras 5.4 e 5.5, exceto nas simulações das estruturas com mistura CA-CAP 20 e com camada de base de 30 cm, há um decréscimo na vida de fadiga com o aumento da espessura da camada de revestimento até 8 cm, e a partir deste ponto a vida de fadiga passa a crescer até a espessura de 12 cm.

Tal fato foi observado por MOTTA (1991) em sua tese de doutorado, realizando análise paramétrica de 1280 estruturas simples de três camadas através do programa computacional FEPAVE (*Finite Element Analysis of Pavement Structures*). A partir dos resultados obtidos nas análises, foi possível traçar gráficos que permitiram estimar os parâmetros de dimensionamento: deformação de extensão, tensão de tração e diferença de tensões na fibra inferior do revestimento. A comparação dos valores dos parâmetros de projeto permitiu que se observasse uma grande influência da espessura do revestimento na diferença de tensões no revestimento, ocorrendo em alguns casos um comportamento duplo: a diferença de tensões cresce com o aumento da espessura até 7,5 cm aproximadamente, e passa a decrescer a partir daí à medida que a espessura aumenta.

Outro fato, que também pôde ser constatado, foi a redução da vida de fadiga das estruturas com ligantes modificados com o aumento da espessura da camada de base, de 10 para 30 cm. Tal fato já era esperado, pois o aumento da espessura da base tornou as estruturas mais flexíveis e, conseqüentemente, diminuiu a vida de fadiga das estruturas. Entretanto, nas simulações com 8 e 12 cm de revestimento com a mistura CA-CAP 20, observou-se um aumento da vida de fadiga com a redução da rigidez da estrutura.

Nas simulações com revestimento de 4 cm, tanto para bases de 10 cm quanto para bases de 30 cm de espessura, as estruturas com mistura CA-AB apresentaram desempenhos superiores aos das estruturas com misturas CA-CAP 20 e CA-AP-B. Entretanto, as estruturas com mistura CA-AB foram as que apresentaram menor vida de fadiga nas simulações com espessuras de revestimento de 8 e 12 cm.

As estruturas com revestimento de mistura asfáltica CA-CAP 20 de 8 e 12 cm foram as que apresentaram o segundo melhor desempenho, apenas inferior ao das estruturas com CA-AP-A. Já nas simulações com espessuras de revestimento de 4 cm, as estruturas com CA-CAP 20 apresentaram desempenho superior, apenas, aos das estruturas com CA-AP-B.



## 5.4 ANÁLISE DAS ESTRUTURAS EM FUNÇÃO DA TENSÃO DE TRAÇÃO

A Tabela 5.5 e a Figura 5.6 apresentam, para todas as simulações realizadas, os valores de vida de fadiga obtidos a partir da aplicação dos modelos, em função das tensões de tração, gerados em laboratório.

Tabela 5.5: Valores de tensões de tração obtidos nas simulações e as respectivas vidas de fadiga das misturas asfálticas estudadas

	Simulação	Espessura (cm)		Tensão de tração (MPa)	N <sub>f</sub>
		Revestimento	Base		
CA-CAP 20	1	4	10,00	1,3278	10
	2	8	10,00	1,1646	16
	3	12	10,00	0,8271	59
	4	4	30,00	1,4739	6
	5	8	30,00	1,2714	11
	6	12	30,00	0,9387	36
CA-AB	1	4	10,00	0,8935	63
	2	8	10,00	0,9399	54
	3	12	10,00	0,7007	131
	4	4	30,00	1,0403	40
	5	8	30,00	1,0283	41
	6	12	30,00	0,7907	91
CA-AP-A	1	4	10,00	1,1105	17
	2	8	10,00	1,0560	21
	3	12	10,00	0,7666	104
	4	4	30,00	1,2571	9
	5	8	30,00	1,1517	14
	6	12	30,00	0,8675	57
CA-AP-B	1	4	10,00	1,1555	29
	2	8	10,00	1,0790	34
	3	12	10,00	0,7795	83
	4	4	30,00	1,3020	21
	5	8	30,00	1,1770	27
	6	12	30,00	0,8826	59

