

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**AVALIAÇÃO DO FENÔMENO DE FADIGA E DAS  
PROPRIEDADES ELÁSTICAS DE MISTURAS  
ASFÁLTICAS COM DIFERENTES LIGANTES EM  
VARIADAS TEMPERATURAS**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

**Fábio Pereira Rossato**

Santa Maria, 15 de Maio de 2015



# **AVALIAÇÃO DO FENÔMENO DE FADIGA E DAS PROPRIEDADES ELÁSTICAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS COM DIFERENTES LIGANTES EM VARIADAS TEMPERATURAS**

**Fábio Pereira Rossato**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), com requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**

**Orientador: Prof. Dr. Deividi da Silva Pereira**

**Coorientador: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht**

Santa Maria, 15 de Maio de 2015

Ficha catalográfica elaborada através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Central da UFSM, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

Rossato, Fábio Pereira

AVALIAÇÃO DO FENÔMENO DE FADIGA E DAS PROPRIEDADES ELÁSTICAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS COM DIFERENTES LIGANTES EM VARIADAS TEMPERATURAS / Fábio Pereira Rossato.-2015.  
221 f.; 30cm

Orientador: Deividi da Silva Pereira

Coorientador: Luciano Pivoto Specht

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, RS, 2015

1. Fadiga de misturas asfálticas 2. Propriedades mecânicas de misturas asfálticas 3. Ligantes asfálticos 4. Trecho monitorado 5. Variações climáticas I. Pereira, Deividi da Silva II. Specht, Luciano Pivoto III. Título.

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

A comissão examinadora, abaixo assinada,  
aprova a Dissertação de Mestrado

**AVALIAÇÃO DO FENÔMENO DE FADIGA E DAS PROPRIEDADES  
ELÁSTICAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS COM DIFERENTES  
LIGANTES EM VARIADAS TEMPERATURAS**

elaborada por  
**Fábio Pereira Rossato**

como requisito parcial para obtenção do grau de  
**Mestre em Engenharia Civil**

**Comissão examinadora**

---

**Deividi da Silva Pereira, Dr. (UFSM)**  
(Presidente/Orientador)

---

**Lélio Antonio Teixeira Brito, Dr. (PUCRS)**

---

**Tatiana Cureau Cervo, Dr. (UFSM)**

Santa Maria, 15 de Maio de 2015



*Dedico este trabalho a Deus que me deu sabedoria e persistência. Aos meus pais, Florindo e Vera, pelo amor, compreensão, companheirismo e dedicação. Ao meu irmão, Eduardo, pela amizade e apoio. À minha noiva Liziane, com quem divido todos os momentos e compartilho cada conquista alcançada.*





## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente a Deus pela oportunidade de desempenhar este sonho.

Em especial ao meu orientador, Deividi da Silva Pereira, pelos conhecimentos técnico e de vivência, paciência, incentivo e dedicação disponibilizados.

Ao professor Luciano Pivoto Specht pela orientação e participação na coordenação desta pesquisa.

Aos professores Lélío Antônio Teixeira Brito e Tatiana Cureau Cervo, pela disponibilidade em compartilhar ideias e realizar a avaliação como membros da banca examinadora.

Aos meus pais, pelo carinho incondicional, amor, compreensão e palavras de incentivo, atitudes nas quais me guiei e serviram de motivação para conclusão deste mestrado.

À minha noiva Liziane Forner Bastos, por seu auxílio, companheirismo, compreensão e palavras de incentivo.

Ao meu irmão, Eduardo, pela torcida e apoio.

Aos bolsistas de iniciação científica, jovens aprendizes, Caroline Avila da Silva, Luiza Amador Pozzobon, Matheus Sonogo Temp e Wilian Weber de Melo pelo auxílio prestado.

Aos meus amigos e colegas de profissão Maurício Silveira dos Santos, Fernando Dekeper Boeira, Mateus Camargo Tanski e Lucas Dotto Bueno pelo companheirismo e apoio.

Ao Grupo de estudos GEPPASV, pelo auxílio, amizade e companheirismo compartilhados.

Aos demais professores do Grupo GEPPASV pelos ensinamentos passados ao longo do mestrado.

A todos os meus amigos e familiares.



## RESUMO

Projeto de Dissertação  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Federal de Santa Maria

### **AValiação DO FENôMENO DE Fadiga E DAS PROPRIEDADES ELÁSTICAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS COM DIFERENTES LIGANTES EM VARIADAS TEMPERATURAS**

AUTOR: FÁBIO PEREIRA ROSSATO  
ORIENTADOR: DEIVIDI DA SILVA PEREIRA  
COORIENTADOR: LUCIANO PIVOTO SPECHT  
Santa Maria, 15 de Maio de 2015

É notório que grande parte das rodovias brasileiras encontram-se em condições desfavoráveis de trafegabilidade. A evolução tecnológica permitiu um grande aumento da capacidade de carga dos caminhões, refletindo em maiores solicitações nas rodovias. Outro fator a ser considerado neste processo degradativo dos pavimentos são as variações climáticas, muito presentes no Brasil. Dentre tantos tipos de defeitos encontrados nas rodovias brasileiras, um deles merece destaque especial, a degradação por fadiga. Com intuito de investigar tal problema, o presente trabalho teve como propósito estudar o fenômeno de fadiga em laboratório para uma mistura asfáltica utilizada em campo (Av. Hélio Basso, Santa Maria-RS) e avaliar, em laboratório, a sua possível melhora pelo uso de ligante modificado por polímero perante o seu desempenho à fadiga, em três temperaturas distintas: 10°C, 25°C e 35°C. Foram preparadas em laboratório três misturas asfálticas, duas com o ligante convencional utilizado no trecho monitorado ( $CA_{CAMPO}$ , teor de asfalto de campo, e  $CA_{LAB 50/70}$ , teor de asfalto obtido em dosagem de laboratório) e uma terceira, com ligante modificado por polímero ( $CA_{LAB 60/85-E}$ ). As misturas foram preparadas conforme a Metodologia Marshall e os insumos foram caracterizados de acordo com ensaios tradicionais. Para todas as misturas, determinaram-se os parâmetros volumétricos, estabilidade, fluência, adesividade, Resistência à Tração indireta, Módulo de Resiliência total e desempenho à fadiga por tração indireta à tensão controlada. Estes três últimos foram realizados nas três temperaturas de ensaio. Em laboratório, ficou evidente a melhora das propriedades de suscetibilidade térmica e estabilidade da mistura pelo uso do ligante modificado por polímero, proporcionando uma mistura menos suscetível às variações de temperatura e mais estável a temperaturas elevadas. Os resultados obtidos em laboratório demonstraram a superioridade da mistura  $CA_{LAB 60/85-E}$ , para as três temperaturas analisadas, com ênfase para os ensaios destrutivos à temperatura mais elevada. A rigidez das misturas, medida pelo Módulo de Resiliência, mostrou-se pouco influenciável pela utilização do ligante modificado, porém, apresentou comportamentos bem distintos com a variação da temperatura. Quanto ao desempenho à fadiga, as misturas modificadas apresentaram-se muito superiores às convencionais, garantindo um incremento na vida de serviço para as três temperaturas analisadas, sendo este, mais evidente para a temperatura de 35°C. A variação da temperatura de ensaio mostrou-se bastante determinante no desempenho à fadiga das misturas asfálticas, sendo este, inversamente proporcional ao aumento de temperatura. Ao término do estudo, conclui-se que o emprego de ligantes modificados por polímero pode ser uma ótima opção de melhora do desempenho de misturas asfálticas frente ao mecanismo de ruptura por fadiga, podendo ser utilizado com sucesso em regiões que apresentam grandes variações térmicas. Desta forma, garantindo um incremento na vida de serviço do revestimento asfáltico e conseqüentemente ao pavimento como um todo.

**Palavras-chave:** Desempenho à fadiga. Variações climáticas. Ligantes asfálticos modificados. Vida de serviço.



## ABSTRACT

Master's Dissertation  
Pos-Graduation Program in Civil and Environmental Engineering  
Universidade Federal de Santa Maria

### LABORATORY STUDY OF FATIGUE PHENOMENON AND THE ELASTIC PROPERTIES OF ASPHALTIC CONCRETE MIXTURES AT DIFFERENT TEMPERATURES

AUTHOR: ROSSATO, FÁBIO PEREIRA  
ADVISOR: PEREIRA, DEIVIDI DA SILVA  
ADVISOR CO: SPECHT, LUCIANO PIVOTO  
Santa Maria, May 15<sup>th</sup>, 2015

It is certain that most of Brazilian highways are under unfavorable conditions of trafficability. Technological developments led to a large increase in load capacity of trucks, resulting in higher impacts on the highways. Another factor to be considered in this degradation process of pavements is climatic variations, very common in Brazil. Among many types of defects found on Brazilian highways, one deserves special attention, the fatigue cracking. Aiming to investigate this problem, this study aimed to study the fatigue phenomenon in laboratory for asphalt mixture used in the field (Av. Hólvio Basso, Santa Maria-RS) and evaluate in laboratory its possible improvement using polymer modified binder before to fatigue performance at three different temperatures: 10°C, 25°C and 35°C. Three asphalt mixtures were prepared in the la, two conventional binder used in the monitored section ( $CA_{CAMPO}$  asphalt content in the field, and  $CA_{LAB 50/70}$  asphalt content obtained in laboratory dosage), and a third polymer modified binder with ( $CA_{LAB 60/85-E}$ ). Mixtures reproduced in the laboratory were prepared according to the Marshall methodology and the materials were characterized according to traditional experiments. For all mixtures, the volumetric parameters were determined, stability, fluency, adhesion, Indirect Tensile Streght, Total Resilience Moduli and performance to fatigue by indirect tensile stress under controlled mode. These last three were held at the three test testing temperatures. In the laboratory, it was evident the improvement in thermal susceptibility properties and stability of the mixture by using the modified binder polymer, providing a blend less susceptible to variations in temperature and stable at high temperatures. The results obtained in the laboratory demonstrated the superiority of the mixture  $CA_{LAB 60/85 E}$ , for the three temperatures studied, with emphasis on the destructive tests at the higher temperature. The rigidity of the mixtures, measured by the resilience module, showed little influence by the use of the modified binder, however, showed very different behavior with variation in temperature. Regarding the fatigue performance, the modified blends proved to be far superior than the conventional mix, ensuring an increase in service life for the three temperatures studied, specially for the temperature of 35°C. The temperature variation of the test proved to be very crucial in the fatigue performance of the asphalt mixture, which is inversely proportional to the temperature increase. At the end of the study, it is concluded that the use of polymer modified binders for can be a great option to improve the performance of asphalt mixtures against the fatigue rupture mechanism and it can be used successfully in regions with large temperature variations. Thus, it is possible to ensure an increase in the service life of the asphalt layer and therefore to the pavement as a whole.

**Keywords:** Performance to fatigue. Climatic variations. Modified asphalt binders. Service life.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Fluxograma da pesquisa.....	32
Figura 2 - Exemplo de mistura asfáltica usinada a quente do tipo CA.....	35
Figura 3 - Exemplo de mistura asfáltica usinada a quente do tipo CPA.....	35
Figura 4 - Exemplo de mistura asfáltica usinada a quente do tipo SMA.....	36
Figura 5 - Exemplo de mistura asfáltica usinada a quente do tipo <i>Gap-graded</i> .....	37
Figura 6 - Exemplo de mistura asfáltica usinada a quente do tipo AAUQ.....	37
Figura 7 - Exemplo de mistura asfáltica a frio do tipo TSS/TSD.....	38
Figura 8 - Exemplo de mistura asfáltica a frio do tipo LA.....	39
Figura 9 - Exemplo de mistura asfáltica a frio do tipo TSS/TSD.....	39
Figura 10 - Exemplo de mistura asfáltica a frio do tipo TSS/TSD.....	40
Figura 11- Pavimento degradado por fadiga-trinca interligada-tipo jacaré.....	41
Figura 12 - Tensões em um pavimento.....	45
Figura 13 - Estágios existentes no processo de fadiga.....	48
Figura 14 - Ilustração da volumetria em uma mistura asfáltica.....	56
Figura 15 - Influência da temperatura nas características da mistura asfáltica.....	59
Figura 16 - Estado de tensões e deformações.....	63
Figura 17 - Ensaio de fadiga por compressão diametral de corpos-de-prova.....	65
Figura 18 - Duração dos tempos de carregamento e repouso.....	66
Figura 19 - Ensaio de fadiga por flexão em viga à deformação controlada.....	67
Figura 20 - Ensaio de fadiga realizado por flexão em amostras trapezoidais.....	68
Figura 21 - Ensaio de fadiga realizado pelo WTT.....	69
Figura 22 - Ensaio de fadiga pelo equipamento APA.....	70
Figura 23 - Representação esquemática do comportamento de fadiga à tensão controlada de misturas asfálticas.....	71
Figura 24 - Representação esquemática do comportamento de fadiga à deformação.....	73
Figura 25 - Simulador de tráfego do IPR no Rio de Janeiro.....	76
Figura 26 - Simulador de tráfego do LCPC na França.....	77
Figura 27 - Simulador de tráfego da UFRGS/DAER-RS em Porto Alegre.....	77
Figura 28 - Simulador de tráfego brasileiro móvel do tipo HVS.....	78
Figura 30 - Localização do Trecho monitorado: Avenida Hélvio Basso, Santa Maria-RS.....	98
Figura 31 - Imagem do Trecho monitorado.....	99
Figura 32 - Estrutura do pavimento da Avenida Hélvio Basso.....	100
Figura 33 - Curvas granulométricas dos agregados.....	101
Figura 34 - Curva granulométrica da mistura.....	102
Figura 35 - Curvas granulométricas, de projeto e de campo após o ensaio de Extração de betume.....	106
Figura 36 - CAP 50/70: A) Agregados sem Dope; B) Agregados com 0,04% de Dope;.....	107
Figura 37 - CAP 60/85-E: A) Agregados sem Dope; B) Agregados com 0,04% de Dope;...	108
Figura 38 - Localização da Pedreira Della Pasqua.....	109
Figura 39 - Curva de fadiga do ligante asfáltico a 19° C, obtida a partir da modelagem S-VECD dos dados do LAS.....	115
Figura 40 - Curva mestra de módulo dinâmico das misturas na escala semi-log, a 20° C....	118
Figura 41 - Curva mestra de módulo dinâmico das misturas na escala log-log, a 20° C.....	118
Figura 42 - Desempenho à fadiga da mistura asfáltica CA <sub>LAB 50/70</sub> , simulada com o modelo S-VECD, a 15° C e 10 Hz.....	121
Figura 43 - Desempenho à fadiga da mistura asfáltica CA <sub>LAB 50/70</sub> , simulada com o modelo S-VECD, a 20° C e 10 Hz.....	121

Figura 44 - Desempenho à fadiga da mistura asfáltica $CA_{LAB\ 50/70}$ , simulada com o modelo S-VECD, a 25°C e 10 Hz .....	122
Figura 45 - Curvas resultantes da dosagem pela Metodologia Marshall, CAP 50/70 .....	125
Figura 46 - Curvas resultantes da dosagem pela Metodologia Marshall, CAP 60/85-E .....	127
Figura 47 - Preparação das amostras.....	129
Figura 48 - Exemplo de equipamento para ensaio de RT .....	132
Figura 49 - Ensaio de Módulo de resiliência total .....	134
Figura 50 - Ensaio de fadiga à tração indireta .....	135
Figura 51 - Resultados médios de RT .....	140
Figura 52 - Sistemática do ensaio de MRt a duas direções .....	145
Figura 53 - Resultados médios de MRt .....	145
Figura 54 - Relação entre desempenho à fadiga e deformação específica de tração inicial ..	150
Figura 55 - Relação entre desempenho à fadiga e Tensão de tração .....	151
Figura 56 - Relação entre desempenho à fadiga e diferença de tensões .....	151
Figura 57 - Relação entre desempenho à fadiga e percentual de carga aplicado .....	152
Figura 58 - Relação entre desempenho à fadiga e deformação específica de tração inicial ..	154
Figura 59 - Relação entre desempenho à fadiga e Tensão de tração .....	155
Figura 60 - Relação entre desempenho à fadiga e diferença de tensões .....	155
Figura 61 - Relação entre desempenho à fadiga e percentual de carga aplicado .....	156
Figura 62 - Relação entre desempenho à fadiga e deformação específica de tração inicial ..	159
Figura 63 - Relação entre desempenho à fadiga e Tensão de tração .....	159
Figura 64 - Relação entre desempenho à fadiga e diferença de tensões .....	160
Figura 65 - Relação entre desempenho à fadiga e percentual de carga aplicado .....	160
Figura 66 - Relação entre a desempenho à fadiga e deformação específica de tração inicial	163
Figura 67 - Relação entre desempenho à fadiga e tensão de tração .....	163
Figura 68 - Relação entre desempenho à fadiga e diferença de tensões .....	164
Figura 69 - Relação entre desempenho à fadiga e percentual de carga aplicado .....	164
Figura 70 - Relação entre desempenho à fadiga e deformação específica de tração inicial ..	166
Figura 71 - Relação entre desempenho à fadiga e Tensão de tração .....	166
Figura 72 - Relação entre desempenho à fadiga e diferença de tensões .....	167
Figura 73 - Relação entre desempenho à fadiga e percentual de carga aplicado .....	167
Figura 74 - Diferentes formas de ruptura das amostras .....	169
Figura 75 - Dispersão do modelo proposto para a mistura $CA_{LAB\ 50/70}$ .....	172
Figura 76 - Dispersão do modelo proposto para a mistura $CA_{LAB\ 60/85-E}$ .....	172
Figura 77 - Curvas dos modelos de desempenho à fadiga referenciados .....	174
Figura 78 - Fissuras do trecho monitorado, avaliação objetiva do dia 07 de Janeiro de 2015 .....	176
Figura 79 - Resumo dos resultados da pesquisa .....	178
Figura 80 - Curvas de MRt em função da temperatura de ensaio .....	182
Figura 81 - Posições de análise das deformações de tração do pavimento .....	184
Figura 82 - Relação entre MR e temperatura do revestimento asfáltico para os meses do ano .....	187
Figura 83 - Relação entre a deformação específica de tração inicial e a temperatura do revestimento asfáltico para os meses do ano .....	187
Figura 84 - Relação entre desempenho à fadiga e temperatura do revestimento asfáltico para os meses do ano, modelo de Franco (2007) .....	188
Figura 85 - Relação entre desempenho à fadiga e temperatura do revestimento asfáltico para os meses do ano, modelos propostos nesta dissertação.....	188
Figura 86 - Estrutura do trecho monitorado .....	194
Figura 87 - Faixas de deformação específica de tração de laboratório e de campo .....	197



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fatores que afetam a rigidez e o comportamento à fadiga de concretos asfálticos.	50
Tabela 2 - Efeitos de algumas variáveis nos ensaios de Tensão Controlada e Deformação Controlada .....	74
Tabela 3 - Possíveis fatores de calibração laboratório/campo.....	92
Tabela 4 - Valores típicos de coeficiente de Poisson.....	94
Tabela 5 - Matriz experimental da pesquisa.....	96
Tabela 6 - Granulometria dos agregados; percentagem passante.....	101
Tabela 7 - Composição granulométrica da mistura; percentagem passante.....	102
Tabela 8 - Caracterização dos agregados .....	103
Tabela 9 - Caracterização do CAP 50/70 .....	103
Tabela 10 - Resumo dos resultados da dosagem Marshall.....	104
Tabela 11 - Resultados dos ensaios de extração de ligante asfáltico .....	105
Tabela 12 - Granulometria média da mistura asfáltica; percentagem passante.....	106
Tabela 13 - Propriedades dos agregados utilizados na pesquisa .....	110
Tabela 14 - Características dos ligantes utilizados na pesquisa .....	111
Tabela 15 - Caracterização dos agregados pelo AIMS .....	113
Tabela 16 - Valores de referência dos resultados gerados pelo AIMS .....	114
Tabela 17 - Caracterização dos ligantes asfálticos .....	115
Tabela 18 - Identificação da mistura asfáltica .....	117
Tabela 19 - Coeficientes ajustados para as curvas mestras das misturas asfálticas: modelo sigmoidal e fatores de deslocamento ( <i>shift factors</i> ).....	118
Tabela 20 - Resultados dos ensaios de <i>Flow Number</i> na mistura $CA_{LAB\ 50/70}$ .....	119
Tabela 21 - Resultados dos ensaios de dano por fadiga da mistura $CA_{LAB\ 50/70}$ .....	120
Tabela 22 - Resultados da dosagem Marshall, CAP 50/70 .....	125
Tabela 23 - Resultados da dosagem Marshall, CAP 60/85-E .....	127
Tabela 24 - Resultados da conferência do Vv das misturas, <i>Gmm</i> de laboratório .....	129
Tabela 25 - Resultados dosagem Superpave, CAP 50/70 .....	131
Tabela 26 - Resultados dosagem Superpave, CAP 60/85-E .....	131
Tabela 27 - Resultados de RT .....	139
Tabela 28 - Constantes dos modelos de RT .....	141
Tabela 29 - Resultados de Módulo de resiliência total (MRt).....	143
Tabela 30 - Constantes dos modelos de MRt .....	146
Tabela 31 - Constantes dos modelos (curva de Wöhler).....	149
Tabela 32 - Desempenho à fadiga por nível de solicitação para a temperatura de 10°C.....	153
Tabela 33 - Desempenho à fadiga por nível de solicitação para a temperatura de 25°C.....	157
Tabela 34 - Desempenho à fadiga por nível de solicitação para a temperatura de 35°C.....	161
Tabela 35 - Desempenho à fadiga por nível de solicitação para a mistura $CA_{LAB\ 50/70}$ .....	165
Tabela 36 - Desempenho à fadiga por nível de solicitação para a mistura $CA_{LAB\ 60/85-E}$ .....	168
Tabela 37 - Constantes dos modelos de desempenho à fadiga.....	173
Tabela 38 - Fissuras levantadas na Faixa Externa .....	176
Tabela 39 - Temperaturas mensais para a cidade de Santa Maria/RS, média do ar e do revestimento .....	181
Tabela 40 - Módulos de resiliência mensais para cada mistura asfáltica.....	183
Tabela 41 - Estruturas-tipo e resultados gerais obtidos para a mistura $CA_{LAB\ 50/70}$ .....	185
Tabela 42 - Estruturas-tipo e resultados gerais obtidos para a mistura $CA_{LAB\ 60/85-E}$ .....	186
Tabela 43 - Consumo de desempenho à fadiga para a mistura $CA_{LAB\ 50/70}$ .....	191
Tabela 44 - Consumo de desempenho à fadiga para a mistura $CA_{LAB\ 60/85-E}$ .....	192

Tabela 45 - Estruturas-tipo e deformações específicas de tração inicial, médias, para a mistura $CA_{CAMPO}$ .....	195
Tabela 46 - Correlação entre o carregamento aplicado nos ensaios de fadiga em laboratório com o respectivo de campo para uma mesma deformação. ....	196

## LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

- a:** Constante do modelo de Desempenho à fadiga  
**A:** Mudança percentual da tensão devido à diminuição da rigidez de C  
**AASHTO:** *American Association of Highway and Transportation Officials*  
**AAUQ:** Areia Usinada a Quente  
**ABGE:** Associação Brasileira de Geologia de Engenharia  
**ABNT:** Associação Brasileira de Normas Técnicas  
**AI:** *Asphalt Institute*  
**AIMS:** *Agregate Image Measurement System*  
**APA:** *Asphalt Pavement Analyser*  
**ASTM:** *American Society of Testing and Materials*  
**ATR:** Afundamento de Trilha de Roda  
**b:** Constante do modelo de Desempenho à fadiga  
**B:** Alteração percentual na pressão devido a diminuição da rigidez de C  
**BC:** Bica corrida  
**BC:** Bordo central  
**BE:** Bordo externo  
**BGS:** Brita Graduada Simples  
**BGTC:** Brita Graduada com Cimento  
**bi:** Bordo interno  
**br:** Bordo da roda  
**BR:** Brasil  
**C:** Porcentagem arbitrária que fixa a redução da rigidez da mistura  
**CA:** Concreto Asfáltico  
**CA<sub>CAMPO</sub>:** Concreto asfáltico teor de campo (5,9%)  
**CA<sub>LAB50/70</sub>:** Concreto asfáltico teor de laboratório, CAP 50/70 (6,9%)  
**CA<sub>LAB 60/85-E</sub>:** Concreto asfáltico teor de laboratório, CAP 60/85-E (7,4%)  
**CAP:** Cimento Asfáltico de Petróleo  
**CBR:** *California Bearing Ratio*  
**CCR:** Concreto compactado com rolo  
**CENPES:** Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo Américo Miguez de Mello  
**CNT:** Confederação Nacional de Transportes  
**COPPE:** Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia  
**CP:** Corpo-de-prova  
**CPA:** Camada Prosa de Atrito  
**cr:** Centro da roda  
**D:** Valor do desgaste  
**DC:** Deformação Controlada  
**DMT:** Densidade Máxima Teórica  
**DNER:** Departamento Nacional de Estradas de Rodagem  
**DNIT:** Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes  
**DSR:** *Dynamic Shear Rheometer*  
**E\*:** Módulo dinâmico da mistura asfáltica  
**E1:** Módulo de elasticidade do concreto asfáltico  
**EAP:** Emulsão Asfáltica de Petróleo  
**Es:** Eixo de simetria  
**EVA:** Acetato de Vinila  
**f<sub>0</sub>:** Fator laboratório/campo

**f<sub>1</sub>, f<sub>2</sub> e f<sub>3</sub>**: Coeficientes de regressão (campo e laboratório)  
**F**: Carga vertical repetida aplicada diretamente no corpo-de-prova  
**F<sub>d</sub>**: Fator de distribuição  
**F<sub>f</sub>**: Fator de frota  
**F<sub>v</sub>**: Fator de veículo  
**FC<sub>bottom</sub>**: Trincamento da base para o topo  
**FLC**: Fator Laboratório Campo  
**G<sub>mb</sub>**: Massa específica estimada  
**G<sub>mm</sub>**: Massa máxima medida  
**GEPPASV**: Grupo de Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária  
**H**: Altura do corpo-de-prova  
**hac**: Espessura total da camada asfáltica  
**HVS**: *Heavy Vehicle Simulator*  
**Hz**: *Hertz*  
**INMET**: Instituto Nacional de Meteorologia do Brasil  
**Kgf**: Quilograma-força  
**Kgf/cm<sup>2</sup>**: Quilograma-força por centímetro quadrado  
**k<sub>1</sub>, k<sub>2</sub> e k<sub>3</sub>**: Constantes obtidas na regressão linear  
**km/h**: Quilômetros por hora  
**kPa**: Quilopascal  
**LA**: Lama Asfáltica  
**LTPP**: *Long Term Pavement Performance*  
**LVDT**: *Linear Variable Diferencial Transducer*  
**m**: Metro  
**m<sup>2</sup>**: Metro quadrado  
**M1**: Massa do corpo-de-prova antes do ensaio  
**M2**: Massa do corpo-de-prova depois do ensaio  
**MEF**: Método dos Elementos Finitos  
**MF**: Fator de modo  
**MH**: Macadame hidráulico  
**mm**: Milímetros  
**MPa**: Megapascal  
**MR**: Módulo de resiliência  
**MRT**: Módulo de resiliência Total  
**N**: Newton  
**N<sub>f</sub>**: Desempenho à fadiga  
**n<sub>i</sub>**: Constantes obtidas na regressão linear  
**N<sub>lab</sub>**: Desempenho à fadiga em laboratório  
**N<sub>s</sub>**: Vida de serviço  
**P**: Quantidade de betume  
**P1**: Peso da amostra total  
**P2**: Peso de ligante extraído  
**PMF**: Pré-misturado a frio  
**PG**: *Performance Graded*  
**PR**: Paraná  
**PSI**: Libra por polegada quadrada  
**R**: Raio do cilindro  
**RBV**: Relação Betume Vazios  
**REFAP**: Refinaria Alberto Pasqualini  
**REPAR**: Refinaria Presidente Getúlio Vargas

**RS:** Rio Grande do Sul  
**RT:** Resistência à Tração indireta  
**RTm:** Resistência à Tração média da mistura para cada temperatura  
**RTFOT:** *Rolling Thin Film Oven Continuum Damage*  
**S0:** Módulo de rigidez inicial por flexão  
**s:** *Segundos*  
**S:** Solicitação  
**SBS:** Estireno Butadieno Estireno  
**SBR:** Estireno Butadieno Rubber  
**SC:** Solo-cimento  
**SCA:** Solo-cal  
**SMA:** *Stone Matrix Asphalt*  
**SMC:** Solo Melhorado com Cimento  
**S-VECD:** *Simplified Viscoelastic Continuum Damage*  
**T:** Temperatura  
**T<sub>ar</sub>:** Temperatura do ar  
**TC:** Tensão Controlada  
**TIF-B:** Trinca de fadiga de baixa severidade  
**TIT-A:** Trinca isolada transversal de alta severidade  
**TIT-B:** Trinca isolada transversal de baixa severidade  
**T<sub>rev</sub>:** Temperatura medida no CA entre 3 a 4cm de profundidade  
**TSS:** Tratamento Superficial Simples  
**TSD:** Tratamento Superficial Duplo  
**TST:** Tratamento Superficial Triplo  
**UTM-25:** *Universal Testing Machine*  
**VAM:** Vazios do Agregado Mineral  
**Var:** Volume de vazios com ar na camada asfáltica  
**Vasf:** Teor de asfalto em volume na camada asfáltica  
**VCB:** Volume Cheios de Betume  
**VFA:** Vazios preenchidos com asfalto  
**VTM:** Vazios na Mistura Total  
**VV:** Volume de vazios  
**WTT:** *Well Tracking Test*  
**%:** Percentagem  
**%RT:** Percentual de carga aplicado  
**|E\*|:** Módulo dinâmico da camada asfáltica  
**°C:** Grau Celsius  
**N:** Coeficiente de Poisson  
**ε<sub>ti</sub>:** Deformação de tração inicial  
**σ<sub>T</sub>:** Tensão de tração  
**σ<sub>xx</sub>:** Tensão de tração uniforme na direção-x (positiva)  
**Δσ:** Diferença algébrica entre as tensões horizontal (tração) e vertical (de compressão) no centro da amostra  
**Δ:** Deslocamento elástico ou resiliente para 200 aplicações de carga  
**μ:** Coeficiente de Poisson



## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>26</b>
<b>2. OBJETIVOS.....</b>	<b>30</b>
2.1 Objetivo geral.....	30
2.2 Objetivos específicos .....	30
2.3 Planejamento da pesquisa.....	31
<b>3. REVISÃO DE LITERATURA .....</b>	<b>34</b>
3.1 Misturas asfálticas.....	34
3.2 Fadiga em revestimentos asfálticos.....	41
3.2.1 Conceito .....	41
3.2.2 Histórico .....	43
3.2.3 Manifestação em campo do fenômeno de fadiga .....	44
3.2.4 Evolução da degradação por fadiga .....	46
3.2.5 Influência da fadiga em métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis .....	48
3.3 Fatores intervenientes ao processo de degradação por fadiga .....	49
3.3.1 Ligantes asfálticos.....	50
3.3.2 Propriedades dos agregados e distribuição granulométrica .....	54
3.3.3 Volume de vazios .....	55
3.3.4 Envelhecimento do ligante asfáltico .....	57
3.3.5 Condições climáticas .....	58
3.3.6 Carga .....	60
3.3.7 Frequência de carregamento.....	61
3.3.8 Estrutura do pavimento .....	62
3.4 Caracterização experimental do fenômeno de fadiga em revestimentos asfálticos ..	64
3.4.1 Ensaios de laboratório .....	64
3.4.1.1 Fadiga à tração indireta.....	64
3.4.1.2 Flexão em vigas.....	67
3.4.1.3 Flexão em amostras trapezoidais.....	68
3.4.1.4 <i>Well Tracking Test</i> (WTT).....	69
3.4.1.5 <i>Asphalt Pavement Analyser</i> (APA) .....	70
3.4.2 Formas de carregamento .....	71
3.4.2.1 Tensão Controlada (TC) .....	71
3.4.2.2 Deformação Controlada (DC) .....	72
3.4.2.3 Critérios de ruptura.....	74
3.4.3 Avaliação de fadiga em campo.....	75
3.5 Modelos de desempenho à fadiga .....	78
3.5.1 Modelos Laboratoriais .....	79
3.5.1.1 Modelo proposto por Preussler (1983) .....	79
3.5.1.2 Modelos propostos pelo DNER (1998) .....	80
3.5.1.3 Modelo proposto por Specht (2004).....	81
3.5.1.4 Modelos propostos por Franco (2007).....	81
3.5.2 Modelos laboratoriais calibrados.....	83
3.5.2.1 Modelo proposto pela Shell (1982) .....	83
3.5.2.2 Modelo proposto por Pinto (1991) .....	84
3.5.2.3 Modelo proposto pelo <i>Asphalt Institute</i> (1991) .....	84
3.5.2.4 Modelo proposto pela AASHTO (2004) .....	85
3.5.2.5 Modelo proposto pela FHWA (2006).....	88
3.5.2.6 Modelo proposto pelo <i>Asphalt Institute</i> (2013) .....	88

3.5.3 Fator de calibração laboratório/campo.....	89
<b>3.6 Hipótese de Palmgren-Miner .....</b>	<b>93</b>
<b>3.7 Coeficiente de Poisson .....</b>	<b>94</b>
<b>4. METODOLOGIA .....</b>	<b>96</b>
<b>4.1 Matriz experimental.....</b>	<b>96</b>
<b>4.2 Descrição do trecho monitorado.....</b>	<b>97</b>
<b>4.3 Controle Tecnológico .....</b>	<b>104</b>
4.3.1 Grau de compactação .....	104
4.3.2 Extração de betume.....	105
4.3.3 Granulometria.....	105
4.3.4 Melhorador de adesividade .....	107
<b>4.4 Insumos utilizados na pesquisa.....</b>	<b>108</b>
4.4.1 Agregados.....	109
4.4.2 Ligantes Asfálticos.....	110
4.4.3 Dope.....	111
4.4.4 Caracterização Avançada .....	112
<b>4.5 Misturas asfálticas para ensaios .....</b>	<b>123</b>
4.5.1 Mistura de campo.....	124
4.5.2 Mistura de laboratório CAP 50/70.....	124
4.5.3 Mistura de laboratório CAP 60/85-E .....	126
4.5.4 Preparação das amostras.....	128
<b>4.6 Dosagem Superpave .....</b>	<b>130</b>
<b>4.7 Ensaio de Resistência à Tração.....</b>	<b>132</b>
<b>4.8 Ensaio de Módulo de Resiliência total (MRT).....</b>	<b>133</b>
<b>4.9 Ensaio de fadiga .....</b>	<b>135</b>
<b>4.10 Avaliação objetiva de defeitos no revestimento asfáltico .....</b>	<b>136</b>
<b>5. RESULTADOS E ANÁLISES.....</b>	<b>138</b>
<b>5.1 Resistência à Tração indireta.....</b>	<b>138</b>
<b>5.2 Módulo de Resiliência total.....</b>	<b>142</b>
<b>5.3 Desempenho à fadiga.....</b>	<b>146</b>
5.3.1 Influência do tipo de mistura .....	150
5.3.1.1 Temperatura de 10°C.....	150
5.3.1.2 Temperatura de 25°C.....	154
5.3.1.3 Temperatura de 35°C.....	158
5.3.1.4 Discussão dos resultados.....	162
5.3.2 Influência da temperatura.....	162
5.3.3 Modelos de fadiga.....	170
<b>5.4 Avaliação objetiva da superfície do pavimento.....</b>	<b>175</b>
<b>5.5 Resumo dos resultados .....</b>	<b>177</b>
<b>6. ANÁLISE MECANICISTA.....</b>	<b>180</b>
<b>6.1 Influência da temperatura .....</b>	<b>180</b>
6.1.1 Temperatura do ar e do revestimento asfáltico.....	180
6.1.2 Regressão linear.....	182
6.1.3 Dados de entrada para análise mecanicista .....	183
6.1.4 Resultados .....	184
<b>6.2 Níveis de esforços Campo x Laboratório.....</b>	<b>193</b>
6.2.1 Deformação específica de tração inicial ( $\epsilon_{t0}$ ) .....	193
6.2.2 Dados de entrada para a análise mecanicista.....	194
6.2.3 Resultados .....	196
<b>7. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>200</b>



<b>7.1 Conclusões .....</b>	<b>200</b>
<b>7.2 Sugestões para trabalhos futuros.....</b>	<b>202</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBIOGRÁFICAS.....</b>	<b>204</b>
<b>APÊNDICES .....</b>	<b>212</b>



## 1. INTRODUÇÃO

No Brasil, utiliza-se o modo rodoviário como principal forma de transportes de mercadorias e passageiros em seu território. De acordo com a Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2014), cerca de 60% das movimentações de carga e 90% dos deslocamentos de passageiros são realizadas por esse modo de transporte. Concomitantemente a isso, o avanço da tecnologia possibilita que os veículos de transporte de carga sejam cada vez mais potentes e com maior capacidade de carga.

Em contrapartida, as vias pavimentadas do país não estão capacitadas para suportar tal solicitação de tráfego. Com base em um estudo acerca das condições das rodovias brasileiras, CNT (2014), foi constatado que aproximadamente 62,1% das estradas pavimentadas do Brasil encontram-se em condições inadequadas no quesito geral de Pavimento, constatando um aumento nesta condição se comparado ao ano de 2013, em aproximadamente 15,2%.

A definição de pavimento, segundo Preussler e Pinto (2010) é um conceito que engloba duas visões: a visão do usuário e a do engenheiro. Para o usuário, o pavimento é uma superfície capaz de suportar o tráfego em condições de conforto e segurança. Já, na visão do engenheiro, o pavimento consiste em uma estrutura constituída por uma ou mais camadas, com características para receber as cargas aplicadas na superfície e distribuí-las, de modo que as tensões resultantes fiquem abaixo das tensões admissíveis dos materiais que a constituem.

Ceratti *et al.* (2011) afirma que cerca de 97% das rodovias brasileiras são em pavimentos flexíveis, tendo o concreto asfáltico como o principal componente da camada de revestimento. Os autores justificam o uso intenso deste material na pavimentação pelos seguintes motivos: trata-se de um material que proporciona forte união dos agregados, impermeabilizante, durável e resistente à maioria dos ácidos, álcalis e sais.

O desempenho de um pavimento é regido por uma série de fatores, em que merece enfoque especial às propriedades físicas e mecânicas das camadas que o constituem. Alguns fatores influenciam diretamente o desempenho da camada asfáltica, como por exemplo, as características dos materiais, dosagem, condições de compactação, processo construtivo, plano de manutenção e restauração.

A degradação de um pavimento geralmente está associada a um conjunto de patologias que acabam por ocasionar sua ruína. Para Fontes (2009), fatores como as condições ambientais, capacidade de suporte do pavimento e do subleito, a qualidade dos materiais empregados e do processo construtivo, volume de tráfego e a carga por eixo do caminhão, são responsáveis pela

aceleração da degradação de um pavimento. As principais patologias encontradas nos pavimentos asfálticos, no ponto de vista estrutural, são as deformações permanentes (ATR) e fissuras por fadiga.

Para Nascimento (2014) o dano por fadiga dos revestimentos asfálticos é a principal causa de falha dos pavimentos no país. Fontes (2009) afirma que a detecção desses defeitos em estágios iniciais e a determinação de suas causas são de grande relevância para uma tomada de decisões mais efetiva para que se mantenha a qualidade funcional e estrutural do pavimento durante o período de projeto.

A ocorrência de imperfeições no processo executivo como a falta e/ou a queima do ligante asfáltico na mistura, muitas vezes, repercute no trincamento precoce dos pavimentos asfálticos, que, culminados com as grandes variações de temperatura do nosso país de clima tropical e a sobrecarga dos veículos de transporte, contribuem em larga escala para a pequena vida útil das rodovias brasileiras, tornando-se parâmetros a serem observados com tal relevância.

Diante das condições precárias em que se encontram grande parte das rodovias brasileiras, do pouco tempo em serviço até a primeira intervenção e necessidade da construção de mais estradas pavimentadas visto à extensão territorial do país, busca-se então, estudar um dos principais parâmetros de ruptura dos pavimentos asfálticos, a fadiga, e suas condicionantes para chegar a novas alternativas capazes de postergar tais problemas.

Uma alternativa encontra-se na adição de materiais poliméricos aos ligantes asfálticos. Muitas pesquisas têm constatado os benefícios desta combinação, principalmente a redução da suscetibilidade térmica e o aumento da ductilidade, proporcionando uma maior estabilidade à mistura asfáltica em temperaturas elevadas e redução do surgimento de trincas a temperaturas baixas. A adição de polímeros ao ligante asfáltico também contribui para uma maior resistência ao intemperismo e melhor adesão ligante/agregado (LEITE, 1999).

Propor modelos de fadiga também se apresenta como uma boa opção para intuir sobre o provável desempenho de uma camada asfáltica em campo. Estas equações buscam correlacionar o desempenho à fadiga de amostras em laboratório com o processo degradante de campo.

Desta forma, considerando a relevância do tema abordado, esta pesquisa traz uma análise comparativa entre misturas asfálticas com diferentes ligantes, em temperaturas distintas, frente ao desempenho à fadiga. Contribuir em prol da técnica de pavimentação brasileira, conservação do sistema viário nacional, maiores tempos de serviço para os pavimentos,

melhores condições de trafegabilidade e segurança para os usuários, em vista da importância socioeconômica do modo rodoviário para o país, são parâmetros que norteiam este estudo.



## **2. OBJETIVOS**

### **2.1 Objetivo geral**

O presente trabalho tem como objetivo principal avaliar a evolução do fenômeno de fadiga para uma mistura asfáltica utilizada em campo (Av. Hélvio Basso, Santa Maria-RS) e constatar sua melhora em termos de desempenho à fadiga, a partir de ensaios laboratoriais submetidos a diferentes temperaturas, pelo uso de ligantes modificados por polímero.

### **2.2 Objetivos específicos**

A pesquisa propôs-se a atender aos seguintes objetivos específicos:

- Avaliar de forma objetiva, a cada semestre, durante o período de 2 anos, a evolução do processo de degradação por fadiga do revestimento asfáltico de um trecho monitorado, situado na Avenida Hélvio Basso, Santa Maria/RS;
- Realizar a conferência dos dados do projeto de concepção do trecho monitorado, bem como: teor de ligante, granulometria dos agregados, densidade da mistura e grau de compactação;
- Caracterizar os materiais pétreos e os ligantes asfálticos utilizados nesta pesquisa;
- Reproduzir em laboratório a mistura asfáltica de campo, dosar adequadamente as misturas com os insumos aplicados no trecho monitorado e também, com asfalto modificado por polímero;
- Realizar ensaios laboratoriais de Resistência à Tração indireta, Módulo de Resiliência total e fadiga com as misturas asfálticas reproduzidas em três temperaturas de ensaio;
- Analisar o desempenho à fadiga das misturas asfálticas reproduzidas através de Análise mecanicista.

### 2.3 Planejamento da pesquisa

A elaboração da pesquisa teve início com o acompanhamento das obras do trecho monitorado e a coleta dos materiais utilizados na camada de revestimento asfáltico, para sua posterior reprodução em laboratório. A fim de aprofundar os conhecimentos inerentes sobre o processo de fadiga das camadas asfálticas, realizou-se uma revisão bibliográfica de forma consistente sobre o assunto. Os dados de projeto da mistura asfáltica do trecho monitorado foram conferidos em laboratório a partir de amostras extraídas em campo. Os ligantes asfálticos foram caracterizados e as misturas dosadas para o teor ótimo destes, visando obter 4% de vazios. As misturas asfálticas reproduzidas em laboratório foram submetidas a ensaios mecânicos de Resistência à Tração, Módulo de Resiliência e desempenho à fadiga, nas temperaturas de ensaio de: 10°C, 25°C e 35°C. Optou-se por estas temperaturas pois estas concernem a faixa de temperatura encontrada em campo para a camada de revestimento asfáltico do país. Avaliou-se semestralmente durante o período de aproximadamente 2 anos o processo de evolução da fadiga do revestimento asfáltico do trecho monitorado, visando se possível, a determinação de uma correlação entre laboratório e campo. Também, analisou-se o desempenho à fadiga das misturas asfálticas estudadas a partir de análises mecanicistas do pavimento. A Figura 1 apresenta um fluxograma resumido das etapas realizadas na pesquisa.



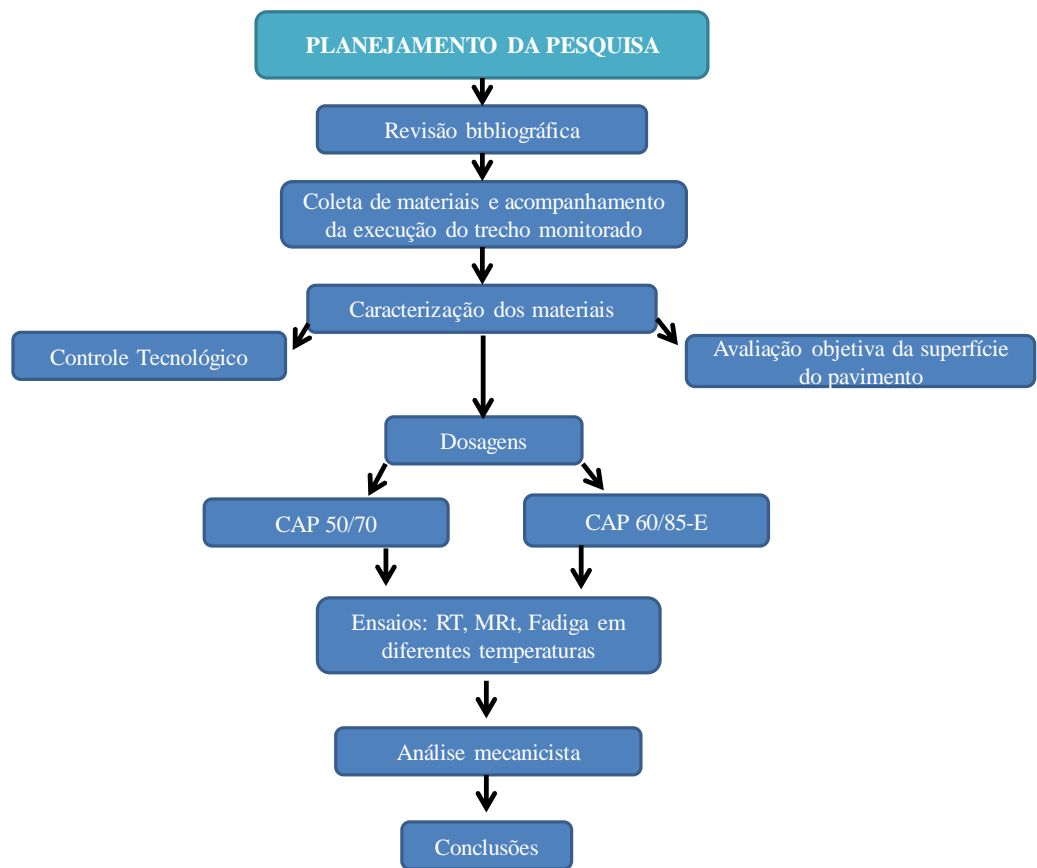


Figura 1 - Fluxograma da pesquisa



### 3. REVISÃO DE LITERATURA

#### 3.1 Misturas asfálticas

A gama de materiais empregados em obras rodoviárias é cada vez mais ampla, as peculiaridades de cada região do Brasil, fazem com que sejam buscadas alternativas viáveis, técnica e economicamente capazes de suprir as necessidades de uma determinada obra.