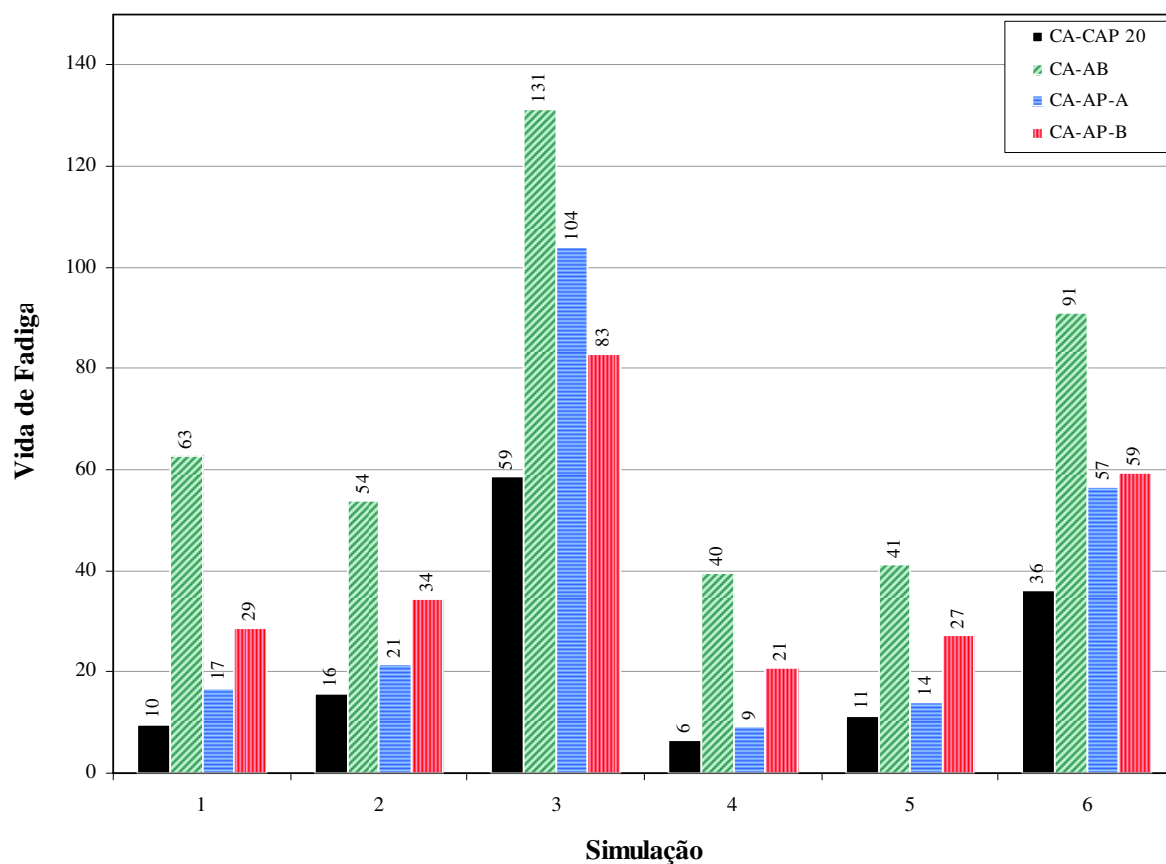


Figura 5.6: Vida de fadiga das misturas em função da tensão de tração para as estruturas simuladas

Como pode-se observar na Tabela 5.5 e na Figura 5.6, também nas análises das estruturas em função da tensão de tração na fibra inferior do revestimento há uma significativa influência do tipo de estrutura no comportamento à fadiga das misturas estudadas.

Porém, diferentemente das análises realizadas em função das diferenças de tensões, as estruturas que apresentaram melhor desempenho em termos de vida de fadiga em função da tensão de tração, em todas as simulações realizadas, foram aquelas com a mistura elaborada com ligante asfalto borracha AB.

Com exceção da simulação de número 3, as estruturas que apresentaram o segundo melhor desempenho, em todas as outras simulações, foram aquelas com a mistura CA-AP-B como camada de revestimento, seguida das estruturas com CA-AP-A e CA-CAP 20.

Mantendo-se as espessuras das camadas de base constantes em 10 cm (simulação 1, 2 e 3) e 30 cm (simulação 4, 5 e 6), é possível observar a variação da vida de fadiga em função da espessura do revestimento, Figuras 5.7 e 5.8.

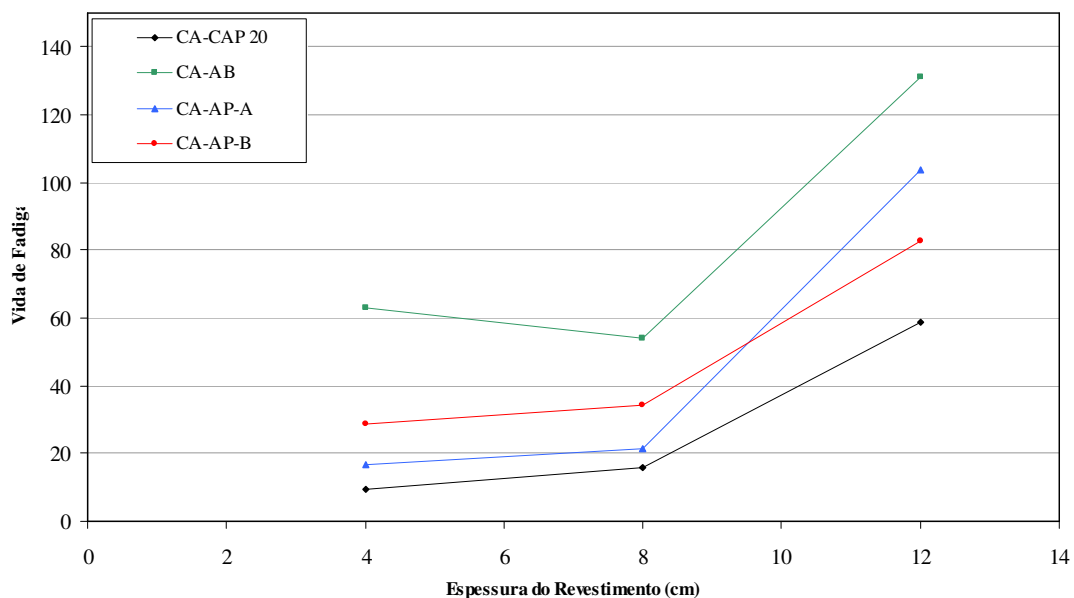


Figura 5.7: Variação da vida de fadiga com a espessura da camada de revestimento nas simulações com base de 10 cm

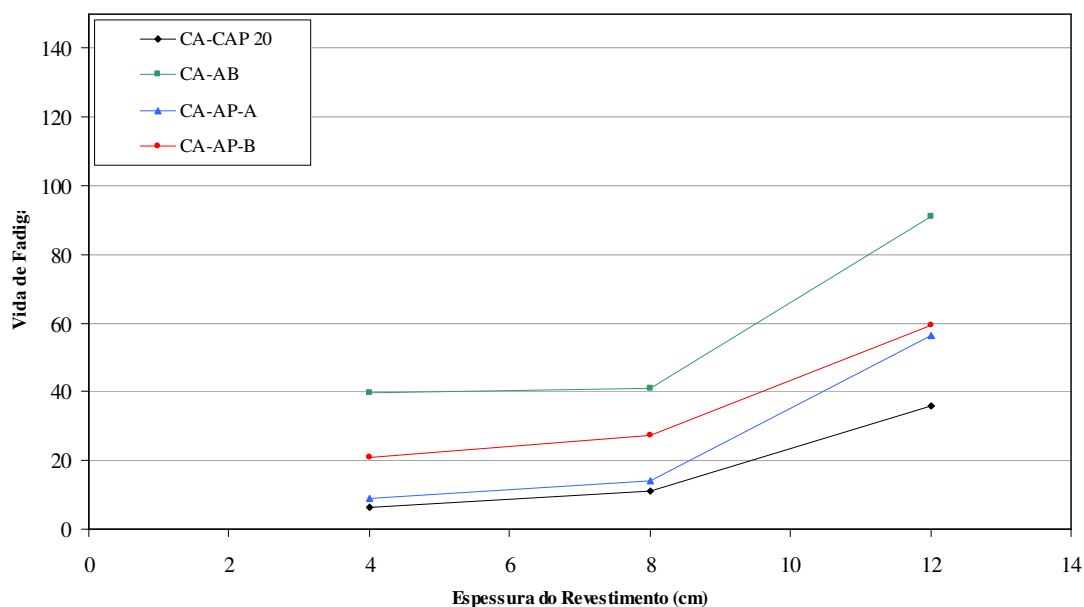


Figura 5.8: Variação da vida de fadiga com a espessura da camada de revestimento nas simulações com base de 30 cm

## 5.5 ANÁLISE DAS ESTRUTURAS EM FUNÇÃO DA DEFORMAÇÃO RESILIENTE INICIAL

A Tabela 5.6 e a Figura 5.9 apresentam, para todas as simulações realizadas, os valores de vida de fadiga obtidos a partir da aplicação dos modelos, em função da deformação resiliente inicial, gerados em laboratório.

Tabela 5.6: Valores de deformações de extensão obtidos nas simulações e as respectivas vidas de fadiga das misturas asfálticas estudadas

	Simulação	Espessura		$\epsilon_i$ ( $10^{-6}$ cm/cm)	$N_f$
		Revestimento	Base		
CA-CAP 20	1	4	10,00	120,90	18
	2	8	10,00	104,64	31
	3	12	10,00	74,51	116
	4	4	30,00	132,15	13
	5	8	30,00	113,33	23
	6	12	30,00	83,31	75
CA-AB	1	4	10,00	121,31	93
	2	8	10,00	121,47	93
	3	12	10,00	90,56	226
	4	4	30,00	137,27	64
	5	8	30,00	131,46	73
	6	12	30,00	100,47	165
CA-AP-A	1	4	10,00	121,80	38
	2	8	10,00	112,70	55
	3	12	10,00	81,97	264
	4	4	30,00	137,27	21
	5	8	30,00	131,46	26
	6	12	30,00	91,30	155
CA-AP-B	1	4	10,00	121,72	44
	2	8	10,00	110,98	56
	3	12	10,00	80,34	134
	4	4	30,00	134,55	33
	5	8	30,00	120,00	46
	6	12	30,00	89,56	100

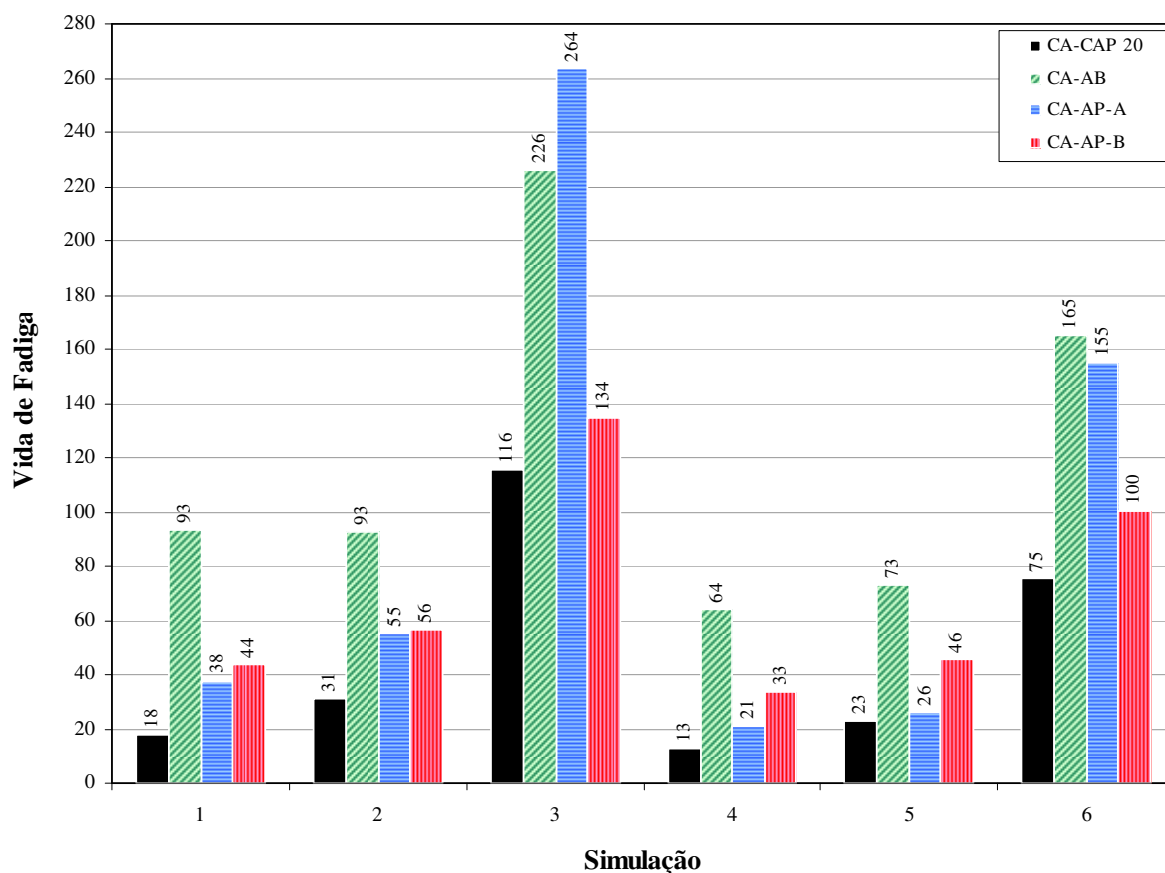


Figura 5.9: Vida de fadiga das misturas em função da tensão de tração para as estruturas simuladas

Como pode-se observar na Tabela 5.6 e na Figura 5.9, também nas análises das estruturas em função da deformação de extensão na fibra inferior do revestimento há uma significativa influência do tipo de estrutura no comportamento à fadiga das misturas estudadas.