O revestimento asfáltico, utilizado como última camada do pavimento recebe diretamente os esforços do tráfego rodoviário. Esta camada consiste de uma estrutura flexível composta basicamente pela mistura de agregados minerais e materiais betuminosos.

O sucesso do revestimento asfáltico, segundo Preussler e Pinto (2010), depende de uma mistura com uma ótima graduação dos agregados e da porcentagem de ligante betuminoso. Esta camada deve ser durável, resistente à fraturas e desagregações, sem se tornar instável ao tráfego esperado e às condições climáticas.

A massa utilizada em camadas de revestimento geralmente é preparada a quente, em usinas apropriadas, como por exemplo, o concreto asfáltico. Outro método de preparação cada vez mais presente no ramo rodoviário se dá através de usinas de mistura a frio, com uso de emulsões asfálticas. As usinas de mistura podem ser fixas, móveis ou de preparo na própria pista, como no caso dos tratamentos superficiais.

As misturas a quente, segundo Bernucci *et al.* (2006), podem ser subdividas pela graduação dos agregados e fíler (material de enchimento, com 65% da sua fração passando na peneira de 0,075mm; poderá ser: cimento Portland, cal hidratada, pó calcário, pó-de-pedra, cinza volante ou outro material mineral de acordo com a norma DNER-EM 367/1997) em:

- **Concreto asfáltico (CA):** mistura de graduação densa, composta por agregados minerais de diferentes tamanhos e cimento asfáltico, ambos aquecidos a temperaturas previamente escolhidas, em função da característica viscosidade-temperatura do ligante. A curva granulométrica é contínua e bem graduada de forma a proporcionar um esqueleto mineral com poucos vazios. É indicado para esse tipo de mistura um índice de vazios de 3% a 5% e um teor ótimo de ligante entre 4,5% a 6,0% dependendo da absorção dos agregados. Essas misturas são destinadas para atender rodovias de tráfego moderado a elevado (Figura 2).

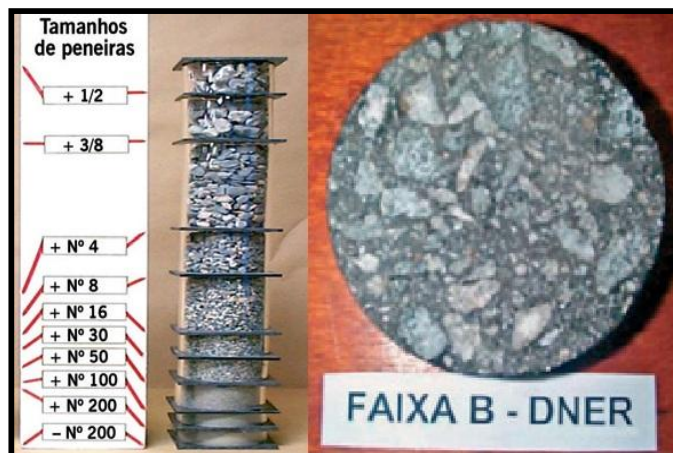


Figura 2 – Exemplo de mistura asfáltica usinada a quente do tipo CA

Fonte: Adaptado de Bernucci *et al.* (2006)

• **Camada porosa de atrito (CPA):** mistura de graduação aberta, composta por agregados minerais quase que exclusivamente de mesmo tamanho, de forma a proporcionar um esqueleto mineral com muitos vazios interconectados. Essas misturas asfálticas a quente possuem normalmente um índice de vazios entre 18% e 25% e teor de ligante variando entre 4% e 6%. Esses revestimentos permeáveis são adotados com a finalidade funcional, visando proporcionar maior aderência pneu-pavimento em dias de chuva, técnica vastamente utilizada em aeroportos (Figura 3).



Figura 3 – Exemplo de mistura asfáltica usinada a quente do tipo CPA

Fonte: Adaptado de Bernucci *et al.* (2006)

- **Stone Matrix Asphalt (SMA):** mistura de graduação descontínua, com predominância de grãos com maiores dimensões em relação aos grãos de dimensões intermediárias, completada por certa quantidade de finos. Esse tipo de revestimento é formado pela mistura agregados minerais graúdos e mástique asfáltico, constituído pela mistura da fração areia, fíler, ligante asfáltico e fibras. Trata-se de uma mistura rica em ligante asfáltico, algo variando entre 6% e 7,5% de ligante e volume de vazios entre 4% e 6%. Mistura muito indicada pra evitar a reflexão de trincas no pavimento e o surgimento de deformação permanente (Figura 4).

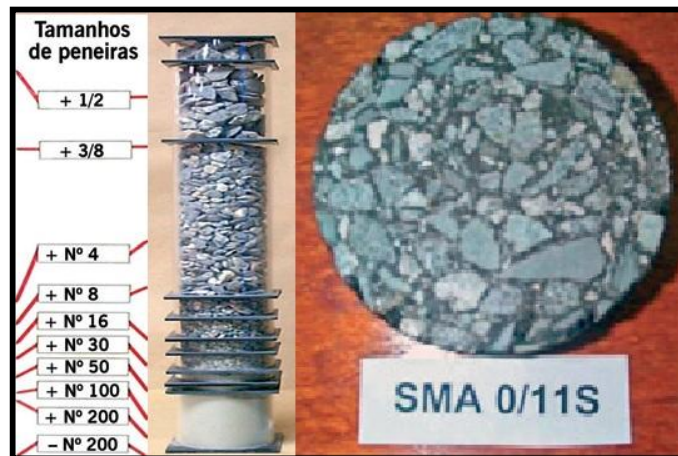


Figura 4 – Exemplo de mistura asfáltica usinada a quente do tipo SMA

Fonte: Adaptado de Bernucci *et al.* (2006)

- **Gap-graded:** mistura de graduação descontínua, com intervalo e ao mesmo tempo densa devido à grande quantidade de finos. O seu aspecto resulta em macrotextura superficial aberta ou rugosa, mas não em teor de vazios elevado. Esse tipo de mistura necessita de um teor ótimo de ligante na casa de 6% e volume de vazios em torno de 5,7% (Figura 5).



Figura 5 - Exemplo de mistura asfáltica usinada a quente do tipo *Gap-graded*

Fonte: [www.sinicesp.com.br](http://www.sinicesp.com.br), 2015

- **Areia asfalto usinada a quente (AAUQ):** mais conhecida como argamassa asfáltica devido a não utilização de agregados graúdos. Esta é recomendada para regiões onde não existem agregados graúdos de boa qualidade, sendo composta basicamente por agregado miúdo, em geral areia, ligante asfáltico e fíler. Por se tratar de uma mistura fina o teor de ligante de projeto é elevado, algo variando entre 5% e 8%, com volume de vazios entre 3% e 8%. Seu uso é recomendado para rodovias de tráfego baixo (Figura 6).



Figura 6 - Exemplo de mistura asfáltica usinada a quente do tipo AAUQ

Fonte: [www.trieng.eng.br](http://www.trieng.eng.br), 2015

Misturas asfálticas a frio ou pré-misturados a frio (PMF), como comumente são denominadas, são constituídas basicamente por agregados graúdos, miúdos e de enchimento, misturados com emulsão asfáltica de petróleo (EAP) em usina apropriada a temperatura ambiente. Os PMFs tem seu uso justificado para estradas de baixo volume de tráfego, ou ainda, como camada intermediária (com CA superposto). Também são muito usuais em operações de conservação e manutenção, agregando uma sobrevida aos pavimentos. Bernucci *et al.* (2006) cita os tipos de mistura a seguir como sendo os principais tipos de pré-misturados a frio:

- **Tratamentos superficiais:** consistem na aplicação de ligantes asfálticos e agregados sem mistura prévia, na pista, com posterior compactação que promove o recobrimento parcial e a adesão entre agregados e ligantes. Estas camadas flexíveis de pequena espessura, podem ser formadas por uma camada simples (TSS), por duas camadas sobrepostas (TSD) ou ainda por 3 camadas sobrepostas (TST). O modo como o ligante penetra nos agregados é considerado como penetração invertida. Tem como principal finalidade melhorar as condições de aderência do pavimento devido a sua macrotextura aberta (Figura 7).

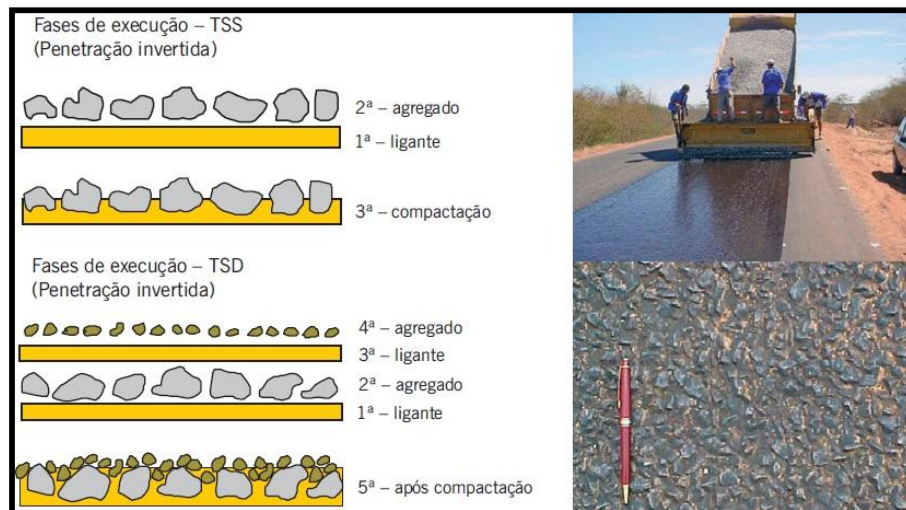


Figura 7 - Exemplo de mistura asfáltica a frio do tipo TSS/TSD

Fonte: Adaptado de Bernucci *et al.* (2006)

• **Lama Asfáltica (LA):** mistura processada em usinas especiais móveis que têm um silo de agregado e um de emulsão, em geral de ruptura lenta, um depósito de água e um de fíler, uniformemente misturados e espalhados no local da obra à temperatura ambiente. Tem seu uso justificado para manutenção de pavimentos com propósito de reestabelecer as condições iniciais de funcionalidade do pavimento (Figura 8).



Figura 8 - Exemplo de mistura asfáltica a frio do tipo LA

Fonte: Adaptado de Bernucci *et al.* (2006)

• **Microrrevestimento Asfáltico:** técnica considerada como a evolução da Lama Asfáltica, usa o mesmo princípio e concepção, porém, faz uso de emulsões modificadas com polímero para aumentar a sua vida útil. Além de ser amplamente usada na revitalização funcional de pavimentos pode também ser empregado como revestimento para pavimentos de baixo volume de tráfego (Figura 9).



Figura 9 - Exemplo de mistura asfáltica a frio do tipo TSS/TSD

Fonte: Adaptado de Bernucci *et al.* (2006)



- **Misturas asfálticas recicladas:** consiste na reutilização de misturas asfálticas envelhecidas e deterioradas para produção de novas misturas, aproveitando os agregados e ligantes remanescentes, provenientes da fresagem (operação de corte, por uso de máquinas especiais, de parte ou de todo revestimento ou também, podendo chegar às camadas de base e sub-base se necessário). São empregues nesta mistura, agentes rejuvenescedores, espuma de asfalto, CAP ou EAP novos, quando necessário e também adição de aglomerantes hidráulicos (Figura 10).



Figura 10 - Exemplo de mistura asfáltica a frio do tipo TSS/TSD

Fonte: Adaptado de Bernucci *et al.* (2006)

Foram abordados nesse item, os principais tipos de mistura asfáltica e os materiais empregados, respectivamente. Sabe-se que a busca pelo reaproveitamento de materiais alternativos e a abordagem de novas técnicas de mistura vem sendo amplamente incentivados, testados e incorporados ao mercado. A borracha reciclada de pneu e o material fresado são bons exemplos dessa prática, que visa utilizar materiais de grande escala, que não são aproveitados, em substituição total ou parcial aos já consagrados, poupando fontes potenciais. A técnica de misturas mornas também é uma prática que tem ganhado espaço no ramo, tendo como principais méritos a mitigação dos gastos com energia e a possibilidade de melhores condições de serviço pela exposição dos operários.

## 3.2 Fadiga em revestimentos asfálticos

### 3.2.1 Conceito

Em vista às condições das estradas brasileiras pavimentadas tem-se que o defeito de pavimento por fadiga do revestimento asfáltico, segundo Specht (2004), é uma das mais comuns manifestações de ruptura de um pavimento. A Figura 11 é um bom exemplo da ocorrência deste fenômeno.



Figura 11- Pavimento degradado por fadiga-trinca interligada-tipo jacaré

Fonte: Norma DNIT 005/2003 - TER.

Segundo ASTM (1979) fadiga é o processo da mudança estrutural permanente, progressiva e localizada em um ponto do material sujeito a tensões de amplitudes variáveis que produzem as fissuras que conduzem para totalizar a falha após um número determinado de ciclos.

O processo de degradação por fadiga, de acordo com Rodrigues (1991) é um fenômeno de trincas induzidas pelo carregamento repetido do tráfego que ocorre devido a repetidos estados de tensão ou deformação inferiores ao estado último de tensão ou deformação do próprio material.

De acordo com Pinto (1991) o fenômeno de fadiga é um processo de deterioração estrutural que sofre um material quando submetido a um estado de tensões e de deformações repetidas, que acaba por deflagrar trincas ou até mesmo a fratura completa, após um número suficiente de repetições do carregamento.

Para Cervo (2004) fadiga é a deterioração sob carregamento cíclico, por tensões menores que a tensão de ruptura do material, que levam ao surgimento e a evolução de microfissuras ou à propagação destas, quando pré-existentes no material, podendo causar a ruptura da estrutura.

Bernucci *et al.* (2006) define o fenômeno de fadiga como sendo a diminuição gradual da resistência de um material por efeito de solicitações repetidas. Para os autores, a sucessiva aplicação de cargas pode dar origem à sua ocorrência, conduzindo ao desenvolvimento de trincas motivadas pela diminuição da capacidade do material suportar as cargas ante a ação contínua de tensões de tração.

A ruptura por fadiga é atribuída a um processo de micro-fissuração progressiva na estrutura de um material, degradando paulatinamente sua microestrutura cristalina, que acaba por culminar na fratura da peça estrutural, denotada por uma ou mais superfícies de ruptura; tal fenômeno ocorre a deformações impostas com magnitudes inferiores à deformação de ruptura, ou seja, em condições de solicitações de magnitude inferior à capacidade resistente do material. (BALBO, 2010, p.1).

Preussler e Pinto (2010) abordam o processo de fadiga como sendo a perda de resistência que o material sofre quando solicitado frequentemente por uma carga. De acordo com os autores, esse processo de degradação dos pavimentos pode ainda ser resumido nas seguintes definições:

- a) **Ensaio de fadiga:** material submetido à solicitação onde há evolução de modo irreversível para um estágio final de ruptura ou estabilização;
- b) **Susceptibilidade à fadiga:** taxa de variação da resistência ao curso dos ciclos de carga;
- c) **Duração de Vida:** número de ciclos necessários para que uma solicitação provoque a ruína;
- d) **Resistência à fadiga:** é a solicitação (tensão ou deformação) a que corresponde uma determinada duração de vida;
- e) **Limite de fadiga:** solicitação que conduz a uma duração de vida infinita.

### 3.2.2 Histórico

Tem-se registro, de acordo com Bernucci *et al.* (2006), que o primeiro estudo sistemático frente à deformabilidade de pavimentos foi realizado por Francis Hveem na década de 1930, sendo o pioneiro a relacionar as deformações recuperáveis (resiliência) com as fissuras surgidas nos revestimentos asfálticos. Para o estudioso, o trincamento de forma progressiva dos revestimentos asfálticos se devia às deformações resilientes (elástica) das camadas subjacentes, em especial a do subleito, as quais geram grandes esforços de tração na fibra inferior da camada asfáltica. O autor preferiu usar o termo resiliente ao invés de deformação elástica sob o argumento de que as deformações nos pavimentos são muito maiores do que nos sólidos elásticos, como o concreto e o aço, por exemplo.

O termo resiliência, do inglês *resilience*, significa energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações. Para Preussler e Pinto (2010), o termo resiliente significa a deformação recuperável dos pavimentos quando submetidos a carregamentos repetidos, como uma forma de distinguir essa deformação daquelas que ocorrem em outras estruturas onde as cargas não são repetidas tão aleatoriamente quanto à frequência, duração e intensidade como a do tráfego de veículos. Em um pavimento dito flexível, resiliente, cabe ao revestimento asfáltico resistir diretamente à repetição das cargas dos diferentes tipos de veículos. O acúmulo dessas solicitações, com o passar dos anos, resulta inevitavelmente na fadiga da camada asfáltica.

Enquanto que, Hveem foi o primeiro estudioso a estabelecer uma relação entre o comportamento resiliente das camadas e o processo de degradação por fadiga, o primeiro estudo a analisar a influência das tensões de tração na resistência à fadiga dos materiais de engenharia, em especial os metais, foi Miner (1945 apud BALBO, 2007), denominada Hipótese clássica de Miner, ou “Teoria do Dano Cumulativo Linear de Miner”, que será abordada no item 2.6 deste trabalho.

### 3.2.3 Manifestação em campo do fenômeno de fadiga

O surgimento de trincas nos revestimentos, na maioria das vezes, está relacionado a questões estruturais do pavimento, diretamente vinculada com a redução na capacidade de suportar as cargas do tráfego. No entanto, há de se ter cautela na identificação de prováveis causas deste defeito, pois o aparecimento das trincas num revestimento pode depender de diferentes fatores. Para Bernucci *et al.* (2002) os itens a seguir podem ser as possíveis causas por dar início ao processo de fadiga:

- Falta de compactação do subleito e ou das camadas constituintes do pavimento, provocando um enfraquecimento da estrutura como um todo e fissuração precoce do revestimento;
- Drenagem ineficiente, permitindo queda de resistência nas camadas afetadas pelo aumento de umidade;
- Incompatibilidade no projeto quanto à natureza e à espessura das camadas, principalmente da camada de revestimento asfáltico em relação às demais, sendo a primeira construída com pequena espessura e alta rigidez, frente à deformabilidade das demais camadas do pavimento decorrentes das solicitações de tráfego, provocando, por conseguinte, elevadas deformações no revestimento asfáltico e, conseqüentemente levando-o a ruptura;
- Revestimentos asfálticos executados com teores de asfalto abaixo do teor de projeto;
- Projeto inadequado de dosagem da mistura asfáltica, levando a porcentagem de vazios que permite a entrada de água, mas não suficientemente permeável para facilitar a sua saída, provocando um aumento da pressão neutra da água presa dentro dos vazios, diminuindo a resistência do material, e;
- Temperatura de usinagem ou de execução do revestimento asfáltico impróprias, causando um envelhecimento precoce da mistura, entre outros fatores.

A fadiga dos revestimentos asfálticos se manifesta, segundo Fontes (2009), através do aparecimento de trincas longitudinais nas trilhas de roda e propaga-se para a superfície do pavimento na forma de trincas interligadas tipo “couro de jacaré”. Esse fenômeno, em seu estágio final de evolução dá origem ao defeito denominado “panela”, formando depressões verticais no pavimento. Também podem aparecer trincas transversais, que são originadas pelas trincas ramificadas.

Geralmente, as trincas por fadiga ocorrem primeiramente na superfície inferior da capa asfáltica (Figura 12), onde as forças de tração são maiores sob a carga de roda. Evidenciando assim a tese de que os revestimentos asfálticos são mais resistentes a carregamentos repetidos de compressão do que tração (BERNUCCI *et al.*, 2006).

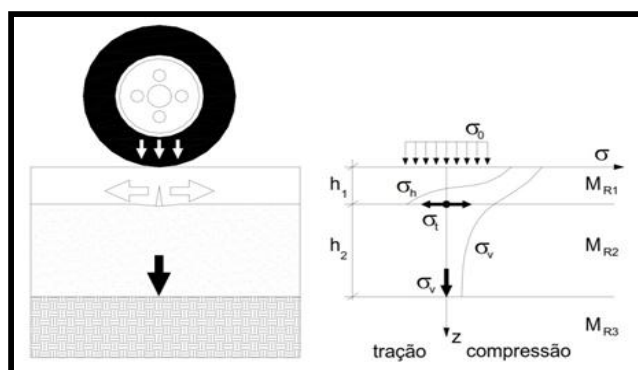


Figura 12 - Tensões em um pavimento

Fonte: Medina e Motta (2005).

Uma ressalva deve ser feita quanto ao fenômeno de fissuração “*Top Down*”, pois este pode ser facilmente confundido com fadiga. O processo de degradação por este mecanismo é semelhante, no entanto, as fissuras se desenvolvem na superfície da camada de rolamento e propagam-se para as camadas inferiores do revestimento asfáltico. As trincas no topo da capa asfáltica são resultado da grande concentração de tensões verticais no contato pneu-pavimento, causando esforços de cisalhamento nessa área (MOLENAAR E POTTER, 1997). Fissuras com origem na superfície do revestimento asfáltico são motivadas por pavimentos dotados de camadas superficiais muito espessas e locais onde há muita exposição solar, segundo Pinto (1991).

O trincamento da camada de rolamento é um acontecimento que deve ser controlado logo nas idades iniciais, já que acarretam graves problemas com o decorrer dos anos, como a progressiva degradação a partir da entrada de água na estrutura do pavimento. De acordo com a norma de defeitos em pavimentos flexíveis e semi-rígidos, DNIT 005/2003-TER, tem-se os seguintes defeitos como sendo decorrentes do fenômeno de fadiga:

- **Fenda:** Qualquer descontinuidade na superfície do pavimento, que conduza à aberturas de menor ou maior porte, apresentando-se sob diversas formas.

- **Fissura:** Fenda de largura capilar existente no revestimento, posicionada longitudinal, transversal ou obliquamente ao eixo da via somente perceptível a vista desarmada de uma distância inferior a 1,50m.
- **Trinca:** Fenda existente no pavimento, facilmente visível à vista desarmada, com abertura superior à da fissura, podendo apresentar-se sob a forma de trinca isolada ou interligada.
- **Trinca isolada transversal:** Trinca isolada que apresenta direção predominantemente ortogonal ao eixo da via. Quando apresentar extensão de até 100cm é denominada trinca transversal curta. Quando a extensão for superior a 100cm denomina-se trinca transversal longa.
- **Trinca isolada longitudinal:** Trinca isolada que apresenta direção predominantemente paralela ao eixo da via. Quando apresentar extensão de até 100cm é denominada trinca longitudinal curta. Quando a extensão for superior a 100cm denomina-se trinca longitudinal longa.
- **Trinca interligada tipo “Couro de Jacaré”:** Conjunto de trincas interligadas sem direções preferenciais, assemelhando-se ao aspecto de couro de jacaré. Essas trincas podem apresentar, ou não, erosão acentuada nas bordas.

#### 3.2.4 Evolução da degradação por fadiga

Fatores como as cargas cíclicas do tráfego, variações de temperatura, exposição solar, ação de agentes químicos, oxidação do ligante asfáltico e a alta flexibilidade das camadas granulares, resultam ao longo do tempo, culminadas ou não, na fadiga da camada asfáltica. Este trincamento representa o início da deterioração estrutural que modifica o estado de tensões do sistema de camadas do pavimento (PINTO, 1991).

O comportamento visco-elástico dos materiais asfálticos depende do tempo de aplicação da carga e de sua magnitude. Cargas cíclicas, por menores que sejam, causam deformações no revestimento asfáltico, essas deformações em sequência num curto espaço de tempo não permitem a recuperação elástica do material e acabam por originar fissuras, estas, com o passar do tempo unem-se e deflagram o fenômeno de fadiga (BERNUCCI *et al.*, 2006).

A norma de restauração de pavimentos flexíveis, DNER - PRO 11/79 (1979), ressalta que dentre as fases de deterioração de uma estrutura, o trincamento por fadiga é a mais importante causa da sua instabilidade. De acordo com o órgão, essa patologia modifica rapidamente os estados de tensões e deformações das camadas e do conjunto, sendo o potencial residual da reflexão para a nova camada projetada um dos grandes problemas da restauração dos pavimentos degradados.

A partir de estudos laboratoriais sobre fadiga de revestimentos asfálticos, Pinto (1991) concluiu que a evolução do processo de degradação das amostras asfálticas era dividida por fases muito distintas. A fase inicial dos ensaios de fadiga, a qual o autor denominou de “fase de condicionamento” corresponde a menos de 5% da vida útil do corpo de prova. Nesta fase há um crescimento das deformações permanentes com alguma intensidade. Posterior a esta, segue a “fase estável”, que corresponde a aproximadamente 70% do desempenho à fadiga do material e se caracteriza pelo surgimento da primeira trinca visível na parte externa dos corpos de prova. Em seguida começa a “fase de ruptura” propriamente dita, que corresponde a 25% do desempenho à fadiga e se caracteriza por um acréscimo acelerado das deformações elásticas e plásticas e da ruptura total das amostras asfálticas.

Segundo Bernucci *et al.* (2006), cargas monotônicas, como é o caso do ensaio de ruptura por tração indireta dos corpos de prova, produzem um dano (trincas) continuamente crescente nos materiais do revestimento. Enquanto que, cargas cíclicas produzem danos intermitentes, ou seja, na fase de carregamento o dano cresce e na fase de descarregamento o dano mantém-se constante, desconsiderando o fenômeno de “resselagem” das trincas (*healing*). De acordo com os autores, em uma estrutura sujeita a carregamentos cíclicos, diversos estágios (Figura 13) convencionalmente divididos, podem ser evidenciados durante o processo de fadiga, são eles:

- Região I - Ocorrência das primeiras mudanças microestruturais, formam-se microfissuras e a densidade dos deslocamentos cresce e as zonas de danos irreversíveis se inicia;
- Região II - Surgimento de microfissuras originadas pela coalescência das microfissuras;
- Região III - Crescimento das microfissuras conduzindo rapidamente ao colapso total do pavimento.



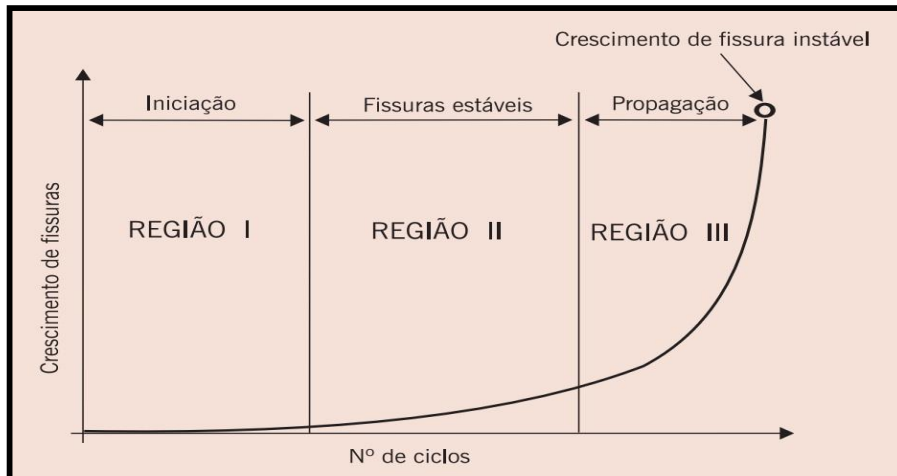


Figura 13 - Estágios existentes no processo de fadiga

Fonte: Bernucci *et al.*( 2006).

### 3.2.5 Influência da fadiga em métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis

O desempenho à fadiga dos materiais começou a ser considerado no dimensionamento de pavimentos através da definição de modelos que relacionam o número de repetições de carga com o estado de tensões aplicado (MOTTA, 1991). O desenvolvimento do método de dimensionamento de pavimento flexível, adotado inicialmente pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) no Brasil, na década de 1960, era realizado a partir de curvas de dimensionamento com base no valor do índice de Suporte Califórnia ou CBR (*California Bearing Ratio*), curvas estas, obtidas experimentalmente pelo “*Corps of Engineers*” do exército dos Estados Unidos, desde a época da II Guerra Mundial. Essa metodologia de dimensionamento teve como critério de ruptura a resistência ao cisalhamento das camadas (PREUSSLER e PINTO, 2010).

Com o passar dos anos e a evolução das pesquisas, percebeu-se o alto grau resiliente dessas camadas que não rompiam por deformação permanente, mas sim por trincamento da capa asfáltica. Este método de dimensionamento, denominado DNER/CBR, acabava por conceber pavimentos com grandes espessuras granulares, ou seja, camadas muito resilientes que, segundo Bernucci *et al.* (2006), originavam grandes níveis de deformação e conseqüentemente, elevadas tensões de tração nas camadas cimentadas do pavimento. Estas

tensões de tração, seriam a causa dos pavimentos flexíveis falharem por fadiga muito antes do período de projeto.

Desta forma, percebeu-se a necessidade de análise do parâmetro de resiliência das camadas granulares e da compatibilização de deformações das várias camadas do pavimento e do subleito a fim de considerar também o processo de degradação por fadiga no dimensionamento de pavimentos. Desenvolveu-se décadas depois, em 1994, pela COPPE/UFRJ o “Método da Resiliência”, atribuído aos engenheiros Ernesto Preussler e Salomão Pinto. Este método corriqueiramente empregado no Brasil até os dias atuais tem como princípios básicos os seguintes fundamentos (BALBO, 2007):

- Cálculo das deformações, tensões e deslocamentos pelo método dos elementos finitos (MEF);
- Correlacionou a deflexão da estrutura às deformações e tensões de tração na flexão do revestimento asfáltico;
- Correlacionou-se valores de deformação admissível das camadas com o surgimento do fenômeno de fadiga.

### **3.3 Fatores intervenientes ao processo de degradação por fadiga**

É notório que a fadiga dos revestimentos asfálticos é influenciada por uma série de fatores, alguns mais diretamente e outros de menor intensidade. Na Tabela 1, Pinto (1991) apresenta alguns efeitos, os quais o autor julga influenciar diretamente sobre a rigidez e o comportamento à fadiga de misturas asfálticas em ensaios de laboratório. Estes efeitos e outras condicionantes também são balizadores do desempenho à fadiga em campo e serão abordados nesse tópico.

Tabela 1 - Fatores que afetam a rigidez e o comportamento à fadiga de concretos asfálticos

Fator	Variação do Fator	Efeito de variação do Fator		
		Na Rigidez	Na vida de fadiga em Tensão Controlada (TC)	Na vida de fadiga em Deformação Controlada (DC)
Penetração do Asfalto	Decresce	Aumenta <sup>1</sup>	Aumenta	Decresce
Teor de Asfalto	Aumenta	Aumenta <sup>1</sup>	Aumenta <sup>1</sup>	Aumenta <sup>2</sup>
Tipo de Agregado	Aumenta a rugosidade e angularidade	Aumenta	Aumenta	Decresce
Granulometria do Agregado	Aberta a densa	Aumenta	Aumenta	Decresce <sup>2</sup>
Índice de Vazios	Decresce	Aumenta <sup>3</sup>	Aumenta	Decresce <sup>2</sup>

Fonte: Pinto (1991).

Onde:

<sup>1</sup> Existe um teor ótimo para a desempenho à fadiga máxima

<sup>2</sup> Poucos estudos existentes

<sup>3</sup> Aproximações limitam à temperaturas abaixo da temperatura de congelamento

### 3.3.1 Ligantes asfálticos

O bom desempenho das misturas asfálticas é reflexo de uma vasta gama de fatores. O teor e o tipo de ligante utilizados nas misturas asfálticas, de acordo com Iwanaga (2007), são os fatores mais relevantes.

As propriedades das misturas asfálticas são muito sensíveis à quantidade de ligante. Pinto (1991) afirma que um aumento no teor de asfalto, até certo limite, proporciona um melhor desempenho à fadiga das misturas asfálticas. Para Capitão (2004), misturas com um teor de ligante um pouco superior ao ótimo apresentam um melhor comportamento frente à fadiga, aumento que segundo o autor, é limitado pela redução do Módulo de Resiliência das misturas. No entanto, vale a pena salientar que esse acréscimo pode-se assim dizer, no do teor de ligante, pode acarretar o surgimento de trilhas de roda acentuadas logo nas idades iniciais do pavimento.

Com o passar dos anos, novos produtos vão sendo descobertos e aos poucos, testados e incorporados ao mercado. Quando se trata de ligante asfáltico essa prática é bastante corrente.

A busca por um material pouco suscetível as variações climáticas, de maneira a apresentar uma boa flexibilidade a baixas temperaturas e que seja estável a temperaturas elevadas, motivou a modificação dos ligantes por diferentes tipos de polímeros e até mesmo, materiais reaproveitados, como é caso da borracha de pneus.

Materiais poliméricos, segundo Morilha Junior, (2004) podem ser de origem orgânica, vegetal ou sintética, cuja estrutura molecular consiste na ligação por reação química de pequenas unidades, chamadas monômeros. Esta reação é denominada polimerização e o tamanho final da molécula oriunda da reação com os polímeros é conhecido como macromolécula. Polímeros compostos de monômeros idênticos são denominados homopolímeros, caso seja composto por espécies diferentes de monômeros denomina-se copolímero. O polietireno é um exemplo de polímero do tipo homopolímero, produto resultante da polimerização de etileno (gás petroquímico). Como materiais copolímeros tem-se o SBS (eStireno-Butadieno-eStireno) que é um produto da polimerização de estireno e butadieno.

Há uma grande variedade de polímeros, cada um com suas características próprias, mas, não são todos que apresentam propriedades desejáveis à modificação dos ligantes asfálticos. Ao final, busca-se atingir um produto final (ligante modificado), em maior ou menor grau de acordo com o tipo do polímero, com as propriedades de recuperação elástica, elevado ponto de amolecimento, melhoria da suscetibilidade térmica, maior adesão e principalmente coesão das misturas asfálticas e melhor resistência ao envelhecimento. Dentre os polímeros corriqueiramente utilizados nesta prática de modificação de asfaltos, citam-se: EVA (polietileno-Vinil-Acetato), SBR (eStireno-Butadieno-Rubber), SBS (eStireno-Butadieno-eStireno) entre outros (MORILHA JUNIOR, 2004). Ainda, segundo o autor, os polímeros podem ser divididos em duas categorias: elastômeros e plastômeros. Elastômeros, como por exemplo, o polímero SBS, em geral, tem como principal característica a alta resposta elástica, sendo muito resistentes à deformação permanente. Plastômeros, como é o caso do EVA, formam uma consistente e rígida rede tridimensional para resistir à deformação.

A técnica de modificação dos ligantes asfálticos pela inserção de polímeros atribui uma série de benefícios a esse material. O DNER (1998) e a *Asphalt Academy* (2001) definiram as características a seguir como sendo as principais:

- Adesão: estes ligantes também aumentam a resistência da película de ligante ao arrancamento da superfície do agregado, principalmente pela ação da água;
- Coesão: os ligantes modificados possuem maior capacidade de manter os agregados da mistura unidos;

- Envelhecimento: a maior viscosidade dos ligantes modificados incrementa a espessura de película sobre o agregado, esta característica protege o revestimento do envelhecimento acelerado;
- Recuperação elástica: o ligante modificado mantém a integridade do revestimento, mesmo quando sujeito a níveis elevados de deformação, ao contrário do comportamento puramente dúctil dos ligantes asfálticos convencionais;
- Suscetibilidade térmica: a consistência do ligante asfáltico modificado tende a permanecer inalterada sob uma larga faixa de temperaturas. Em climas frios, o ligante permanece mais flexível e aumenta a resistência do revestimento à fadiga e ao trincamento térmico. Em climas quentes, o maior ponto de amolecimento e a maior viscosidade do ligante aumentam a resistência à deformação permanente;

Em pesquisa realizada por Fernandes Junior (1994), a partir da modificação de um ligante tradicional por polímeros do tipo SBS, EVA e borracha moída de pneus, tais ligantes foram submetidos a envelhecimento em laboratório e a ensaios mecânicos de Resistência à Tração indireta, Módulo de Resiliência total e desempenho à fadiga. Tal estudo comprovou o melhor desempenho dos ligantes modificados frente ao ligante tradicional, evidenciando uma maior resistência quanto ao envelhecimento e uma melhora no desempenho à fadiga, principalmente na modificação por polímero do tipo SBS. Já os ensaios de Módulo de Resiliência não apresentaram uma melhora tão significativa.

No entanto, mesmo com tantas vantagens, a adição de polímeros aos ligantes ainda não é uma prática universal, pois implica em aumento significativo do custo do produto. Visando modificar as propriedades dos ligantes convencionais de forma mais econômica, buscou-se outras alternativas viáveis, eis que surge a incorporação de borracha moída de pneus nestes materiais. Esta prática, segundo Specht e Ceratti (2003) apresenta uma série de vantagens técnicas e econômicas em relação aos ligantes tradicionais:

- Ideal para utilização em restauração sobre pavimentos com níveis de trincamento severos, devido a sua capacidade de retardar a reflexão destas;
- Permite a redução da espessura da camada asfáltica projetada;
- Possibilita o reaproveitamento de materiais inservíveis, como é o caso dos pneus velhos;
- Possui uma relação custo benefício vantajosa sobre os ligantes asfálticos convencionais, tendo em vista o baixo custo de manutenção ao longo dos anos;
- Reduz o nível de ruído provocado pelo atrito pneu/pavimento.

Há duas formas de modificar os ligantes convencionais pelo uso de borracha de pneus, por via seca ou úmida. No primeiro caso, a borracha moída de pneus é considerada como parte constituinte dos agregados da mistura, sendo adicionada junto com estes na mistura. Por via úmida, a fração borracha é inserida e misturada diretamente ao ligante para posterior incorporação dos agregados. O ligante modificado por via úmida pode ser estocável ou não estocável. Pelo método não estocável é denominado como “*continuous blending*” e pode ser produzido na própria obra a partir de equipamento misturador. Para tal condição, a mistura deve ser aplicada imediatamente devido a sua instabilidade. Quando estocável denomina-se “*terminal blending*”, nesta condição o ligante é modificado pela adição de partículas finíssimas de borracha (material passante na peneira #40) e cuidadosamente misturado em um terminal especial, resultando assim em um ligante estável e relativamente homogêneo. Contudo, este sistema quando comparado ao “*continuous blending*” permite uma economia tanto de tempo como de custos, pois possibilita o transporte deste ligante devido a sua estabilidade (BERTOLLO *et al.*, 2003).

A adição de borracha de pneus ao ligante convencional resulta em um produto mais dúctil, mais viscoso e com melhor suscetibilidade térmica. Esta modificação faz com que sejam transferidas para o ligante asfálticos algumas características químicas das borrachas vulcanizadas. A capacidade de inibir os raios ultravioletas e antioxidantes garante uma maior vida útil a estes ligantes (SPECHT e CERATTI, 2003).

Specht (2004), em pesquisa de análise sobre a incorporação de borracha reciclada de pneus em laboratório e campo, verificou tanto a superioridade dos ligantes modificados como das misturas asfálticas preparadas com tais ligantes. O autor afirma que a incorporação de 12% a 18% de borracha ao ligante para ambos os tipos de processo de incorporação da borracha (por via seca ou úmida), leva a produções de misturas com maior resistência à fadiga, às deformações permanentes e maior durabilidade. Atribui-se essas melhoras à menor sensibilidade a variações de temperatura destes ligantes. Já, de acordo com DNIT 111/2009-EM, algo em torno de 15 a 20% seria o percentual ideal de modificação.

### 3.3.2 Propriedades dos agregados e distribuição granulométrica

O arranjo dos materiais pétreos é um dos grandes responsáveis pelo bom desempenho dos pavimentos. Essas associações quando bem executadas e aplicadas de forma apropriada, devem originar estruturas duráveis em sua vida de serviço (SPECCHT, 2004). No entanto, para que isso ocorra deve-se conhecer e selecionar as propriedades que os agregados devem ter para cada condição de uso.

Para Bernucci *et al.* (2006) a distribuição granulométrica dos agregados é uma das principais características e efetivamente influi no comportamento dos revestimentos asfálticos. A granulometria dos materiais, segundo os autores, influencia quase todas as propriedades importantes, incluindo rigidez, estabilidade, durabilidade, permeabilidade, trabalhabilidade, resistência à fadiga e à deformação permanente, resistência ao dano por umidade induzida, etc.

As características peculiares de cada agregado também são de grande contribuição para o bom desempenho dos pavimentos. O agregado escolhido para ter seu uso justificado na pavimentação de estradas deve apresentar propriedades de modo a suportar tensões impostas na superfície do pavimento e também em seu interior. No entanto, o desempenho dos agregados é dependente da sua formação, maneira como são produzidos, mantidos unidos e das condições sob as quais vão atuar.

Quanto ao nível de desempenho em serviço de um determinado tipo de agregado, este depende também das propriedades geológicas da rocha de origem. Segundo Specht (2004) a variedade de agregados passíveis de utilização em revestimentos asfálticos é muito grande, para tanto, cada utilização em particular requer agregados com características específicas e isso inviabiliza muitas fontes potenciais.

Para Kim *and* Khosla (1992) os agregados mais rugosos produzem misturas asfálticas com maior resistência à fadiga, segundo ele devido à maior adesividade ao ligante asfáltico. Seguindo a mesma linha de pensamento, o autor afirma que materiais angulares apresentam melhor desempenho que os arredondados, nos quais as falhas normalmente ocorrem na ligação do asfalto.

Com base em resultados encontrados por Soares *et al.* (2000) acerca da influência gerada pelo uso de diferentes faixas granulométricas: A, B e C do DNER/ES 313/97 no comportamento das misturas asfálticas, conclui-se que misturas mais finas como é o caso da faixa C, apresentam melhor desempenho frente à degradação por fadiga. Seguindo a mesma linha de pensamento, Preussler e Pinto (2010) afirmam que misturas asfálticas constituídas com agregados de

granulometria fina têm uma taxa de propagação de trincas inferior do que àquelas com agregados mais graúdos.

Sabe-se que as propriedades de forma dos agregados influenciam diretamente no desempenho mecânico e na estabilidade dos pavimentos asfálticos. Essa relação se dá pelo travamento dos agregados dentro da mistura asfáltica. É esperado que, no geral, os agregados atendam às necessidades mínimas dos ensaios de Abrasão Los Angeles, Sanidade, Equivalente de areia, sejam mais angulares e possuam uma forma menos lamelar, além de apresentarem-se rugosos (MOMM, 1998).

### 3.3.3 Volume de vazios

A compacidade da mistura asfáltica também é um fator bastante relevante frente ao seu desempenho. O volume de vazios afeta diretamente a densidade da mistura. Segundo Bernucci *et al.* (2006), para padrões de dosagem adotados pela metodologia Marshall define-se como índice ótimo de vazios para misturas densas do tipo CA e SMA algo em torno de 4%; já para camadas drenantes como é o caso da CPA, busca-se obter um volume de vazios na casa de 18% a 25%. Para volume de vazios com ar diferentes aos recomendados, as misturas asfálticas deixam de ser estáveis ao tráfego e, por fluência, deformam-se significativamente.

Um fator bastante importante na determinação do índice de vazios é a absorção dos agregados da mistura. Agregados com alta absorção exigem um maior teor de ligante para conferir o volume de vazios ótimo.

De acordo com Bernucci *et al.* (2006), dois parâmetros são muito importantes na volumetria das misturas: os vazios na mistura total (VTM), os quais representam os vazios de ar na mistura asfáltica e o volume de agregado mineral (VAM), que consiste no que não é agregado na mistura. Ainda ressalta-se os vazios cheios de betume (VCB), referente tanto ao asfalto disponível na mistura como também àquele absorvido pelos agregados. A Figura 14 apresenta uma breve ilustração sobre o assunto.



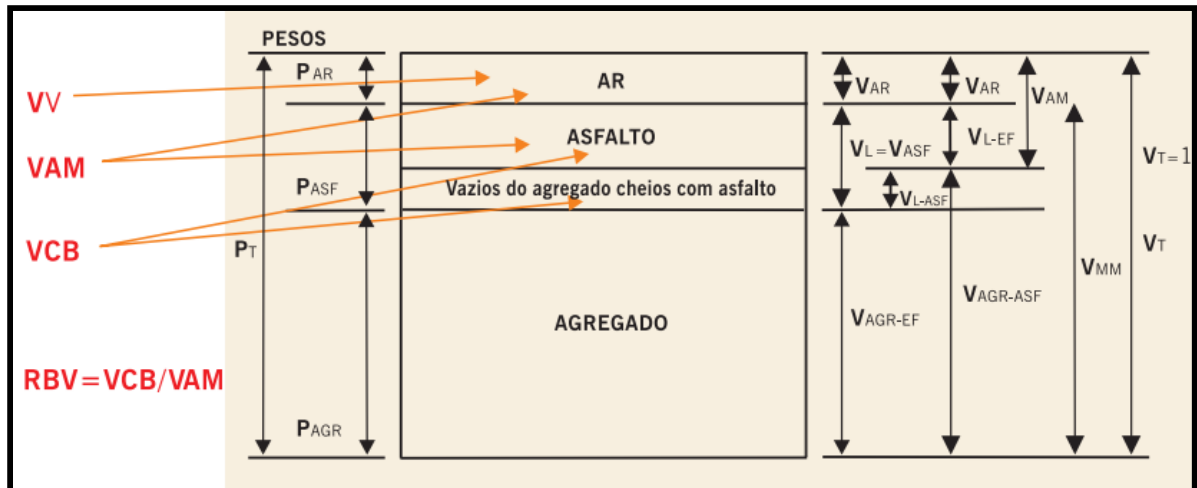


Figura 14 – Ilustração da volumetria em uma mistura asfáltica

Fonte: Bernucci *et al.* (2006).

Vale a pena ainda salientar a grande dificuldade encontrada pelas empresas executoras de reproduzir em campo os padrões volumétricos determinados em projeto. As variações de temperatura são um grande agravante nesse processo, pois uma camada compactada fora da sua temperatura ideal repercute diretamente no índice de vazios da mistura.

O volume de vazios de uma mistura exerce grande influência ao processo de degradação por fadiga de uma camada asfáltica. Esse fato pode ser explicado pelos efeitos provocados na rigidez e nas tensões de tração que se desenvolvem nesta camada (SANTOS, 2005).

Para Monismith e Deacon (1969) o acréscimo de rigidez da mistura é proporcional ao acréscimo de densidade e inversamente proporcional ao volume de vazios. Segundo o autor, a redução do índice de vazios é responsável pela redução das tensões na interação ligante/fíler, proporcionando assim um melhor desempenho frente à fadiga.

Em pesquisa realizada sobre um comparativo entre o teor de ligante e o volume de vazios de misturas asfálticas acerca da influência à fadiga, Harvey *et al.* (1995) concluiu que a variação de 1% no volume de vazios é mais significativa que 1% no teor de ligante.

Ainda, segundo pesquisas realizadas pelos autores Albuquerque *et al.* (2004), Capitão (2004) e Santos (2005), pode ser evidenciado que um volume de vazios baixo se comparado ao usual, algo na ordem de 2,5%, as misturas apresentam melhor desempenho à fadiga. Porém, há de se ter cuidado, pois tal redução do volume de vazios aumentaria a probabilidade de ocorrência de deformação permanente.

### 3.3.4 Envelhecimento do ligante asfáltico

O envelhecimento do ligante asfáltico é um fator muito relevante, especialmente quando se refere ao desempenho à fadiga dos pavimentos. A exposição solar, a presença de oxigênio e a ação de agentes químicos agem diretamente na estrutura molecular da camada asfáltica. Esta, com o passar dos anos, perde os seus componentes elásticos, denominados maltenos, e os enrijece (BERNUCCI *et al.*, 2006).

O processo de envelhecimento do asfalto, para Gigante (2007) é separado em duas etapas distintas: a curto e longo prazo. A primeira está relacionada com o processo de transporte e usinagem do CAP, onde ocorre o maior envelhecimento deste produto devido à submissão a elevadas temperaturas em um curto espaço de tempo. O envelhecimento de longo prazo refere-se à fase de exposição da mistura asfáltica como um todo, durante a sua vida de serviço, aos agentes químicos e as intempéries. Richards *et al.* (1991 *apud* GIGANTE, 2007) explica esse processo de envelhecimento do asfalto com base em 8 mecanismos:

- a) Oxidação: Reação do oxigênio com o asfalto. A taxa de reação depende do asfalto e da temperatura;
- b) Volatilização: Evaporação dos componentes leves do CAP dependente da temperatura do sistema. Usualmente não é significativa no envelhecimento em longo prazo;
- c) Polimerização: Combinação de moléculas similares que produzem moléculas maiores, causando o endurecimento progressivo;
- d) Tixotropia: Envelhecimento devido à formação de estruturas no CAP, normalmente ocorre em revestimentos com baixa ou nenhuma solitação;
- e) Sinerese: Reação de exsudação em que os líquidos oleosos leves do CAP exsudam pela superfície do filme asfáltico, ficando a fração mais pesada;
- f) Separação: Remoção de constituintes oleosos, resinas ou asfaltenos do CAP, é atribuída à absorção seletiva dos poros dos agregados.

A influência do envelhecimento na previsão do desempenho à fadiga, de acordo com Raad *et al.* (2001) não depende somente da rigidez e das características da mistura, mas também, dos módulos de resiliência das camadas que constituem o pavimento. Camadas muito espessas dão origem a pavimentos muito resilientes, surgem altas deflexões e por consequência acelera o processo de fadiga.

Gigante (2007) a partir de estudos sobre o comportamento visco-elasto-plástico em misturas asfálticas concluiu que, estas, quando envelhecidas e expostas ao processo de oxidação possuem comportamento frágil, tornando-se mais suscetíveis ao trincamento por fadiga.

Um bom exemplo da influência do envelhecimento das misturas asfálticas frente à degradação dos pavimentos pelo fenômeno de fadiga apresenta-se na pesquisa realizada por Tonial *et al.* (2001). O autor analisou o desempenho à fadiga para pavimentos contendo diferentes espessuras de revestimento asfáltico após anos de envelhecimento, com base em dados de campo de trechos experimentais do trabalho que fora iniciada no ano de 1991. De acordo com essa pesquisa, constatou-se após 5 anos da abertura ao tráfego dos veículos, uma queda acentuada na desempenho à fadiga, que segundo o autor fora provocada principalmente pelo envelhecimento da camada de revestimento asfáltico.

Tonial *et al.* (2001) ainda concluiu que os principais fatores que influenciam no envelhecimento do ligante são a temperatura e a exposição ao ar, que levam à oxidação do ligante e conseqüentemente, ao aumento de consistência, que causa uma redução do desempenho à fadiga do material. O autor observou também que o envelhecimento é mais rápido para temperaturas altas, porém para as condições encontradas em campo as quais apresentam temperaturas baixas e grande exposição ao ar, o envelhecimento é baixo.

Para Fontes (2009) o envelhecimento dos ligantes depende do tipo e qualidade do ligante, das condições climáticas e da mistura. O autor evidencia que a elevada quantidade de asfalto e um pequeno volume de vazios dificultam o processo de oxidação, o que aumenta a durabilidade do material.

### 3.3.5 Condições climáticas

O desempenho de um pavimento é resultado da atuação conjunta das cargas do tráfego, da idade, das características das camadas, do processo de manutenção e, sobretudo do clima. Medina e Motta (2015) afirmam que as ações do clima e do tráfego, quando culminadas, constituem nos principais fatores limitantes da vida útil dos pavimentos.

Motta (1991) cita alguns parâmetros como sendo empregados na definição de clima, como: temperatura do ar e a quantidade de chuva, combinados de várias formas. Ainda, de acordo com a autora, a temperatura é um dos aspectos que deve ser destacado no projeto de

pavimentos tendo em vista a sua atuação específica nos revestimentos e consequente efeito na deformabilidade da estrutura bem como no seu desempenho.

Balbo (2010) utiliza o conceito termo-suscetíveis para definir os materiais asfálticos, ou seja, são materiais que variam seu comportamento elástico de acordo com a temperatura. O autor faz menção às grandes variações térmicas a que são submetidos os revestimentos asfálticos, tomando como exemplo o estado de São Paulo, para o qual, verificou-se ao longo de um ano a variação de temperatura entre 10°C e 60°C. Para regiões de clima temperado essa variação diminui, ficando na casa de 25°C a 55°C. O autor ainda menciona o problema relacionado às diferentes condições de temperatura de campo e ensaios laboratoriais à fadiga de misturas asfálticas, pois os testes de fadiga são conduzidos a temperaturas fora da realidade de campo devido a dificuldades tecnológicas do ensaio.

O aumento da temperatura do ar de acordo com Medina e Motta (2015) pode refletir de diferentes formas no desempenho à fadiga da camada asfáltica, como apresenta de maneira resumida a Figura 15. A principal delas está relacionada com a redução do valor do Módulo de Resiliência (MR), esta, por sua vez, aumenta as deformações de tração geradas na base da camada asfáltica. Também, está relacionada à redução da Resistência à Tração. Ainda, pode ser citado o efeito do envelhecimento do ligante asfáltico pela exposição solar, que enrijece a mistura asfáltica como visto no subitem 3.3.4 deste trabalho.

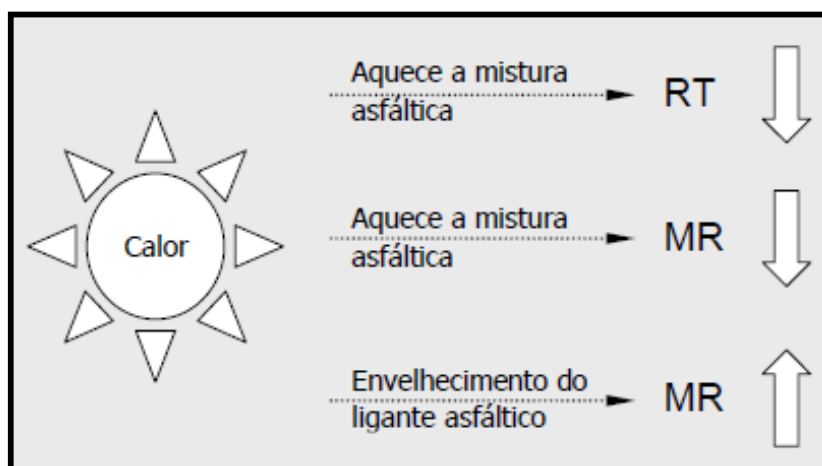


Figura 15 – Influência da temperatura nas características da mistura asfáltica

Fonte: Franco (2007).

### 3.3.6 Carga

A intensidade do carregamento cíclico acelera o surgimento das fissuras e até mesmo o colapso da estrutura do pavimento por sobreposição de defeitos. O tráfego de veículos ao qual o pavimento está exposto apresenta uma grande variedade de carregamentos. Desta forma, resultando em tensões e frequências de carregamento também variáveis (MEDINA E MOTTA, 2015).

A modelagem do tráfego a que um pavimento será exposto é um trabalho complicado e sinuoso. Estimar a evolução do tráfego de uma rodovia não é uma tarefa fácil, podem ser citados alguns fatores que dificultam a prática de um bom dimensionamento de pavimentos referentes ao carregamento da estrutura (MEDINA, 1997, SOARES, 2007):

- A previsão do crescimento do tráfego e do volume de carga transportado ao longo do tempo;
- As transgressões frequentes da carga máxima permitida para cada tipo de veículo transportar;
- Heterogeneidade das configurações dos eixos dos veículos que compõem a frota, com grande variabilidade de formas de eixos, com diferentes números de rodas, variados tipos de pneus e com diferentes pressões de calibração; e
- Variações na velocidade de translação das cargas de eixo, condicionadas pela geometria da via.

Ao observarmos os veículos rodoviários de interesse à análise mecanicista de pavimentos, verificamos sua grande diversidade em termos de tipos de eixos, de distância entre eixos isolados, tamanhos de pneumáticos, dentre outros, que naturalmente nos levam a acreditar que cada carga aplicada exerce pressões diferentes resultando em estados de tensão diferentes nas camadas dos pavimentos. (BALBO, 2010, p. 4).

A solicitação do pavimento possui magnitude e pressões distintas, variando com a carga, configuração dos eixos e inflação dos pneus. Entretanto, ainda manifesta-se a ocorrência de deslocamentos laterais das cargas em função da largura da faixa de rolamento e da bitola do eixo dos veículos que podem influenciar no surgimento de fissuras no revestimento asfáltico. De acordo com Houben *et al.* (1998) os veículos ao se deslocarem na faixa de rolamento pela qual transitam apresentam um deslocamento lateral aleatório, podendo atingir até 300 mm no caso de rodovias de tráfego pesado.

Yu *and* Zou (2013) afirmam que o dano cumulativo provocado pela ação dos carregamentos dos veículos altera gradualmente as propriedades de resistência e rigidez da camada asfáltica. O fenômeno de fadiga exige a consideração da maneira em que a carga e os níveis de tensão variam durante a aplicação da carga, isto é, o modo de carga.

Preussler e Pinto (2010) apresentam os fatores laboratoriais a seguir, como sendo os principais motivos da diminuição gradual do desempenho à fadiga dos pavimentos asfálticos, intervenientes a carga aplicada:

- a) Magnitude do carregamento;
- b) Tipo do carregamento;
- c) Frequência, duração e intervalo de tempo entre aplicações sucessivas do carregamento;
- d) História de tensões: carregamento simples ou composto;
- e) Forma de carregamento: triangular, quadrado, etc.

Para análise do fenômeno de fadiga em laboratório pode-se considerar duas hipóteses distintas de carregamento, testes de esforço constante ou deformação constante, os quais são explicados no item 3.4.2 desta pesquisa. Contudo, o tráfego de veículos sem sombra de dúvidas é o principal agente causador do mecanismo de ruptura por fadiga dos pavimentos asfálticos, uma vez que têm início e se desenvolvem na camada de maior rigidez da estrutura, a qual recebe diretamente suas solicitações.

### 3.3.7 Frequência de carregamento

Para Pinto (1991), o desempenho das misturas asfálticas frente à fadiga é bastante distinto quando avaliado em pista ou em laboratório. Segundo o autor, em campo as condições são bastante diferentes das encontradas em laboratório, como variações de temperatura, presença de cargas estáticas e a ocorrência do fenômeno de recuperação de trincas em virtude da ausência de cargas em alguns períodos de sua vida útil.

A frequência de aplicação dos carregamentos exerce um papel importante na degradação do pavimento por fadiga, merecendo tal relevância e consideração. Como as cargas são aplicadas no pavimento em frequências variadas, também há um período variável de relaxação do pavimento entre um ciclo de carga e outro. Período este, não considerado nos ensaios de

fadiga em laboratório (BALBO, 2010). Para ilustrar esta questão, o autor citou o seguinte exemplo:

Tomemos o eixo simples de rodas duplas do cavalo e o eixo tandem triplo de um semi-reboque. Supondo que o veículo trafegue à velocidade de 80Km/h, os tempos decorridos entre as passagens sucessivas de 4 eixos tomados isoladamente, para um cálculo mais desfavorável de frequência, seria de 0,4545s entre o primeiro e o segundo eixo e de 0,0591s entre os demais eixos; tomando-se uma “média”, teríamos 0,1909s entre cada eixo; ou seja, uma frequência de 5Hz. Até aqui, um número razoável. Porém, se tivermos uma via com 17.280 caminhões desse tipo circulando diariamente, significariam 5s entre caminhões; para os casos de 2.880 e de 720 caminhões por dia, teríamos, entre caminhões, 30 e 120s de afastamento entre ocorrências de solicitação do ponto de análise. Ou seja, estamos diante de uma repetição de cargas, em termos médios de frequência, muito inferior a 5Hz, o que denota uma dicotomia muito grande entre campo e laboratório (BALBO, 2010, p.6).

Contudo, a maior distância entre o tempo de ocorrência de passagens de carga em campo favorece o fenômeno de auto-reparação do concreto asfáltico, tornando-o mais resistente à fadiga (PINTO, 1991; MOTTA, 1991; BALBO, 2010).

### 3.3.8 Estrutura do pavimento

A heterogeneidade encontrada nos materiais constituintes das camadas do pavimento é outro fator determinante no desempenho à fadiga do revestimento asfáltico. De acordo com Preussler e Pinto (2010) a resiliência das camadas granulares é relativamente elevada para baixos níveis de tensões confinantes atuantes, contribuindo de maneira direta para o aumento da deformabilidade elástica, e assim, acelerando o processo de degradação por fadiga dos revestimentos betuminosos (Figura 16).

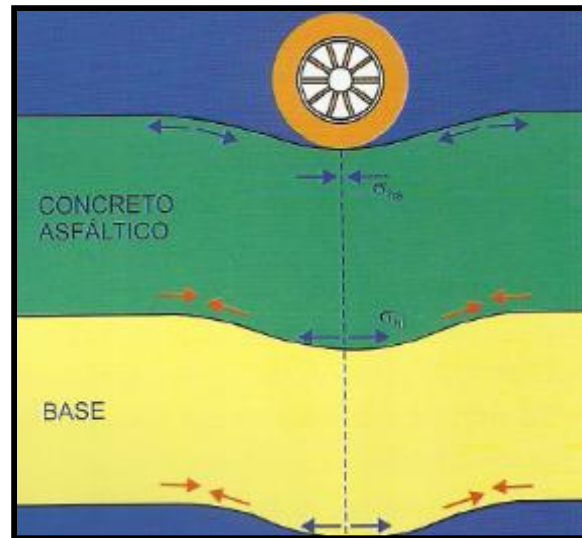


Figura 16 - Estado de tensões e deformações

Fonte: Preussler e Pinto (2010).

A ocorrência de camadas muito espessas, resilientes, proporciona grandes deflexões no pavimento como um todo e o surgimento de fissuras nas camadas cimentadas, estas, com o passar do tempo propagam-se para a superfície dando início ao fenômeno de fadiga. Para tanto, a magnitude das tensões de deformação no pavimento dependerá tanto da espessura como do módulo de rigidez da camada asfáltica, como dos módulos e da estrutura subjacente (FONTES, 2009).



### 3.4 Caracterização experimental do fenômeno de fadiga em revestimentos asfálticos

Posterior à conceituação e entendimento deste processo de degradação dos pavimentos, remete-se agora para o entendimento de ensaios, a fim de caracterizar e determinar o desempenho à fadiga de misturas asfálticas, tanto em laboratório como em campo.

#### 3.4.1 Ensaios de laboratório

Para a determinação do desempenho à fadiga em laboratório pode ser feito uso de ensaios de compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos (método mais difundido no Brasil), ensaios em flexão de corpos-de-prova trapezoidais (comum na França) ou ainda, por esforços de flexão em barras prismáticas ou vigas como é utilizado nos Estados Unidos da América. A seguir, serão abordados brevemente os principais ensaios utilizados para definição deste mecanismo de ruptura das misturas asfálticas, quanto às formas de carregamentos empregados nos ensaios à fadiga, estas serão abordadas de maneira mais completa no item 3.4.2 da pesquisa.

##### 3.4.1.1 Fadiga à tração indireta

O ensaio laboratorial para determinação do desempenho à fadiga de materiais asfálticos tradicionalmente realizado no Brasil é realizado por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos, conhecido por ensaio de fadiga à tração indireta. Este método foi desenvolvido para a determinação da Resistência à Tração indireta de corpos-de-prova cilíndricos de concreto de cimento Portland e posteriormente adaptado para o ensaio de determinação da fadiga em misturas asfálticas (BERNUCCI *et al.*, 2006).

A simplicidade do processo de preparação das amostras e dos equipamentos, juntamente com o fácil entendimento do ensaio, fez com que fosse adotado como o mais usual na determinação do desempenho à fadiga (BERNUCCI *et al.*, 2006). As amostras utilizadas neste ensaio seguem as seguintes dimensões: 63,5mm de altura por 102mm diâmetro. Estas

dimensões seguem os mesmos padrões da metodologia Marshall. Este ensaio consiste na aplicação de cargas dinâmicas diretamente no diâmetro dos corpos-de-prova. No entanto, essa carga é aplicada por um friso metálico estreito, apoiado no corpo-de-prova, causando compressão na direção vertical e tração na direção horizontal.

Outro ponto positivo deste ensaio é a possibilidade de ser realizado no mesmo equipamento no qual é determinado o Módulo de Resiliência (Figura 17), permitindo para alguns equipamentos, a determinação do desempenho à fadiga pelos dois padrões de carregamento: Tensão Controlada e Deformação Controlada. Para aquele não se faz necessário o uso de transdutores mecânico-eletromagnéticos tipo LVDT (*Linear Variable Diferencial Transducers*) e do suporte para fixação dos mesmos na determinação das deformações. No entanto, caso seja utilizado o critério de ruptura baseado na deformação controlada, é necessário a utilização desses dois acessórios (LOUREIRO, 2003).



Figura 17 – Ensaio de fadiga por compressão diametral de corpos-de-prova

Embora ainda não normatizado, o ensaio de fadiga à tração indireta, sob tensão e temperatura controladas, tem sido bastante realizado no Brasil. Recomenda-se uma frequência de 60 aplicações por minuto com 0,10s de duração dos carregamentos cíclicos (Figura 18). O valor da carga a ser aplicada é dependente da Resistência à Tração da mistura asfáltica. Cargas cíclicas variando em torno de 10% e 50% da RT são o mais usuais (PREUSSLER e PINTO, 2010).

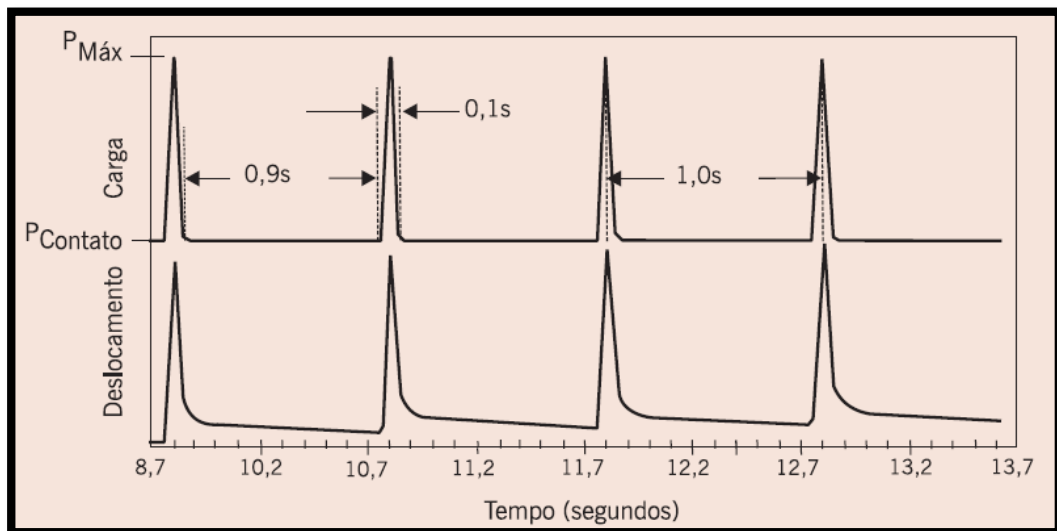


Figura 18 – Duração dos tempos de carregamento e repouso

Fonte: Bernucci *et al.*, 2006

Para Pinto (1991), este ensaio é o que mais se aproxima das condições de solicitação de campo produzidas na fibra inferior do revestimento. Já Souza (1991 *apud* RODRIGUES, 1991), apresenta opinião distinta. Segundo o autor a presença de tensões cisalhantes nas amostras dificulta a interpretação desse modelo de previsão à fadiga.

Por se tratar de um dos métodos laboratoriais mais usuais na caracterização do desempenho à fadiga de misturas asfálticas e devido à indisponibilidade momentânea de operacionalizar outro tipo de ensaio, adotou-se esse modelo, a tensão controlada, para a realização da pesquisa.

### 3.4.1.2 Flexão em vigas

Este ensaio consiste em submeter uma vigota de concreto asfáltico, simplesmente apoiada, a uma carga vertical no terço médio da viga. Um sistema de aplicação de carga servo-hidráulico ou servo-pneumático aplica uma carga senoidal que pode variar de 1 a 25 Hz de frequência a uma temperatura de 30°. É produzido um estado de tração uniforme na parte central do corpo-de-prova, acima da linha neutra entre os dois pontos de carga, zona onde, segundo o autor, o momento fletor é constante e inexistem tensões de cisalhamento (PINTO, 1991).

A ruptura deste ensaio é caracterizada pelo surgimento de uma trinca, geralmente única, formada na região onde o momento é constante, o que reduz a dispersão dos ensaios. Este ensaio pode ser realizado tanto a tensão controlada como a deformação controlada a partir da utilização de LVDT's, aplicando-se cargas senoidais de frequência variável. As dimensões das vigotas são de aproximadamente 305mm de comprimento com 762mm de espessura e altura (LOUREIRO, 2003). A Figura 19 ilustra a realização do ensaio.



Figura 19 - Ensaio de fadiga por flexão em viga à deformação controlada

Fonte: Monteiro (2003)

### 3.4.1.3 Flexão em amostras trapezoidais

Ensaio submetidos a esforços de flexão podem também ser realizados em amostras trapezoidais como é comum na França. Neste ensaio, é aplicada uma força na base menor do corpo-de-prova através de um sistema eletromagnético, capaz de gerar uma deformação elástica constante (LOUREIRO, 2003).

As amostras, de formato trapezoidal, apresentam as seguintes dimensões: 56mm na base maior; 25mm na base menor; 250mm de altura e 25mm de espessura. Este ensaio pode ser realizado tanto sob regime de tensão controlada como deformação controlada, a frequência de 25Hz. O critério de ruptura adotado é tomado quando a força inicial é reduzida pela metade, sendo o desempenho à fadiga da mistura, definida como sendo o número de aplicações de carga correspondente ao final do ensaio (MOMM, 1998). Uma ilustração do ensaio é mostrada na Figura 20.



Figura 20 - Ensaio de fadiga realizado por flexão em amostras trapezoidais

Fonte: Loureiro (2003).

#### 3.4.1.4 *Well Tracking Test* (WTT)

De reprodução muito parecida com os simuladores de tráfego, só que, em escala reduzida, o *Wheel Tracking Test* é um equipamento composto basicamente por uma roda acoplada a uma máquina que aplica um carregamento em uma amostra asfáltica em formato de placa. Este ensaio, de acordo com Loureiro (2003), visa aplicar a partir de um pneu, carregamentos cíclicos em uma amostra com área de aproximadamente 600mm de comprimento por 500mm de largura. As espessuras podem variar entre 50 e 120mm. Ainda, é acoplado ao conjunto, duas câmeras fotográficas localizadas em cada lado da placa, com intuito de monitorar o início da propagação das trincas e o nível das deformações em função do número de passagens do pneu. Este equipamento determina o desempenho à fadiga, em laboratório, por uma metodologia mais realista em relação à prática. A forma como é realizado o ensaio pode ser visualizada na Figura 21.

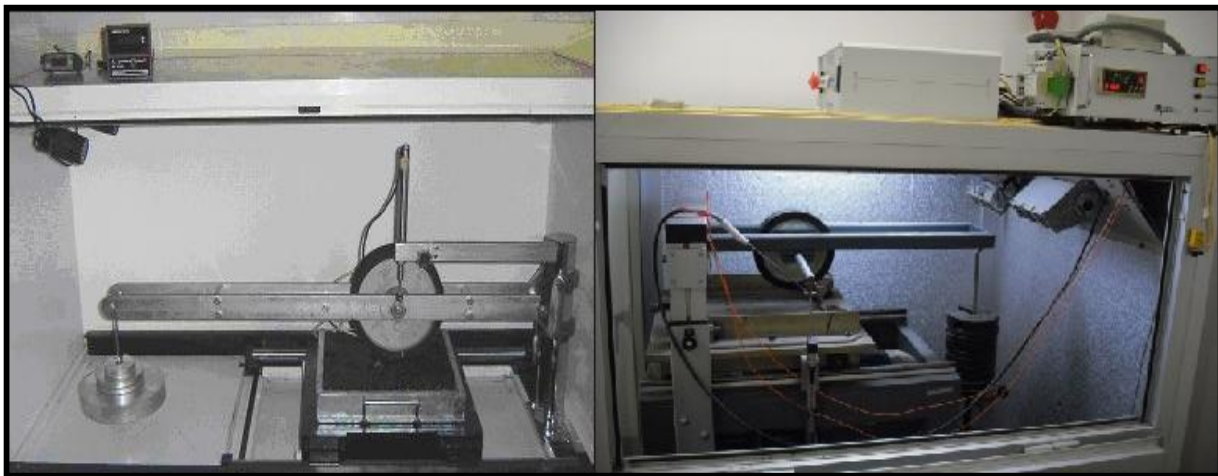


Figura 21 - Ensaio de fadiga realizado pelo WTT

Fonte: Loureiro (2003).

### 3.4.1.5 Asphalt Pavement Analyser (APA)

O APA é um equipamento versátil capaz de realizar ensaios de deformação permanente e à fadiga de misturas asfálticas. Para o ensaio de fadiga, corpos de prova prismáticos ou cilíndricos são submetidos a um carregamento contínuo, aplicado por rodas de aço que entram em contato direto com uma viga em direção vertical. Este equipamento ainda dispõe de um sistema de mangueiras de borracha, em contato direto com a amostra, calibrado com pressão entre 100 e 120psi (7 e 8,44kgf/cm<sup>2</sup>), para melhor simular as condições de pressão provocadas de campo. A temperatura do ensaio pode ser ajustada de 5°C a 30°C, sendo possível utilizar até três corpos de prova ao mesmo tempo, molhados ou secos. O ensaio deve ser realizado após 120 horas de envelhecimento das amostras em estufa, a temperatura de 85°C. A temperatura padrão para o ensaio é de 25°C. O término do ensaio é determinado por um sistema, composto por um fio acoplado na parte inferior da viga e conectado a um circuito elétrico, à medida que a viga começa a fissurar, esse fio tende a se fechar, informando ao contador de ciclos. Assim que a terceira viga se rompe, o ensaio termina (LOUREIRO, 2003).

De acordo com Sá *et al.* (2000) não existe um critério definido no Brasil para o fim do ensaio de fadiga por esta metodologia. Sendo este determinado quando se obtém uma deflexão igual a 1mm na amostra. A Figura 22 ilustra o procedimento de ensaio.



Figura 22 - Ensaio de fadiga pelo equipamento APA

Fonte: Loureiro (2003).

### 3.4.2 Formas de carregamento

Na realização dos ensaios laboratoriais à fadiga podem ser adotados dois critérios distintos quanto à aplicação do carregamento. Estes ensaios podem ser realizados à Tensão Controlada (TC) ou por Deformação Controlada (DC). Outro diferencial nos ensaios de laboratório é o critério de ruptura das amostras.

#### 3.4.2.1 Tensão Controlada (TC)

Nesse tipo de ensaio, as amostras são solicitadas por carregamentos de mesma intensidade, aumentam-se as deformações até a ruptura completa da amostra, sendo caracterizada pela aplicação de uma carga constante e conhecida, em ciclos repetidos, sobre um corpo-de-prova cilíndrico ou prismático. A aplicação contínua da tensão procura simular as condições de campo no laboratório, em que a carga das rodas dos veículos atua sobre os pavimentos de forma repetitiva (PINTO, 1991). A Figura 23 apresenta um esquema do comportamento à fadiga de misturas asfálticas à tensão controlada.

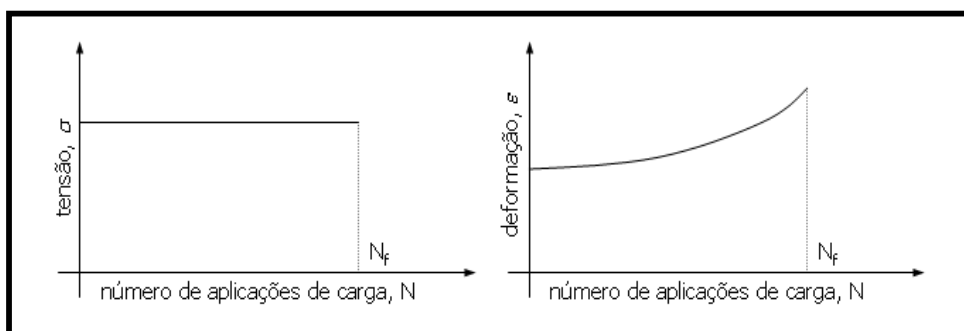


Figura 23 – Representação esquemática do comportamento de fadiga à tensão controlada de misturas asfálticas

Fonte: Balbo (2007).



Ensaio realizado à Tensão Controlada determinam uma relação entre o número de repetições de carga necessários à ruptura do corpo-de-prova e o nível de tensões atuantes. Os resultados obtidos seguem as formulações expressas na Equação 1 (BERNUCCI *et al.*, 2006):

$$N = K_1 \left( \frac{1}{\sigma_t} \right)^n \text{ ou } N = K_2 \left( \frac{1}{\Delta\sigma} \right)^n \quad (1)$$

Onde:

N = Número de repetições do carregamento necessário à ruptura completa da amostra (desempenho à fadiga);

$\sigma_t$  = Tensão de tração repetida solicitante;

$\Delta\sigma$  = Diferença algébrica entre as tensões horizontal (tração) e vertical (de compressão) no centro da amostra;

$k_i, n_i$  = Constantes obtidas na regressão linear dos pares N e  $\sigma_t$  (ou  $\Delta\sigma$ ) determinados em ensaios, em escalas logarítmicas.

Esse tipo de ensaio simula de maneira apropriada à condição de pavimentos com revestimento asfáltico espesso, em decorrência da predominância da absorção de tensões pela camada de revestimento com relação às camadas granulares subjacentes (PINTO, 1991; HUANG, 1993). Para Momm (2001), ensaios realizados a Tensão Controlada geram resultados mais pessimistas em relação ao ensaio de Deformação Controlada (DC), mas menos dispersos em relação à média.

Com base em estudo realizado por Pinto (1991), para as condições predominantes dos pavimentos brasileiros o comportamento à Tensão Controlada ocorre na maioria das vezes. Ainda, segundo o autor, para algumas misturas asfálticas analisadas, a diferença entre as curvas obtidas entre ensaios à TC e DC não é muito significativa.

#### 3.4.2.2 Deformação Controlada (DC)

Outra forma para determinar o desempenho à fadiga de misturas asfálticas é por ensaios à Deformação Controlada. Estes, têm sua aplicação justificada para revestimentos mais delgados, devido a maior contribuição das camadas subjacentes ao revestimento na absorção dos esforços (PREUSSLER E PINTO, 2010). Os autores ainda enfatizam que a principal vantagem deste tipo de ensaio é permitir uma melhor observação da propagação de fissuras por fadiga. No ensaio à deformação controlada, esta é mantida constante enquanto a tensão inicial

no corpo-de-prova diminui até o fim do ensaio de modo a garantir a mesma condição de deformação pré-estabelecida (Figura 24).

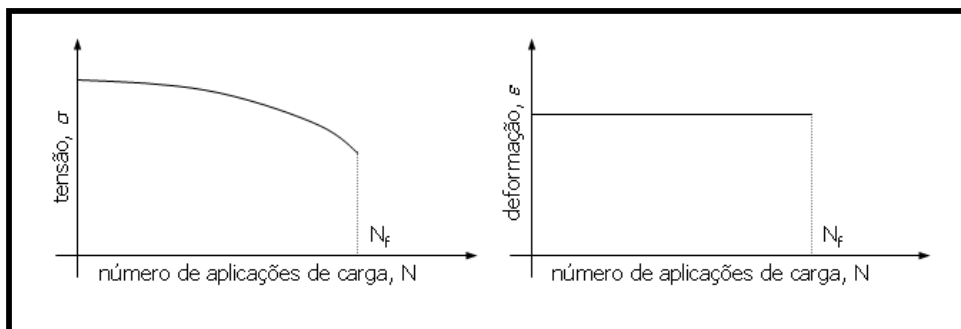


Figura 24 - Representação esquemática do comportamento de fadiga à deformação controlada de misturas asfálticas

Fonte: Balbo (2007).

Para Huang (1993), em revestimentos com espessuras inferiores a 50mm não ocorre um decréscimo suficiente na rigidez, quantificada pelo módulo de rigidez por flexão ( $S_0$ ), causando assim uma variação no nível de deformação ao longo dos ciclos de carregamento. Pinto (1991) relata que o ensaio DC representa melhor pavimentos com camadas asfálticas com pouca significância em relação ao seu suporte. As deformações da estrutura, nestes casos, são conduzidas pelas camadas subjacentes à camada asfáltica e, portanto, a diminuição no módulo de rigidez do revestimento influi pouco no dimensionamento.

A formulação usual, segundo Bernucci *et al.* (2006) para o ensaio de fadiga à deformação controlada considera a deformação de tração no centro do corpo-de-prova e pode ser expressa na forma da Equação 2:

$$N = K_3 \left( \frac{1}{\varepsilon_{t0}} \right)^n \quad (2)$$

Onde:

$N$  = Número de repetições do carregamento necessários a um certo grau de ruptura (desempenho à fadiga);

$\varepsilon_{t0}$  = Deformação de tração inicial;

$K_3, n$  = Constantes obtidas na regressão linear dos pares  $N$  e  $\varepsilon_{t0}$ , determinados em ensaios, em escalas logarítmicas.

De acordo com Carpenter *et al.* (2003) é preciso pré-estabelecer um mecanismo de ruptura para este tipo de ensaio, já que é caracterizado por um decréscimo da tensão solicitante e não existe claramente um momento de ruína da amostra. A Tabela 2 apresenta um breve comparativo entre as duas formas de ensaio com relação a algumas variáveis de controle.

Tabela 2 – Efeitos de algumas variáveis nos ensaios de Tensão Controlada e Deformação Controlada

VARIÁVEIS	TENSÃO CONTROLADA (TC)	DEFORMAÇÃO CONTROLADA (DC)
Espessura da camada de concreto asfáltico	Indicada para camadas mais espessas e rígidas em relação ao seu suporte	Indicada para camadas menos espessas e rígidas em relação ao seu suporte
Definição de ruptura, número de ciclos	Bem definida já que a amostra rompe	Arbitrário, o ensaio termina quando o nível de carga é reduzido a 50% da inicial
Dispersão dos resultados	Menor dispersão	Maior dispersão
Número de amostras	Menor	Maior
Simulação de influências a longo prazo	Envelhecimento leva a um aumento da rigidez e um aumento da vida de fadiga	Aumentando a rigidez provoca uma diminuição na vida de fadiga
Magnitude da vida de fadiga (N)	Menor	Maior
Efeito de variáveis na mistura	Mais sensível	Menos sensível
Taxa de dissipação da energia	Mais rápida	Mais lenta
Taxa de propagação de fissuras	Mais rápida do que ocorre em situ	Mais representativas das condições que ocorrem em situ
Efeitos benéficos dos períodos de repouso	Maiores efeitos benéficos	Menores efeitos benéficos

Fonte: Monismith *et al.* (1990)

### 3.4.2.3 Critérios de ruptura

Independentemente do tipo de ensaio e da forma de aplicação do carregamento adotados para a determinação do desempenho à fadiga, estes tem por objetivo determinar o número de ciclos de carregamento necessários para a ruptura total ou parcial de uma amostra asfáltica. De

acordo com Carpenter *et al.* (2003), o critério de ruptura deveria ser considerado a partir do momento em que a amostra apresentasse as primeiras micro-fissuras.

Para Bernucci *et al.* (2006) o desempenho à fadiga de uma mistura asfáltica pode ser definido em termos de vida de fratura ( $N_f$ ) ou vida de serviço ( $N_s$ ). A primeira faz menção ao número de ciclos de carregamentos necessários para ocorrência da fratura completa da amostra, enquanto que, a vida de serviço do material refere-se ao número total de ciclos dessa mesma carga que reduza o desempenho ou a rigidez inicial (MR) amostra a um nível pré-estabelecido.

Alguns autores consideram que o limite de ruptura corresponde à redução em 50% do módulo de rigidez inicial por flexão ( $S_0$ ) (MONISMITH E DEACON, 1969; PRONK E HOPMAN, 1990; TAYEBALI *et al.*, 1993). Ainda, no Brasil, não dispõe-se de um critério de ruptura único para o ensaio à Deformação Controlada, sendo o mais usual a redução em cerca de 40% a 50% da carga inicial aplicada, 50% do módulo de rigidez inicial por flexão ( $S_0$ ) ou da tensão inicial. Segundo Iwanaga (2007) nos laboratórios brasileiros é adotado uma deformação acumulada de 3 a 6mm como critério final para o ensaio devido à inexistência de normas para este ensaio. Nesta pesquisa, foi adotado como critério de parada a ruptura total da amostra.

### 3.4.3 Avaliação de fadiga em campo

O surgimento de defeitos estruturais é resultado de várias condicionantes, especialmente da repetição de cargas, como visto anteriormente no item 3.3.6 deste trabalho. Equipamentos do tipo simuladores de tráfego permitem fazer uma importante avaliação estrutural de seções do pavimento para a determinação do desempenho à fadiga em condições muito parecidas da situação real de tráfego, de forma acelerada em relação a sua vida de serviço.

Segundo Ceratti e Oliveira (1993), experimentos laboratoriais realizados em escala reduzida podem não reproduzir de forma adequada o desempenho de um pavimento em campo devido ao efeito de escala. Para os autores uma solução para esta inconsistência seria a utilização de Simuladores de Tráfego.

Estes equipamentos consistem, de maneira geral, em solicitar com uma ou duas rodas de caminhão uma seção do pavimento a ser testada, por meio de ciclos de carregamento contínuos durante inúmeros dias até obter-se a ruptura completa da estrutura ou um grau pré-estabelecido de fissuração do revestimento (no caso de falência por fadiga).

No Brasil, faz-se uso de diferentes tipos de simuladores de tráfego, onde destaca-se pelo seu dinamismo, o simulador do tipo HVS. Este simulador é acoplado ao reboque de uma carreta, podendo assim ser facilmente transportado para diferentes localidades. O equipamento pode simular os testes com controle de temperatura através de uma câmara *add-on* e diferentes condições de umidade do pavimento, através de sistemas de molhagem da superfície e técnicas simples de injeção de água nas camadas de base, sub-base e subleito (BERNUCCI *et al.*, 2006). Nas Figuras 25, 26, 27 e 28 são apresentados alguns modelos destes equipamentos.



Figura 25 – Simulador de tráfego do IPR no Rio de Janeiro

Fonte: Adaptado de Bernucci *et al.* (2006).



Figura 26 – Simulador de tráfego do LCPC na França

Fonte: Adaptado de Bernucci *et al.* (2006).



Figura 27 - Simulador de tráfego da UFRGS/DAER-RS em Porto Alegre

Fonte: Adaptado de Bernucci *et al.* (2006).



Figura 28 - Simulador de tráfego brasileiro móvel do tipo HVS

Fonte: Adaptado de Bernucci *et al.* (2006).

### 3.5 Modelos de desempenho à fadiga

Estes modelos, buscam prever o provável desempenho à fadiga do pavimento em campo. Um método de determinação do desempenho à fadiga em laboratório, que represente confiabilidade, sem sombra de dúvidas é a base para o estabelecimento de um modelo de fadiga que estime de forma adequada o comportamento de campo dos materiais asfálticos, que são o foco desta pesquisa.

Queiroz (1984) considera os modelos de desempenho de pavimentos como sendo instrumentos tecnológicos essenciais para a análise de estratégias para alternativas de projetos de pavimentos. Segundo o autor, estas equações possibilitam a realização de um “*feed-back*” para o processo de projeto, além de auxiliar na estimativa dos custos durante a sua vida de serviço.

Para Basílio (2002) estes modelos permitem estimar a velocidade com que os parâmetros funcionais e estruturais dos pavimentos variam em decorrência da ação do tráfego e/ou das condições climáticas.

Neste tópico, serão apresentados alguns exemplos de modelos de previsão de desempenho de misturas asfálticas frente ao processo de degradação por fadiga. Essas

correlações são resultado de extensos estudos laboratoriais, ligados ou não, ao desempenho observado em campo para pavimentos flexíveis. Salvo que, modelos de previsão de fadiga não devem ser extrapolados para condições diferentes daquelas para as quais foram desenvolvidos por seus pesquisadores, ou seja, são função dos fatores particulares de cada trecho, não sendo representativos para situações diferentes das quais foram determinados (PATERSON, 1987, FRANCO 2007).

### 3.5.1 Modelos Laboratoriais

Modelos ditos laboratoriais são aqueles desenvolvidos a partir de dados obtidos apenas em ensaios de laboratório. Esses modelos são de grande valia para realizar comparativos de desempenho entre misturas asfálticas. O que restringe a utilização destes modelos é a ausência de calibração com as condições de campo.

#### 3.5.1.1 Modelo proposto por Preussler (1983)

Preussler (1983) foi o pioneiro no Brasil a desenvolver um modelo experimental em laboratório para prever o desempenho à fadiga de misturas asfálticas. O autor fez uso do ensaio de fadiga por tração indireta à tensão controlada, com frequência de aplicação do carregamento igual a 60 aplicações de carregamento por minuto e 0,14s de duração do carregamento repetido. Foram utilizados carregamentos na ordem de 10 a 40% da Resistência à Tração estática, nas temperaturas de ensaio de 10, 25, 40 e 60°C. As misturas asfálticas analisadas foram do tipo concreto asfáltico (CA) e utilizaram dois ligantes diferentes: CAP 50/60 e CAP 85/100. Na pesquisa desenvolvida pelo autor foi variada também a faixa granulométrica das misturas asfálticas: faixa A, B e C do extinto DNER. O modelo proposto pelo autor foi representativo para 87% das amostras analisadas e está apresentado na Equação (3).



$$N_{lab} = 2,99 \cdot 10^{-6} \cdot \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{2,153} \quad (3)$$

Onde:

$N_f$  = Número de repetições de carga para atingir a ruptura por fadiga;  
 $\varepsilon_t$  = Deformação de tração no fundo da camada asfáltica, em cm/cm.

### 3.5.1.2 Modelos propostos pelo DNER (1998)

O extinto Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER, 1998), hoje Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), com base em uma pesquisa realizada sobre o comportamento à fadiga de misturas asfálticas com ligante modificado por polímero, propôs alguns modelos de desempenho. Nesta pesquisa, foram analisadas três misturas asfálticas distintas, uma de referência com CAP 20 e duas misturas com CAP 20 modificado por polímero SBS, nas proporções de incorporação de 4 e 6%. A composição granulométrica das misturas asfálticas seguiu a faixa B do DNER. Os ensaios de fadiga foram realizados a tração indireta, tensão controlada, em amostras submetidas à temperatura de 25°C. O modelo proposto pelo DNER (1998) para a mistura de referência, com CAP 20, está apresentado na Equação 4.

$$N_{lab} = 7 \cdot 10^{-8} \cdot \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{2,47} \quad (4)$$

Onde:

$N_f$  = Número de repetições de carga para atingir a ruptura por fadiga;  
 $\varepsilon_t$  = Deformação de tração no fundo da camada asfáltica, em mm/mm.

A mistura asfáltica com 4% de incorporação de polímero SBS segue o modelo da Equação 5.

$$N_{lab} = 2 \cdot 10^{-11} \cdot \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{3,39} \quad (5)$$

Para a mistura asfáltica com 6% de incorporação de polímero SBS foi proposto o modelo da Equação 6.

$$N_{lab} = 3 \cdot 10^{-12} \cdot \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{3,68} \quad (6)$$

### 3.5.1.3 Modelo proposto por Specht (2004)

Specht (2004) realizou um estudo investigativo sobre comportamento de diversas misturas asfálticas densas (faixa granulométrica IV-B do Instituto do Asfalto), não submetidas ao envelhecimento à temperatura de 25°C. Foram preparadas amostras com diferentes teores e tempo de digestão da modificação do ligante, pela inserção de borracha triturada de pneus, por via seca e úmida. Também foi preparada uma mistura com ligante convencional, tida como referência pelo autor. O ligante asfáltico utilizado como referência e nas modificações foi o CAP 20. O critério de ruptura adotado para os ensaios de fadiga, realizados à tração indireta, foi o de ruptura total das amostras. A partir dos dados observados em 91 casos, foi possível determinar o modelo apresentado na Equação 7, representativo de 61,89% dos casos analisados.

$$N_{lab} = 361,80x \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{1,72} \times \left( \frac{1}{MR_0} \right)^{1,61} \quad (7)$$

Onde:

$N_{lab}$  = Número de repetições de carga para atingir a ruptura por fadiga;

$\varepsilon_t$  = Deformação de tração no fundo da camada asfáltica, cm/cm;

$MR_0$  = Módulo de Resiliência inicial, em MPa.

### 3.5.1.4 Modelos propostos por Franco (2007)

Os três modelos apresentados a seguir foram desenvolvidos por Franco (2007), a partir de ensaios de fadiga à tensão controlada, realizados no laboratório de pavimentação do Instituto Augusto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE), no Rio de Janeiro e de outros publicados em diversos trabalhos técnicos e científicos no país. A

formulação destes modelos fundamentou-se na análise de 536 resultados de ensaios laboratoriais de fadiga em misturas asfálticas com ligante convencional, 51 amostras com ligante modificado por polímero, do tipo SBS e EVA, e 88 amostras ensaiadas com asfalto borracha. Estão incluídos nas regressões os dados dos ensaios realizados por PINTO (1991), BENEVIDES (2000), RAMOS *et al.* (2000), SALINI (2000), SOARES *et al.* (2000), MARQUES *et al.* (2001), DANTAS NETO *et al.* (2001). O modelo determinado pelo autor para misturas asfálticas com ligante convencional tem uma representatividade igual a 80,5% e está apresentado na Equação 8:

$$N_{lab} = 1,904 \times 10^{-6} \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{2,821} \times \left( \frac{1}{MR} \right)^{0,74} \quad (8)$$

Este modelo de desempenho à fadiga é utilizado pelo autor, como referência de misturas asfálticas, no software SisPav, com fator de calibração laboratório/campo igual a  $10^4$ . O modelo obtido para as misturas asfálticas com ligantes poliméricos é representativo de 81,3% dos casos analisados e está representado na Equação 9:

$$N_{lab} = 4,455 \times 10^{-7} \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{3,798} \times \left( \frac{1}{MR} \right)^{1,493} \quad (9)$$

As misturas asfálticas com asfalto borracha resultaram no modelo representado a seguir pela Equação 10, representativo de 67,6% das amostras analisadas:

$$N_{lab} = 7,265 \times 10^{-3} \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{3,103} \times \left( \frac{1}{MR} \right)^{1,918} \quad (10)$$

Onde:

$N_{lab}$  = Número de repetições de carga para atingir a ruptura por fadiga;

$\varepsilon_t$  = Deformação específica de tração inicial;

MR = Módulo de Resiliência total da mistura asfáltica, em MPa.