Nas simulações de número 3 e 6, com espessura de revestimento de 12 cm, as estruturas com CA-AP-A apresentaram o primeiro e segundo melhor comportamento, respectivamente.

Nas simulações 1, 2, 4 e 5 a hierarquia se manteve constante, com as estruturas com CA-AB apresentando o melhor comportamento, seguidas das estruturas com CA-AP-B, CA-AP-A e CA-CAP 20.

Mantendo-se as espessuras das camadas de base constantes em 10 cm (simulação 1, 2 e 3) e 30 cm (simulação 4, 5 e 6), é possível observar a variação da vida de fadiga em função da espessura do revestimento, Figuras 5.10 e 5.11.

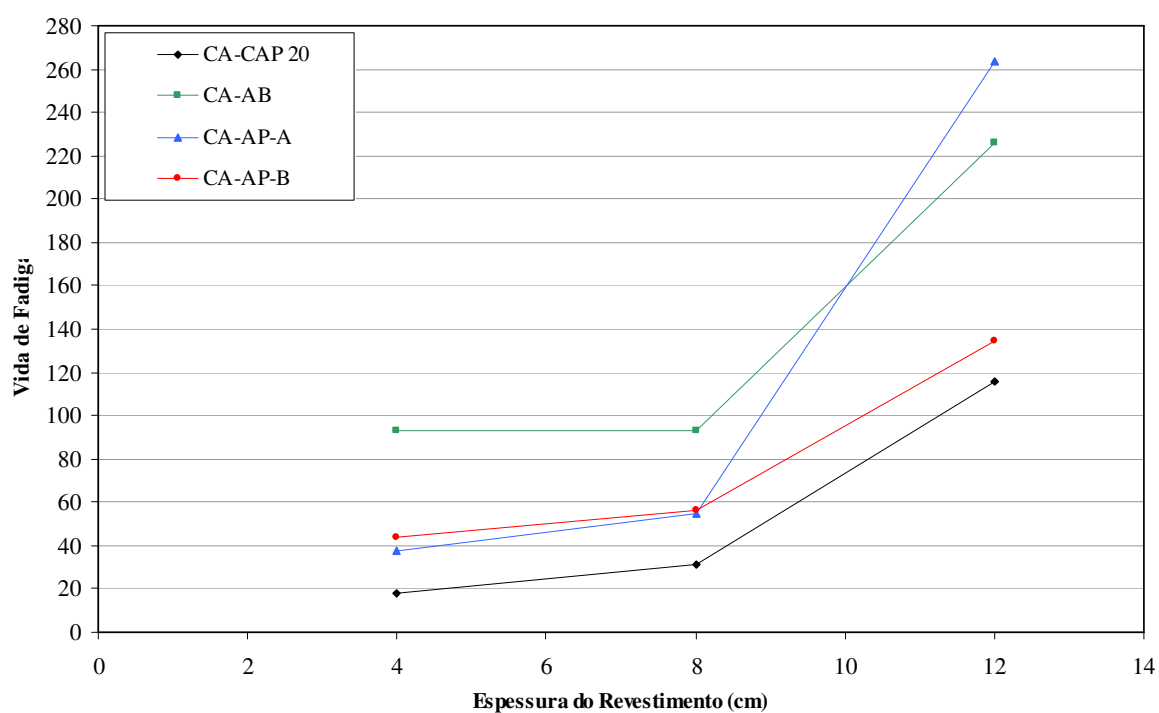


Figura 5.10: Variação da vida de fadiga com a espessura da camada de revestimento nas simulações com base de 10 cm

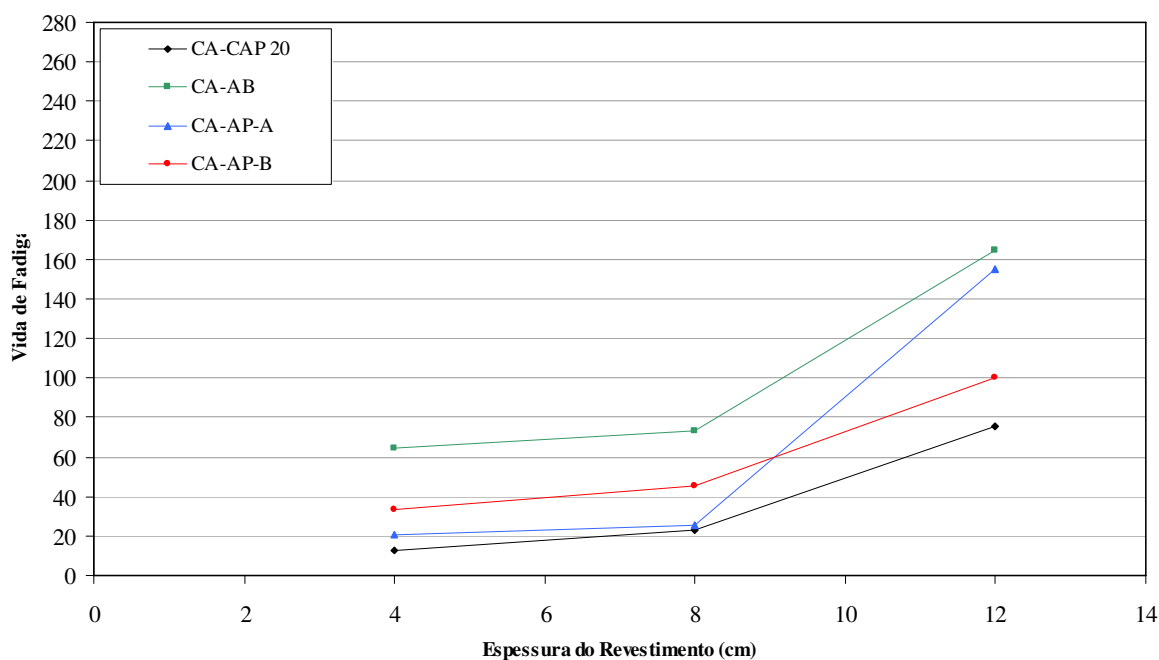


Figura 5.11: Variação da vida de fadiga com a espessura da camada de revestimento nas simulações com base de 10 cm

A partir dos resultados apresentados nas Figuras 5.10 e 5.11, pode-se constatar o aumento da vida de fadiga de todas as estruturas simuladas com o aumento da espessura da camada de revestimento. Este aumento foi mais pronunciado no intervalo de espessura entre 8 e 12 cm. Por outro lado, como já era esperado, houve a redução da vida de fadiga com o aumento da flexibilidade das estruturas.

## 5.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE OS RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES

Com base nos ensaios de laboratório e nos resultados obtidos na análise paramétrica realizada nesta pesquisa, é possível inferir que:

- a) Tanto nas análises em função das tensões de tração quanto das deformações resilientes iniciais, os melhores resultados foram os relativos às misturas

elaboradas com ligantes modificados por polímero SBS (AP-A) e por BMP (AB);

- b) Nas análises em função das diferenças de tensões, sobressaiu-se a mistura CA-AP-A, seguida pela mistura CA-CAP 20 em estruturas com camadas de revestimento mais espessas (8 e 12 cm). Entretanto, nas estruturas com revestimentos de 4 cm, a mistura CA-AP-A foi seguida pela mistura CA-AB.
- c) Nas simulações em função da diferença de tensões, em estruturas com revestimento tipo CA-CAP 20, ocorreu o aumento da vida de fadiga em decorrência do aumento da espessura da camada de base. Este fato foi observado para espessuras de revestimento de 8 e 12 cm. Nas simulações realizadas para as misturas com ligantes modificados, observou-se o contrário, ou seja, as estruturas reduziram a vida de fadiga com o aumento da espessura da base.
- d) Ao analisar conjuntamente os três modelos, é possível observar a superioridade das misturas elaboradas com ligantes modificados em relação às elaboradas com o ligante convencional CAP 20. Essa superioridade pode ser constatada, seja nas análises da vida de fadiga em função da diferença de tensão das estruturas com revestimento mais delgado, onde sobressaíram-se as misturas CA-AP-A e CA-AB, ou nas análises da vida de fadiga em função da tensão de tração e da deformação resiliente inicial, nas quais todas as simulações realizadas com a mistura CA-CAP 20 foram superada.
- e) Verificou-se a importância da realização de uma análise paramétrica para uma avaliação mais conclusiva dos modelos de fadiga obtidos em laboratório. Essa importância foi evidenciada pela diferença entre o comportamento das misturas na análise paramétrica e na pré-análise realizada no item 4.4, onde foi subestimado o comportamento da mistura CA-AB e superestimado o comportamento da mistura CA-CAP 20.



## 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões relativas ao estudo das propriedades mecânicas das misturas confeccionadas com ligantes modificados e convencionais.

Também serão apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros, visando à complementação dos resultados obtidos nesse trabalho.

### 6.1 CONCLUSÕES

Os resultados dos ensaios de laboratório e da análise paramétrica realizada permitem concluir que:

- a) Os valores obtidos nos ensaios de resistência à tração por compressão diametral da mistura com ligante modificado por SBS (CA-AP-A) foram mais elevados que os valores de resistência à tração da mistura com ligante convencional (CA-CAP 20) que, por sua vez, foram superiores aos valores obtidos para a mistura com ligante asfalto-borracha (CA-AB). A taxa de redução da resistência à tração com o aumento da temperatura se manteve praticamente constante para todas as misturas, indicando a independência deste fator ao tipo de ligante utilizado.
- b) Os valores dos ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral, realizados nas duas temperaturas especificadas, mostraram a mesma hierarquia, com a mistura confeccionada com o ligante convencional CAP 20 apresentando os valores mais elevados, seguida das misturas CA-AP-B, CA-AP-A e CA-AB. Quanto a taxa de redução do módulo resiliente em relação à temperatura, a mistura confeccionada com ligante convencional CAP-20 foi a que apresentou a menor taxa. As misturas com ligantes modificados por BMP

e SBS foram as que apresentaram as maiores taxas, indicando misturas uma maior suscetibilidade térmica deste parâmetro.

- c) Foram arbitrados níveis de diferença de tensões, tensão de tração e deformação resiliente inicial, para que se pudesse fazer uma pré-análise das curvas de fadiga obtidas em laboratório. Nesta pré-análise, a mistura com ligante convencional SBS (AP-A) mostrou significativa superioridade em relação às outras, enquanto que a mistura com ligante modificado por BMP apresentou um comportamento inferior ao esperado. Nesta análise pura e simples não foi considerada a combinação entre a rigidez, os modelos de fadiga e as tensões e deformações atuantes em uma estrutura de pavimento, fato este que desqualifica tal análise.
- d) Verificou-se a importância da realização de uma análise paramétrica para uma avaliação mais conclusiva dos modelos de fadiga obtidos em laboratório. Essa importância foi evidenciada pela diferença entre o comportamento das misturas na análise paramétrica e na pré-análise realizada no item 4.4, onde foi subestimado o comportamento da mistura CA-AB e superestimado o comportamento da mistura CA-CAP 20.
- e) Nas simulações em que foram aplicados os modelos em função da tensão de tração e deformação resiliente específica, observou-se a superioridade das estruturas com ligantes modificados. Já nas simulações em que foram aplicados os modelos em função da diferença de tensões, as estruturas com camadas de revestimento mais espessas do tipo CA-CAP 20 (8 e 12 cm) apresentaram o segundo melhor comportamento, inferiores apenas as estruturas com CA-AP-A.
- f) Os resultados dos ensaios de fluência por compressão uniaxial dinâmico de todas as misturas avaliadas apresentaram grande dispersão. Entretanto, a análise conjunta das deformações específicas permanentes e das inclinações das curvas de fluência, permite que se identifique o melhor comportamento das misturas elaboradas com ligantes modificados em relação à mistura CA-CAP 20.