### 3.5.2 Modelos laboratoriais calibrados

Modelos laboratoriais calibrados são mais completos e buscam aproximar as condições de laboratório às peculiaridades de campo. Com base em levantamentos de trechos experimentais/monitorados, calibram-se os dados de laboratório, a partir da determinação de um fator denominado fator de calibração laboratório/campo (*FLC*).

#### 3.5.2.1 Modelo proposto pela Shell (1982)

Os autores Shook *et al.* (1982 apud HUANG, 1993) desenvolveram o modelo conhecido como Modelo da Shell. Inicialmente, no modelo original desenvolvido para o método de 1978, os autores substituíram o módulo de rigidez pelo módulo dinâmico. Também, foi eliminado o parâmetro teor de asfalto como variável de entrada, generalizando ainda mais a forma do modelo. Os ensaios de fadiga foram realizados por flexão repetida de vigotas a deformação controlada. Este modelo de fadiga, que é utilizado no programa de dimensionamento de pavimentos da Shell, o *Shell Pavement Design Method – SPDM*, foi também incorporado nos programas AYMA (AYRES, 1997) e PAVE (FRANCO, 2000), de acordo com Franco (2007). Como este faz parte de um método de dimensionamento, acredita-se que esteja calibrado para as condições específicas do método da Shell (FRANCO, 2004). O modelo é apresentado na Equação (11).

$$N_f = 0,0685 \varepsilon_t^{-5,671} (E^*)^{-2,363} \quad (11)$$

Onde:

$N_f$  = Número de repetições de carga para atingir a ruptura por fadiga;

$\varepsilon_t$  = Deformação específica de tração, cm/cm;

$E^*$  = Módulo dinâmico da mistura asfáltica, em psi.

### 3.5.2.2 Modelo proposto por Pinto (1991)

Pinto (1991) propôs um modelo de previsão de desempenho à fadiga com base em uma análise de 82 ensaios de fadiga à tensão controlada. Foram analisadas seis misturas asfálticas distintas, a temperatura de ensaio igual a 25°C. O método de ensaio utilizado foi o de tração indireta, com aplicação de 60 pulsos de carga por minuto e 0,14 segundos de duração da aplicação da carga repetida. O modelo desenvolvido pelo autor determina o número de aplicações de carga necessárias para a ruptura total do corpo-de-prova. Ainda foi definido em seu estudo, curvas para estimar os valores mínimos e máximos do fator laboratório/campo para o seu modelo, associados à deformação específica de tração inicial e às diferenças de tensões no revestimento dos trechos da rodovia analisados. A calibração do modelo foi realizada com base em observações e análises do comportamento de campo em trechos da rodovia BR-101. Desta forma, o autor chegou a um fator de correlação igual a  $10^4$  para esse modelo, correspondente a cerca de 20% da área trincada do pavimento a uma temperatura de 54°C e em termos de  $\Delta\sigma$ . O modelo desenvolvido por Pinto (1991) está apresentado na Equação 12.

$$N = 9,07 \times 10^{-9} \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{2,65} \times \left( \frac{1}{MR} \right)^{-0,033} \quad (12)$$

Onde:

N = Número de repetições de carga para atingir a ruptura por fadiga;

$\varepsilon_t$  = Deformação específica de tração, em cm/cm;

MR = Módulo de Resiliência total, em kgf/cm<sup>2</sup>.

### 3.5.2.3 Modelo proposto pelo *Asphalt Institute* (1991)

O modelo de previsão de fadiga, denominado AI MS-1 pelo *Asphalt Institute*, foi elaborado a partir de um conjunto de dados obtidos de ensaios de laboratório realizados à tensão controlada e flexão repetida, calibrado com dados de seções selecionadas da *AASHTO Road Test*. O fator 18,4, multiplicador na equação, pode ser assim interpretado como sendo o fator de calibração laboratório/campo, que permite estimar o número mínimo de repetições de carga de eixo simples equivalente de 80kN para que o pavimento acumule um dano equivalente a

uma área trincada por fadiga de pelo menos 20% em relação à área total (ASPHALT INSTITUTE, 1982). Esse modelo faz parte do manual de dimensionamento de pavimentos de rodovias e ruas do Instituto do Asfalto dos Estados Unidos –AI MS-1, de 1969 e reeditado pela nona vez em 1991 (FARNCO, 2007). De acordo com Franco (2007), o modelo de fadiga do Instituto do Asfalto foi também incorporado nos programas desenvolvidos por AYRES (1997), o AYMA, e por FRANCO (2000), o PAVE. A Equação 13, a seguir, apresenta o modelo descrito.

$$N_f = 18,4C \left[ 4,325 \times 10^{-3} (\varepsilon_t)^{-3,291} (E^*)^{-0,854} \right] \quad (13)$$

Onde:

$C = 10^M$ ;

$$M = 4,84 \left( \frac{V_{asf}}{V_{ar} + V_{asf}} - 0,69 \right);$$

$V_{asf}$  = Teor de asfalto em volume na camada asfáltica;

$V_{ar}$  = Volume de vazios com ar na camada asfáltica;

$N_f$  = Número de repetições de carga para atingir a ruptura por fadiga;

$\varepsilon_t$  = Deformação específica de tração da camada asfáltica, em cm/cm;

$E^*$  = Módulo dinâmico da camada asfáltica, em psi.

#### 3.5.2.4 Modelo proposto pela AASHTO (2004)

O modelo que segue é o Modelo do Guia de Projeto da AASHTO, NCHRP (2004 apud FRANCO, 2007), que foi desenvolvido com base no modelo do *Asphalt Institute* (1982). Este modelo propôs uma nova calibração dos coeficientes  $n_1$ ,  $n_2$  e  $n_3$ , determinada por otimização numérica e por outros modos de comparação de dados. O diferencial deste modelo em relação aos demais está na consideração da espessura da camada de revestimento como sendo uma condicionante para o mecanismo de ruptura por fadiga, representado na equação pelo parâmetro  $k_1$ . Este modelo de previsão está apresentado pela Equação 14.

$$N_f = 0,00432 k_1' C \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{3,9492} \left( \frac{1}{E^*} \right)^{1,281} \quad (14)$$

Onde:

$C = 10^M$ ;

$$M = 4,84 \left( \frac{V_{asf}}{V_{ar} + V_{asf}} - 0,69 \right);$$

$V_{asf}$  = Teor de asfalto em volume na camada asfáltica;

$V_{ar}$  = Volume de vazios com ar na camada asfáltica;

$N_f$  = Número de repetições de carga para atingir a ruptura por fadiga;

$\varepsilon_t$  = Deformação específica de tração da camada asfáltica, em cm/cm;

$E^*$  = Módulo dinâmico da camada asfáltica, em psi.

A calibração do modelo, segundo Franco (2007), foi feita com base em informações e dados de observações obtidas ao longo do tempo de 82 trechos experimentais localizados em 24 estados americanos e canadenses. A grande maioria desses trechos pertence ao programa LTPP (*Long Term Pavement Performance*) de instrumentação e acompanhamento de diversas seções de rodovias americanas, de maneira a produzir um completo banco de dados sobre as propriedades e performance dos pavimentos. O parâmetro  $k_1$  foi inserido no modelo para prever uma correção no dano por fadiga devido ao efeito da espessura da camada asfáltica, este indicador pode ser obtido por meio de duas expressões, dependendo do sentido do trincamento. Se o trincamento tiver origem na parte inferior da camada de asfalto recomenda-se a Equação 15:

$$k_1' = \frac{1}{0,000398 + \frac{0,003602}{1 + e^{(11,02 - 3,49, hac)}}} \quad (15)$$

Se o trincamento ocorrer de modo inverso, do topo para o fundo da camada asfáltica aplica-se a Equação 16:

$$k_1' = \frac{1}{0,0001 + \frac{29,844}{1 + e^{(30,544 - 5,7357 \cdot hac)}}} \quad (16)$$

Onde:

$h_{ac}$  = é a espessura total da camada asfáltica.

Ainda, foram desenvolvidos pelo Guia de Projeto da AASHTO, modelos que estimam a área trincada a partir do dano de fadiga calculado. As funções de transferência, nomenclatura dada aos modelos, estão apresentados nas equações a seguir. Para o trincamento da base para o topo, utiliza-se a Equação 17:

$$FC_{bottom} = \left( \frac{6000}{1 + e^{(C_1' + C_2' \cdot \log_{10}(D \cdot 100))}} \right) \cdot \left( \frac{1}{60} \right) \quad (17)$$

Onde:

$FC_{bottom}$  = Trincamento da base para o topo, %;

D = Dano da fadiga da base para o topo;

$$C_1' = -2 \cdot C_2', \quad C_2' = -2,40874 \cdot (1 + hac)^{-2,856}$$

Já, quando o trincamento se dá do topo para a base faz-se uso da Equação 18:

$$FC_{top} = \left( \frac{1000}{1 + e^{(2,8 - 1,4 \cdot \log_{10}(D \cdot 100))}} \right) \cdot (10,56) \quad (18)$$

Onde:

$FC_{top}$  = Trincamento do topo para a base, ft/miles;

D = Dano da fadiga do topo para a base.



### 3.5.2.5 Modelo proposto pela FHWA (2006)

O modelo proposto pela *Federal Highway Administration* (FHWA) foi calibrado a partir de dados obtidos em pistas experimentais da AASHO Road Test (FHWA, 2015). A formulação utilizada para representar esse modelo está apresentada na Equação 19.

$$N_f = 1,092 \times 10^{-6} \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{3,512} \quad (19)$$

Onde:

$N_f$  = Número de repetições de carga para atingir a ruptura por fadiga;

$\varepsilon_t$  = Deformação específica de tração da camada asfáltica;

### 3.5.2.6 Modelo proposto pelo *Asphalt Institute* (2013)

Com intuito de identificar e descrever os modos de carga para ensaios de laboratório, entre tensão constante e deformação constante, Monismith e Deacon (1969 apud YOU and ZOU, 2013) desenvolveram um índice chamado fator de modo, descrito na Equação 20:

$$MF = \frac{|A| - |B|}{|A| + |B|} \quad (20)$$

Onde:

MF = Fator de modo;

A = Mudança percentual da tensão devido a diminuição da rigidez de C;

B = Alteração percentual na pressão devido a diminuição da rigidez de C;

C = Porcentagem arbitrária que fixa a redução da rigidez da mistura.

A função de transferência sigmoïdal com Fator de Modo (MF) foi desenvolvida para considerar a transição do desempenho à fadiga do modo tensão constante, ou modo intermediário, para o modo deformação constante. De acordo com Yu and Zou (2013), esta função foi então combinada a partir de um estudo proposto pela Associação Americana de Transporte Rodoviário e Funcionários do Estado (AASHTO) e o Programa de Pesquisas

Rodoviárias Estratégico Americano (SHRP), com o modelo de previsão de laboratório AI MS-1 do *Asphalt Institute*, visando recalibrá-lo. Foram desenvolvidas 618 amostras que foram ensaiadas a fadiga pelo método de flexão constante em quatro pontos, a fim de formar um novo modelo em laboratório para prever a fadiga de campo. Posteriormente, o modelo foi calibrado com 26 seções de testes acelerados em escala real (Equação 21).

$$N_f = 4,775 \times 10^{16} \left( \frac{1}{1 + e^{-2,91MF}} \right) \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{3,973} \left( \frac{1}{S_0} \right)^{1,589} (VFA)^{2,720} \quad (21)$$

Onde:

$N_f$  = Número de repetições de carga para atingir a ruptura por fadiga;

MF = Fator de modo;

$\varepsilon_t$  = Magnitude da carga de tração aplicada repetidamente ( $10^{-6}$  mm / mm);

$S_0$  = Rigidez à flexão inicial (MPa);

VFA = Vazios preenchidos com asfalto (%).

Esse modelo de fadiga, além de levar em conta as propriedades volumétricas da mistura, considera também a falha (dano) igual à taxa de 10% do total da área da pista, enquanto outros modelos propostos anteriormente a este, como é o caso do modelo desenvolvido pelo Guia de Projeto da AASHTO, consideram uma taxa de 50% (YU and ZOU, 2013). Assim, possibilita que a falha de fadiga seja confirmada antecipadamente, a fim de manter um valor menos elevado para a restauração do pavimento, o que resulta num regime de manutenção custo-eficaz que pode ser aplicado o mais rapidamente possível.

### 3.5.3 Fator de calibração laboratório/campo

A calibração dos modelos de previsão de desempenho para pavimentos é considerada como a fase empírica do método racional, sendo utilizada amplamente na pesquisa e cada vez mais presente na prática (FRANCO, 2007). Para que se tenha uma maior confiabilidade dos modelos laboratoriais de desempenho, seja frente à fadiga, deformação permanente, irregularidade, ou outros mecanismos de redução das capacidades funcionais e estruturais dos pavimentos, faz-se de suma importância à calibração com as condições reais de campo.

Specht (2004) cita alguns aspectos de campo que ficam subentendidos nos fatores de calibração: envelhecimento da mistura asfáltica, frequência de carregamento, condições

climáticas, velocidade de aplicação dos carregamentos, critério de ruptura, relação passagem cobertura, efeito dinâmico das cargas e as próprias deficiências teóricas do modelo. Estes fatores são indispensáveis para que se consiga uma melhor representatividade dos modelos propostos.

Para Paterson (1987) os melhores modelos de previsão de desempenho de pavimentos são aqueles desenvolvidos diretamente a partir de dados de campo, sistematicamente coletados e analisados. Estes dados de observação de pavimentos, somente experimentais, restringem o uso do modelo ao ambiente de avaliação.

Ensaio laboratoriais de fadiga, em especial à Tensão Controlada (TC), são mais severos que as condições de campo, subestimando o real desempenho dos materiais (PINTO, 1991; BALBO, 2010). Eis que surge a necessidade de calibrar estes ensaios com as condições de campo a partir de um fator de calibração. Estes multiplicadores, de acordo com Pinto (1991), são função do percentual de área trincada de campo, utilizados nos modelos laboratoriais com intuito de aproximá-los do real desempenho dos pavimentos.

Visando obter tal relação, laboratório/campo, notou-se a necessidade de um avanço acadêmico brasileiro que englobasse o acompanhamento de trechos monitorados e/ou experimentais. Os primeiros acompanhamentos de campo no país, de acordo com Franco (2007), foram realizados em trechos experimentais construídos por meio de uma parceria entre a COPPE (Instituto Alberto Luiza Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia) e o CENPES (Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo Américo Miguez de Mello). O estudo objetivou acumular dados de desempenho de trechos de pavimentos e verificar o comportamento ao envelhecimento de misturas asfálticas em serviço (MOTTA e LEITE, 2002). Foram analisados seis trechos, com idades diferentes de implantação e várias condições de clima e tráfego. O acompanhamento baseou-se em visitas periódicas aos trechos, coletas amostras extraídas *in situ*, medidas de avaliação superficial e medidas de avaliação estrutural com a Viga Benkelman. Os trechos analisados foram os seguintes:

- Rio – Orla, construído em novembro de 1991 com CAP 40, possui 400m de extensão e está localizado na Avenida Sernambetiba, no Recreio dos Bandeirantes no Rio de Janeiro. O trânsito médio é composto principalmente de ônibus urbanos e de turismo com cerca de 500 veículos comerciais por dia.
- Rodovia dos Bandeirantes – SP, construído em novembro de 1993 com CAP20 e possui uma extensão de 300m, apresentando um tráfego médio de 9000 veículos convencionais por dia.

- Dois trechos em Fortaleza na Avenida Washington Soares construídos em 1995. O primeiro com extensão de 400m utilizou ligante do tipo CAP30/45 e o segundo com extensão de 200m utilizou CAP50/60. O tráfego estimado em torno de 4350 veículos comerciais por dia.
- Rodovia União e Indústria, construído em abril de 1995, entre Matias Barbosa e Juiz de Fora. Foi utilizada na construção do trecho experimental uma mistura reciclada a quente com agente rejuvenescedor de óleo de xisto, com uma extensão de 180m e um tráfego em torno de 2500 veículos comerciais por dia.
- Rodovia BR-476/PR, construído em outubro de 1993, em São Mateus do Sul, com uma extensão de 800m e ligante obtido a partir de óleo de xisto.
- Trecho entre o acesso da ASBAC e o trevo do Presidente, próximo a Esplanada dos Ministérios em Brasília, e tem dois segmentos experimentais um com uma área de 22.300m<sup>2</sup> com um ligante do tipo CAP20 e o outro segmento com CAP20 modificado com 2% de asfaltita em uma área de 28.000m<sup>2</sup>.

Nos Estados Unidos uma grande pesquisa está sendo realizada por meio do programa LTPP (*Long Term Pavement Performance*) de instrumentação e acompanhamento de diversas seções de rodovias americanas (FRANCO, 2007). Este trabalho objetiva a determinação de um grande banco de dados com informações detalhadas sobre as propriedades e performance dos pavimentos, sobre o tráfego atuante, sobre as condições climáticas e demais informações relacionadas ao desempenho do pavimento.

Com tal importância, a utilização destes fatores de correlação, espalha-se no campo da pavimentação. Visando chegar a uma nova abordagem para a prática de dimensionamento de pavimentos, mais realista com as condições de tráfego e clima do Brasil, surgem atualmente várias pesquisas abrangendo o acompanhamento de trechos monitorados, denominada de Rede Temática da Petrobras. Onde, universidades como a Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Universidade de São Paulo (USP), Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE) e a Universidade Federal do Ceará (UFC), empenham-se fortemente neste âmbito da pesquisa. Desta forma, busca-se obter fatores de calibração laboratório/campo para cada região do país, de acordo com as peculiaridades de cada local, para formar um vasto banco de dados e fomentar um novo método de dimensionamento de pavimentos para o Brasil.

Preussler e Pinto (2010) recomendam a utilização de um fator laboratório/campo, representado pelos autores pela simbologia “ $f_0$ ”, na ordem de  $10^4$  para uma análise estrutural em termos de diferença de tensões ( $\Delta\sigma$ ) calculada na fibra inferior do revestimento, considerando no máximo 20% de área trincada; para os mesmos condicionantes anteriores, porém em termos de deformação específica de tração ( $\epsilon_t$ ), toma-se  $f_0 = 10^5$ . Balbo (2007) propôs os fatores de calibração apresentados na Tabela 3 para ocorrência de fadiga em diferentes tipos de material.

Tabela 3 – Possíveis fatores de calibração laboratório/campo

MATERIAL	FATORES DE CALIBRAÇÃO
	O Instituto do Asfalto (EUA) sugere um multiplicador de aproximadamente 20 vezes para a equação experimental de laboratório.
Concretos asfálticos	Estudos no Brasil (RODRIGUES, 1991), embora não documentados sistematicamente, indicam fatores multiplicativos na ordem de 1000 vezes. Estudos no Instituto de Pesquisas Rodoviárias (do extinto DNER), conduzidas por Salomão Pinto (1991), indicaram fatores de calibração Laboratório/Campo para misturas asfálticas convencionais típicas no Brasil de $10^4$ a $10^5$ .
Concreto de Cimento Portland	Em modelo para concreto calibrado no Brasil, comparando-se pista (10% de placas com fissuras) e resultados de laboratório, para um mesmo concreto, chegou-se a seguinte formulação: ( $N_{\text{campo}} = (RT)^{4,2} \times N_{\text{laboratório}}$ ) ; na qual RT é a relação entre a tensão aplicada e a tensão de ruptura em flexão do concreto.
Solo-cimento e brita graduada tratada com cimento	Sugere-se o emprego de fator redutor de cerca de 20 vezes a 50 vezes para projetos em que as relações entre tensões se encontram na zona de 0,5 e 0,6.

Fonte: Adaptado de Balbo (2007)

### 3.6 Hipótese de Palmgren-Miner

Diversos estudos mostram as propriedades intervenientes no fenômeno de fadiga dos materiais, limitados ao tipo de aplicação de carga, Tensão Constante ou Deformação Constante. Entretanto, cada carregamento atuante no pavimento provoca neste um dano, proporcional a sua carga e distribuição de tensões proposta pela configuração dos eixos (BALBO, 2007).

Miner (1945 apud BALBO, 2007), propôs inicialmente um conceito de dano cumulativo para explicar o comportamento à fadiga de materiais de engenharia. O autor, com o desenvolver de suas pesquisas sugeriu uma hipótese linear, surgia então a “Teoria do Dano Cumulativo Linear de Miner”. Esta teoria admite que a fração de dano a um nível de tensão  $\sigma_i$  é linearmente proporcional à relação entre o número de ciclos de funcionamento e o número de ciclos total que poderia levar ao colapso do material submetido a certo nível de tensão. Esta hipótese fora definida pela Equação 22:

$$D_i = \left( \frac{n_i}{N_i} \right) \quad (22)$$

Onde:

$D_i$  = Fração de dano a um nível de tensão  $\sigma_i$ ;

$n_i$  = Número de ciclos de funcionamento;

$N_i$  = Número total de ciclos para o colapso.

Seguindo esta teoria, o colapso por fadiga, ocorre quando a soma do dano para todos os níveis “i” de tensão possíveis atinge um certo valor crítico, que nesse caso é igual a 1. Assim, esse fato pode ser expresso pelas Equações 23 e 24:

$$D_1 + D_2 + \dots + D_i + \dots + D_n \geq 1 \quad (23)$$

Portanto:

$$n_1/N_1 + n_2/N_2 + \dots + n_i/N_i + \dots + n_n/N_n \geq 1 \quad (24)$$

Em campo, diferentemente das simulações de laboratório, o pavimento pode atingir a ruptura estrutural ou funcional, devido a fatores relacionados ao clima, às técnicas construtivas

e principalmente às passagens das cargas impostas pelo tráfego. Cada passagem de um eixo contribui com uma porcentagem da vida de serviço, por mais insignificante que seja, segundo critérios de ruptura pré-estabelecidos. Esta parcela é o que se pode chamar de dano unitário, resultado da passagem de cada veículo. Com o tempo, os danos unitários vão se acumulando e consumindo a vida de serviço do pavimento (FRANCO, 2007).

### 3.7 Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) é um parâmetro de grande relevância na determinação da rigidez dos materiais e necessário para determinação do Módulo de Resiliência e análise de sistemas de camadas elásticas (BALBO, 2007). O Poisson pode ser então calculado pela simples relação entre a deformação vertical imposta ao material pela deformação horizontal sofrida no corpo-de-prova, durante um ensaio de compressão uniaxial. Balbo (2007) propôs alguns valores típicos para o coeficiente de Poisson para alguns materiais comumente utilizados na pavimentação (Tabela 4).

Tabela 4 – Valores típicos de coeficiente de Poisson

Material	Faixa de variação do $\mu$
Concretos asfálticos	0,32 - 0,38
Concreto de cimento Portland	0,15 - 0,20
BGS, MH, BC	0,35 - 0,40
CCR, BGTC	0,15 - 0,20
SC, SMC	0,20 - 0,30
SCA	0,25 - 0,30
Solos arenosos	0,30 - 0,35
Areias compactadas	0,35 - 0,40
Solos finos	0,40 - 0,45

Fonte: Balbo, (2007).

Quando se refere a misturas asfálticas, a temperatura é um fator bastante influente no valor do coeficiente de Poisson, podendo este variar entre 0,15 e 0,50 de acordo com NCHRP

(2004 apud FRANCO, 2007). Para temperaturas mais baixas, o material fica mais rígido e temos valores menores deste, ocorrendo o contrário para temperaturas mais altas, quando os materiais asfálticos ficam mais suscetíveis à fluência de massa.

A British Standards DD213 (1993) propôs uma tabela que permite chegar a uma correlação entre a temperatura da capa asfáltica e o coeficiente de Poisson. Tal correlação é apresentada na Equação 25.

$$\mu = 0,5 \times \left(1 - e^{-0,0369 T}\right) \quad (25)$$

Onde:

$\mu$  = Coeficiente de Poisson, adm;

T = Temperatura, °C.



## 4. METODOLOGIA

### 4.1 Matriz experimental

A matriz experimental desta pesquisa contou com ensaios de RT, sendo 42 amostras ensaiadas, ensaios de MRt em uma frequência de carregamento, cada amostra ensaiada em duas direções, totalizando 21 amostras e ensaios de fadiga à tensão controlada, onde foram ensaiadas 100 amostras. Todos os ensaios foram realizados em três temperaturas de ensaio: 10, 25 e 35°C. A Tabela 5 apresenta a matriz dos experimentos realizados nesta pesquisa.

Tabela 5 – Matriz experimental da pesquisa

Temperatura de ensaio 10°C			
Ensaio / Mistura	RT	MRt	Fadiga à tração indireta (TC)
CACAMPO	NA	NA	NA
CALAB 50/70	6 amostras	3 amostras*	14 amostras
CALAB 60/85-E	6 amostras	3 amostras*	12 amostras
Temperatura de ensaio 25°C			
Ensaio / Mistura	RT	MRt	Fadiga à tração indireta (TC)
CACAMPO	6 amostras	3 amostras*	18 amostras
CALAB 50/70	6 amostras	3 amostras*	15 amostras
CALAB 60/85-E	6 amostras	3 amostras*	15 amostras
Temperatura de ensaio 35°C			
Ensaio / Mistura	RT	MRt	Fadiga à tração indireta (TC)
CACAMPO	NA	NA	NA
CALAB 50/70	6 amostras	3 amostras*	12 amostras
CALAB 60/85-E	6 amostras	3 amostras*	14 amostras

NA = Não avaliado

\* = Número de amostras ensaiadas em cada direção (0° e 90°)

## **4.2 Descrição do trecho monitorado**

O trecho descrito a seguir, faz parte, junto com outros dois trechos monitorados na cidade de Santa Maria/RS pelo Grupo de Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária (GEPPASV) da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), do projeto da Rede Temática da Petrobras. Esta pesquisa visa à determinação de um novo método de dimensionamento de pavimentos para o Brasil. O trecho monitorado neste estudo foi a Avenida Hέλvio Basso, localizada próxima a interseção das BR's 287 e 392 (Figura 29).



Figura 29 – Localização do Trecho monitorado: Avenida Hélvio Basso, Santa Maria-RS

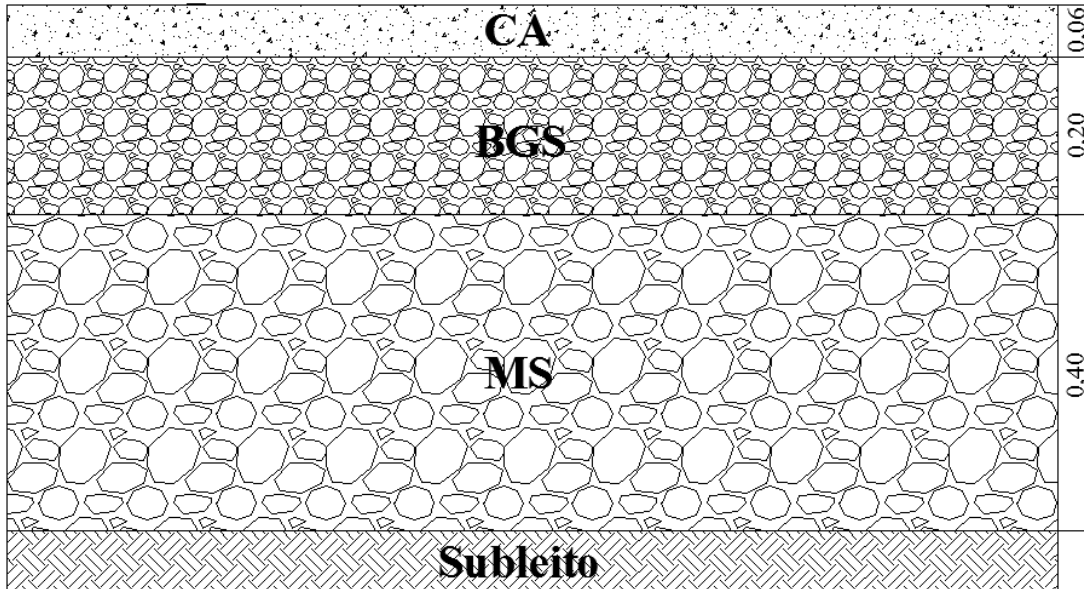
Fonte: Adaptado de *Google earth*

A avenida HÉlvio Basso tem grande importância para a cidade de Santa Maria, pois é responsável por uma importante ligação de bairros com expressiva densidade populacional a região central da cidade. A duplicação da avenida se deu em toda sua extensão, sendo aberta ao tráfego no dia 18 de Junho de 2013. O fluxo de veículos leves predomina sobre os comerciais (estimou-se, após contagem do tráfego realizada nos dias 01, 02 e 03 de Outubro de 2013 um  $N_{\text{anual}} = 5,38 \times 10^5$ , método USACE; VDM = 10.705; Ff = 6,34%; Fv = 2,93%; Fd = 70,71%).

Os 300m do trecho monitorado, somente a pista da direita, estão localizados no início da avenida, no sentido Bairro-Centro (Figura 30). A largura das faixas de rolamento é 3,20m, com acostamento de 1,00m em nível. Junto ao canteiro central está localizada uma ciclovia, nos dois sentidos do fluxo. O pavimento é constituído de uma camada de concreto asfáltico com espessura de 0,06m, camada de base composta por BGS com espessura de 0,20m e camada de sub-base com 0,40m de macadame seco assente diretamente ao subleito ( $\text{CBR}_{\text{subleito}} = 7\%$ ), a estrutura do pavimento é representada na Figura 31.



Figura 30 - Imagem do Trecho monitorado



CA = Concreto asfáltico  
 BGS = Brita graduada simples  
 MS = Macadame seco

Figura 31 – Estrutura do pavimento da Avenida Hélvio Basso

Uma vez que este trabalho visa estudar o processo de degradação por fadiga de misturas asfálticas, serão apresentados, com mais detalhes, apenas os materiais que constituem essa camada. O projeto da mistura asfáltica executada no trecho monitorado foi fornecido pela empresa executora Della Pasqua Engenharia e Construção LTDA. Trata-se de um concreto asfáltico, cujos dados referentes à caracterização e dosagem dos materiais são apresentados a seguir. A granulometria dos agregados utilizados na camada de concreto asfáltico e as curvas granulométricas estão apresentadas na Tabela 6 e na Figura 32, respectivamente.

Tabela 6 - Granulometria dos agregados; percentagem passante

Peneira	mm	Brita 3/4" (%)	Brita 3/8" (%)	Pó-de-pedra (%)
1"	25,4	100	100	100
3/4"	19,1	100	100	100
1/2"	12,7	32,4	100	100
3/8"	9,5	10,7	100	100
n 4	4,8	0,2	9,7	98,4
n 10	2	0,2	0,5	66,4
n 40	0,42	0,2	0,5	28,5
n 80	0,18	0,2	0,5	16,7
n 200	0,075	0,2	0,5	12,8

Fonte: Adaptado de Della Pasqua Engenharia e Construções LTDA

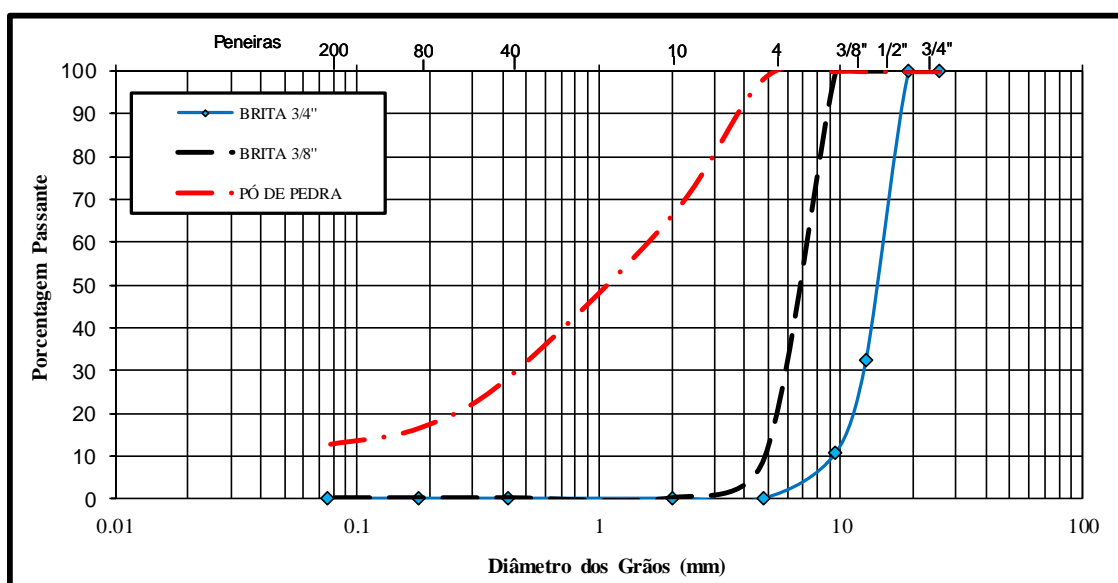


Figura 32 – Curvas granulométricas dos agregados

Fonte: Adaptado de Della Pasqua Engenharia e Construções LTDA

O projeto de composição granulométrica da mistura asfáltica foi realizado de acordo com a Faixa C - DNIT 031/2006-ES. As proporções do arranjo granulométrico são: 18% de Brita 3/4", 30% de Brita 3/8" e 52% de Pó-de-pedra. A granulometria e a curva granulométrica da mistura estão apresentadas na Tabela 7 e na Figura 33, respectivamente.

Tabela 7 – Composição granulométrica da mistura; percentagem passante

Peneira	mm	Brita 3/4" (18%)	Brita 3/8" (30%)	Pó-de-pedra(52%)	Mistura (100%)
1"	25,4	18,00	30,00	52,00	100,00
3/4"	19,1	18,00	30,00	52,00	100,00
1/2"	12,7	5,83	30,00	52,00	87,83
3/8"	9,5	1,93	30,00	52,00	83,93
n 4	4,8	0,04	2,91	51,17	54,11
n 10	2	0,04	0,15	34,53	34,71
n 40	0,42	0,04	0,15	14,82	15,01
n 80	0,18	0,04	0,15	8,68	8,87
n 200	0,075	0,04	0,15	6,66	6,84

Fonte: Adaptado de Della Pasqua Engenharia e Construções LTDA

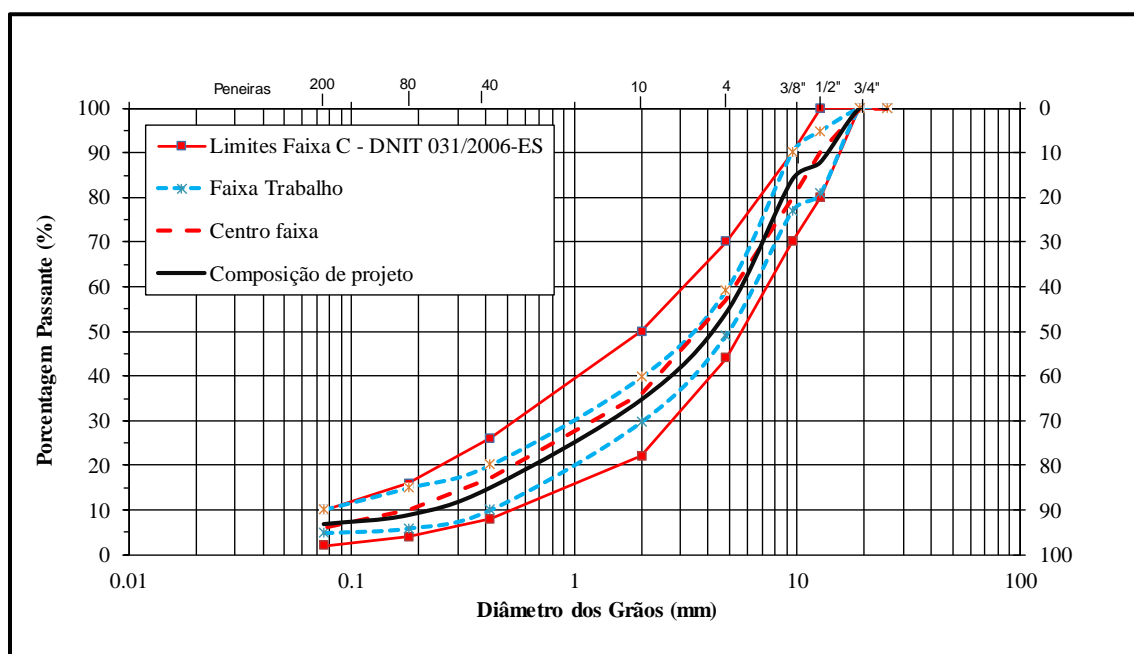


Figura 33 – Curva granulométrica da mistura

Fonte: Adaptado de Della Pasqua Engenharia e Construções LTDA

Foram repassados pela empresa executora do trecho monitorado os ensaios realizados para caracterização dos agregados e do ligante asfáltico (CAP 50/70). Estes encontram-se nas Tabelas 8 e 9, respectivamente.

Tabela 8 – Caracterização dos agregados

Propriedade	Método	Brita 3/4”	Brita 3/8”	Pó-de-pedra
AbSORÇÃO ponderada (%)	DNER 08/1998		2,01	
Adesividade	DNER-ME 078/1994		Insatisfatória*	
Equivalente de areia	DNER-ME 054/1997			60,60
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	ASTM C 127/2007	2,65	2,71	2,69
Perda à Abrasão LA(%)	NBR 465/94		26	

\*Faz-se necessária a utilização de 0,12% de Dope ao CAP 50/70

Fonte: Adaptado de Della Pasqua Engenharia e Construções LTDA

Tabela 9 - Caracterização do CAP 50/70

Ensaio	Norma	Unidade	CAP 50/70
Ponto de amolecimento	NBR 6560/2000	°C	50
Penetração a 25°, 100 g, 5 seg.	NBR 6576/1998	dmm	55
Viscosidade Brookfield a 135°	NBR 15184/2002	Pa.s	0,293
Viscosidade Brookfield a 155°	NBR 15184/2002	Pa.s	0,148
Viscosidade Brookfield a 177°	NBR 15184/2002	Pa.s	0,057
Ponto de Fulgor	NBR 11341/2004	°C	>236
Massa específica	NBR 6296/2004	g/cm <sup>3</sup>	1,008

Fonte: Adaptado de Della Pasqua Engenharia e Construções LTDA



A dosagem do concreto asfáltico foi realizada de acordo com a metodologia Marshall (DNER-ME 043/1995). O resumo dos resultados desta etapa é apresentado na Tabela 10.

Tabela 10 – Resumo dos resultados da dosagem Marshall

ENSAIO MARSHAL (DNER-ME 043/1995) Especificação de projeto	
Teor de CAP (%)	5,0
<i>Gmm</i> (adm)	2,361
V <sub>v</sub> (%)	4,21
VAM (%)	17,98
RBV (%)	76,46
Estabilidade (Kgf)	1462
Fluência (mm)	2,64

Fonte: Adaptado de Della Pasqua Engenharia e Construções LTDA

### 4.3 Controle Tecnológico

Visando conferir alguns aspectos referentes ao projeto de dosagem da mistura asfáltica do trecho monitorado, extraiu-se amostras do revestimento asfáltico para a conferência do grau de compactação, teor de ligante, granulometria e densidade máxima medida da mistura. Com o mesmo propósito, também foram realizados, ensaios de adesividade para conferir o teor necessário de incorporação de Dope e uma nova dosagem para a mistura de campo. Porém, esta será apresentada no item 4.5 da pesquisa.

#### 4.3.1 Grau de compactação

Fez-se questão de conferir o grau de compactação de campo para certificar-se quanto a volumetria da mistura asfáltica empregada. Esta determinação foi realizada de acordo com as recomendações da norma DNER-ME 043/1995, para obtenção da densidade aparente de campo utilizou-se o ensaio Rice (NBR 15619/2012); *Gmm* de campo média de 11 amostras = 2,238 e

$G_{mm}$  de projeto = 2,361. Desta forma, chegou-se ao grau de compactação de campo igual a 95%. O resultado encontrado não está de acordo com as especificações do DNIT 031/2006-ES.

#### 4.3.2 Extração de betume

De posse das amostras extraídas do trecho monitorado, foi realizado o ensaio de Extração de Betume pelo equipamento Rotarex (DNER-ME 053/1994), com intuito de certificar-se quanto ao teor de ligante do trecho monitorado. A Tabela 11 apresenta os resultados obtidos neste ensaio.

Tabela 11– Resultados dos ensaios de extração de ligante asfáltico

Amostra	Am 1	Am 2	Am 3
teor de asfalto (%)	5,6	6,0	6.2
<b>teor médio de asfalto (%)</b>	<b>5,9</b>		

Com base nos resultados, percebeu-se uma diferença entre o teor de ligante de campo e o preconizado em projeto (teor de projeto igual a 5,0%). Essa incoerência foge a tolerância da especificação do DNIT 031/2006-ES para esse tipo de mistura asfáltica que é de  $\pm 0,3\%$ .

#### 4.3.3 Granulometria

A verificação da granulometria (DNER-ME 083/1998) foi realizada após o ensaio de Extração de Betume, com lavagem dos agregados. A cada duas amostras ensaiadas no Rotarex fez-se uma determinação de granulometria, aproximadamente 1200g para cada amostra. A Tabela 12 e a Figura 34 apresentam os resultados deste ensaio, trazendo um comparativo com as frações de projeto.

Tabela 12 – Granulometria média da mistura asfáltica; percentagem passante

Peneira	mm	Mistura de projeto (%)	Mistura extração (%)
1"	25,4	100	100
3/4"	19,1	100	100
1/2"	12,7	87,8	94,3
3/8"	9,5	83,9	88,3
n 4	4,8	54,1	66,3
n 10	2	34,7	43,2
n 40	0,42	15,0	19,9
n 80	0,18	8,9	11,5
n 200	0,075	6,8	7,1

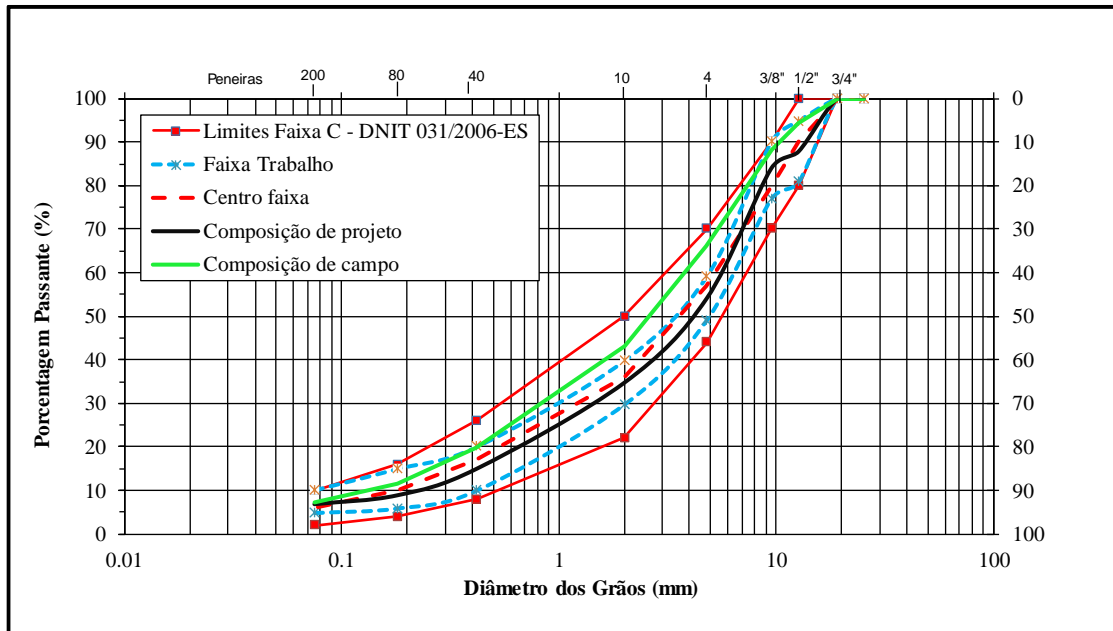


Figura 34 – Curvas granulométricas, de projeto e de campo após o ensaio de Extração de betume

Pode-se concluir que a composição granulométrica da mistura apresentou-se mais fina que à de projeto. Pequenas alterações na granulometria dos agregados são comuns quando se trabalha com grandes volumes destes materiais, a variabilidade dos maciços rochosos ou até mesmo uma pequena mudança no processo de britagem podem ser as causas destas incoerências. No entanto, existem limites de tolerância por peneira, adotados pelos órgãos nacionais, que neste caso, foram ultrapassados.

#### 4.3.4 Melhorador de adesividade

Para conferir a necessidade de inserção de produto melhorador de adesividade (Dope) foi realizado o ensaio de Adesividade a ligante betuminoso (Norma DNER-ME 078/1994). Foi testada também, a capacidade de aderência dos agregados frente ao ligante modificado (CAP 60/85-E). Tais resultados são apresentados nas Figuras 35 e 36, respectivamente para cada ligante utilizado.

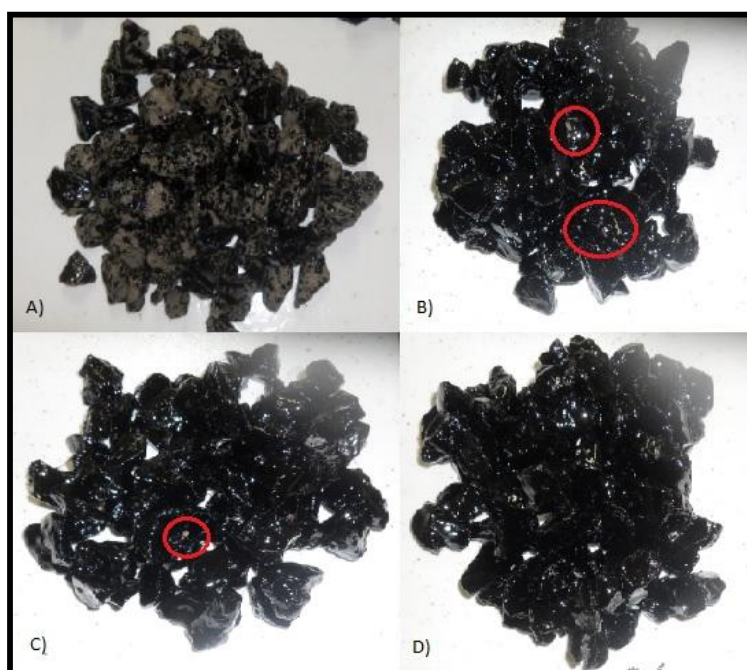


Figura 35 – CAP 50/70: A) Agregados sem Dope; B) Agregados com 0,04% de Dope;  
C) Agregados com 0,08% de Dope; D) Agregados com 0,12% de Dope.