- g) As misturas CA-AP-A, CA-AB e CA-CAP apresentaram valores de resistência retida à tração, obtidos no ensaio de dano por unidade induzida, superiores aos valores mínimos estabelecidos pelas normas norte americanas. A mistura CA-AP-B foi a que apresentou o menor valor, 77,74%. Entretanto este valor pode ser aceitável dependendo do critério adotado.

## 6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- a) Avaliar a influência dos ligantes asfálticos modificados quanto à fadiga de misturas asfálticas no ensaio de fadiga por flexão alternada em vigotas.
- b) Avaliar o comportamento das misturas asfálticas estudadas nesta pesquisa à deformação permanente em simuladores de tráfego.
- c) Padronização do ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmico, revendo a magnitude do tempo de descanso do período de condicionamento das amostras.
- d) Avaliar a influência do envelhecimento do ligante no comportamento mecânico das misturas asfálticas modificadas e convencionais estudadas.
- e) Verificar a influência dos ligantes asfálticos estudados em misturas asfálticas elaboradas a partir de diferentes faixas granulométricas.
- f) Utilização dos valores de módulo resiliente e resistência à tração como critério de dosagem das misturas asfálticas, possibilitando projetá-las para que atinjam determinados valores.
- g) Utilização do simulador linear de tráfego DAER/UFRGS para avaliação das misturas asfálticas modificadas e convencionais quanto à deformação permanente e reflexão de trincas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AKSOY, A.; SAMLIOGLU, K.; TAYFUR, S.; OZEN, H. Effects of various additives on the moisture damage sensitivity of asphalt mixtures. **Construction and Building Materials**. V. 19 p.11-18. 2005.

ANDERSON, D. A.; BAHIA, H.U.; DONDRE, R. **Rheological Properties of Mineral Filler-Asphalt Mastics and Its Importance to Pavement Performance**. Effects of Aggregates and Mineral Fillers on Asphalt Mixture Performance: ASTM STP 1147. American Society and Materials. Philadelphia. 1992.

ANDERSON, D. A.; CHRISTENSEN, D. W.; BAHIA, H. U.; DONGRE, R.; SHARMA, M. G.; ANTLE, C. E.; BUTTON, J. **Binder Characterization and Evaluation. Volume 3: Physical Characterization**. SHRP-A-369. Strategic Highway Research Program. National Research Council. Washington, DC. 1994.

BAHIA, H. U.; HANSON, D. I.; ZENG, M.; ZHAI, H.; KHATRI, M. A.; ANDERSON, R. M. **Characterization of Modified Asphalt Binders in Superpave Mix Design**. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, 2001.

BATES, R.; WORCH, R. J. **Styrene-butadiene rubber latex modified asphalt**. Engineering Brief n. 39, Federal Aviation Administration, Washington, DC, 1987.

BERNUCCI, L. B.; LEITE, L. M.; MOURA, E. Propriedades Mecânicas em Laboratório de Misturas Asfálticas Convencionais e Modificadas por Polímeros. 16º ENCONTRO DE ASFALTO. IBP - Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás. Rio de Janeiro. **Anais...** 2002.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobras, Abeda, 2008. 504p.

BERTOLLO, S. A. M. **Avaliação Laboratorial de misturas Asfálticas Densas Modificadas com Borracha de Pneus**. 2002. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 197p.

BERTOLLO, S. A. M.; FERNANDES, J. L.; VILLAVERDE, R. B.; MIGOTTO, D. F. Pavimentação Asfáltica: uma alternativa para a reutilização de pneus usados. **Revista Limpeza Pública**, Associação Brasileira de Limpeza Pública – ABPL. São Paulo, n.54 p.23-58. 2000.

BERTOLLO, S. A. M.; FERNANDES, J. L.;SCHALCH, V. Benefícios Da Incorporação de Borracha de Pneus em Pavimentos Asfálticos. XXVIII CONGRESO INTERAMERICANO DE INGENIERIA SANITÁRIA Y AMBIENTAL. Cancun. **Anais...** 2002.

BILLMEYER, IRED W. **Polymers and polymerization**. 35º edição, Wiley-Intersciene, EUA. 1984.

BRINGEL, R. M.; SOARES, S. A.; SOARES, J. B. Propriedades Químicas E Reológicas de Asfalto Modificado Por Copolímero EVA. 3º CONGRESSO BRASILEIRO DE P&D EM PETRÓLEO E GÁS. Salvador. **Anais...** 2005.

BRITO, L. A. T. **Avaliação e Análise Paramétrica do Ensaio de Compressão Diametral Sob Cargas Repetidas em Misturas Asfálticas.** 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre. 159p.

BROWN, E. R.; KANDHAL P. S.; ZHANG, J. **Performance Testing For Hot Mix Asphalt (Executive Summary).** National Center for Asphalt Technology of Auburn University. 2001. NCAT Report 01-05A. Auburn.

BROWN, E. R.; KANDHAL, P. S.; ZHANG, J. Performance Testing for Hot-Mix Asphalt. **Transportation Research Circular.** No. E-C068. p. 85-106. 2004.

BRÛLÉ, B. Polymer-Modified Asphalt Cements Used in the Road Construction Industry: Basic Principles. **Transportation Research Record.** No. 1535 p. 48-53. 1996.

CAO, W. Study on Properties of Recycled Tire Rubber Modified Asphalt Mixtures Using Dry Process. **Construction and Building Materials.** v.21, p.1011–1015, 2007.

CERATTI, J. A P.; RUWER, P. M.; OLIVEIRA, J. A; Estudo do Comportamento Mecânico de Concreto Asfáltico com Ligante Modificado com Polímero. 13º ENCONTRO DO ASFALTO, **Anais...** p. 290 – 303. 1996.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Pesquisa Rodoviária 2006: Relatório Gerencial.** Brasília, 2006, 156p.

CORTÉ, J. F.; BROSSEAUD, Y.; SIMONCELLI, J. P.; CAROFF, G. **Investigation of Rutting of Asphalt Surface Layers: Influence of Binder and Axle Loading Configuration.** Transportation Research Record. No. 1436. p. 28-37. 1994

CURTIS, C. W. **A Literature Review of Liquid Antistripping And Tests for Measuring Stripping.** SHRP-A/UIR-90-016. Strategic Highway Research Program. National Research Council. Washington, DC. 1990.