Figura 36 – CAP 60/85-E: A) Agregados sem Dope; B) Agregados com 0,04% de Dope; C) Agregados com 0,08% de Dope; D) Agregados com 0,12% de Dope.

Constatou-se a necessidade de um teor mínimo de 0,12% de Dope adicionado em peso ao CAP 50/70, confirmando o teor determinado em projeto. Já para o CAP 60/85-E, não se fez necessária à utilização do aditivo melhorador de adesividade.

#### **4.4 Insumos utilizados na pesquisa**

O presente estudo faz uso de materiais comumente empregados em obras rodoviárias para a constituição de uma camada de revestimento de concreto asfáltico. Para as misturas preparadas em laboratório foram utilizados os mesmos materiais da camada de revestimento do trecho monitorado. Desta forma, foi reproduzida em laboratório a mistura asfáltica de campo. Também foi preparada uma mistura comparativa, com os mesmos agregados e faixa granulométrica, porém com ligante modificado por polímero.

#### 4.4.1 Agregados

Os materiais pétreos são provenientes do processo de britagem e foram fornecidos pela empresa Della Pasqua Engenharia e Construção LTDA. Foram utilizadas na pesquisa as seguintes frações de agregados: pedra 3/4", 3/8" e pó-de-pedra. A origem mineralógica dos agregados é vulcânica e estes são classificados como Riodacitos (BOEIRA, 2014), comuns aos derrames da região central do RS. A pedreira da empresa localiza-se na cidade de Itaara/RS (Figura 37).



Figura 37 – Localização da Pedreira Della Pasqua

Fonte: Adaptado de *Google earth*

Antes da coleta fora realizada a mistura e homogeneização de cada monte por uma unidade escavo-transportadora, com intuito de selecionar uma amostra mais representativa possível. As características granulométricas desses materiais encontram-se na Tabela 6 e na

Figura 32 do item 3.2.3 deste trabalho. Algumas propriedades dos agregados foram conferidas em laboratório e estão apresentadas na Tabela 13.

Tabela 13 – Propriedades dos agregados utilizados na pesquisa

Propriedade	Norma	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Pó-de-pedra
Abrasão L.A. (%)	DNER-ME 035/1998		11,82	
Absorção (%)	DNER-ME 081/1998	2,53	2,53	3,55
Absorção ponderada (%)	DNER-ME 081/1998		3,05	
Equivalente de areia (%)	DNER-ME 054/1997			85,44
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	ASTM C 127/2007	2,49	2,49	2,66
Índice de lamelaridade (%)	ASTM D 4791/2007		2,2	
Sanidade (%)	DNER-ME 089/1994		0,51	

Os agregados apresentaram-se em condições satisfatórias para uso em camada de revestimento asfáltico, satisfazendo as normativas preconizadas pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Nota-se uma diferença considerável na absorção dos agregados, sendo esta maior, em relação aos dados repassados pela empresa executora do projeto. Uma maior absorção dos agregados, conseqüentemente, implica em um maior consumo de ligante asfáltico.

#### 4.4.2 Ligantes Asfálticos

Esse material de característica cimentante possui grande relevância na perfeita união entre os agregados pétreos e nas propriedades da mistura como um todo. Nesta pesquisa, foram utilizados dois tipos de ligante asfáltico: CAP 50/70 e CAP 60/85-E, assim classificados pelos órgãos: Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis (ANP, 2005) e DNIT 129/2011-EM, respectivamente.

O CAP 50/70 tem sua origem na Refinaria de Petróleo Alberto Pasqualini (REFAP), situada na cidade de Canoas/RS e distribuído pela empresa Greca Asfaltos. O cimento asfáltico foi coletado em latas metálicas de 3,6l na usina de asfalto da empresa Della Pasqua, Itaara/RS,

no dia 24/08/2013. Este ligante asfáltico foi o mesmo utilizado na mistura aplicada no trecho monitorado.

O ligante CAP 60/85-E, é oriundo da Refinaria Presidente Getúlio Vargas (REPAR), localizada na cidade de Araucária/PR. A modificação e distribuição deste ligante são realizadas pela empresa Compasa Engenharia e Comércio. O cimento asfáltico foi coletado em latas com capacidade de 3,6l e 18l diretamente na usina de asfalto da empresa TRS/Concepa, Santo Antônio da Patrulha/RS, no dia 10/10/2013. Este ligante asfáltico, modificado por polímero do tipo SBS (eStireno-Butadieno-eStireno) no percentual de 4,5%  $\pm$  0,5, foi utilizado na pesquisa como parâmetro comparativo frente à mistura original de campo. A Tabela 14 apresenta os ensaios realizados em laboratório para caracterização dos dois ligantes.

Tabela 14 – Características dos ligantes utilizados na pesquisa

Propriedade	Norma	Unidade	CAP 50/70	CAP 60/85-E
Ponto de amolecimento	NBR 6560/2008	°C	51	74
Penetração a 25°, 100 g, 5 seg.	NBR 6576/2007	dmm	55	63
Viscosidade Brookfield a 135°	NBR 15184/2004	Pa.s	0,372	1,475
Viscosidade Brookfield a 150°	NBR 15184/2004	Pa.s	0,152	0,737
Viscosidade Brookfield a 177°	NBR 15184/2004	Pa.s	0,077	0,287
Ponto de Fulgor	NBR 11341/2008	°C	324	310
Retorno elástico, 25°	NBR 6293/2001	%	9,5	83,5
Massa específica	NBR 6296/2012	g/cm <sup>3</sup>	1,008	1,015

#### 4.4.3 Dope

Devido a resultados insatisfatórios de adesividade dos agregados pétreos ao ligante CAP 50/70 e com intuito de reproduzir as mesmas condições aplicadas em campo, fez-se necessário o emprego de um material melhorador dessa propriedade.



Tal percentagem fora conferida e certificada em laboratório por meio de dosagem deste material pelo ensaio de Adesividade (DNER-ME 078/1994), item 4.4.3 deste trabalho. O aditivo melhorador de performance utilizado foi o G-Bond, comercializado pela empresa Greca Asfaltos. O produto foi coletado em lata metálica com capacidade de 3,6l diretamente na usina de asfalto da empresa executora do trecho monitorado no dia 24/08/2013.

#### 4.4.4 Caracterização Avançada

Alguns ensaios de caracterização dos agregados foram realizados pelo Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo Américo Miguez de Mello (CENPES), no Rio de Janeiro, com intuito de melhor analisar as características dos materiais utilizados no trecho monitorado e da mistura CA<sub>LAB 50/70</sub>. Estas análises fazem parte da caracterização dos materiais preconizada pela Rede Temática da Petrobras, para o projeto de elaboração de um novo método de dimensionamento de pavimentos para o Brasil. Foram realizados, tanto para os agregados graúdos (material retido na peneira de 4,75mm) quanto para os agregados miúdos (material passante na peneira de 4,57mm), ensaios de determinação da angularidade, textura e da forma dos agregados por imagem, utilizando o AIMS (*Aggregate Image Measurement System*). Os resultados dos ensaios de caracterização pelo AIMS estão apresentados na Tabela 15, os valores de referência para cada ensaio são mostrados na Tabela 16.

Tabela 15 – Caracterização dos agregados pelo AIMS

Fração	Peneira (mm)	Forma 2D (apenas miúdos)				
		Média		Desvio Padrão		
Pó-de-pedra	2,36	8,2		1,71		
	1,18	8,51		1,77		
	0,6	7,73		1,64		
	0,3	8,17		1,88		
	0,15	8,37		2,76		
	0,075	8,92		2,39		
3/8	2,36	8,63		1,99		
Fração	Peneira (mm)	Angularidade				
		Média		Desvio Padrão		
Pó-de-pedra	2,36	3826		965,9		
	1,18	4006		903,2		
	0,6	3716,7		904,7		
	0,3	4063,1		1074		
	0,15	3726,2		1756,9		
	0,075	2774,3		1434,5		
3/8	4,75	2878,6		477,4		
	2,36	3606		788,6		
3/4	12,7	2809,2		626,3		
	9,5	2884		614,4		
	4,75	2938,8		519,4		
Fração	Peneira (mm)	Textura (apenas graúdos)				
		Média		Desvio Padrão		
3/8	4,75	356,7		50		
3/4	12,7	457,4		73,3		
	9,5	445,7		64,8		
	4,75	381		47,4		
Fração	Peneira (mm)	Esfericidade 3D (apenas graúdos)				
		Média		Desvio Padrão		
3/8	4,75	0,6		50		
3/4	12,7	0,68		73,3		
	9,5	0,63		64,8		
	4,75	0,63		47,4		
Fração	Peneira (mm)	Partículas chatas e alongadas (apenas graúdos), %				
		L/S > 1:1	L/S > 2:1	L/S > 3:1	L/S > 4:1	L/S > 5:1
3/8	4,75	100	94	68	28	10
3/4	12,7	100	77,8	17,8	2,2	0
	9,5	100	86	28	10	4
	4,75	100	84	34	10	0

Fonte: Relatório: Caracterização mecânica de misturas asfálticas aplicadas em trechos monitorados (CENPES, 2014).

Tabela 16 – Valores de referência dos resultados gerados pelo AIMS

Índice	Aplicação	Faixa	Significado dos valores	
			Mínimo	Máximo
Forma 2D	Agregados miúdos	0 - 20	Círculo perfeito	Totalmente irregular
Angularidade	Agregados miúdos e graúdos	1 - 10.000	Círculo perfeito	Muito angular
Textura	Agregados graúdos	0 - 1.000	Liso	Rugoso
Esfericidade 3D	Agregados graúdos	0 - 1	Não cúbico	Cúbico
Partículas chatas e alongadas	Agregados graúdos	%	-	-

Fonte: Adaptado do Relatório de Caracterização mecânica de misturas asfálticas aplicadas em trechos monitorados (CENPES, 2014).

Os resultados apontaram como características dos agregados as seguintes: Forma 2d próxima a um círculo perfeito; Angularidade próxima a um círculo perfeito; Textura próxima à lisa; Esfericidade 3D próxima à cúbica.

Foram realizados também, ensaios complementares para o CAP 50/70. Estes foram feitos no laboratório do CENPES, no Rio de Janeiro, com intuito de proporcionar uma melhor caracterização do ligante asfáltico. Os ensaios realizados são os seguintes:

- Envelhecimento de curto prazo em estufa de filme rotativo (RTFOT), (ASTM D 4402);
- DSR - Cisalhamento dinâmico a altas temperaturas (PG superior), (ASTM 7175);
- DSR - Fluência e relaxação sob carregamento em tensão múltipla (MSCR), (ASTM D 7405);
- DSR - Varredura linear de amplitude de deformação a 19° C (LAS/Fadiga), (AASHTO TP 101).

Na Tabela 17 estão apresentados os resultados dos ensaios de caracterização do ligante asfáltico, enquanto que na Figura 38 pode ser visualizada a curva de fadiga obtida a 19° C, a partir da modelagem S-VECD dos dados do ensaio LAS.

Tabela 17 – Caracterização dos ligantes asfálticos

Classificação Superpave (alta temperatura) - AASTHO MP 19				
$ G^* /sen\delta$ @ PG virgem, kPa	$ G^* /sen\delta$ @ PG RTFOT, kPa	Jnr 3.2 @ PG, kPa <sup>-1</sup>	Jnr diff @ PG, %	PG
2,663	4,811	2,101	7,448	58 S
Varredura linear da amplitude de deformação a 19°C - LAS (fadiga)				
af, mm	Cf	Nf (simulado S-VECD), ciclos		
		Y = 1,25%	Y = 2,50%	Y = 5,00%
0,91	0,451	150.829	18.609	2.296

Fonte: Adaptado do Relatório de Caracterização mecânica de misturas asfálticas aplicadas em trechos monitorados (CENPES, 2014).

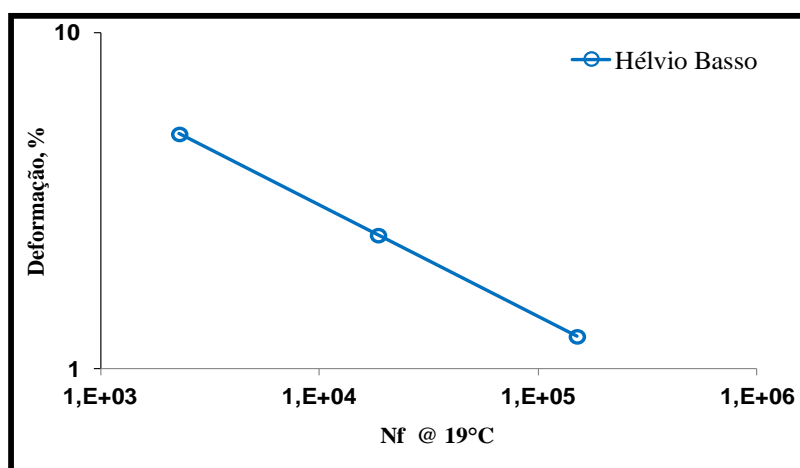


Figura 38 - Curva de fadiga do ligante asfáltico a 19°C, obtida a partir da modelagem S-VECD dos dados do LAS

Fonte: Adaptado do Relatório de Caracterização mecânica de misturas asfálticas aplicadas em trechos monitorados (CENPES, 2014).

A metodologia SUPERPAVE apresenta suas especificações para os ligantes asfálticos baseado na rigidez do asfalto virgem e envelhecido e nas propriedades visco-elásticas que são influenciadas pela temperatura e pelo tempo de carregamento. A classificação do cimento asfáltico, denominada Grau de Desempenho (*Performance Grade* – PG), é feita de acordo com as condições climáticas (temperatura máxima e mínima do pavimento), a confiabilidade dos

dados e o tipo de solicitação de tráfego (velocidade e volume) a que o pavimento vai ser submetido. A partir da classificação atribuída ao CAP 50/70, como PG 58 S, fica garantido nessa especificação, uma estabilidade a temperaturas elevadas até 58°C (grau a alta temperatura) para este ligante asfáltico. A letra “S” refere-se ao parâmetro de tráfego, esta terminologia significa *Standard*, referente a um tráfego entre a 0,3 e  $3 \times 10^6$  solicitações a uma velocidade média maior que 70 km/h (VIVONI, 2014). Classificação esta, também encontrada por Cunha *et al.* (2009) em estudo que propôs uma atualização para os PG's dos ligantes asfálticos brasileiros, para cada estado do Brasil.

O ensaio de varredura de amplitude linear foi proposto por Johnson (2010) como um ensaio acelerado de fadiga para ligantes asfálticos. O LAS é conduzido no reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR) e pode ser realizado nas amostras envelhecidas a curto e/ou longo prazo. A amostra é testada utilizando a geometria de placas paralelas de 8mm de diâmetro com distância de 2mm entre placas. O ensaio é dividido em duas etapas: (1) uma varredura de frequência entre 0,1 e 30Hz é realizada para determinar as propriedades reológicas na região de viscoelasticidade linear utilizando a amplitude de deformação de 0,1% e (2) uma varredura de amplitude de deformação entre 0,1 e 30% é realizada a uma frequência fixa de 10Hz. A sequência de carregamento consiste em intervalos de 10s a uma amplitude de deformação constante, sendo cada intervalo seguido por outro intervalo com uma amplitude de deformação maior. Pode-se constatar neste ensaio que, para níveis baixos de deformação, o aumento de rigidez provocado pelo envelhecimento a curto prazo é benéfico à resistência à fadiga, pois proporciona aumento de  $N_f$ . Por outro lado, para níveis altos de deformação, o aumento de rigidez provocado pelo envelhecimento a curto prazo torna-se prejudicial, já que o  $N_f$  diminui.

Alguns ensaios complementares foram realizados apenas com a mistura CA<sub>LAB 50/70</sub>. Os corpos de prova (CP) foram reproduzidos utilizando-se os dados de projeto e moldados conforme a Metodologia Superpave. Observa-se que, para a determinação da porcentagem de vazios, utilizou-se a massa específica máxima ( $G_{mm}$ ) determinada no CENPES. Segue, relação dos ensaios e, na Tabela 18, são apresentadas as principais informações utilizadas para a preparação das amostras.

- Determinação do módulo dinâmico nas temperaturas de 20°C, nas frequências de 25, 10, 5, 1, 0,5 e 0,1Hz – AASTHO T 342.
- Determinação do *Flow Number* não-confinado, a 60°C e 204KPa – AASTHO TP 79.

- Ensaios uniaxiais cíclicos de fadiga S-VECD (*Simplified Viscoelastic Continuum Damage*) – metodologia CENPES (Nascimento *et al.* 2014).

Tabela 18 – Identificação da mistura asfáltica

Teor de ligante, %	Gmm CENPES	Porcentagem de vazios alvo para os CPs, %
6,9	2,344	Módulo dinâmico: $5,5 \pm 0,5$
		Flow Number: $7 \pm 0,5$
		Fadiga S-VECD: $5 \pm 0,5$

Fonte: Adaptado do Relatório de Caracterização mecânica de misturas asfálticas aplicadas em trechos monitorados (CENPES, 2014).

Os resultados dos ensaios de módulo dinâmico estão apresentados na forma de curva mestra, na temperatura de referência de 20°C, cujos modelos sigmoideal para  $|E^*|$  e polinomial para os *shift factors* (superposição t-T) estão na forma das Equações 26 e 27, respectivamente.

$$\log |E^*| = a + \frac{b}{1 + \frac{1}{e^{d+g \cdot \log(f_r)}}} \quad (26)$$

$$\log(a_T) = a_1 T^2 + a_2 T + a_3 \quad (27)$$

Onde:

a, b, d, g,  $a_1$ ,  $a_2$  e  $a_3$  são as constantes obtidas no ajuste, sendo  $f_r$  a frequência reduzida.

Na Tabela 19 são apresentados os coeficientes para as misturas, obtidos de acordo com as Equações 26 e 27. Nas Figuras 39 e 40, podem ser visualizadas as curvas mestras nas escalas semi-log e log-log, respectivamente.

Tabela 19 - Coeficientes ajustados para as curvas mestras das misturas asfálticas: modelo sigmoidal e fatores de deslocamento (*shift factors*)

Modelo sigmoidal ( $ E^* $ em MPa)				Fatores de deslocamento (temperatura em ° C)		
a	b	d	g	a1	a2	a3
0,95	3,4	1,26	0,6	0,00062	-0,163	3,019

Fonte: Adaptado do Relatório de Caracterização mecânica de misturas asfálticas aplicadas em trechos monitorados (CENPES, 2014).

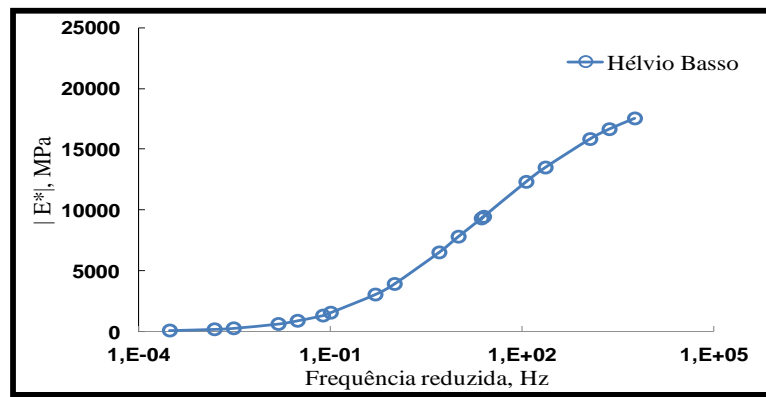


Figura 39 - Curva mestra de módulo dinâmico das misturas na escala semi-log, a 20° C

Fonte: Adaptado do Relatório de Caracterização mecânica de misturas asfálticas aplicadas em trechos monitorados (CENPES, 2014).

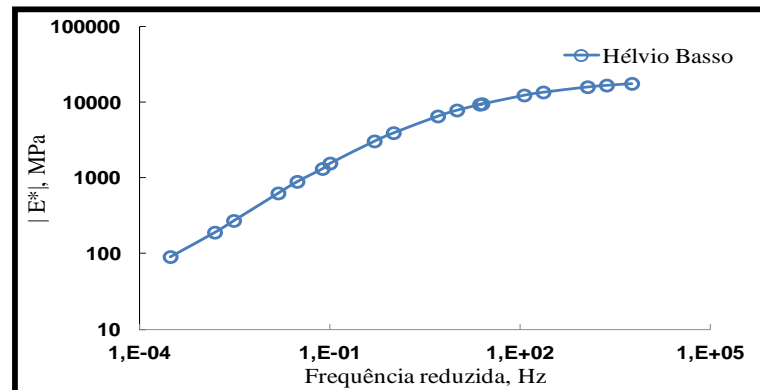


Figura 40 - Curva mestra de módulo dinâmico das misturas na escala log-log, a 20° C

Fonte: Adaptado do Relatório de Caracterização mecânica de misturas asfálticas aplicadas em trechos monitorados (CENPES, 2014).

O ensaio de módulo dinâmico, ou módulo complexo, consiste da aplicação de um carregamento senoidal, sendo a deformação do corpo de prova obtida ao longo do ensaio. O procedimento é repetido para diferentes temperaturas e frequências de carregamento com o intuito de se construir uma curva mestra que incorpore os efeitos dessas duas variáveis. A relação entre as amplitudes de tensão e deformação define o valor absoluto do módulo complexo, definido como módulo dinâmico. Para materiais elásticos, os picos de tensão e deformação coincidem no mesmo instante de tempo. Para os materiais asfálticos, entretanto, a deformação é defasada de um certo tempo devido ao seu comportamento viscoelástico. Essa defasagem é denominada de ângulo fase,  $\delta$ . Logo, conclui-se que, para materiais elásticos,  $\delta = 0^\circ$ ; para materiais puramente viscosos,  $\delta = 90^\circ$  (BERNUCCI *et al.*, 2006). Com base nos resultados apresentados pelo Relatório do CENPES percebeu-se a grande influência da frequência de aplicação dos carregamentos na determinação do módulo dinâmico, sendo este crescente a medida que aumentam-se as frequências de aplicação do carregamento.

Os resultados dos ensaios de *Flow Number* estão apresentados na Tabela 20. O modelo analítico de deformação permanente utilizado para o cálculo do *Flow Number* foi o *Francken Model*, expresso pela Equação 28, cujos coeficientes também estão mostrados na Tabela 20.

$$\varepsilon_p = AN^B + C.(e^{D.N} - 1) \quad (28)$$

Onde:

*A*, *B*, *C* e *D* são as constantes obtidas no ajuste e *N* o ciclo atual.

Tabela 20 - Resultados dos ensaios de *Flow Number* na mistura CA<sub>LAB 50/70</sub>

Amostra	Coeficientes do modelo de Francken				Flow Number @60° e 204kPa, ciclos
	A	B	C	D	
CP1	870,84	0,52	20,59	0,01507	196
CP2	991,94	0,58	528,18	0,01145	119
Média					158

Fonte: Adaptado do Relatório de Caracterização mecânica de misturas asfálticas aplicadas em trechos monitorados (CENPES, 2014).



O *Flow Number* é o parâmetro oriundo do ensaio uniaxial de carga repetida que melhor se relaciona com a deformação permanente. No ensaio uniaxial de carga repetida a mistura asfáltica é submetida a um carregamento cíclico de compressão e a deformação permanente acumulada é obtida em função do número de ciclos. A carga é aplicada durante 0,1s seguida por um repouso de 0,9s. O tempo máximo de ensaio é de 3 horas. Os resultados deste ensaio são apresentados em termos da deformação permanente acumulada versus número de ciclos de carga. Similarmente ao ensaio de *Creep* (uniaxial estático), a deformação permanente acumulada ( $\epsilon_p$ ) pode ser dividida em três zonas: primária, secundária e terciária. No entanto, o número de ciclos onde começa o estágio terciário (cisalhamento com volume constante) é referido como *Flow Number* (NASCIMENTO, 2008). A partir dos resultados obtidos no Relatório do CENPES evidencia-se uma dispersão considerável dos resultados das duas amostras analisadas e uma resistência média ao cisalhamento da mistura igual a 158 ciclos. Os resultados dos ensaios de dano por fadiga estão apresentados na Tabela 21. As Equações 29, 30 e 31 expressam os modelos utilizados para a curva característica de dano (*C* vs. *S*), para o critério de ruptura baseado em pseudo-energia liberada e para a desempenho à fadiga (modelo do *Asphalt Institute* adaptado), respectivamente.

$$C(S) = 1 - C_{11} \cdot S^{C_{12}} \quad (29)$$

$$G^R = Y(N_f)^\Delta \quad (30)$$

$$Nf = K_1 \left( \frac{1}{\epsilon_t} \right)^{K_2} (|E^*|) \quad (31)$$

Onde:

$C_{11}$ ,  $C_{12}$ ,  $Y$ ,  $\Delta$ ,  $K_1$  e  $K_2$  são as constantes determinadas para cada mistura asfáltica, sendo  $S$  a variável de estado de dano,  $N_f$  o número de ciclos na ruptura (localização de trincas),  $\epsilon_t$  a deformação de tração e  $|E^*|$  o módulo dinâmico em MPa.

Tabela 21 - Resultados dos ensaios de dano por fadiga da mistura CA<sub>LAB 50/70</sub>

C vs. S		G <sub>R</sub>		Nf		
C <sub>11</sub>	C <sub>12</sub>	Y	Δ	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>
1,41E-03	0,543	15151428	-1,409	0,824	5,32	-3,66

Fonte: Adaptado do Relatório de Caracterização mecânica de misturas asfálticas aplicadas em trechos monitorados (CENPES, 2014)

Nas Figuras 41, 42 e 43 são apresentadas as curvas características de dano e as vidas de fadiga a 15°C, 20°C e 25°C, respectivamente, da mistura asfáltica.

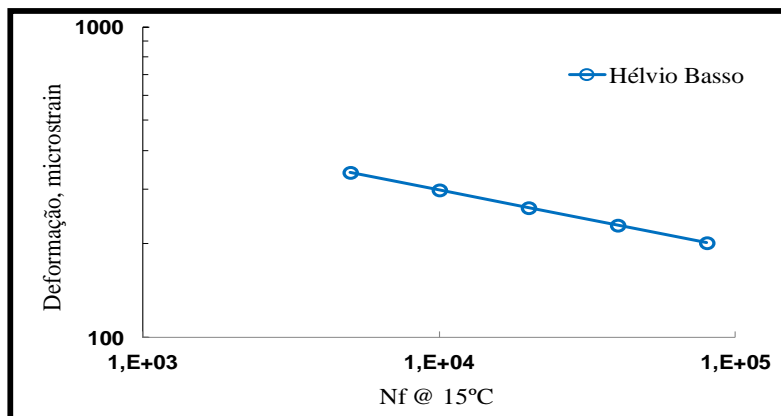


Figura 41 – Desempenho à fadiga da mistura asfáltica  $CA_{LAB\ 50/70}$ , simulada com o modelo S-VECD, a 15° C e 10 Hz

Fonte: Adaptado do Relatório de Caracterização mecânica de misturas asfálticas aplicadas em trechos monitorados (CENPES, 2014).

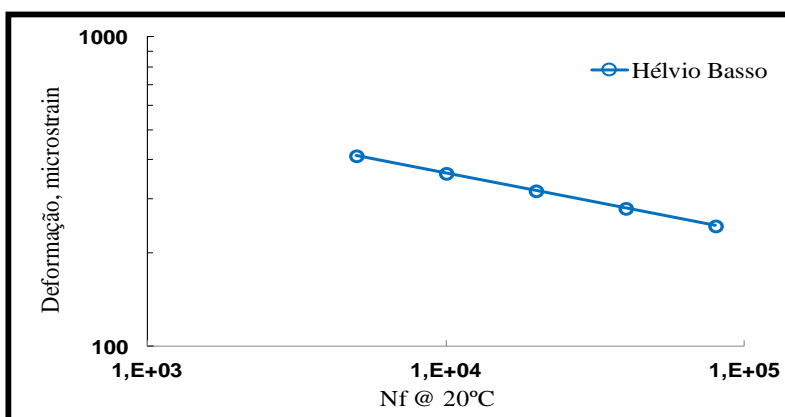


Figura 42 – Desempenho à fadiga da mistura asfáltica  $CA_{LAB\ 50/70}$ , simulada com o modelo S-VECD, a 20° C e 10 Hz

Fonte: Adaptado do Relatório de Caracterização mecânica de misturas asfálticas aplicadas em trechos monitorados (CENPES, 2014).

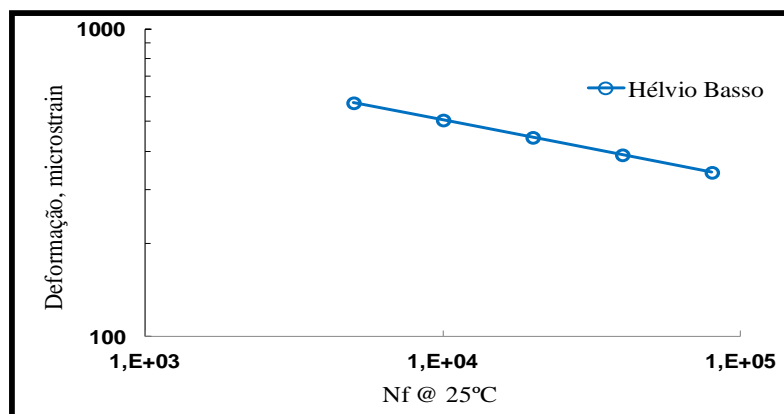


Figura 43 – Desempenho à fadiga da mistura asfáltica CA<sub>LAB 50/70</sub>, simulada com o modelo S-VECD, a 25°C e 10 Hz

Fonte: Adaptado do Relatório de Caracterização mecânica de misturas asfálticas aplicadas em trechos monitorados (CENPES, 2014).

A mecânica do dano contínuo, conhecida internacionalmente como *Viscoelastic Continuum Damage* (VECD), utiliza propriedades fundamentais das misturas asfálticas para efetivamente caracterizar seu comportamento através de um programa experimental simplificado. O modelo VECD começou a ser aplicado predominantemente em ensaios de tração direta monotônicos. Tais ensaios são executados com taxa de deformação constante do atuador, chegando a cargas de ruptura muito elevadas. Além disso, havia necessidade de obter um critério de ruptura para as análises. Desta forma, houve uma migração para ensaios de tração direta cíclicos e alguns trabalhos foram feitos visando à caracterização de misturas segundo a mecânica do dano contínuo a partir deste tipo de teste (NASCIMENTO *et al.*, 2014). Contudo, Underwood *and* Kim (2009), propuseram uma abordagem simplificada rigorosamente acurada do modelo VECD para a caracterização a partir de ensaios cíclicos, corrigindo as deficiências dos outros modelos, chamando este método, então, de *Simplified VECD* (S-VECD). Uma das principais vantagens do modelo S-VECD, de acordo com Nascimento *et al.* (2014) é a obtenção de propriedades de dano das misturas que independem das condições de ensaio, tais como temperatura, amplitude, modo de controle (tensão ou deformação), entre outras. Tal fato permite que, a partir de testes numa dada condição, seja obtido o comportamento dos materiais em diversas outras condições diferentes daquela utilizada nos ensaios, reduzindo o trabalho experimental de caracterização. Essa propriedade do modelo pode ser utilizada de várias formas, porém duas delas vale destacar: (i) Para a obtenção de curvas de fadiga em diferentes condições daquela ensaiada, e (ii) Para analisar pavimentos utilizando a mecânica do dano

contínuo viscoelástico. Com base nos resultados apresentados no Relatório do Cenpes (2014), ficou evidente o aumento da deformação das amostras à medida que aumenta a temperatura de ensaio, para a frequência de 10Hz. A partir das Figuras 41, 42 e 43, percebe-se que a resistência ao dano por fadiga varia muito conforme a temperatura de ensaio. Por exemplo, a 15°C a deformação equivalente a  $1,0E^4$  ciclos da mistura CA<sub>LAB 50/70</sub> é de aproximadamente 200 *microstrains*, enquanto que para o mesmo  $N_f$ , a temperatura de 25°C, a mistura suporta uma deformação próxima a 400 *microstrains*, ou seja, tem a mesma vida de fadiga com quase o dobro do carregamento. Resultados semelhantes à estes também foram encontrados por Nascimento (2014), para CAP 50/70 nas mesmas condições de frequência e temperatura.

#### 4.5 Misturas asfálticas para ensaios

Visando reproduzir fielmente a mistura asfáltica de campo, separou-se os agregados por peneira, de acordo com a faixa granulométrica utilizada no projeto de concepção do trecho. Após este processo de separação, os materiais pétreos foram lavados e acondicionados em sacos plásticos a fim de mantê-los isentos de poeira.

Foram reproduzidas em laboratório 3 misturas asfálticas, todas com a mesma constituição granulométrica de campo. Preparou-se duas misturas asfálticas com o CAP 50/70 (teor de campo e teor obtido em dosagem de laboratório) e uma com o CAP 60/85-E. As dosagens foram realizadas de acordo com a metodologia de dosagem Marshall (DNER-ME 043/1995).

Esta metodologia visa determinar o teor de ligante necessário a obtenção de um volume de vazios (Vv) pré-determinado, em virtude do tipo de mistura asfáltica a ser realizada. Desta forma, são preparados corpos-de-prova com diferentes teores de ligante e conferidos os seus volumes de vazios e outros parâmetros determinantes em uma mistura asfáltica.

Após a mistura das amostras, agregados e ligante asfáltico, estas foram submetidas por 2 horas a temperatura de compactação, em estufa, para simular o envelhecimento da massa durante o seu transporte. A compactação das amostras foi realizada pelo soquete Marshall.

Posterior ao esfriamento e desmoldagem dos corpos-de-prova foram retiradas as dimensões (diâmetro e altura) e determinadas às massas secas e submersas. Com estes valores foi possível determinar a massa específica aparente ( $G_{mb}$ ) das amostras, que por comparação

com a massa específica máxima teórica (DMT) ou massa específica máxima medida (*Gmm*), permitiu obter as relações volumétricas típicas da dosagem.

Após a retirada das medidas volumétricas, os corpos-de-prova foram submetidos à banho-maria a 60°C pelo período de 30 a 40 minutos para determinação dos parâmetros mecânicos de estabilidade e fluência. De posse de todos os valores dos parâmetros volumétricos e mecânicos foram plotadas seis curvas em função do teor de asfalto, usadas na definição do teor de projeto.

#### 4.5.1 Mistura de campo

Essa mistura, intitulada como  $CA_{CAMPO}$  para fins de distinção, consiste na reprodução idêntica àquela que foi aplicada em campo, mesma composição granulométrica e teor de ligante. Para esta, foi adotado o teor de ligante igual a 5,9%, determinado nos ensaios de Extração de Betume pelo equipamento Rotarex.

#### 4.5.2 Mistura de laboratório CAP 50/70

Esta dosagem fora realizada com intuito de conferir o teor ótimo de ligante e os parâmetros volumétricos da mistura asfáltica que foi empregue em campo quando reproduzida em laboratório. O resumo dos resultados desta dosagem estão apresentados na Figura 44 e na Tabela 22, respectivamente.

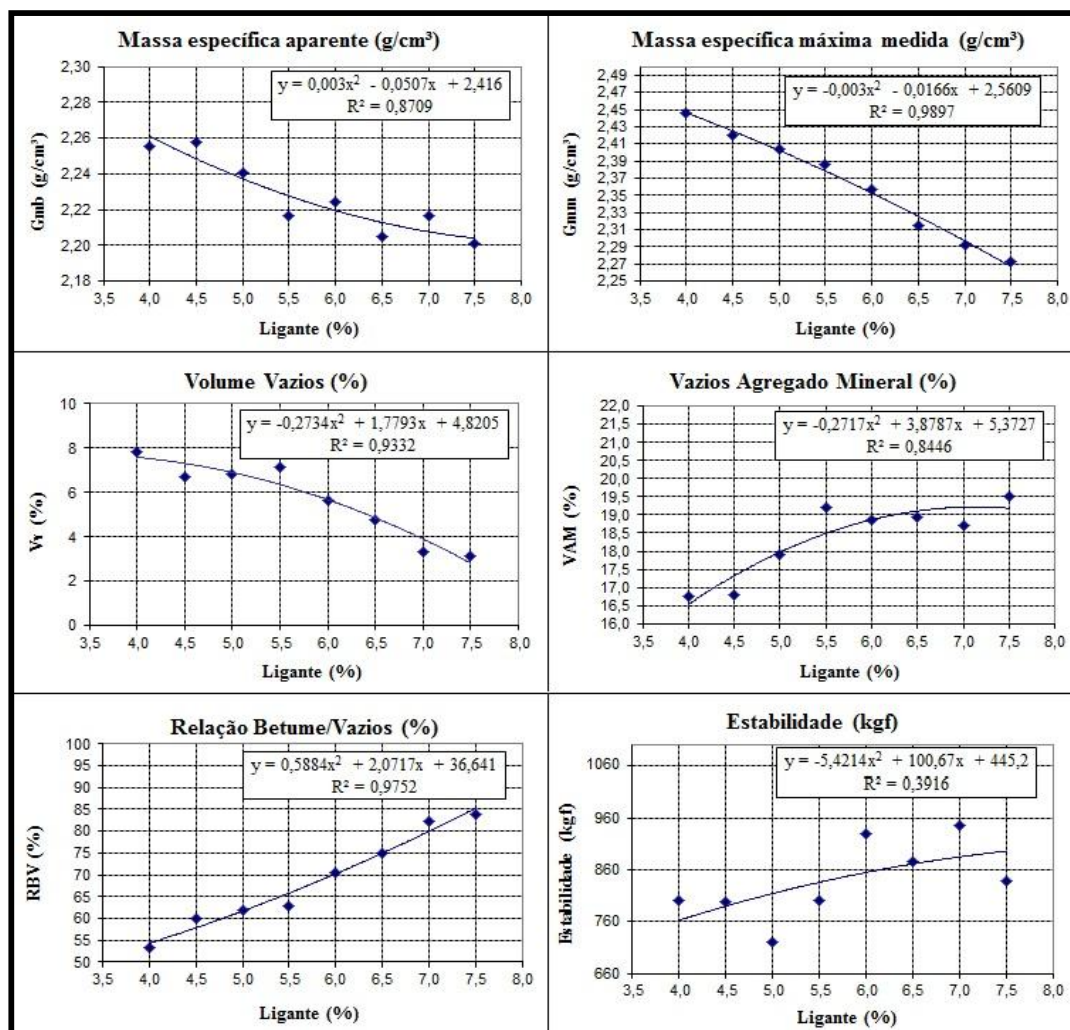


Figura 44 – Curvas resultantes da dosagem pela Metodologia Marshall, CAP 50/70

Tabela 22 – Resultados da dosagem Marshall, CAP 50/70

Teor de asfalto, %	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5
<i>Gmb</i> , g/cm <sup>3</sup>	2,26	2,26	2,24	2,22	2,22	2,21	2,22	2,20
<i>Gmm</i> , g/cm <sup>3</sup>	2,45	2,42	2,40	2,39	2,36	2,31	2,29	2,27
Vv, %	7,8	6,7	6,8	7,1	5,6	4,7	3,3	3,1
VAM, %	17	17	18	19	19	19	19	20
RBV, %	53	60	62	63	70	75	82	84
Proporção filler/betume, adm.	1,71	1,52	1,37	1,24	1,14	1,05	0,98	0,91
Estabilidade, Kgf (75 golpes)	799	798	719	799	928	875	947	837
Fluência, mm	4,4	3,6	5,2	4,4	5,6	5,2	4	4,8
<b>Teor de projeto, %</b>	<b>6,9</b>							

Com base nos resultados obtidos, foi determinado o teor de projeto para a mistura asfáltica, preconizando um volume de vazios ( $V_v$ ) igual a 4%. Chegou-se ao teor de ligante de projeto igual a 6,9% (Teor efetivo de ligante = 6,5%;  $G_{mb} = 2,21\text{g/cm}^3$ ;  $G_{mm} = 2,30\text{g/cm}^3$ ;  $V_v = 4,08\%$ ; VAM = 19%; RBV = 79%; Proporção fíler/betume = 0,99; Estabilidade = 882Kgf; Fluência = 4,8mm). Devido a diferença entre os teores de campo (5,9%) e de dosagem em laboratório (6,9%), reproduziu-se outra mistura asfáltica com o CAP 50/70. Esta foi intitulada  $CA_{LAB\ 50/70}$ , e levou 6,9% de ligante asfáltico. O elevado teor de ligante encontrado para essa mistura, acredita-se que seja decorrente da grande absorção ponderada dos agregados.

#### 4.5.3 Mistura de laboratório CAP 60/85-E

Visando estabelecer um comparativo entre diferentes misturas asfálticas frente o desempenho de laboratório à fadiga, preparou-se uma terceira mistura, com ligante asfáltico modificado por polímero. Esta mistura foi intitulada  $CA_{LAB\ 60/85-E}$ . Os resultados da dosagem para o CAP 60/85-E são apresentados na Figura 45 e na Tabela 23.

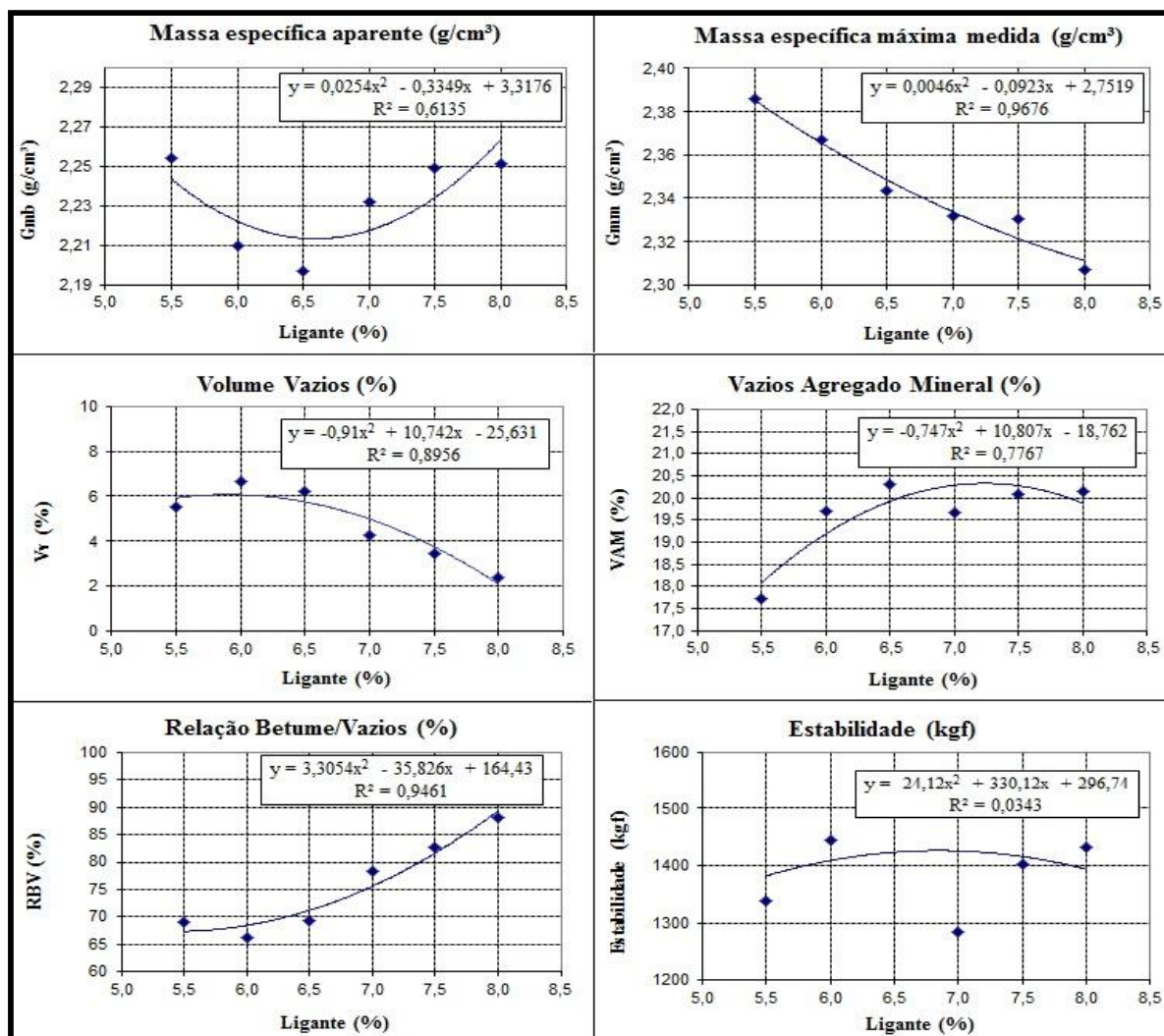


Figura 45 - Curvas resultantes da dosagem pela Metodologia Marshall, CAP 60/85-E

Tabela 23 - Resultados da dosagem Marshall, CAP 60/85-E

Teor de asfalto, %	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0
$Gmb$ , $g/cm^3$	2,25	2,21	2,20	2,23	2,25	2,25
$Gmm$ , $g/cm^3$	2,38	2,36	2,31	2,29	2,27	2,24
Vv, %	5,5	6,6	6,2	4,3	3,5	2,4
VAM, %	18	20	20	20	20	20
RBV, %	69	66	69	78	83	88
Proporção filer/betume, adm.	1,24	1,14	1,05	0,98	0,91	0,85
Estabilidade, Kgf (75 golpes)	1.338	1.444	1.550	1.285	1.402	1.432
Fluência, mm	9,9	6,4	6,4	7,1	8,7	10,2
<b>Teor de projeto, %</b>						<b>7,4</b>



Para a mistura  $CA_{LAB\ 60/85-E}$  chegou-se ao teor de ligante de projeto igual a 7,4% (Teor efetivo de ligante = 7,1%;  $G_{mb} = 2,23\text{g/cm}^3$ ;  $G_{mm} = 2,32\text{g/cm}^3$ ;  $V_v = 4,03\%$ ;  $V_{AM} = 20\%$ ;  $RBV = 80\%$ ; Proporção fíler/betume = 0,92; Estabilidade = 1419Kgf; Fluência = 7,8mm).

#### 4.5.4 Preparação das amostras

As amostras foram preparadas no Laboratório de Materiais de Construção Civil da UFSM (LMCC) com o apoio do Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária (GEPPASV), de acordo com a Metodologia Marshall. Para as misturas  $CA_{LAB\ 50/70}$  e  $CA_{LAB\ 60/85-E}$  foram preparadas 75 amostras para cada mistura, sendo realizadas em 3 lotes de 20cps cada e 1 lote com 15cps. Os lotes foram realizados em dias diferentes, 1 por dia e o modo de mistura dos agregados com o ligante asfáltico foi manual. Para a mistura  $CA_{CAMPO}$  preparou-se apenas 35 amostras, em dois lotes, de 20 e 15 amostras cada. A menor quantidade de amostras para esta mistura deve-se ao fato que foram realizados ensaios de RT, MRt e desempenho à fadiga, apenas para a temperatura de 25°C. Após misturadas, as amostras foram condicionadas pelo período de 2h à temperatura de compactação e depois compactadas. Esse critério faz parte da metodologia de dosagem SUPERPAVE, como forma de prever melhor o desempenho. A Figura 46 apresenta as imagens da preparação das amostras.