DE SENÇO, W. **Manual de Técnicas de Pavimentação.** Editora PINI Ltda.1997. 746p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Cimentos Asfálticos de Petróleo:** DNER – EM 204/95. Rio de Janeiro 1995, 7p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Manual de Pavimentação.** Divisão de Capacitação tecnológica. 2º ed. Rio de Janeiro, 1996, 320p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Misturas betuminosas - determinação do módulo de resiliência:** DNER – ME 133/94. Rio de Janeiro 1994, 5p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Misturas betuminosas - determinação da resistência à tração por compressão diametral**. DNER – ME 138/94. Rio de Janeiro, 1994, 4p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Pesquisa de Asfaltos Modificados Por Polímeros**. 1998. Relatório final. Ministério dos Transportes. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Tomo I, II e III.

EPPS, J. A.; SEBAALY, P. E.; PENARANDA, J.; MAHER, M. R.; MCCANN, M. B.; HAND, A. J. **Compatibility of a Test for Moisture-Induced Damage with Superpave Volumetric Mix Design**. NCHRP Report 444. National Cooperative Highway Research Program. 2000.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION / U. S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. **Asphalt Additives to Control Rutting and Cracking**. FHWA/IN/JTRP-2002/29. Purdue University. 2003.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION / U. S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. **Test Method for Determining the Creep Compliance, Resilient Modulus and Strength of Asphalt Materials Using the Indirect Tensile Test Device**. FHWA-LTTP. Protocol P07, version 1.1, august 2001.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION / U. S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. **State of the Practice-Design and Construction of Asphalt Paving Materials with Crumb Rubber Modifier**. FHWA-SA-92-022. Washington, 1992, 118p.

FRANCKEN, L.; PARTL, M e TECHNICAL COMMITTEE ON BITUMEN AND ASPHALT TESTING. Complex Modulus Testing of Asphaltic Concrete: RILEM Interlaboratory Test Program. **Transportation Research Record** 1545, pp. 133-142. 1996.

FURLAN, A. P. **Considerações a Cerca da Adesão e da Suscetibilidade à Umidade de misturas asfálticas densas à Luz de Algumas Propriedades Mecânicas**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

GONZÁLEZ, O.; MUÑOZ, M. E.; SANTAMARÍA, A.; GARCÍA-MORALES, M.; NAVARRO, F. J.; PARTAL, P. Rheology and stability of bitumen/EVA blends. **European Polymer Journal** n.40, p. 2365–2372. 2004.

GRECO, J. A. S. **Avaliação da Influência de Alguns Fatores nas Propriedades Mecânicas de Misturas Asfálticas Densas, à Luz da Técnica de Planejamento e Análise de Experimentos Fatoriais Fracionários Assimétricos**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

HUANG, Y. H. **Pavement Analysis and Design**. 2<sup>nd</sup> ed. New Jersey: Prentice hall. 2004. 775p.

INSTITUTO DE ASFALTO. **Tradução do Manual de Asfalto**. Série do Manual nº 4 (MS-4), Edição 1989. Rio de Janeiro. 1989. 599p.

ISACSSON, U.; LU, X. Properties of Bitumens Modified with Elastomers and Plastomers. 2nd EURASPHALT & EUROBITUME CONGRESS. Barcelona. **Proceedings...** 2000.

KETTIL, P.; LENHOF, B.; RUNESSON, K.; WIBERG, N. E. Simulation of inelastic deformation in road structures due to cyclic mechanical and thermal loads. **Computers and Structures**, n. 85, p. 59-70. 2007.

KUMAR, P.; CHANDRA, S.; BOSE, S. **Strength Characteristics of Polymer Modified Mixes**. The International Journal of Pavement Engineering. Vol. 7. No. 1. p. 63–71. 2006.

LEITE, L. F. M. **Estudo de Preparo e Caracterização de Asfaltos Modificados por Polímeros**. 1999. Tese (Doutorado em Ciências) – Instituto de Macromoléculas, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

LING, M.; CURTIS, C. W.; HANSON, D. I.; HOOL, J. N. Quantitative Analysis of Polymers and Crumb Rubber in Hot-Mix Asphalt. **Transportation Research Record**. No. 1586 p. 57-67. 1997.

LITTLE, D. N.; EPPS, J. A. **The Benefits of Hydrated Lime in Hot Mix Asphalt. Lime the Versatile Chemical**. National Lime Association. 2001. 54p.

LU, X.; ISACSSON, U. Influence of styrene-butadienestyrene polymer modification on bitumen viscosity. **Fuel**. v. 76, n. 14/15, p. 1353-1359. 1997.

LU, X.; ISACSSON, U. Modification of road bitumens with thermoplastic polymers. **Polymer Testing**, v. 20, p. 77–86. 2001.

MAGALHÃES, S. T. **Misturas Asfálticas de Módulo Elevado para Pavimentos de Alto Desempenho**. 2004. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro. 184p.

MARQUES, G. L. O. **Utilização do Módulo de Resiliência como Critério de Dosagem de Mistura Asfáltica; Efeito da Compactação por Impacto e Giratória**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia). Programa de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 461p.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. 2ª ed. Rio de Janeiro. 2005. Editora UFRJ.

MORILHA JUNIOR, A. **Estudo Sobre a Ação dos Modificadores no Envelhecimento dos Ligantes Asfálticos e Nas propriedades de Mecânicas e de Fadiga das Misturas Asfálticas**. **Dissertação de Mestrado**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 165p.

MOTTA, L. M. G. **Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis: Critério de Confiabilidade e ensaios de Cargas Repetidas**. 1991. Tese (Doutorado em Engenharia). Programa de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 366p.

NAVARRO, F.J.; PARTAL, P.; MARTÍNEZ-BOZA, F. e GALLEGOS, C. Effect of composition and processing on the linear viscoelasticity of synthetic binders. **European Polymer Journal**, n. 41, p.1429–1438, 2005.