Figura 46 – Preparação das amostras

Com intuito de conferir o volume de vazios das amostras preparadas, foram retiradas, aleatoriamente, uma amostra de cada lote compactado. Os resultados para cada mistura preparada estão expressos na Tabela 24.

Tabela 24 – Resultados da conferência do Vv das misturas, *Gmm* de laboratório

Amostra	CACAMPO		CALAB 50/70			CALAB 60/85-E		
	CP 1	CP 25	CP 5	CP 30	CP 60	CP 6	CP 31	CP 61
Vv, %	6,35	6,41	3,86	3,97	3,91	4,27	3,98	4,19
Vvmédio, %	<b>6,4</b>		<b>3,9</b>			<b>4,1</b>		

Os resultados obtidos para as misturas preparadas em laboratório seguem o quesito preconizado nas dosagens, ou seja, apresentaram um volume de vazios muito próximo do estipulado em projeto ( $V_v = 4\%$ ) e portanto estão condizentes com o projeto de dosagem. Já a mistura  $CA_{CAMPO}$  apresentou um teor de vazios acima do recomendado. De acordo DNIT 031/2006-ES, busca-se um teor de vazios para as misturas asfálticas densas entre 3,0% e 5% para garantir um desempenho satisfatório da mistura frente a ação do tráfego proposto e variações climáticas.

#### **4.6 Dosagem Superpave**

O emprego desta metodologia de dosagem foi tomado apenas como parâmetro de comparação, muito embora, de acordo com Nascimento (2008), não seja apropriado comparar diretamente o teor de projeto entre uma dosagem Marshall e Superpave pois o que determina o “teor ótimo” em cada metodologia é a energia de compactação imposta às amostras. O objetivo principal de realizar as dosagens pela metodologia Superpave, para os dois ligantes asfálticos utilizados nesta pesquisa, foi de certificar-se quanto ao teor encontrado nas dosagens pela metodologia Marshall.

A metodologia de dosagem Superpave (AASHTO M 323/04) consiste basicamente em determinar o teor de projeto a partir de um volume de vazios pré-estabelecido e do conhecimento da granulometria dos agregados. A principal diferença entre os dois procedimentos de dosagem encontra-se no modo de compactação das amostras, na metodologia Marshall esse processo é realizado por um soquete metálico por impacto (golpes), já no método Superpave, se faz por amassamento (giros). A escolha da granulometria dos agregados também apresenta uma distinção, na metodologia Superpave foram incluídos os conceitos de pontos de controle e zona de restrição, ou seja, teorias que preconizam um melhor travamento dos agregados pétreos, aumentando assim a resistência a deformações permanentes (CERATTI e REIS, 2011).

Como tratava-se apenas de um comparativo entre as metodologias frente ao teor de projeto encontrado por cada uma delas, não foi modificado a composição granulométrica da mistura. Portanto, não foram conferidos os conceitos de pontos de controle e zona de restrição. Para realização da dosagem Superpave utilizou-se 2kg de mistura asfáltica, submetidos a 100 giros a uma tensão de compressão de 600 KPa. Neste estudo, todos os corpos-de-prova foram

moldados com diâmetro de 0,10m e altura aproximada de 0,11m. Após a realização da mistura dos corpos-de-prova, estes, foram submetidos a envelhecimento, durante 2 horas à temperatura de compactação, em estufa. As amostras foram sujeitas a pesagem hidrostática para o cálculo do volume de vazios, como recomendado pela norma AASHTO T 160/05. Determinou-se como teor de projeto o teor no qual garantiu um volume de vazios igual a 4%, seguindo o mesmo parâmetro da dosagem Marshall. As Tabelas 25 e 26 apresentam o resumo dos resultados para as misturas estudadas.

Tabela 25 - Resultados dosagem Superpave, CAP 50/70

CAP	CPs	Teor, %	Vv, % (N = 100)	Vv médio, %	teor de projeto, %
50/70	1	6,0	6,6	7,1	<b>6,7</b>
	2		7,8		
	3		6,9		
	4	6,5	5,0	4,5	
	5		4,2		
	6		4,4		
	7	7,0	4,0	3,8	
	8		3,6		
	9		3,7		

Tabela 26 - Resultados dosagem Superpave, CAP 60/85-E

CAP	CPs	Teor, %	Vv, % (N = 100)	Vv médio, %	teor de projeto, %
60/85-E	1	6,5	5,2	5,4	<b>7,0</b>
	2		5,4		
	3		5,7		
	4	7,0	3,7	3,8	
	5		4,0		
	6		3,6		
	7	7,5	3,5	3,6	
	8		3,6		
	9		3,7		
	10	8,0	2,4	2,5	
	11		2,2		
	12		2,9		

A desconfiança que antes era tida referente aos elevados teores obtidos nas dosagens de laboratório pela metodologia Marshall, em virtude dos dados de projeto do trecho monitorado, foram confirmados no Superpave. Os resultados encontrados por esta metodologia foram inferiores aos encontrados pela Marshall, cerca de 0,2% para a mistura com ligante convencional e 0,4% para a mistura com ligante modificado por polímero, sendo estes valores condizentes com as referências encontradas na literatura (MARQUES, 2004; NASCIMENTO, 2008). Ressalta-se o fato que não foram reproduzidas amostras com os teores alcançados pelo Superpave para serem ensaiadas em laboratório pois não era o propósito da pesquisa.

#### 4.7 Ensaio de Resistência à Tração

Este ensaio foi desenvolvido inicialmente pelo professor Lobo Carneiro no Rio de Janeiro, visando à determinação da Resistência à Tração indireta para concreto de cimento Portland, Carneiro (1943 apud BERNUCCI *et al.*, 2006, p. 308). A maneira de atuação deste ensaio consiste na aplicação de uma carga de compressão no diâmetro da amostra, esta força gera esforços de tração no centro da amostra e esta acaba por assim romper.

Para a caracterização de misturas asfálticas, como é o caso desta pesquisa, as cargas são aplicadas através de frisos metálicos de 12,7 mm de largura com curvatura adequada ao corpo-de-prova (Figura 47).



Figura 47 – Exemplo de equipamento para ensaio de RT

O ensaio de RT por compressão diametral de amostras asfálticas é normatizado pelo DNIT 136/2010. Segundo esta, o ensaio deve ser realizado a temperatura de  $25^{\circ}\text{C} \pm 0,5^{\circ}\text{C}$ , em prensa mecânica calibrada com sensibilidade inferior ou igual a 20N, com êmbolo movimentando-se a uma velocidade de  $0,8 \pm 0,1\text{mm/s}$ . Nesta pesquisa, também foram realizados ensaios de RT nas temperaturas de 10 e  $35^{\circ}\text{C}$ . A Equação 32 define a fórmula para cálculo deste parâmetro.

$$\sigma_t = \left( \frac{P}{\pi R} \right) \quad (32)$$

Onde:

$\sigma_t$  = Tensão de tração uniforme na direção-x (positiva);  
P = Força aplicada por unidade de espessura do cilindro;  
R = Raio do cilindro.

#### **4.8 Ensaio de Módulo de Resiliência total (MRT)**

O ensaio de Módulo de Resiliência total (Figura 48) é normatizado no Brasil pela norma DNIT-ME 135/2010. Este ensaio tem como intuito determinar a capacidade que um corpo elástico, seja ele de concreto ou de asfalto, tem de armazenar energia quando solicitado a um carregamento e retornar ao seu estado inicial no momento que esse findar.

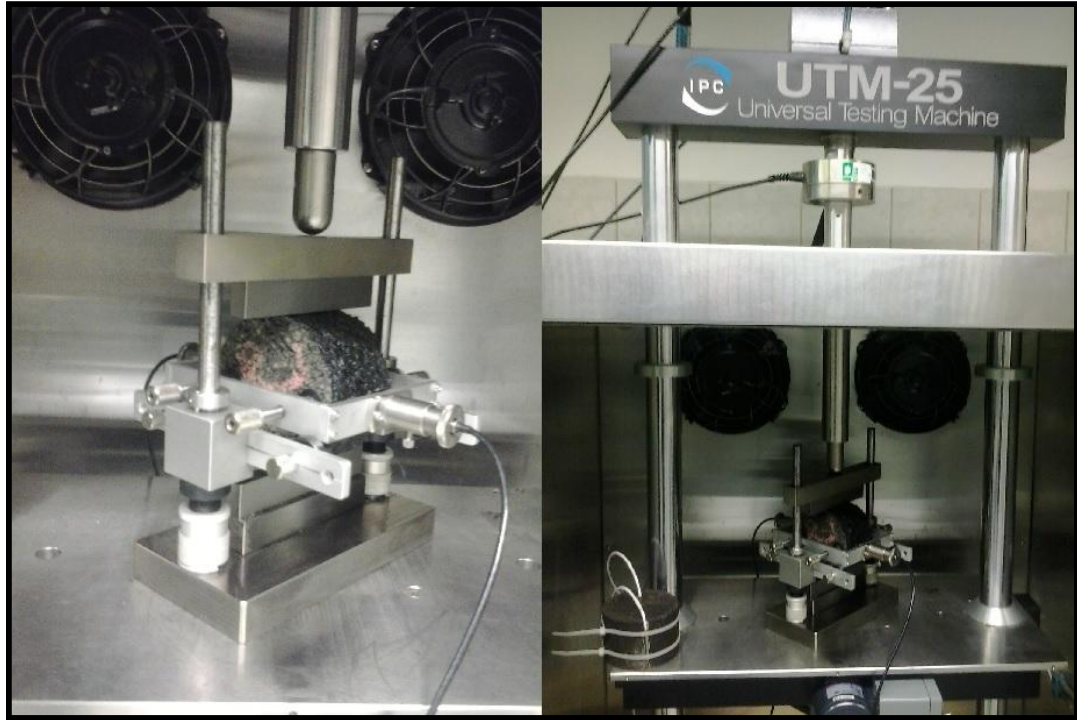


Figura 48 – Ensaio de Módulo de resiliência total

Para a realização dos ensaios de  $MR_t$  e fadiga foi utilizada a prensa australiana UTM-25 (Figura 48). A frequência de aplicação da carga “F” é de 60 ciclos por minuto, com o tempo de aplicação de carga de 0,10s e, portanto, 0,90s de repouso ou descarregamento. A temperatura indicada para a realização do ensaio é de  $25^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$  para amostras asfálticas, salvo que, por motivos de análise serão realizados também a  $10^{\circ}\text{C}$  e  $35^{\circ}\text{C}$ . O  $MR_t$  pode então ser calculado conforme mostra a Equação 33:

$$MR_t = \frac{F}{\Delta \cdot H} (0,9976 \cdot \mu + 0,2692) \quad (33)$$

Onde:

$MR_t$  = Módulo de Resiliência total, MPa;

F = Carga vertical repetida aplicada diretamente no corpo-de-prova, N;

$\Delta$  = Deslocamento elástico ou resiliente para 200 aplicações de carga, mm;

H = Altura do corpo-de-prova, mm;

$\mu$  = Coeficiente de Poisson (recomenda-se  $\mu = 0,30$  a temperatura de ensaio igual a  $25^{\circ}\text{C}$ ).

#### 4.9 Ensaio de fadiga

O ensaio de desempenho à fadiga, normatizado pela norma europeia EN 12697-24/2004, tem sido largamente realizado no país e também nesta pesquisa, por tração indireta de corpos-de-prova à tensão controlada (Figura 49). A aplicação de tensões varia geralmente entre 10% e 50% da Resistência à Tração estática e a temperatura de ensaio é  $25^{\circ}\text{C} \pm 0,5^{\circ}\text{C}$ . A frequência de aplicação da carga “F”, bem como no ensaio de Módulo de Resiliência, é de 60 ciclos por minuto, com o tempo de aplicação de carga de 0,10s e 0,90s de repouso. Os ensaios foram realizados na prensa UTM-25.



Figura 49 – Ensaio de fadiga à tração indireta

O mesmo ensaio também foi realizado nas temperaturas de  $10^{\circ}\text{C}$  e  $35^{\circ}\text{C}$ , objetivando analisar o comportamento das misturas quando submetidas a diferentes temperaturas. Usualmente no Brasil e para a realização deste estudo, será adotado o critério de ruptura total do corpo-de-prova, sendo o desempenho à fadiga determinado pela Equação 34 abaixo:



$$N_f = K_i \left( \frac{1}{S} \right)^{n_i} \quad (34)$$

Onde:

$N_f$  = Número de repetições do carregamento necessário à ruptura completa da amostra;

$S$  = Solicitação

$K_i, n_i$  = Constantes obtidas na regressão linear dos pares  $N$  e  $S$ .

Uma outra forma de determinar o desempenho à fadiga de misturas asfálticas está apresentada na Equação 35. Esta, leva em consideração o Módulo de Resiliência da mistura, parâmetro muito significativo na avaliação de misturas asfálticas, que nesta pesquisa, foi utilizado como uma forma de avaliar a rigidez das misturas pela influência da temperatura. Nesta pesquisa, adotou-se essa formulação para os modelos de fadiga.

$$N_f = K_1 \cdot \varepsilon_t^{K_2} \cdot MR^{K_3} \quad (35)$$

Onde:

$N_f$  = Número de repetições do carregamento necessário à ruptura completa da amostra;

$\varepsilon_t$  = Deformação específica de tração inicial (m/m);

$MR$  = Módulo de Resiliência total (MPa);

$K_1, K_2$  e  $K_3$  = constantes do modelo.

#### 4.10 Avaliação objetiva de defeitos no revestimento asfáltico

O aspecto fundamental do levantamento de defeitos desta pesquisa refere-se à locação e à abrangência dos defeitos da Avenida Hélvio Basso, Santa Maria-RS. Estes levantamentos seguiram os procedimentos do Manual de Execução de Trechos Monitorados, Petrobras (2010).

Seguindo os procedimentos indicados pelo manual, demarcou-se fisicamente o trecho monitorado por estacas a cada 20 metros. A locação longitudinal dos defeitos utilizou como referência este estaqueamento físico, porém com resolução longitudinal de 1 metro. Transversalmente, os defeitos foram locados por faixa de rolamento, sendo que cada faixa tem 3 subdivisões transversais nomeadas: trilha esquerda, centro e trilha direita, considerando como referência o sentido do tráfego dos veículos.

A locação dos defeitos, portanto, teve resolução (precisão) de 1 metro longitudinalmente por 1/3 da largura da faixa de rolamento transversalmente. No sistema de banco de dados

resultou em células de 1 metro de comprimento por 1/3 da faixa de largura associadas a cada defeito.

A abrangência dos defeitos foi determinada pela área da célula afetada, em metros quadrados ( $m^2$ ), o que significa que todos os defeitos levantados tiveram as suas dimensões computadas a cada levantamento. Nos defeitos tipo Trinca Isolada (Longitudinal e Transversal) a área calculada considerou a extensão do defeito com largura fixa de 0,20m. Defeitos de pequena abrangência (pontuais) foram computados com área mínima de  $0,01m^2$  (0,1m x 0,1m).

Caso houvesse dois ou mais defeitos do mesmo tipo em uma célula, somaram-se as áreas de abrangência. Defeitos com abrangências maiores do que uma célula foram divididos entre as células afetadas, juntamente com sua área de abrangência em cada célula.

O levantamento detalhado (quantitativo) compreendeu, portanto, na marcação das áreas afetadas pelos diferentes tipos de defeitos, tomando-se o cuidado de considerar como área afetada, em planta, pelo menos 0,20m além da manifestação do defeito na superfície do pavimento. Os retângulos envolvidos devem ser marcados a giz e as dimensões dos defeitos transcritas para um formulário apropriado.

## 5. RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo, serão abordados todos os resultados dos ensaios, avaliações objetivas de campo e análises mecanicistas, visando analisar a sensibilidade de alguns parâmetros mecânicos das misturas asfálticas estudadas frente às variações climáticas. Ainda será discutido neste tópico da pesquisa, considerações pertinentes ao assunto e uma análise dos resultados de Resistência à Tração, Módulo de Resiliência total, desempenho e modelagem à fadiga e análises mecanicistas.

### 5.1 Resistência à Tração indireta

Este parâmetro tem se mostrado muito importante na caracterização de misturas asfálticas. A Resistência à Tração indireta de corpos-de-prova asfálticos nos remete a uma boa estimativa quanto aos resultados dos ensaios de fadiga (KIM *and* KHOSLA, 1992; SPECHT, 2004; BRITO *et al.*, 2008). A Tabela 27 apresenta os resultados deste ensaio para as três misturas avaliadas nas temperaturas de 10, 25 e 35°C.

Tabela 27 – Resultados de RT

Mistura Temp.	CACAMPO			CALAB 50/70			CALAB 60/85-E		
	RT (MPa)	RTm (MPa)	Sd (MPa)	RT (MPa)	RTm (MPa)	Sd (MPa)	RT (MPa)	RTm (MPa)	Sd (MPa)
10°C				3,04			-		
				2,94			3,15		
				2,74			3,42		
				3,01	3,00	0,14	3,69	3,4	0,21
				2,75			3,48		
				3,05			3,26		
25°C	1,07			1,14			1,52		
	0,98			1,06			1,58		
	1,13	1,07	0,06	1,23	1,06	0,07	1,68	1,58	0,06
	1,07			1,03			1,62		
	1,03			1,13			1,58		
	1,14			1,08			1,54		
35°C				-			0,68		
				0,36			0,68		
				0,29			-		
				0,32	0,31	0,04	0,63	0,63	0,04
				0,28			0,57		
				0,29			0,61		

NA = Não avaliado;

RTm = Resistência à Tração, média das 6 amostras;

Sd = Desvio padrão da média.

Para as misturas estudadas às três temperaturas, ficou nítida a redução dos valores de RT à medida que se aumenta a temperatura de ensaio. O aumento da temperatura torna as amostras mais deformáveis e menos resistentes aos esforços de tração. Desempenho semelhante a esse foi encontrado por Brito *et al.* (2008) ao analisar a RT de misturas asfálticas densas (faixa granulométrica IVB, *Apfphalt Institute*, 1995) com asfalto borracha e CAP 20 à diferentes temperaturas. Os autores chegaram a constatar uma redução de 233% da RT para a primeira mistura e cerca de 740% para a segunda, quando comparados os resultados a 10°C e 35°C. Specht (2004), ao analisar o desempenho de diferentes misturas frente à RT, às temperaturas de 10, 25 e 45°C, também constatou uma redução considerável ao comparar os resultados obtidos a 10°C e 45°C, aproximadamente 650% para uma mistura densa com ligante convencional e 578% para uma mistura densa com asfalto borracha incorporado na proporção de 18% (ambas, ajustadas na faixa granulométrica IVB, *Asphalt Institute*, 1995).

Para a mistura CA<sub>LAB 50/70</sub> anotou-se uma redução da RT em cerca de 868% entre os ensaios a 10°C e 35°C. Já, para a mistura CA<sub>LAB60/85-E</sub>, pode-se perceber uma redução entre as mesmas temperaturas, um pouco menor, algo em torno de 440%, fato que representa a menor suscetibilidade térmica deste ligante. De acordo com Morrilha Junior (2004), misturas com

maiores valores da relação  $RT_{35^{\circ}}/RT_{10^{\circ}}$  apresentam menor suscetibilidade térmica. Analisando desta forma, nota-se um maior valor desta relação para a mistura  $CA_{LAB\ 60/85-E}$ ,  $RT_{35^{\circ}}/RT_{10^{\circ}} = 0,18$ ; a mistura  $CA_{LAB\ 50/70}$  apresentou uma relação  $RT_{35^{\circ}}/RT_{10^{\circ}} = 0,10$ .

Ao analisar os resultados obtidos para as misturas estudadas, à mesma temperatura de ensaio, nota-se para as três temperaturas, valores de RT superiores para a mistura  $CA_{LAB\ 60/85-E}$  quando comparada a mistura convencional. A melhora frente a este parâmetro mecânico (RT), proporcionada pelo uso do ligante modificado, para a temperatura de  $10^{\circ}C$  foi de aproximadamente 13%, para  $25^{\circ}C$  algo em torno de 49% e para  $35^{\circ}C$  foi notada a maior superioridade, cerca de 103%.

Quanto aos resultados para a mistura  $CA_{CAMPO}$ , a  $25^{\circ}C$ , pode ser evidenciado que, mesmo com teor de ligante 1% inferior à mistura  $CA_{LAB\ 50/70}$ , ambas as misturas com ligante convencional obtiveram o mesmo valor de Resistência à Tração. A Figura 50 apresenta o resumo dos resultados.

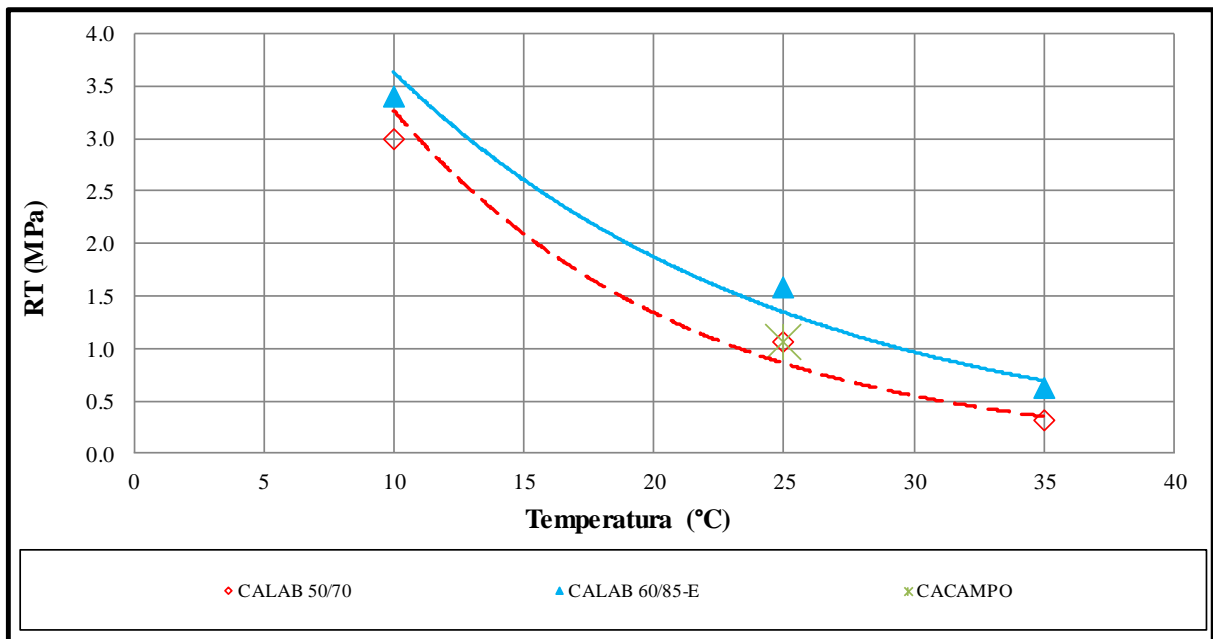


Figura 50 – Resultados médios de RT

A partir dos resultados de RT em três temperaturas, foi possível gerar um modelo do tipo exponencial, para cada mistura (com exceção da mistura CA<sub>CAMPO</sub> pois fora realizado apenas ensaios de RT à 25°C), capaz de correlacionar a RT com temperatura, conforme apresenta a Equação 36. As constantes do modelo estão apresentados na Tabela 28.

$$RT = a^{(b \cdot T)} \quad (36)$$

Onde:

RT = Resistência à tração por compressão diametral (MPa);

T = Temperatura (°C);

a e b = Constantes do modelo.

Tabela 28 - Constantes dos modelos de RT

Mistura	a	b	R <sup>2</sup>
CA <sub>LAB</sub> 50/70	7,9584	-0,089	0,9737
CA <sub>LAB</sub> 60/85-E	7,0266	-0,066	0,9723
CAP 50/70; Specht (2004)	5,02	0,057	0,99
AB 68 - (18% de borracha no ligante); Specht (2004)	5,13	0,055	0,99

Na Tabela 28, foram apresentados também os valores das constantes e de R<sup>2</sup> obtidos por Specht (2004). Optou-se por inserir esses dados para que se pudesse ter um comparativo frente ao modelo proposto. As misturas referenciadas acima referem-se a dois tipos de misturas distintas, uma com ligante convencional CAP 50/70 (utilizado como referência pelo autor) e um ligante modificado pela adição de 18% de borracha triturada de pneus. Estas misturas, também serão utilizadas como comparativas aos modelos de MRt e aos resultados dos ensaios de desempenho à fadiga. A escolha por estas duas misturas, dentre outras propostas por Specht (2004), deve-se ao fato de possuir, no caso do ligante convencional, a mesma classificação de um dos ligantes utilizados nesta pesquisa e quanto ao ligante modificado utilizado pelo autor, optou-se em usar a mistura com teor de inserção de borracha idealizado como ótimo pela Norma DNIT 111/2009 - EM, a qual recomenda valores na ordem de 15% a 20%.

## 5.2 Módulo de Resiliência total

Para um bom entendimento do comportamento elástico das camadas de um pavimento faz-se de suma relevância o conhecimento das propriedades de deformabilidade dos materiais, sobretudo da camada asfáltica. Esta propriedade pode ser determinada por diferentes formas, desde correlações entre as propriedades do ligante e da mistura, através de ensaios de laboratório ou a partir de retroanálises e medições indiretas *in situ*.

Sabe-se que os defeitos mais presentes em pavimentos asfálticos são a fadiga e a deformação permanente, sendo estes, muito influenciáveis pela rigidez dos materiais que compõem o conjunto de camadas do pavimento (GUOQUIANG *et al.*, 1999). Desta forma, a análise deste parâmetro pelo Módulo de Resiliência é muito importante em análises comparativas entre misturas asfálticas. Neste estudo, foi proposta também, uma análise sobre a influência do arranjo granulométrico dentro das amostras, dentro do molde, na determinação dos valores de módulo, para tanto, foram realizados ensaios de MRt em duas direções distintas (0° e 90°). Para a realização dos ensaios de MRt foram utilizados carregamentos referentes a 10% da RT. Os resultados dos ensaios de MRt para cada mistura estudada, nas três temperaturas de ensaio, estão apresentados na Tabela 29.

Tabela 29 – Resultados de Módulo de resiliência total (MRt)

Mistura Temp.	CACAMPO								
	0°			90°			MRt médio (MPa)	Sd (MPa)	Cv (%)
Dados	MRt (MPa)	Sd (MPa)	Cv (%)	MRt (MPa)	Sd (MPa)	Cv (%)			
25°C	3.696	208	5,62	3.844	228	5,9	<b>4.006</b>	376,5	9,4%
	3.861	201	5,2	3.723	190	5,1			
	4.251	126	2,96	4.658	265	5,7			

Mistura Temp.	CALAB 50/70								
	0°			90°			MRt (MPa)	Sd (MPa)	Cv (%)
Dados	MRt (MPa)	Sd (MPa)	Cv (%)	MRt (MPa)	Sd (MPa)	Cv (%)			
10°C	9.063	78	0,86	8.416	91	1,09	<b>7.134</b>	1.596	22,4%
	7.301	61	0,83	5.271	97	1,84			
	7.542	77	1,03	5.208	162	3,11			
25°C	4.000	211	5,27	3.567	125	3,49	<b>3.988</b>	383,2	9,6%
	4.590	160	3,48	4.269	213	4,98			
	3.778	146	3,87	3.721	139	3,75			
35°C	1.114	46	4,56	Rompeu			<b>928</b>	129,8	14,0%
	999	56	3,45	841	39	3,45			
	898	36	3,42	789	30	3,21			

Mistura Temp.	CALAB 60/85-E								
	0°			90°			MRt (MPa)	Sd (MPa)	Cv (%)
Dados	MRt (MPa)	Sd (MPa)	Cv (%)	MRt (MPa)	Sd (MPa)	Cv (%)			
10°C	6.674	94	1,41	Rompeu			<b>7.633</b>	654,2	8,6%
	7.495	135	1,8	7.554	199	2,63			
	8.029	206	2,57	8.414	245	2,91			
25°C	4.612	65	1,42	4.077	73	1,8	<b>4.104</b>	292	7,1%
	4.194	129	3,07	3.833	126	3,3			
	4.094	160	3,91	3.811	134	3,53			
35°C	1.717	94	5,49	1.736	83	4,77	<b>1.300</b>	336,7	25,9%
	1.084	70	6,5	976	28	2,88			
	1.112	20	1,79	1.174	40	3,45			

MRt = Módulo de Resiliência total;

Sd = Desvio padrão da média;

Cv = Coeficiente de variação.

Pode-se perceber que a rigidez das misturas não foi tão influenciada quanto a Resistência à Tração pela utilização do ligante modificado, isto, para as três temperaturas de ensaio, no entanto, a mistura com ligante modificado apresentou valores superiores de MRt se comparada à mistura com ligante convencional. Esta superioridade, mostrou-se mais significativa para a temperatura de 35°C, onde a mistura CALAB 60/85-E apresentou um valor de MRt 40% maior que a mistura convencional. Para as temperaturas de 10°C e 25°C esta superioridade foi menos relevante, ficando na casa de 7% e 3%, respectivamente. Novamente,



obteve-se benefícios mais expressivos pela utilização do ligante modificado para a temperatura mais elevada, 35°C. Esses resultados mostram a superioridade da mistura com ligante modificado, principalmente a temperaturas elevadas, evidenciando a melhora das propriedades de suscetibilidade térmica e estabilidade da mistura, sendo esta, menos suscetível à variação de temperatura e mais estável a temperaturas elevadas.

Ao comparar os resultados obtidos para uma mesma mistura, observa-se uma grande relevância da temperatura na rigidez das misturas. Ambas as misturas apresentaram uma grande redução nos valores de MRt quando comparadas as temperaturas de 10°C e 35°C. Para a mistura com ligante modificado este parâmetro reduziu em torno de 587%, já para a mistura com ligante convencional esta redução foi um pouco maior, na casa de 769%. Specht (2004) e Brito *et al.* (2008) também encontraram comportamentos semelhantes a estes quando comparados os valores de Módulo de Resiliência a diferentes temperaturas com outros tipos de misturas asfálticas.

Analisando as misturas com ligante convencional, de campo e laboratório, para temperatura de ensaio igual a 25°C, nota-se resultados muito semelhantes de MRt, algo em torno de 4.000MPa. Desta forma, percebe-se uma pequena influência neste parâmetro devido à diferença de 1% no teor de ligante destas misturas, apresentando a mistura CA<sub>LAB</sub> 50/70, com maior teor de ligante, valores maiores de MRt.

Outro aspecto que cabe menção é a diferença entre os valores de MRt, para uma mesma amostra, quando submetida ao ensaio em direções distintas, a 0° e 90°. Algumas amostras apresentaram uma influência bastante considerável no valor do módulo quando submetidas a esta condição, o resultado mais discrepante variou em 2.334MPa, para uma mesma amostra ensaiada nas duas direções. As maiores diferenças foram obtidas para os ensaios a 10°C, onde as amostras apresentavam-se mais rígidas e os valores de MRt mais elevados. A menor viscosidade do ligante asfáltico quando submetido a temperaturas elevadas, neste caso a 35°C, mostra-se mais determinante nas deformações que o próprio arranjo granulométrico da amostra. Já, para as amostra ensaiadas a 10°C o ligante asfáltico apresenta-se mais viscoso, de forma a garantir a união dos agregados e estes, conseguem exercer de forma mais pronunciada a sua parcela de contribuição para resistir as deformações oriundas dos carregamentos. Comprova-se desta maneira, que há sim, em alguns casos, bastante influência do arranjo granulométrico no momento do preparo com a rigidez das amostras. Este fato, pode ter origem devido ao processo de mistura e preparo das amostras ser manual ou até mesmo, pelo método utilizado na compactação (Metodologia Marshall). A Figura 51 mostra a realização do ensaio de MRt a duas direções.



Figura 51 – Sistemática do ensaio de MRt a duas direções

O gráfico apresentado na Figura 52 nos permite analisar de forma mais contundente o desempenho das misturas frente o parâmetro de módulo de resiliência.

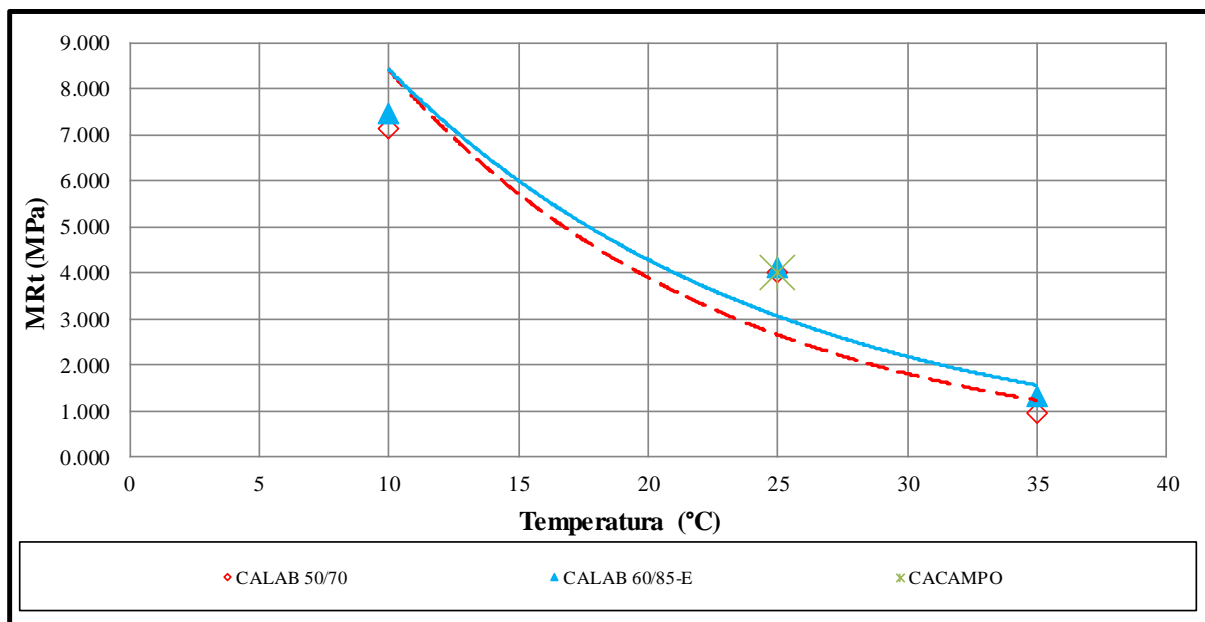


Figura 52 – Resultados médios de MRt

Com base nos resultados de MRt nas três temperaturas, gerou-se um modelo do tipo exponencial, para cada mistura (com exceção da mistura CA<sub>CAMPO</sub>), capaz de correlacionar o MRt com a temperatura, conforme apresenta a Equação 17. As constantes dos modelos estão expressos na Tabela 30.

$$MRt = a^{(b-T)} \quad (37)$$

Onde:

MRt = Módulo de resiliência total (MPa);

T = Temperatura (°C);

a e b = constantes do modelo.

Tabela 30 - Constantes dos modelos de MRt

Mistura	a	b	R <sup>2</sup>
CA <sub>LAB 50/70</sub>	18,145	-0,077	0,8805
CA <sub>LAB 60/85-E</sub>	16,539	-0,068	0,9157
CAP 50/70;Specht (2004)	41,186	0,065	0,97
AB 68 - (18% de borracha no ligante); Specht (2004)	25,853	0,045	0,79

### 5.3 Desempenho à fadiga

Este fenômeno é um dos principais mecanismos de ruptura dos pavimentos asfálticos do país, devendo ser alvo de intensas pesquisas. O ensaio de fadiga visa à obtenção do número de solicitações necessárias para um determinado carregamento causar a uma amostra, neste caso, de mistura asfáltica, a sua ruptura ou a redução do seu Módulo de Resiliência até um nível pré-estabelecido. Usualmente, tem-se aplicado o critério de ruptura total do corpo-de-prova para ensaios de fadiga à tensão constante, sendo este o critério também adotado nesta pesquisa. Para a realização dos ensaios fez-se uso da prensa australiana UTM-25, também usada nos ensaios de MRt. A frequência de aplicação dos carregamentos foi de 60 ciclos por segundo, sendo 0,1s de carregamento e 0,9s de repouso.

As características à fadiga são comumente expressas por curvas que relacionam a tensão de tração ( $\sigma_T$ ) ou deformação específica de tração inicial ( $\epsilon_{t0}$ ) e o número de repetições de carga até a ruptura total da amostra ( $N_f$ ). Também serão apresentadas, curvas de fadiga em função do

percentual de carga aplicado (%RT) e da diferença de tensões, entre tração e compressão ( $\Delta\sigma$ ). Estas correlações, de acordo com Tayebali *et al.* (1993), podem ser determinadas por meio de ensaios de carregamento repetido nas mais diversas configurações. Tangela *et al.* (1990), Pinto (1991) e Moom (1998) apresentam as diferentes formas de caracterizar o fenômeno de fadiga em laboratório, já Read e Collop (1997) e Specht (2004) detiveram-se exclusivamente a realização de ensaios de fadiga à tração por compressão diametral das amostras.

O percentual de carga aplicado refere-se à porcentagem da RT média da mistura, para cada temperatura de ensaio, a partir da qual foi calculado o carregamento a ser submetida cada amostra. Foram utilizados percentuais de carregamento entre 3 e 57% da RT. A deformação inicial foi possível de ser determinada durante o ensaio de fadiga devido à colocação de LVDT's para medição dos deslocamentos horizontais surgidos na amostra nos primeiros ciclos de carregamento. Estes equipamentos, por serem muito sensíveis, foram sempre instalados no início do ensaio de fadiga e retirados ao completar 200 ciclos, a fim de evitar um possível dano nestes ao romper as amostras. A forma como foram determinadas a Tensão de tração e a Diferença de tensões estão apresentadas nas Equações 38 e 39.

$$\sigma_t = RTm \cdot (\%RT) \quad (38)$$

$$\Delta\sigma = 4 \cdot \sigma_t \quad (39)$$

Onde:

$\sigma_T$  = Tensão de tração (MPa);

RTm = Resistência à Tração média da mistura para cada temperatura (MPa);

%RT = Percentual de carga aplicado (%);

$\Delta\sigma$  = Diferença de tensões (MPa);

A seguir, serão apresentadas as curvas de fadiga em função do tipo de solicitação: deformação específica de tração inicial, Tensão de tração, diferença de tensões e percentual de carga aplicado. Estas curvas propõem uma relação entre o desempenho à fadiga de um material e o tipo de solicitação e são denominadas como curvas de Wöhler, podendo assim, serem representadas pelo modelo visto a seguir na Equação 40 (SPECHT, 2004).

$$N_f = a \cdot S^b \quad (40)$$

Onde:

$N_f$  = Desempenho à fadiga;

$S$  = Solicitação;

$a$  e  $b$  = Constantes do modelo.

As constantes de cada modelo de fadiga estão apresentadas na Tabela 31 e também nos seus respectivos gráficos. Os dados referentes à elaboração das curvas de fadiga encontram-se dispostos nos Apêndices A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>, A<sub>3</sub>, A<sub>4</sub>, A<sub>5</sub>, A<sub>6</sub> e A<sub>7</sub>.

Tabela 31 – Constantes dos modelos (curva de Wöhler)

Mistura		CACAMPO			CALAB 50/70			CALAB 60/85-E		
Solic.	Temp.	a	b	R <sup>2</sup>	a	b	R <sup>2</sup>	a	b	R <sup>2</sup>
$\epsilon_{t0}$ (m/m)	10°C	NA			$3 \times 10^{-10}$	3,424	0,894	$2 \times 10^{-21}$	6,414	0,893
	25°C	$4 \times 10^{-5}$	-1,999	0,849	0,0002	-1,86	0,619	0,3524	-1,19	0,56
	35°C	NA			0,3042	0,915	0,846	$3 \times 10^{-5}$	-2,064	0,409
$\sigma_t$ (MPa)	10°C	NA			23245	-4,603	0,910	159860	-7,327	0,970
	25°C	671,73	-1,919	0,730	315,46	-2,427	0,932	879,86	3,017	0,788
	35°C	NA			111,86	-1,115	0,934	46,981	-3,074	0,904
$\Delta \sigma$ (MPa)	10°C	NA			$1 \times 10^7$	-4,603	0,910	$4 \times 10^9$	-7,327	0,970
	25°C	9605,8	-1,919	0,730	9125,8	-2,427	0,932	57641	-3,017	0,788
	35°C	NA			525,15	-1,115	0,934	3329,5	-3,074	0,904
% RT (%)	10°C	NA			147,33	-4,603	0,910	20,334	-7,327	0,910
	25°C	597,16	-1,919	0,730	276,51	-2,427	0,932	222,21	-3,017	0,788
	35°C	NA			414,82	-1,115	0,934	190,8	-3,074	0,904

$\epsilon_{t0}$  = Deformação específica de tração inicial;

$\sigma_t$  = Tensão de tração;

$\Delta \sigma$  = Diferença de tensões;

%RT = Percentual de carga aplicado;

a e b = Constantes do modelo;

NA = Não avaliado.

### 5.3.1 Influência do tipo de mistura

Este subitem destinou-se a comparar as misturas estudadas frente ao seu desempenho à fadiga quando submetidas a diferentes temperaturas de ensaio.

#### 5.3.1.1 Temperatura de 10°C

As curvas de fadiga obtidas para as misturas asfálticas analisadas na temperatura de ensaio igual a 10°C estão apresentadas nas Figuras 53, 54, 55 e 56.

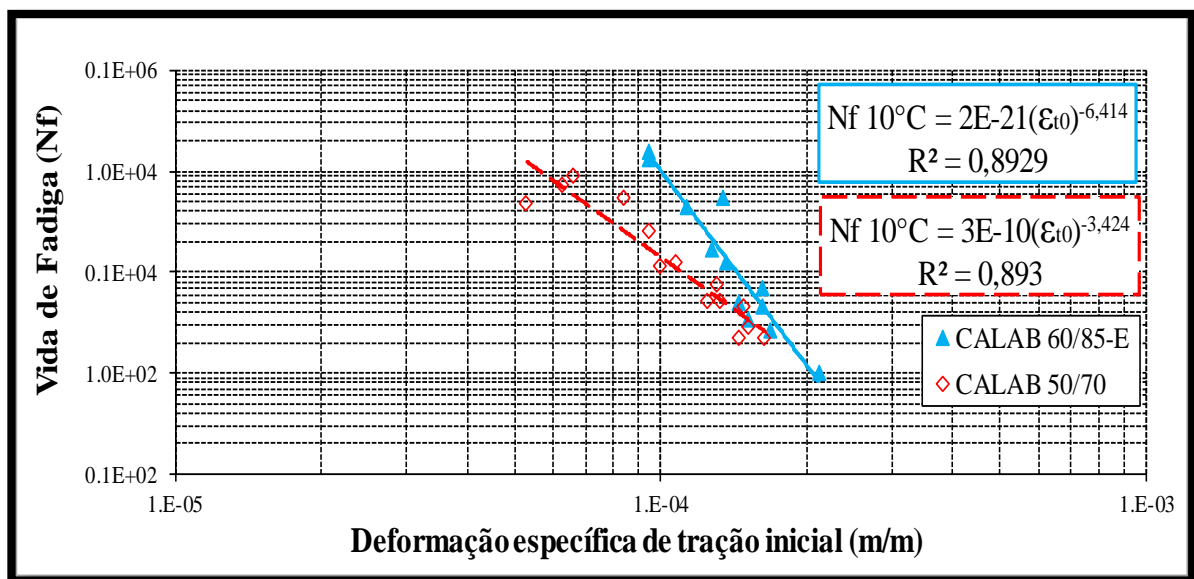


Figura 53 – Relação entre desempenho à fadiga e deformação específica de tração inicial

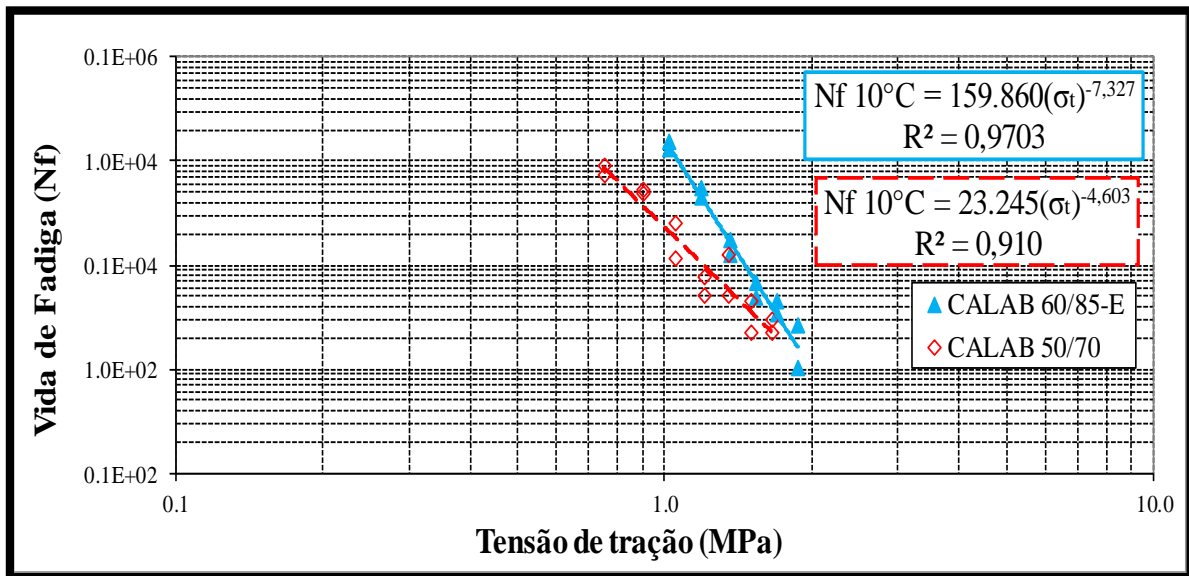


Figura 54 – Relação entre desempenho à fadiga e Tensão de tração

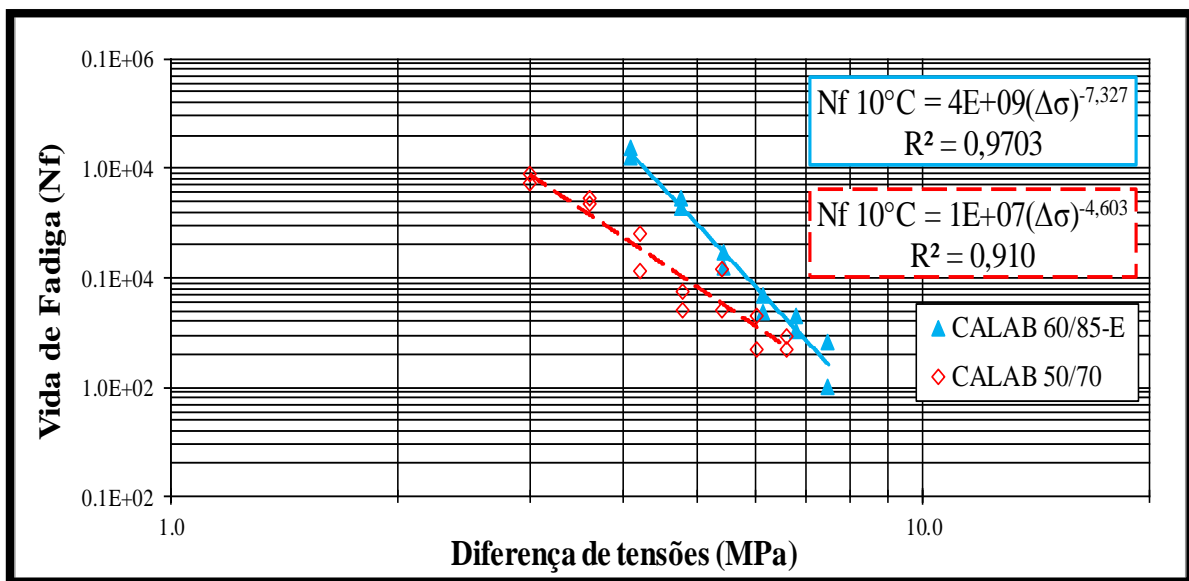


Figura 55 – Relação entre desempenho à fadiga e diferença de tensões



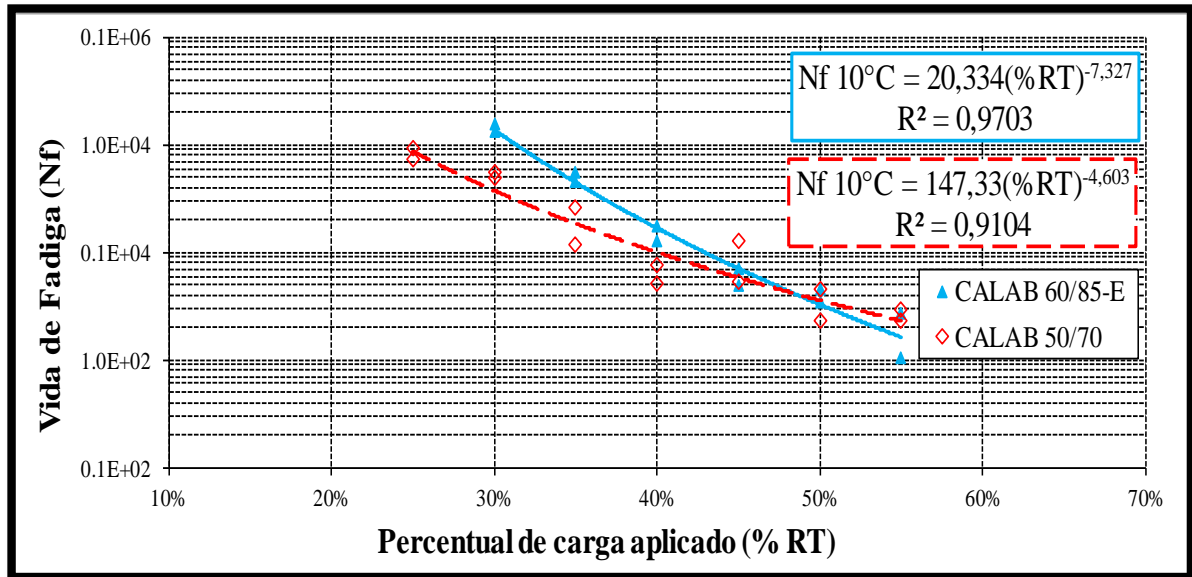


Figura 56 – Relação entre desempenho à fadiga e percentual de carga aplicado

Para analisar o comportamento à fadiga das misturas asfálticas a partir dos resultados obtidos em laboratório e hierarquizar a de melhor desempenho, adotou-se 3 níveis de avaliação para cada tipo de solicitação: nível baixo, nível intermediário e nível elevado. A Tabela 32 apresenta os resultados dos ensaios de fadiga para as misturas asfálticas quando analisadas à temperatura de 10°C. Também, é apresentada a hierarquização das misturas em termos de desempenho à fadiga, onde a ordem 1 representa a mistura de melhor resultado frente ao mecanismo de ruptura por fadiga em laboratório e assim sucessivamente.

Tabela 32 – Desempenho à fadiga por nível de sollicitação para a temperatura de 10°C

Mistura	Desempenho à fadiga (ciclos) - Def. específica de tração inicial					
	$5,0 \times 10^{-5}$ m/m	Ordem	$1,0 \times 10^{-4}$ m/m	Ordem	$1,5 \times 10^{-4}$ m/m	Ordem
CALAB 60/85-E	7.723.895	1	90.579	1	6.723	1
CALAB 50/70	159.900	2	14.898	2	3.717	2

Mistura	Desempenho à fadiga (ciclos) - Tensão de tração					
	0,5 MPa	Ordem	1,0 MPa	Ordem	1,5 MPa	Ordem
CALAB 60/85-E	25.667.678	1	159.860	1	8.194	1
CALAB 50/70	564.899	2	23.245	2	3.596	2

Mistura	Desempenho à fadiga (ciclos) - Diferença de tensões					
	3,0 MPa	Ordem	5,0 MPa	Ordem	7,0 MPa	Ordem
CALAB 60/85-E	1.277.005	1	30.249	1	2.570	1
CALAB 50/70	63.652	2	6.062	2	1.288	2

Mistura	Desempenho à fadiga (ciclos) - Percentual de carga aplicado					
	10%	Ordem	30%	Ordem	50%	Ordem
CALAB 60/85-E	431.740.529	1	137.834	1	3.265	2
CALAB 50/70	5.905.969	2	37.593	2	3.580	1

Os resultados dos ensaios de fadiga a temperatura de ensaio igual a 10°C evidenciaram uma superioridade de desempenho significativa da mistura CALAB 60/85-E em relação à mistura convencional. Esta melhora foi percebida para quase todos os tipos e níveis de sollicitação analisados, sendo mais pronunciada para a análise de desempenho à fadiga pela deformação específica de tração inicial, onde ocorre um maior afastamento entre as curvas. Analisando as curvas de fadiga para este tipo de sollicitação, nota-se que a mistura com ligante modificado apresentou um desempenho a de fadiga para um nível intermediário de deformação, aproximadamente 6 vezes superior, resistindo  $7,56 \times 10^4$  ciclos a mais, quando comparada ao desempenho à fadiga da mistura convencional. Percebeu-se também, a medida em que aumentam os níveis de sollicitação há uma proximidade entre o desempenho à fadiga das misturas, sendo este, superior para a mistura CALAB 50/70 em alguns momentos.

### 5.3.1.2 Temperatura de 25°C

Para a temperatura de 25°C tem-se três misturas analisadas, duas com ligante convencional, teor de campo e laboratório e uma comparativa com ligante modificado. As curvas de fadiga para esta temperatura estão dispostas nas Figuras 57, 58, 59 e 60.

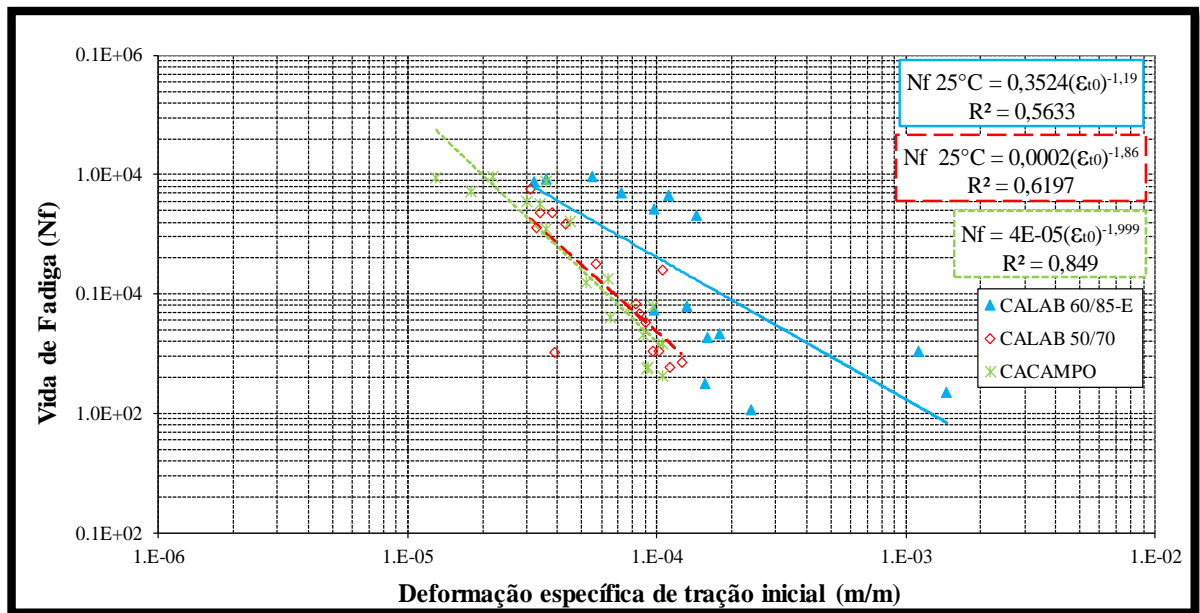


Figura 57 - Relação entre desempenho à fadiga e deformação específica de tração inicial

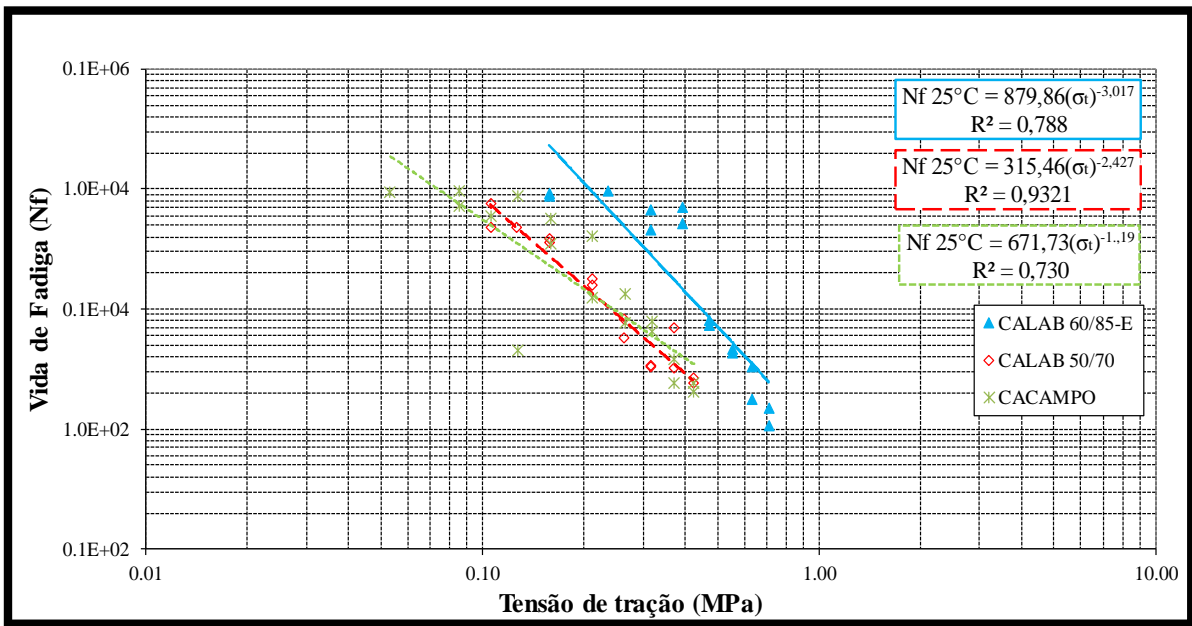


Figura 58 - Relação entre desempenho à fadiga e Tensão de tração

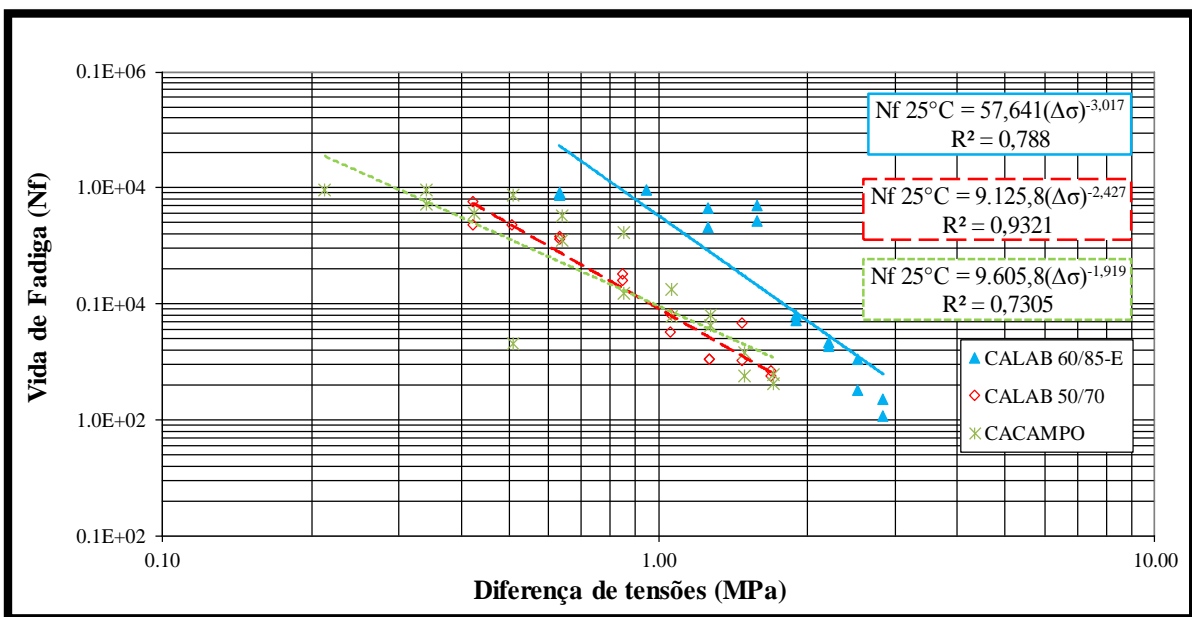


Figura 59 – Relação entre desempenho à fadiga e diferença de tensões

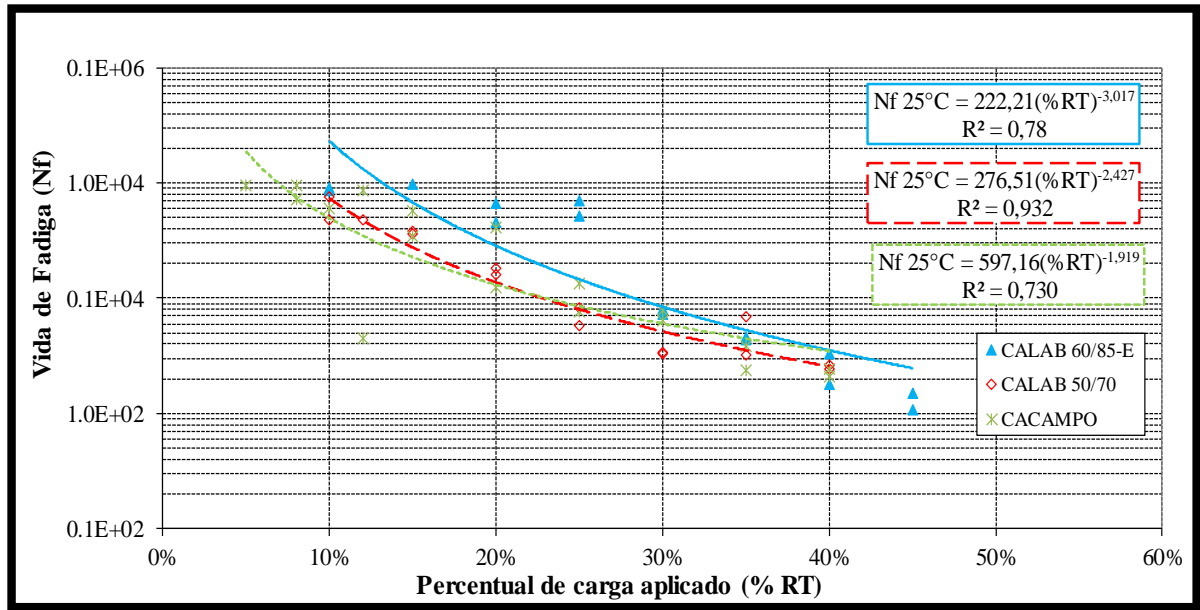


Figura 60 – Relação entre desempenho à fadiga e percentual de carga aplicado

Da mesma maneira como foram analisados os dados a temperatura de 10°C, avaliou-se o desempenho à fadiga das misturas asfálticas ensaiadas a 25°C, para três níveis de sollicitação. A Tabela 33 apresenta o desempenho à fadiga das misturas asfálticas para a esta condição de temperatura.

Tabela 33 - Desempenho à fadiga por nível de sollicitação para a temperatura de 25°C

Mistura	Desempenho à fadiga (ciclos) - Def. específica de tração inicial					
	$1,0 \times 10^{-5}$ m/m	Ordem	$5,0 \times 10^{-5}$ m/m	Ordem	$1,0 \times 10^{-4}$ m/m	Ordem
CALAB 60/85-E	314.077	3	46.266	1	20.278	1
CALAB 50/70	399.052	1	19.996	2	5.508	2
CACAMPO	395.421	2	15.842	3	3.963	3

Mistura	Desempenho à fadiga (ciclos) - Tensão de tração					
	0,1 MPa	Ordem	0,5 MPa	Ordem	1,0 MPa	Ordem
CALAB 60/85-E	914.984	1	7.122	1	879	1
CALAB 50/70	84.323	3	1.696	3	315	3
CACAMPO	55.744	2	2.540	2	672	2

Mistura	Desempenho à fadiga (ciclos) - Diferença de tensões					
	0,2 MPa	Ordem	0,5 MPa	Ordem	1,0 MPa	Ordem
CALAB 60/85-E	7.404.982	1	466.594	1	57.641	1
CALAB 50/70	453.598	3	49.076	3	9.126	3
CACAMPO	210.793	2	36.325	2	9.606	2

Mistura	Desempenho à fadiga (ciclos) - Percentual de carga aplicado					
	10%	Ordem	30%	Ordem	50%	Ordem
CALAB 60/85-E	231.081	1	8.400	1	1.799	2
CALAB 50/70	73.911	3	5.137	3	1.487	3
CACAMPO	49.555	2	6.018	2	2.258	1

Os resultados obtidos para a temperatura de 25°C também apontam um melhor desempenho à fadiga para a mistura com ligante modificado, para grande maioria das sollicitações e níveis avaliados. Novamente, esta melhora mostrou-se mais pronunciada para a sollicitação de deformação específica de tração inicial, onde constata-se um maior afastamento das curvas de fadiga.

Percebe-se, que a mistura CALAB 60/85-E apresentou um desempenho à fadiga mais satisfatório frente às misturas convencionais, representando um desempenho cerca de 2,3 e 2,9 vezes superior em relação às misturas convencionais CALAB 50/70 e CACAMPO, correspondendo a incrementos na vida de fadiga de  $2,63 \times 10^4$  e  $3,04 \times 10^4$  ciclos, para um nível intermediário de deformação específica de tração inicial. No entanto, para níveis baixos desta sollicitação a tendência é ocorrer o contrário, com uma pequena superioridade de desempenho à fadiga das misturas convencionais.

Ao analisar as duas misturas preparadas com ligante convencional, percebe-se um comportamento bastante semelhante frente ao desempenho à fadiga, sendo a mistura de maior teor ( $CA_{LAB\ 50/70}$ ) mais resistente a esse mecanismo de ruptura na maioria dos casos. Analisando o mesmo percentual de carga aplicado, percebe-se um melhor desempenho à fadiga da mistura com maior teor de ligante asfáltico para carregamentos até 25% da RT, a partir dos quais, a mistura mais magra passa a ser mais resistente. Desta forma, a diferença de 1% a mais no teor de ligante de uma mistura asfáltica, com ligante convencional, tem influência positiva no desempenho à fadiga até um certo limite de carregamento, a partir do qual este acréscimo não apresenta-se tão relevante.

#### 5.3.1.3 Temperatura de 35°C

As curvas de fadiga para a temperatura de 35°C estão apresentadas nas Figuras 61, 62, 63 e 64. Bem como para a temperatura de 10°C, foram analisadas apenas as misturas com ligante convencional, teor de laboratório e a mistura com ligante modificado.

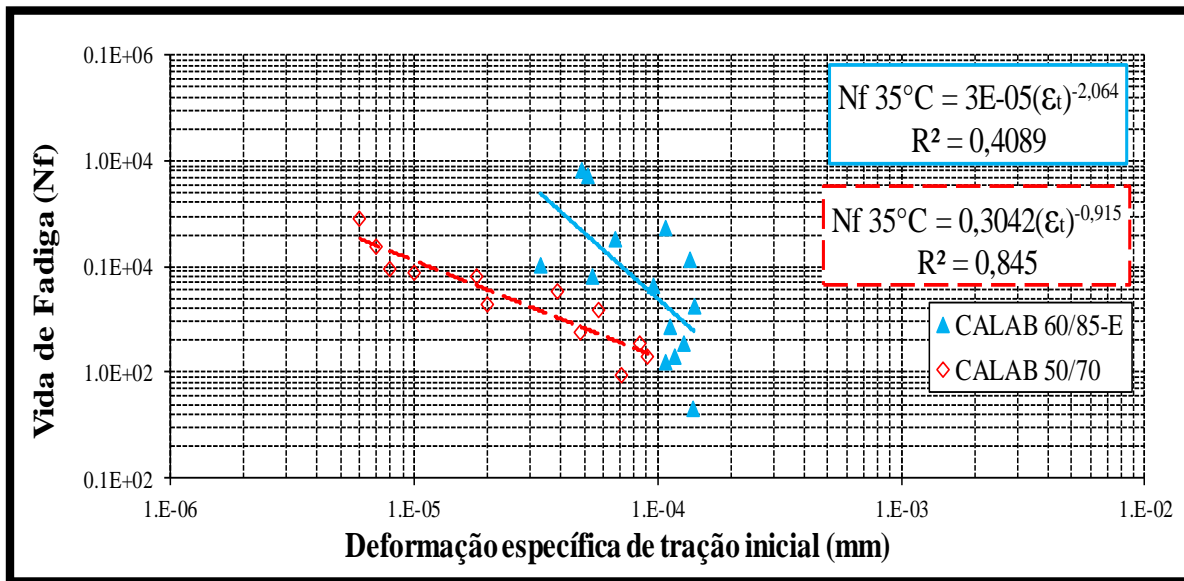


Figura 61 – Relação entre desempenho à fadiga e deformação específica de tração inicial

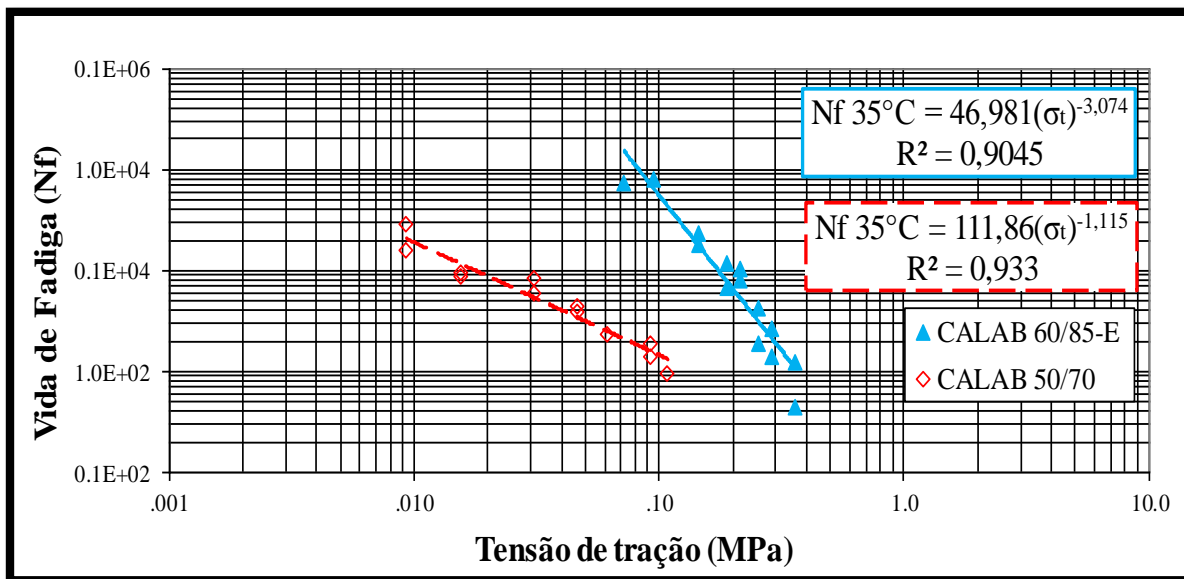


Figura 62 – Relação entre desempenho à fadiga e Tensão de tração



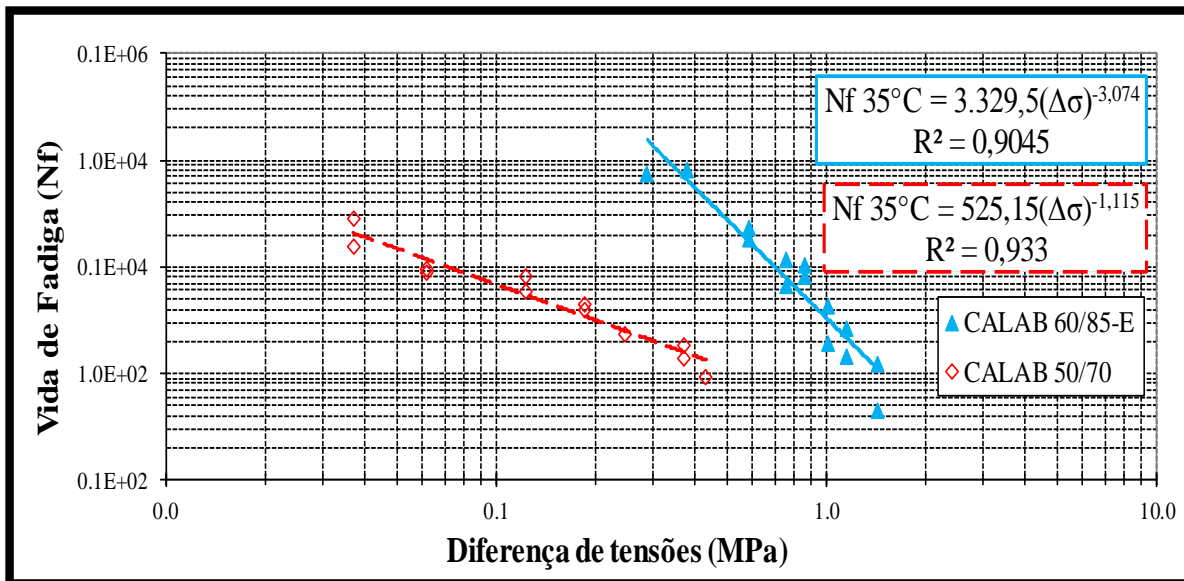


Figura 63 – Relação entre desempenho à fadiga e diferença de tensões

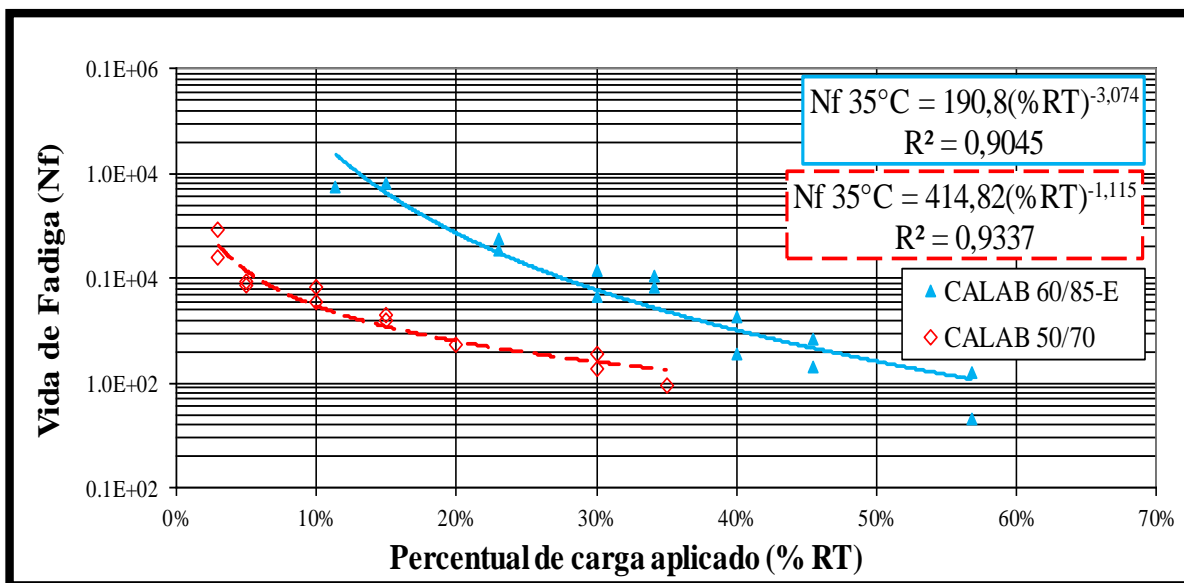


Figura 64 – Relação entre desempenho à fadiga e percentual de carga aplicado

Novamente, o desempenho à fadiga das misturas asfálticas foi avaliado hierarquicamente de acordo com diferentes níveis de solicitação. Esta análise, para a temperatura de ensaio igual a 35°C está apresentada na Tabela 34.

Tabela 34 - Desempenho à fadiga por nível de sollicitação para a temperatura de 35°C

Mistura	Desempenho à fadiga (ciclos) - Def. específica de tração inicial					
	$5,0 \times 10^{-6} \text{ m/m}$	Ordem	$1,0 \times 10^{-5} \text{ m/m}$	Ordem	$5,0 \times 10^{-5} \text{ m/m}$	Ordem
CALAB 60/85-E	2.620.880	1	626.789	1	22.618	1
CALAB 50/70	21.558	2	11.433	2	2.622	2

Mistura	Desempenho à fadiga (ciclos) - Tensão de Tração					
	0,05 MPa	Ordem	0,10 MPa	Ordem	0,15 MPa	Ordem
CALAB 60/85-E	469.125	1	55.709	1	16.018	1
CALAB 50/70	3.157	2	1.458	2	927	2

Mistura	Desempenho à fadiga (ciclos) - Diferença de tensões					
	0,1 MPa	Ordem	0,5 MPa	Ordem	1,0 MPa	Ordem
CALAB 60/85-E	3.948.017	1	28.038	1	3.329	1
CALAB 50/70	6.844	2	1.137	2	525	2

Mistura	Desempenho à fadiga (ciclos) - Percentual de carga aplicado					
	10%	Ordem	30%	Ordem	50%	Ordem
CALAB 60/85-E	226.245	1	7.725	1	1.607	2
CALAB 50/70	5.406	2	1.588	2	898	1

Mais uma vez a mistura CA<sub>LAB 60/85-E</sub> mostrou-se mais resistente à fadiga, agora, para a temperatura de ensaio igual a 35°C. Nesta temperatura, a melhora de desempenho proporcionado pela utilização do ligante modificado por polímero, para todos os tipos de sollicitação, é bastante pronunciada, principalmente para os níveis baixo e intermediário. Esta melhora é mais evidente para um nível baixo de diferença de tensões, onde a mistura com ligante modificado por polímero, apresentou um desempenho à fadiga 577 vezes superior à mistura CA<sub>LAB 50/70</sub>, representando um incremento na vida de fadiga de aproximadamente  $3,94 \times 10^6$  ciclos.

#### 5.3.1.4 Discussão dos resultados

Com base nos resultados e análises realizadas, pode-se intuir sobre alguns aspectos. Ao comparar as misturas estudadas foi possível constatar um incremento bastante significativo no desempenho à fadiga pelo uso de ligante modificado, para as três temperaturas analisadas. Este aspecto deflagrou-se para quase todas as relações de sollicitação propostas, sendo mais evidente, na maioria dos casos, para o critério de deformação específica de tração inicial, nos níveis baixo e intermediário.

A melhora proporcionada pela utilização do ligante modificado por polímero, mostrou-se novamente mais relevante para a temperatura mais elevada, basta comparar o afastamento das curvas em cada temperatura de ensaio para constatar a maior superioridade da mistura CA<sub>LAB 60/85-E</sub> na temperatura de ensaio igual a 35°C.

À medida que aumentam as tensões de carregamento, as curvas de fadiga tendem a se cruzarem, apresentando um comportamento bastante análogo a partir deste ponto. Esse encontro das curvas dar-se-ia aproximadamente para um nível de tensão de aplicação de carga entre 45% e 50% da RT, para as três temperaturas analisadas. Ou seja, para níveis de tensão superiores a estes citados, ambas as misturas apresentam resistências à fadiga muito próximas e a ruptura é iminente.

#### 5.3.2 Influência da temperatura

Visando analisar de maneira mais direta a influência da temperatura no desempenho à fadiga das misturas asfálticas estudadas, abordou-se as curvas de fadiga para cada temperatura, em um mesmo gráfico. Bem como foram analisadas as misturas asfálticas frente ao seu desempenho à fadiga no item anterior, para avaliar este parâmetro de ruptura, em função da temperatura, também utilizou-se da hierarquização, em três níveis, para cada tipo de sollicitação. Estas relações, para a mistura CA<sub>LAB 50/70</sub> estão apresentadas nas Figuras 65, 66, 67 e 68 e na Tabela 35.

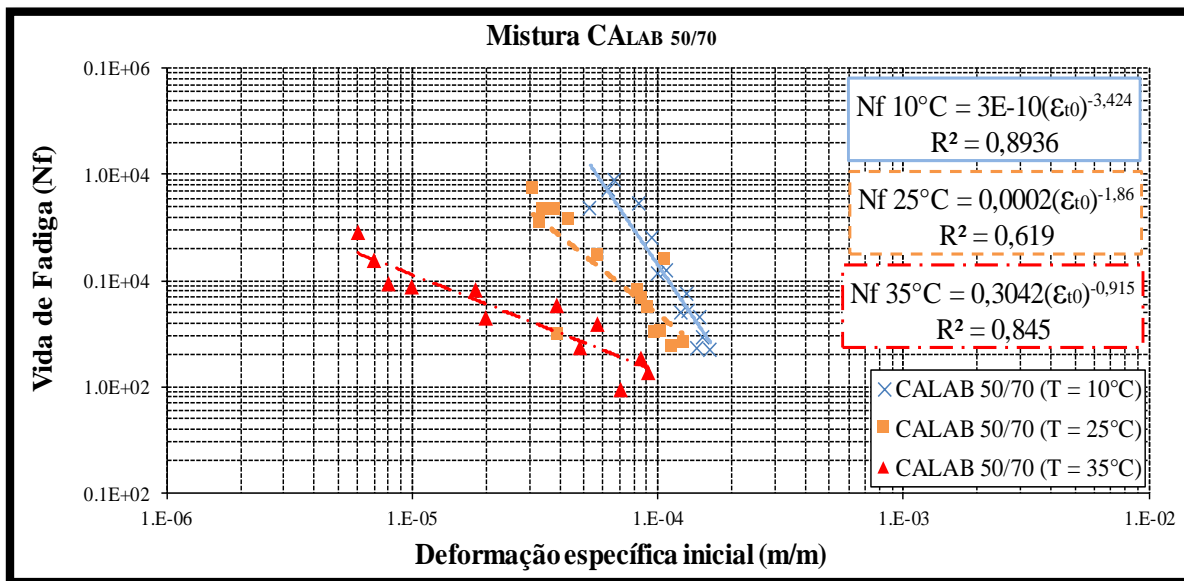


Figura 65 – Relação entre a desempenho à fadiga e deformação específica de tração inicial

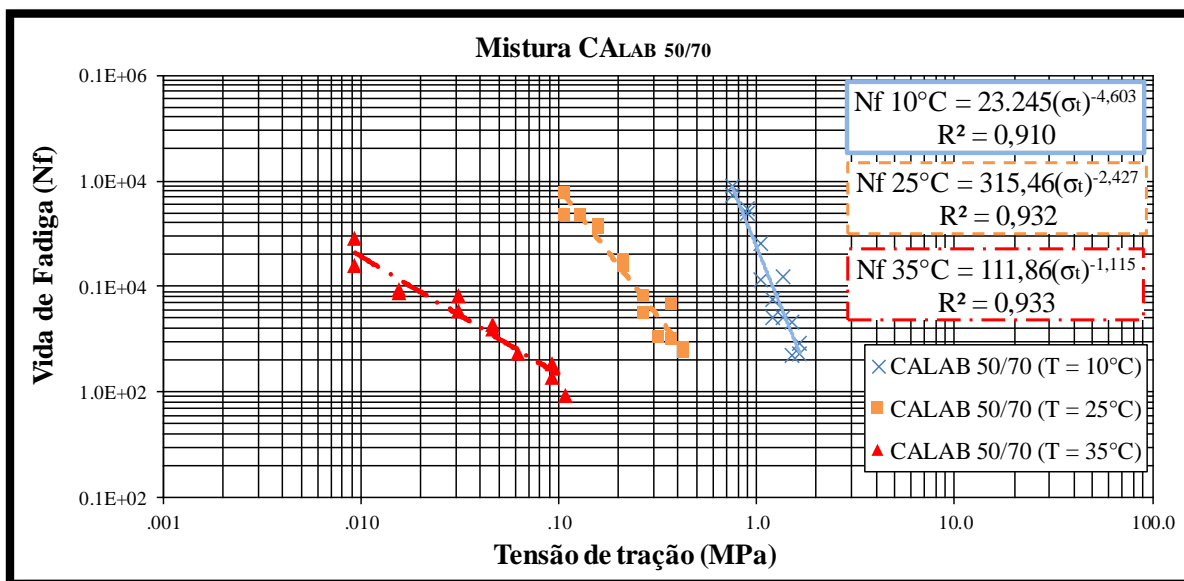


Figura 66 – Relação entre desempenho à fadiga e tensão de tração

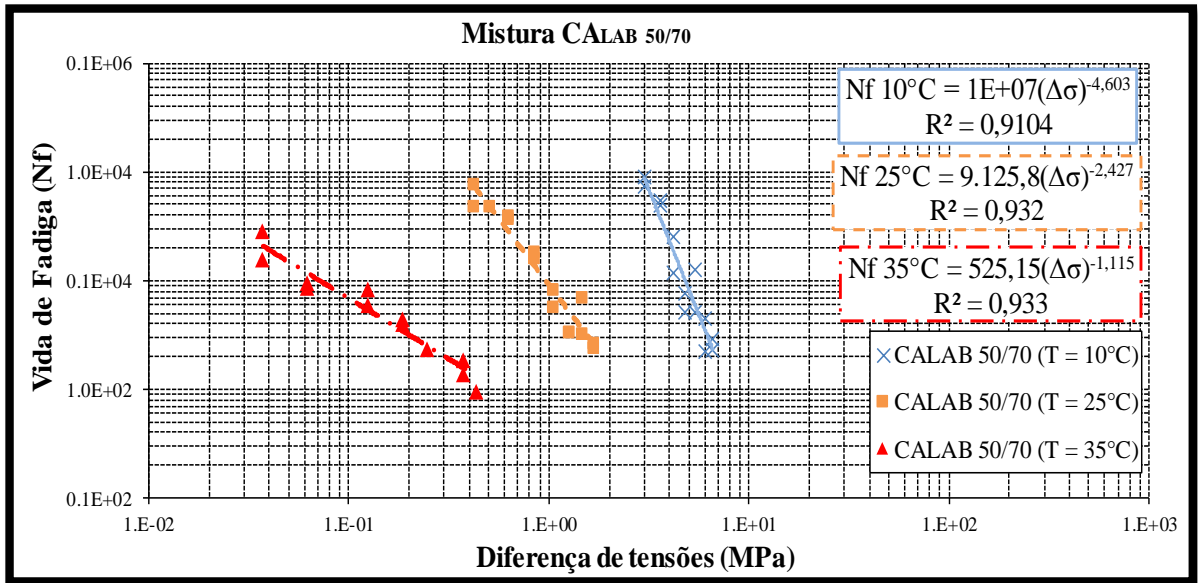


Figura 67 – Relação entre desempenho à fadiga e diferença de tensões

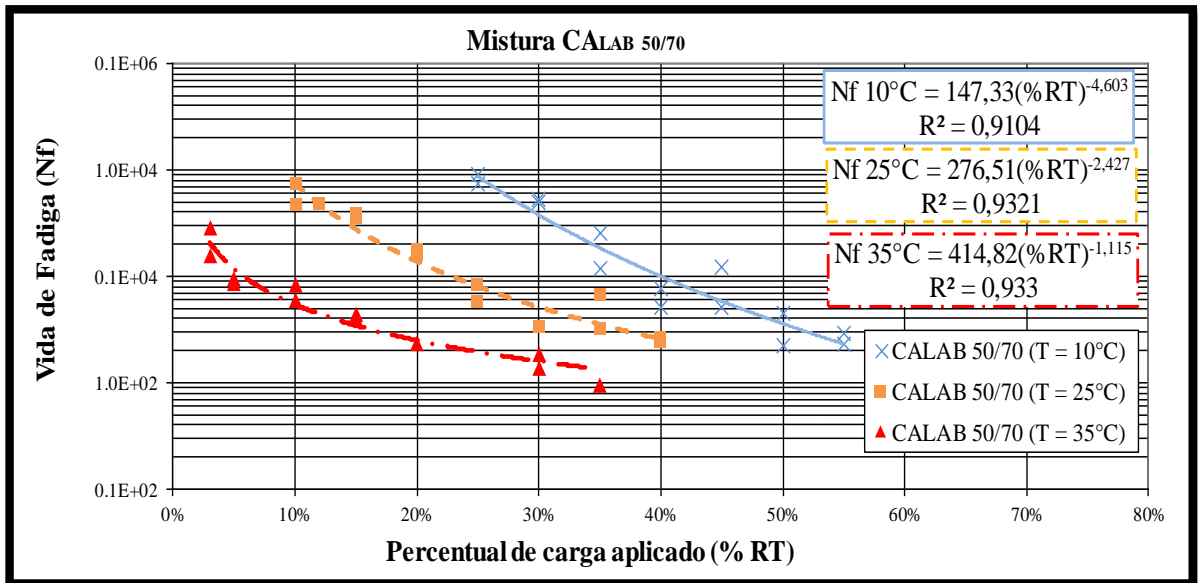


Figura 68 – Relação entre desempenho à fadiga e percentual de carga aplicado

Tabela 35 - Desempenho à fadiga por nível de sollicitação para a mistura CALAB 50/70

Temperatura (°C)	Desempenho à fadiga (ciclos) - Def. específica de tração inicial					
	$5,0 \times 10^{-6}$ m/m		$1,0 \times 10^{-5}$ m/m		$5,0 \times 10^{-5}$ m/m	
	Ordem		Ordem		Ordem	
10	424.470.937	1	39.547.702	1	159.900	1
25	1.448.591	2	399.052	2	19.996	2
35	21.558	3	11.433	3	2.622	3

Temperatura (°C)	Desempenho à fadiga (ciclos) - Tensão de Tração					
	0,1 MPa	Ordem	0,50 MPa	Ordem	1,0 MPa	Ordem
10	931.814.685	1	564.899	1	23.245	1
25	84.323	2	1.696	2	315	2
35	1.457	3	242	3	112	3

Temperatura (°C)	Desempenho à fadiga (ciclos) - Diferença de tensões					
	0,5 MPa	Ordem	1,0 MPa	Ordem	5,0 MPa	Ordem
10	243.019.470	1	10.000.000	1	1.546.863	1
25	49.076	2	9.126	2	184	2
35	1.137	3	525	3	87	3

Temperatura (°C)	Desempenho à fadiga (ciclos) - Percentual de carga aplicado					
	10%	Ordem	30%	Ordem	50%	Ordem
10	5.905.969	1	37.593	1	3.580	1
25	73.911	2	5.137	2	1.487	2
35	5.406	3	1.588	3	898	3

Ao analisar o desempenho à fadiga da mistura CALAB 50/70, em termos de deformação específica de tração inicial, evidencia-se que o desempenho à fadiga na temperatura de ensaio de 10°C é cerca de 35 vezes superior ao desempenho à fadiga na temperatura de ensaio de 25°C, resultando em um incremento na vida de fadiga igual a  $3,90 \times 10^7$  ciclos para um nível intermediário de deformação. Essa melhora de desempenho é ainda maior quando comparadas as temperaturas de 35°C e 10°C. Nota-se que o desempenho à fadiga na temperatura de 10°C é 3.459 vezes superior ao desempenho à 35°C, representando um incremento de  $3,95 \times 10^7$  ciclos, para um nível intermediário de deformação. O mesmo tipo de análise foi realizado para a mistura comparativa, CALAB 60/85-E e está apresentada nas Figuras 69, 70, 71 e 72 e na Tabela 36.