ODA, S.; FERNANDES JÚNIOR, J. L. Borracha de pneus como modificador de cimentos asfálticos para uso em obras de pavimentação. **Acta Scientiarum**, Maringá, v. 23, n. 6, p. 1589-1599, 2001.

ODA, S.; FERNANDES JUNIOR, J. L. Resultados da avaliação de asfalto-borracha através de ensaios tradicionais e de ensaios da especificação Superpave. In: XIV CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES. Gramado. **Anais...** p.577-589. 2000.

OFORI-ABEBRESSE, E. K. **Fatigue Resistance of Hot-Mix Asphalt Concrete (HMAC) Mixtures Using the Calibrated Mechanistic with Surface Energy (CMSE) Measurements Approach**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Texas A&M University.

PINHEIRO, J. H. M.; SOARES, J. B.; LEITE, L. F. Caracterização de misturas Asfálticas com Borracha Produzidas pelos Processos Úmido e Seco. XVII ANPET - CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO DE TRANSPORTES. **Anais...** p. 116-129. Rio de Janeiro. 2003.

PINHEIRO, J.H.M. **Incorporação de Borracha de Pneu em Misturas Asfálticas de Diferentes Granulometrias (Processos Úmido e Seco)**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza. 166p.

PINTO, S.; PREUSSLER, E. S. Módulos resilientes de concretos asfálticos. 5° ENCONTRO DO ASFALTO DO IBP. **Anais...** 55p. 1980.

POLACCO, G.; MUSCENTE, A.; BIONDI, D.; SANTINI, S. Effect of Composition on the Properties of SEBS Modified Asphalts. **European Polymer Journal**. V. 42 p. 1113 – 1121. 2006.

POLACCO, G.; STASTNA, J.; BIONDI, D.; ZANZOTTO, L. Relation Between Polymer Architecture And Nonlinear Viscoelastic Behavior Of Modified Asphalts. **Current Opinion in Colloid & Interface Science**. V. 11 p. 230 – 245. 2006.

RAMOS C.R., GUARÇONI D.S, MARTINHO F.G. **Curso de Química do asfalto**, IBP. 1995.

REIS, R.M. **Revestimento Asfáltico Tipo SMA para Alto Desempenho em Vias de Tráfego Pesado**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - EPUSP/USP, São Paulo.



ROBERTS, F. L.; KANDHAL, P. S.; BROWN, E. R.; DUNNING, R. L. **Investigation & Evaluation of Ground Tire Rubber in Hot Mix Asphalt**. NCAT Report 89-03. National Center for Asphalt Technology. 1989.

SANGOZ, B.; AGAR, E. Effect of asphalt film thickness on the moisture sensitivity characteristics of hot-mix asphalt. **Building and Environment**. v. 21 p.1011-1019. 2006.

SANTOS, C. R. G. **Avaliação das Influências do Tipo de Ligante e do Volume de Vazios na Vida de Fadiga de Algumas Misturas Asfálticas**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

SEBAALY, P. E.; MCCANN, M.; HITTI, E.; EPPS, J. **Performance of Lime in Hot Mix Asphalt Pavements**. Pavements/Material Program – Department of Civil Engineering – University of Nevada, Technical Report Documentation Page. Distribution Statement: Unrestricted. Nevada. 2001. 101p.

SEBAALY, P. E.; TOHME, P.; HITTI, E.; STANSBURRY, K.; EPPS, J. **Asphalt Concrete Anti-stripping techniques**. Report No. SD 99-10-F. Department of transportation - South Dakota. 2003.

SILVA, H. M. R. D. **Caracterização do Mastique Betuminoso e da Ligação Agregado-Mastique. Contribuição Para o Estudo do Comportamento das Misturas Betuminosas**. 2005. Tese (doutorado). Departamento de Engenharia civil, Universidade do Ninho, Portugal.

SOARES, J. B.; SOUZA, F. V. Considerações sobre o Módulo Resiliente e Módulo Dinâmico em Misturas Asfálticas com base na Teoria da Viscoelasticidade. XII CONGRESSO IBERO-LATINO AMERICANO DEL ASFALTO, QUITO. **Anais...** p. 1 – 10. 2003.

SPECHT, L. P. **Avaliação de Misturas Asfálticas com Incorporação de Borracha Reciclada de Pneus**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 279p. Porto Alegre.

SPECHT, L. P.; HIRSH, F.; ROZEK, T.; CERATTI, J. A. P. Contribuição ao Estudo de Misturas Asfálticas Considerando o Tipo de Ligante e o teor de Fíler. 18º ENCONTRO DE ASFALTO. Rio de Janeiro. **Anais...** 2006.

TANGELLA, S. C. S. R.; CRAUS J.; DEACON, J. A.; MONISMITH, C. L. **Summary report on fatigue response of asphalt mixtures**. TM-UCB-A-003 A-89-3, Project A-003-A do Strategic Highway Research Program. Institute of Transportation Studies. University of California. Berkeley, California. 1990.

TAYEBALI, A. A.; TSAI, B.; MONISMITH, C. L. **Stiffness of Asphalt-Aggregate Mixes. SHRP-A-388**. Strategic Highway Research Program. National Research Council. Washington, DC. 1994.

TERREL, R. L.; AL-SWAILMI, S. Water Sensitivity of Asphalt-Aggregate Mixes: Test Selection. SHRP-A-403. Strategic Highway Research Program. National Research Council. Washington, DC. 1994.

TONIAL, I. A. **Influência do Envelhecimento do Revestimento Asfáltico na Vida de Fadiga de Pavimentos**. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Programa de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 244p.

WESSELING, D. H. **Estudo do Comportamento Mecânico de Misturas em Concreto Asfáltico com Incorporação de Resíduos Industriais**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 143p.

ZANZOTTO, L. KENNEPOHL, G. J. Development of Rubber and Asphalt Binders by Depolymerization and Devulcanization of Scrap Tires in Asphalt. **Transportation Research Record**. No. 1530 p. 51-58. 1996.