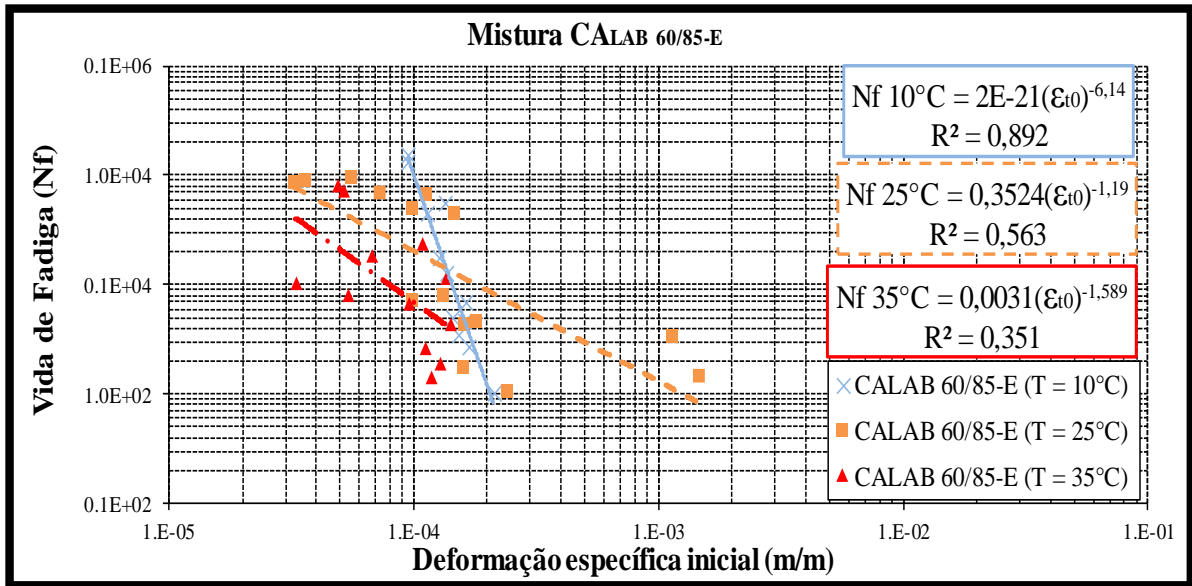


Figura 69 - Relação entre desempenho à fadiga e deformação específica de tração inicial

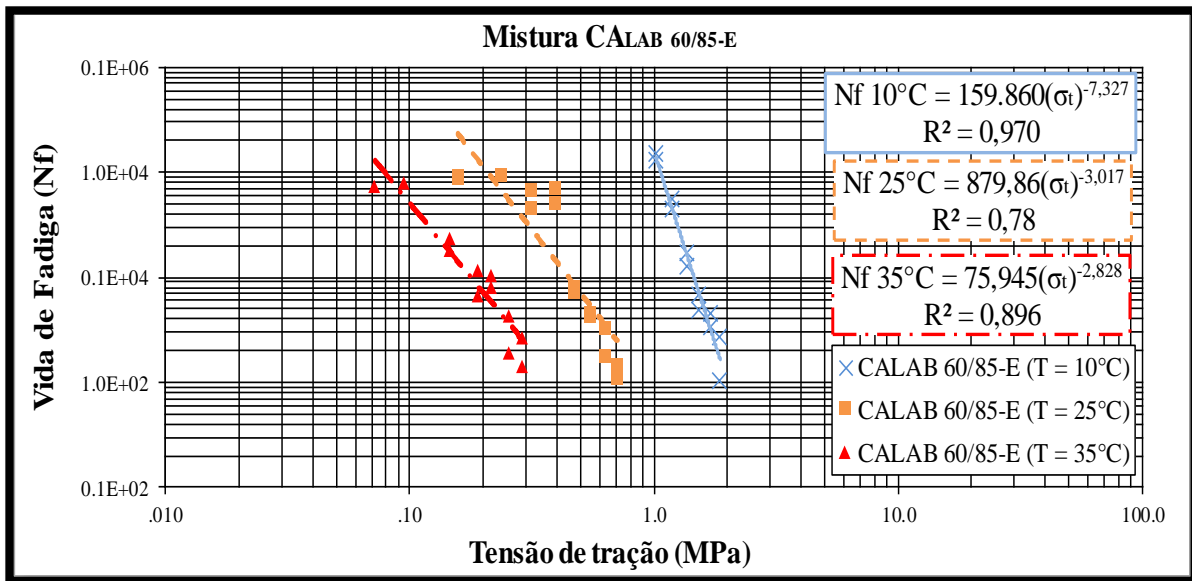


Figura 70 – Relação entre desempenho à fadiga e Tensão de tração

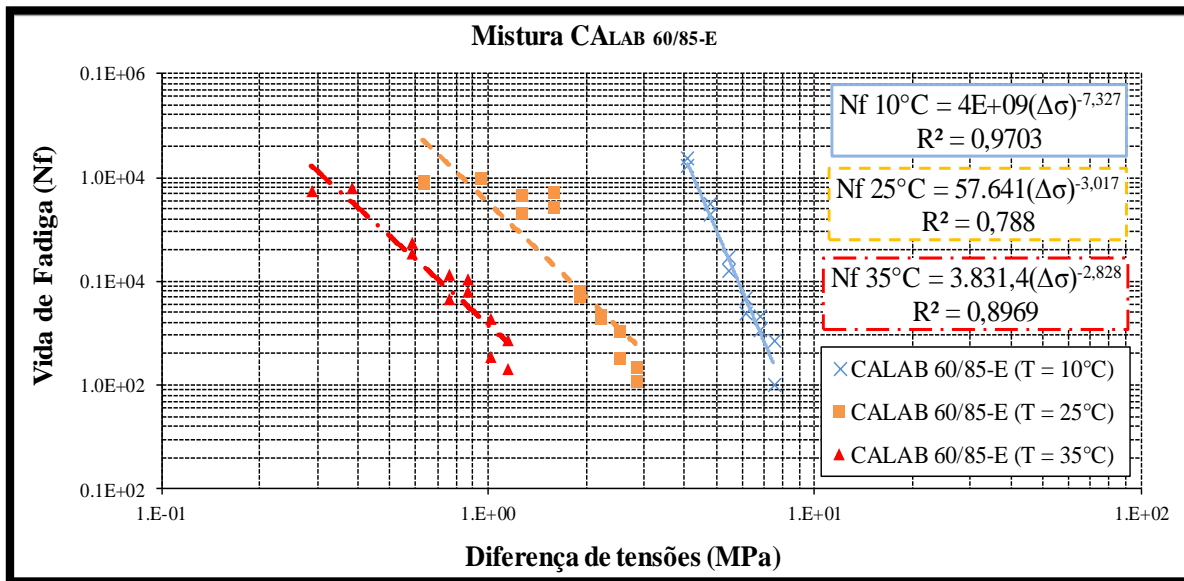


Figura 71 – Relação entre desempenho à fadiga e diferença de tensões

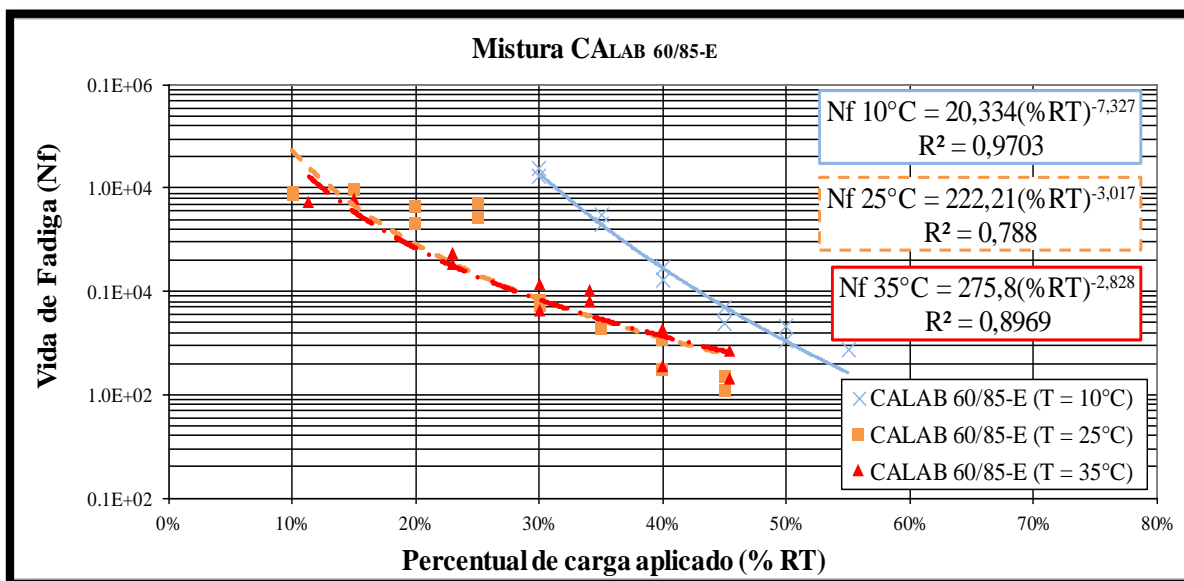


Figura 72 – Relação entre desempenho à fadiga e percentual de carga aplicado



Tabela 36 - Desempenho à fadiga por nível de solicitação para a mistura CA<sub>LAB 60/85-E</sub>

Temperatura (°C)	Desempenho à fadiga (ciclos) - Def. específica de tração inicial					
	5,0x10 <sup>-5</sup> m/m		1,0x10 <sup>-4</sup> m/m		3,0x10 <sup>-4</sup> m/m	
	Ordem	Ordem	Ordem	Ordem	Ordem	Ordem
10	7.723.895	1	90.579	1	79	3
25	46.266	2	20.278	2	5.486	1
35	21.169	3	7.036	3	1.228	2

Temperatura (°C)	Desempenho à fadiga (ciclos) - Tensão de Tração					
	0,5 MPa	Ordem	1,0 MPa	Ordem	1,5 MPa	Ordem
10	25.667.678	1	159.860	1	8.194	1
25	7.122	2	880	2	259	2
35	539	3	76	3	24	3

Temperatura (°C)	Desempenho à fadiga (ciclos) - Diferença de tensões					
	1,5 MPa	Ordem	3,0 MPa	Ordem	5,0 MPa	Ordem
10	205.040.351	1	1.277.005	1	30.249	1
25	16.961	2	2.095	2	449	2
35	1.217	3	171	3	40	3

Temperatura (°C)	Desempenho à fadiga (ciclos) - Percentual de carga aplicado					
	10%	Ordem	30%	Ordem	50%	Ordem
10	431.740.529	1	137.834	1	3.265	1
25	231.081	2	8.400	2	1.799	2
35	185.607	3	8.304	3	1.958	3

Para a mistura asfáltica CA<sub>LAB 60/85-E</sub>, ao comparar as temperaturas de ensaio 25°C e 10°C, evidenciou-se que o desempenho à fadiga nesta temperatura é 4,5 vezes superior ao desempenho a 25°C, agregando uma sobrevida a mistura de aproximadamente 7,03x10<sup>4</sup> ciclos, para um nível intermediário de deformação específica de tração inicial. Realizando o mesmo comparativo, entre as temperaturas de 35°C e 10°C, deflagra-se uma melhora de desempenho à fadiga ainda mais pronunciada para a menor temperatura. O desempenho à fadiga na temperatura de 10°C mostrou-se 13 vezes superior ao desempenho obtido na temperatura de 35°C, refletindo em um incremento de 8,35x10<sup>4</sup> ciclos de carregamento, para um nível intermediário de deformação específica de tração inicial.

Desta forma, fica explícito o melhor desempenho das misturas asfálticas estudadas quando condicionadas a temperaturas de 10°C, para todos os tipos de solicitação. Uma ressalva à mistura CA<sub>LAB 60/85-E</sub>, que apresentou um cruzamento da curva de fadiga a 10°C sobre as demais, a partir de uma determinada tensão de carregamento, em termos de deformação

específica de tração inicial. Preussler e Pinto (2010) apresentam resultados semelhantes sobre o desempenho à fadiga nas mesmas condições de temperatura (10, 25 e 35°C), onde obtiveram resultados bastante superiores para a temperatura de ensaio igual a 10°C, para um mesmo nível de diferença de tensões. O elevado desempenho à fadiga nesta temperatura impossibilitou de trabalhar com carregamentos abaixo de 10%RT, pois as amostras não atingiam a ruptura até o limite proposto pela máquina, 10<sup>5</sup> ciclos. O contrário foi observado para a temperatura de 35°C, quando foi possível trabalhar com tensões menores.

Outro fato relevante é a forma de ruptura das amostras, a 10°C este processo ocorreu de maneira brusca, sem deformação, com separação total das duas faces das amostras, evidenciando uma ruptura frágil. À temperatura de 35°C, a forma de ruptura das amostras apresentou-se dúctil, com deformação da massa asfáltica seguida de ruptura. Devido à ocorrência de deformação bastante acentuada para esta temperatura, foi necessário modificar o parâmetro de término do ensaio de fadiga. Corriqueiramente, utiliza-se como critério para a parada do ensaio um deslocamento máximo do pistão igual a 4mm. Iwanaga (2007) recomenda valores entre 3 e 6mm, no entanto, esse limite precisou ser ajustado para 8mm pois percebeu-se que as amostras, em sua maioria, deformavam-se e não rompiam por fadiga para valores inferiores a este. A diferença de comportamento durante a ruptura das amostras fica evidente na Figura 73, salienta-se nesta imagem também, a deformação vertical sofrida pelas amostras ensaiadas à fadiga na temperatura de 35°C.



Figura 73 – Diferentes formas de ruptura das amostras

O acréscimo de desempenho à fadiga, proporcionado pela redução da temperatura de ensaio, acontece muito provavelmente devido ao ganho de rigidez das amostras quando submetidas à temperaturas baixas, de maneira tal que, acabam por resistir mais aos esforços de tração (MEDINA e MOTTA, 2015). No entanto, há de se ter muita cautela ao concluir que o desempenho à fadiga melhora com a redução da temperatura pois em campo é no período de inverno que a camada asfáltica encontra-se mais suscetível ao trincamento por fadiga. O aumento de rigidez é benéfico para o desempenho à fadiga até um certo grau de envelhecimento da mistura asfáltica, representada por uma relação modular entre o  $MR_{\text{Revestimento}}$  e o  $MR_{\text{Base}}$  (Tonial, 2001). Este benefício, segundo o autor, vai se transformando em redução da expectativa de vida, tanto maior quanto menos espesso for a camada de revestimento. Contudo, é patente a grande importância da temperatura no desempenho à fadiga de misturas asfálticas.

### 5.3.3 Modelos de fadiga

Com base nos resultados obtidos nesta pesquisa, determinou-se modelos de desempenho à fadiga em função da temperatura de ensaio, para cada mistura analisada, com exceção da mistura de campo. Estes modelos, permitem intuir sobre a evolução do processo de fadiga em campo e servem como base para estudos futuros sob condições semelhantes às quais foram desenvolvidos. Modelos laboratoriais como os propostos neste trabalho, tornam-se mais relevantes à medida que são calibrados por fatores de correlação laboratório/campo. Esta correlação se faz muito importante pois os fatores de calibração englobam uma série de aspectos, de maneiras a estimar com maior perspicácia a realidade de campo.

No entanto, para esta pesquisa, não foi possível desenvolver um fator de correlação laboratório/campo devido à integridade do trecho monitorado durante o período analisado. Cabe ressaltar que, tinha-se como um dos objetivos da pesquisa determinar um fator de calibração para o trecho monitorado, de maneira condicional pois não se podia prever o desempenho de campo.

Os modelos desenvolvidos nesta pesquisa se propuseram a avaliar o Módulo de Resiliência em função da temperatura de ensaio, para cada mistura asfáltica em particular. Visando desta maneira, inferir sobre o desempenho à fadiga de uma mistura asfáltica com a variação da temperatura, já que, esta, é muito presente em regiões de Clima Tropical, predominante no Brasil. No entanto, esse tipo de avaliação não é muito comum. Na maioria dos

estudos encontrados na literatura, avalia-se o Módulo de Resiliência em função do tipo de mistura asfáltica, considerando fatores como: faixa granulométrica, tipos de agregados, tipos de ligantes, teor de ligante, etc.

Para elaboração dos modelos foi utilizado o programa *CurveExpert Professional* versão 2.0.3. As Figuras 74 e 75 apresentam a dispersão dos resultados obtidos pelos modelos propostos em função do desempenho à fadiga de laboratório, para a mistura convencional de laboratório e a comparativa, com ligante modificado, respectivamente. Os dados utilizados para formulação dos modelos, referentes ao desempenho à fadiga de cada mistura asfáltica, estão apresentados nos Apêndices B<sub>1</sub> e B<sub>2</sub>. Para os valores de Módulo de Resiliência foram utilizados os valores de MR<sub>t</sub> médio, determinados no ensaio de módulo, em cada temperatura. Os modelos de desempenho à fadiga elaborados neste trabalho e os demais representados na Tabela 36, à exceção do modelo da FHWA (2006) que não considera o Módulo de Resiliência, seguem o modelo exponencial apresentado na Equação 41.

$$Nf = K_1 \cdot \varepsilon_t^{K_2} \cdot Mr^{K_3} \quad (41)$$

Onde:

Nf = Número de repetições do carregamento necessário à ruptura completa da amostra;

$\varepsilon_t$  = Deformação específica de tração inicial (m/m);

Mr = Módulo de Resiliência total (MPa);

K<sub>1</sub>, K<sub>2</sub> e K<sub>3</sub> = constantes do modelo.

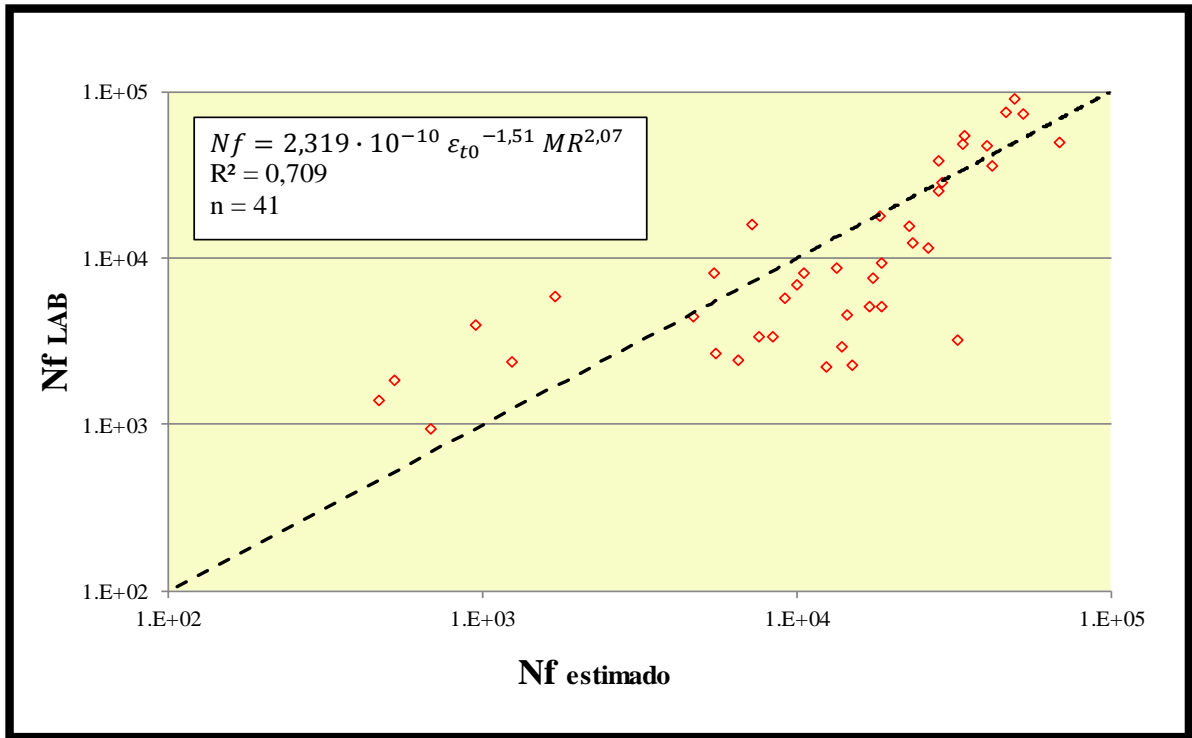


Figura 74 - Dispersão do modelo proposto para a mistura CA<sub>LAB</sub> 50/70

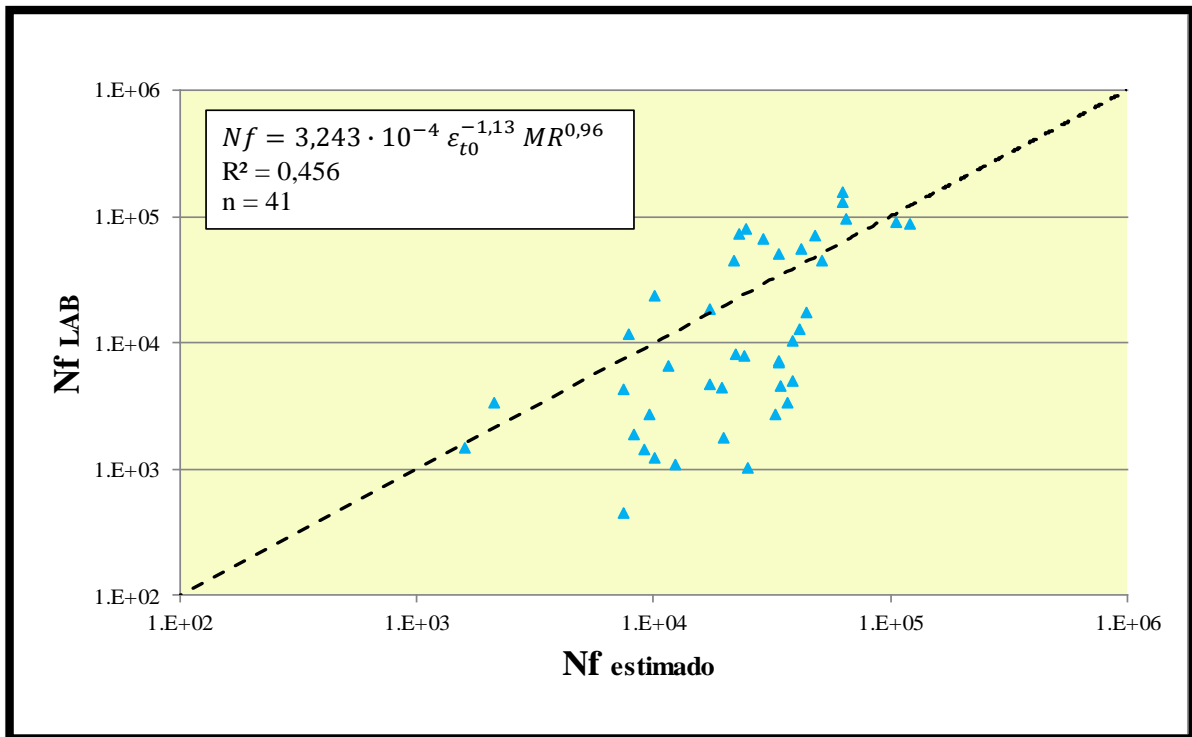


Figura 75 - Dispersão do modelo proposto para a mistura CA<sub>LAB</sub> 60/85-E

Ao comparar os modelos desenvolvidos nesta pesquisa, encontrou-se uma maior representatividade para a mistura com ligante convencional. O modelo desenvolvido para esta mistura é representativo para 70,9% dos casos. Já, o modelo gerado para a mistura com ligante modificado, explica apenas o resultado de 45,6% das amostras, sendo pouco representativo.

Esperava-se obter modelos mais representativos para as misturas estudadas, no entanto, tinha-se ciência que os resultados dos ensaios de fadiga por tração indireta, na maioria das vezes, geram dispersões significativas (RODRIGUES, 1991; MONISMITH, 1998; SPECHT, 2004; BALBO, 2010).

A Tabela 37 apresenta as constantes dos modelos propostos, também, foram inseridos nesta tabela, constantes de outros modelos já consagrados pela literatura para fins de comparação. Cabe ressaltar que, o modelo de Franco (2007) está apresentado sem o fator de calibração laboratório/campo, já o modelo da FHWA (2006), apresenta-se calibrado (BALBO, 2007).

Tabela 37 – Constantes dos modelos de desempenho à fadiga

Modelo Ctes,	PINTO (1991)	SPECHT (2004)	FHWA (2006)	FRANCO (2007)	CA <sub>LAB 50/70</sub>	CA <sub>LAB 60/85-E</sub>
K <sub>1</sub>	9E-09	3,62E+2	1,06E+6	1,90E-6	2,32E-10	3,24E-4
K <sub>2</sub>	-2,65	-1,72	-3,512	-2,821	-1,514	-1,134
K <sub>3</sub>	0,033	-1,61	-	-0,74	2,075	0,961
R <sup>2</sup>	0,96	0,619	-	0,805	0,709	0,456

Plotou-se em único gráfico, deformação específica de tração inicial por desempenho à fadiga, as curvas de cada modelo. Para os modelos propostos por Pinto (1991), Specht (2004) e os dois desenvolvidos na pesquisa, atribuiu-se um fator de calibração de  $10^5$ , valor recomendado por Pinto e Preussler (2010) para este tipo de solicitação. O modelo da FHWA (2006), já possui o fator de calibração subentendido na sua equação, apenas multiplicou-se o seu desempenho à fadiga por 3, devido a este modelo utilizar fatores de equivalência de carga adotados pelo método da AASHTO e os demais, método USACE. Para o modelo de Franco (2007), utilizou-se o fator de calibração igual a  $10^4$ , recomendado pelo próprio autor para o seu modelo. A representação das curvas dos modelos calibrados está apresentada no gráfico da Figura 76.

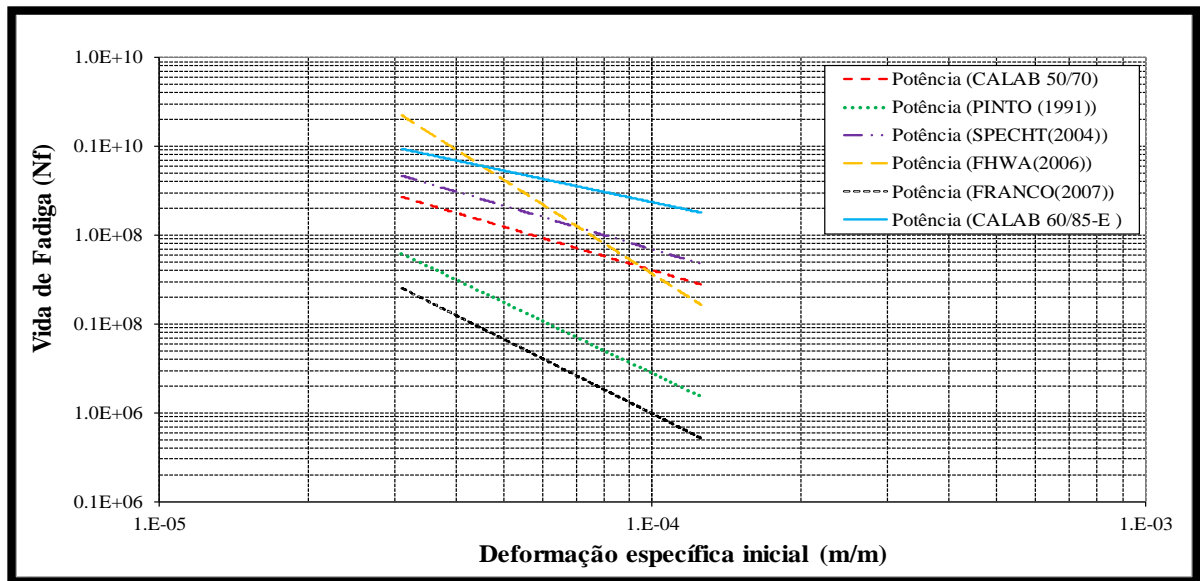


Figura 76 – Curvas dos modelos de desempenho à fadiga referenciados

Percebe-se uma grande diferença entre as curvas dos modelos de fadiga, proporcionada pelas peculiaridades de cada modelo. Nesse contexto, os modelos desenvolvidos por Pinto (1991) e Franco (2004), mostraram-se conservadores em relação aos demais. Já os modelos propostos nesta pesquisa, apresentaram um comportamento próximo aos modelos de Specht (2004) e da FHWA (2006). Gonçalves (2002) já havia expressado seu desapontamento quanto à utilização de modelos de fadiga ao realizar uma comparação entre modelos consagrados pela literatura.

Contudo, faz-se necessário enfatizar a real utilidade desses modelos. Modelos laboratoriais são ótimos representativos para comparação de misturas asfálticas, sendo este o principal objetivo desta pesquisa. Se a intenção é intuir sobre o desempenho à fadiga de campo, a utilização de fatores de calibração laboratório/campo são indispensáveis para que se obtenha uma melhor aproximação pelos modelos.

#### 5.4 Avaliação objetiva da superfície do pavimento

Visando avaliar periodicamente a integridade da superfície de rolamento do trecho monitorado, em especial a existência de fissuras ocasionadas pela fadiga da capa asfáltica, avaliou-se as condições do revestimento frente ao processo de trincamento por fadiga em diferentes oportunidades: antes da abertura ao tráfego (13/05/2013), após um mês (23/06/2013) e posteriormente, uma vez a cada semestre (17/12/2013; 18/06/2014; 07/01/2015).

Buscava-se condicionalmente, pois não se podia inferir sobre o comportamento do trecho monitorado, a partir da evolução desta patologia, correlacionar os resultados obtidos em laboratório com o desempenho à fadiga de campo, de maneira a determinar um fator de calibração laboratório/campo para o trecho estudado. No entanto, este processo não pode ser concluído devido à integridade do pavimento durante o período investigado, aproximadamente 2 anos, impossibilitando a realização de uma correlação com os resultados de desempenho à fadiga obtidos em laboratório. Apenas no último levantamento, realizado no dia 07 de Janeiro de 2015, constatou-se as primeiras fissuras por fadiga, sendo estas de baixa severidade como mostra a Figura 77. Anteriormente ao surgimento destas foram encontrados no trecho, apenas a existência de uma fissura transversal oriunda do processo construtivo, pontos isolados de exsudação e pequenos afundamentos em trilha de roda. A Tabela 38 apresenta resumidamente, os tipos de fissuras, extensão e localização manifestadas no trecho monitorado durante o período avaliado.



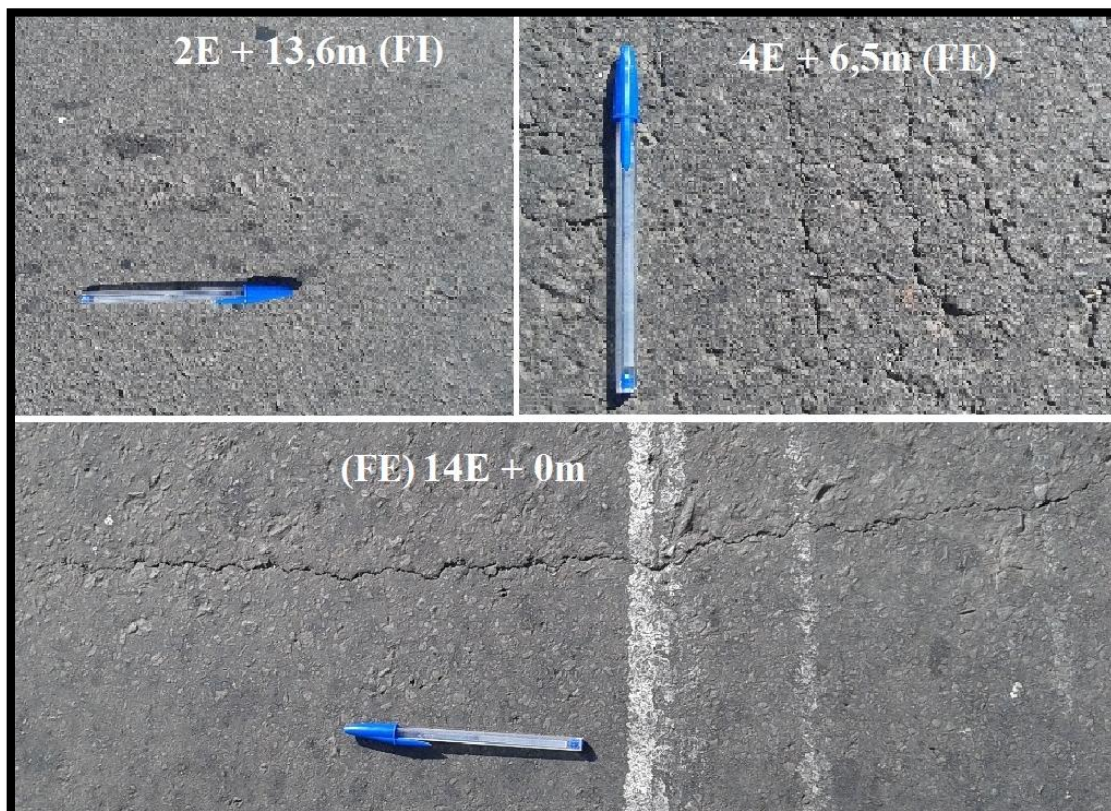


Figura 77 – Fissuras do trecho monitorado, avaliação objetiva do dia 07 de Janeiro de 2015

Tabela 38 – Fissuras levantadas na Faixa Externa

Faixa Interna				
Estaca	Defeito	Largura (m)	Comprimento (m)	Localização (Bordo)
2E + 13,6m	TIT-B	0,2	0,2	BI
Faixa Externa				
Estaca	Defeito	Largura (m)	Comprimento (m)	Localização (Bordo)
4E + 6,5m	TIF-B	0,2	0,2	BI
14E + 0m	TIT-A	0,2	0,4	BI
14E + 0m	TIT-B	0,2	0,2	BC
14E + 0m	TIT-B	0,2	0,2	BE

BC = Bordo central;

BE = Bordo externo;

BI = Bordo interno;

TIF-B = Trinca de fadiga de baixa severidade;

TIT-A = Trinca isolada transversal de alta severidade;

TIT-B = Trinca isolada transversal de baixa severidade.

Devido à impossibilidade de determinação de um fator de calibração laboratório/campo, optou-se em determinar o Índice Geral de Grupo (IGG) e a parcela de contribuição das fissuras encontradas no revestimento asfáltico até a última avaliação objetiva da superfície do pavimento monitorado, realizada no dia 07 de Janeiro de 2015. O IGG foi determinado conforme a Norma DNIT 006/2003-PRO. De acordo com a avaliação objetiva realizada no último levantamento, o trecho monitorado apresentou um IGG igual a 15, atestando um estado “ótimo” para a camada de revestimento asfáltico ( $IGI_{\text{fissuras}}$  igual a 4). A parcela de contribuição das fissuras evidenciadas no trecho até este levantamento, é igual a 16% do IGG.

## 5.5 Resumo dos resultados

Visando propor uma avaliação global da pesquisa, reuniu-se os principais resultados obtidos e arranjou-os em um único gráfico, apresentado na Figura 78. Seguem, nas colunas da esquerda para a direita, os resultados médios de resistência à tração (RT), Módulo de Resiliência total (MRt) e o desempenho à fadiga para os níveis de tensão de 10, 20, 30, 40 e 50% da resistência à tração, para as misturas  $CA_{\text{LAB } 50/70}$  e  $CA_{\text{LAB } 60/85-E}$ . O tamanho das bolhas representa a proporção de cada parâmetro com a variação de temperatura. O desempenho à fadiga não pode ser determinado para a temperatura de 10°C nos níveis de carregamento de 10 e 20%RT. A ocorrência desse fato deve-se à elevada resistência à fadiga das amostras nesta condição e a não ruptura das mesmas até o número de ciclos limite da máquina. Para as temperaturas de 25°C e 35°C, não pode ser determinado o desempenho à fadiga para o nível de carregamento de 50%RT, devido à ruptura iminente das amostras nessas condições de ensaio.

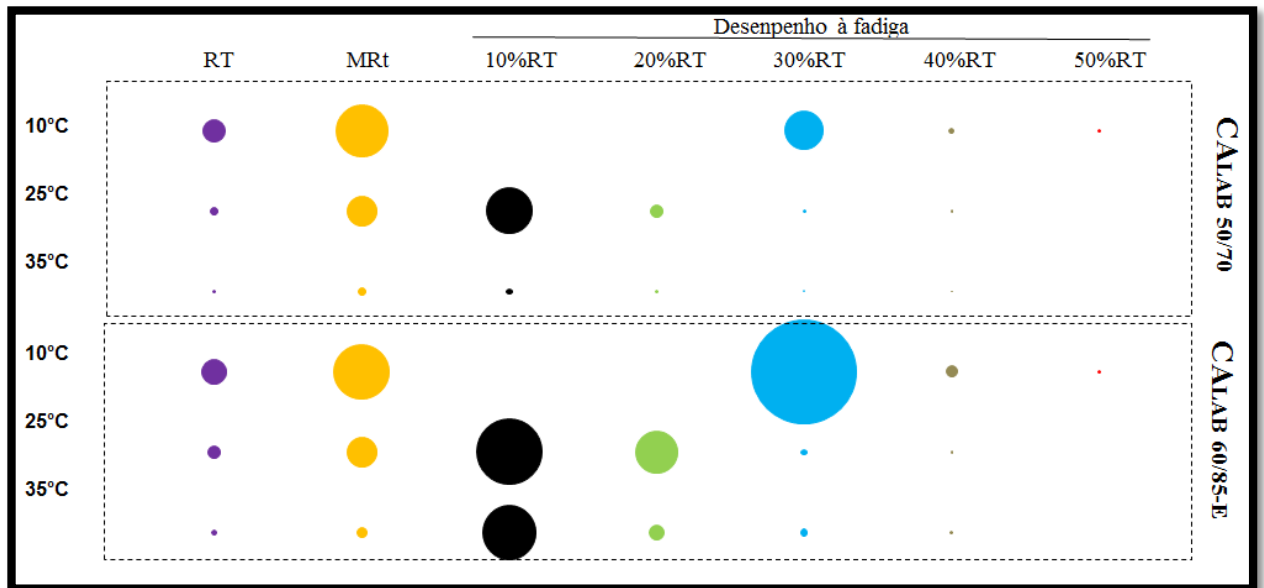


Figura 78 – Resumo dos resultados da pesquisa



## 6. ANÁLISE MECANICISTA

Neste tópico da pesquisa buscou-se avaliar, com o auxílio de análises mecanicistas, a influência da temperatura do revestimento asfáltico nas deformações de tração surgidas nesta camada e conseqüentemente a sua repercussão no desempenho à fadiga para as misturas estudadas. Também, quis-se comparar, o nível de esforço aplicado em laboratório com a realidade de campo.

### 6.1 Influência da temperatura

Propôs-se neste item, realizar uma análise mecanicista para determinar a influência da temperatura também nas deformações de tração sofridas pelo pavimento e, por conseguinte, constatar a melhora de desempenho à fadiga proporcionada pela utilização de ligante modificado por polímero. Para tanto, foram utilizados os modelos de previsão de desempenho desenvolvidos neste trabalho, com fator de calibração igual a  $10^5$  e o modelo calibrado proposto por Franco (2007).

Para a realização desta análise, foi necessário coletar e determinar uma série de dados indispensáveis para a definição das estruturas a serem analisadas, de acordo com o objetivo proposto. As análises mecanicistas foram realizadas no programa computacional AEMC/SisPavBR, versão 2009.

#### 6.1.1 Temperatura do ar e do revestimento asfáltico

Visando determinar a temperatura média do ar, em cada mês do ano, para a cidade de Santa Maria/RS, buscou-se dados históricos. Como fonte de pesquisa foi adotado o Instituto Nacional de Meteorologia do Brasil (INMET). Importou-se do sistema os dados referentes à série histórica de temperaturas médias do ar para a cidade de Santa Maria/RS desde 1960 até o mês de janeiro de 2014, a partir do qual, não foram encontrados mais informações. Foram

determinadas então, as temperaturas médias do ar referentes às médias mensais levantadas pelo INMET para essa série histórica.

Como vislumbrava-se obter as temperaturas mensais médias do revestimento para a cidade. Fez-se necessário transformar as temperaturas médias do ar encontradas em temperaturas do revestimento. Apoiando-se no modelo de conversão da temperatura do ar/revestimento proposto por Motta (1999). Em estudo realizado pela autora, foram determinados modelos de conversão da temperatura representativos de cada região do Brasil em função do seu clima e espessura da camada de concreto asfáltico. Assim, adotou-se o modelo proposto para a região Sul do país, para uma camada de CA com espessura máxima de 0,06m. A fórmula do modelo está apresentada na Equação 42. As temperaturas obtidas, média do ar e do revestimento, estão descritas a seguir na Tabela 39.

$$T_{rev.} = -6,51 + (1,61 \cdot T_{ar}) \quad (42)$$

Onde:

$T_{rev.}$  = Temperatura medida no CA entre 3 a 4cm de profundidade (°C);

$T_{ar}$  = Temperatura do ar (°C).

Tabela 39 – Temperaturas mensais para a cidade de Santa Maria/RS, média do ar e do revestimento

Mês	Temp. média do ar (°C) Fonte: INMET	Temp. do revestimento (°C) Modelo de Motta (1999)
Janeiro	24	32
Fevereiro	24	32
Março	22	29
Abril	18	22
Maio	15	18
Junho	13	14
Julho	13	14
Agosto	14	16
Setembro	16	19
Outubro	19	24
Novembro	21	27
Dezembro	23	31

### 6.1.2 Regressão linear

A partir dos valores de MRt obtidos em laboratório para as temperaturas de 10°, 25° e 35°C, fez-se uma regressão linear destes para determinar os valores de módulo em cada mês do ano em função das temperaturas médias do revestimento estimadas anteriormente. Ou seja, foram determinados para cada mistura asfáltica, os respectivos valores mensais de Módulo de Resiliência (Tabela 40). Plotou-se os gráficos (MRt de laboratório/Temperatura de ensaio) e determinou-se a linha de tendência e a equação dos gráficos, viabilizando desta forma a realização da regressão linear para cada mistura. A Figura 79 faz referência às curvas representativas dos valores de MRt de laboratório pela temperatura de ensaio para as misturas CA<sub>LAB</sub> 50/70 e CA<sub>LAB</sub> 60/85-E, também estão apresentadas nesta figura as fórmulas utilizadas para a determinação dos valores de módulo estimados do revestimento, para cada mês, em Santa Maria/RS.

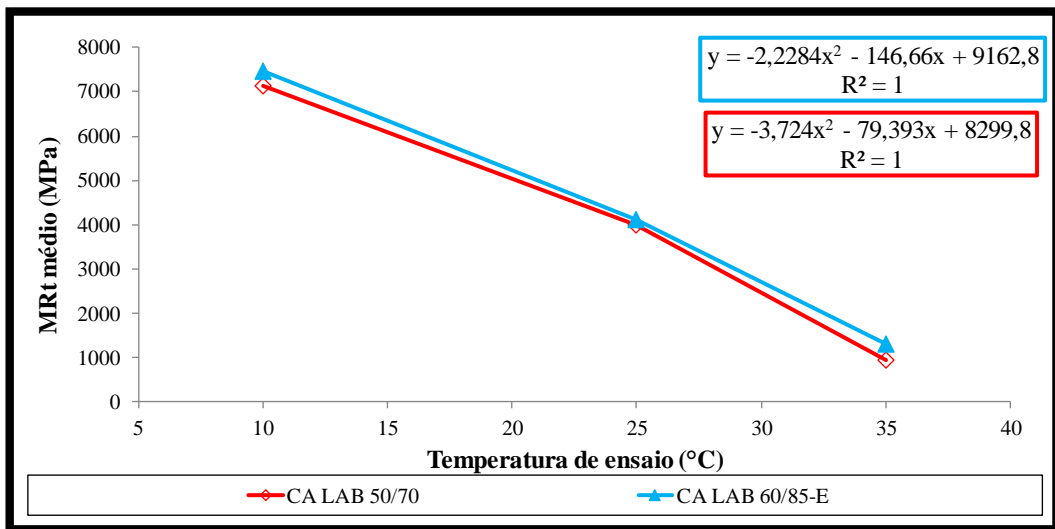


Figura 79 – Curvas de MRt em função da temperatura de ensaio

Tabela 40 – Módulos de resiliência mensais para cada mistura asfáltica

Mês	Temp. do revestimento (°C) Modelo de Motta (1999)	MR CALAB 50/70 (MPa)	MR CALAB 60/85-E (MPa)
Janeiro	32	1.904	2.150
Fevereiro	32	1.904	2.150
Março	29	2.892	3.060
Abril	22	4.635	4.742
Mai	18	5.740	5.882
Junho	14	6.380	6.585
Julho	14	6.380	6.585
Agosto	16	6.070	6.239
Setembro	19	5.391	5.514
Outubro	24	4.228	4.339
Novembro	27	3.356	3.498
Dezembro	31	2.408	2.611

### 6.1.3 Dados de entrada para análise mecanicista

Para a análise das estruturas considerou-se as camadas do pavimento como sendo não aderidas entre si, carga de eixo igual a 8200Kgf e pressão de inflação dos pneus igual 0,56MPa. Adotou-se para o coeficiente de Poisson os valores sugeridos por Balbo (2007), sendo estes: 0,35 para o CA; 0,40 para a camada de base (BGS); 0,42 para a camada de sub-base (Macadame seco); 0,45 para o subleito. Ao todo, contabilizaram-se 10 estruturas-tipo para cada mistura asfáltica, representativas de cada mês do ano (foram apenas 10 estruturas-tipo pois as temperaturas do revestimento nos meses de Janeiro e Fevereiro, bem como Junho e Julho, são as mesmas).

As deformações de tração na estrutura do pavimento foram analisadas na fibra inferior do revestimento asfáltico, a uma profundidade igual a 0,0599m, ou seja, 0,0001m antes do fim desta camada. Estas análises foram feitas em três posições distintas: no eixo de simetria (es), bordo da roda (br) e centro da roda (cr), como mostra a Figura 80.



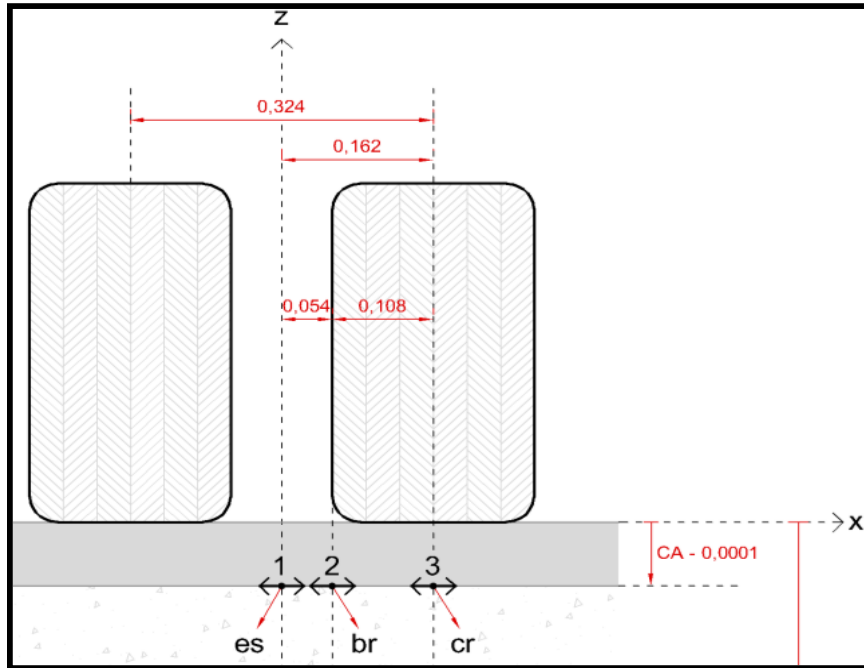


Figura 80 – Posições de análise das deformações de tração do pavimento

Fonte: Adaptado de Ribas (2014)

A estrutura do pavimento e os respectivos valores de Módulo de Resiliência foram mantidos constantes em cada análise, variou-se apenas o valor de módulo da camada de revestimento de acordo com a sua temperatura em cada mês do ano. As espessuras das camadas do pavimento foram às mesmas do trecho monitorado (CA = 0,06m; BGS = 0,20m; Sub-base = 0,40m). Os valores de Módulo de Resiliência das camadas de base, sub-base e do subleito foram determinados por Santos (2015) a partir de retroanálise de levantamentos feitos com Viga Benkelman alguns dias após a abertura ao tráfego (16/05/2013). Os dados referentes a cada estrutura-tipo encontram-se dispostos nas Tabelas 41 e 42.

#### 6.1.4 Resultados

Os resultados gerais obtidos nas simulações, bem como, as estruturas-tipo analisadas, estão apresentados nas Tabelas 41 e 42.

Tabela 41 – Estruturas-tipo e resultados gerais obtidos para a mistura CA<sub>LAB 50/70</sub>

CA <sub>LAB 50/70</sub>													
Estrutura	Mês	Temp. do revestimento (°C)	Espessuras das camadas (m)			MR (MPa)				Posição	ε <sub>t0</sub> - CA <sub>LAB 50/70</sub> (m/m)	Nf (FRANCO, 2007) CA <sub>LAB 50/70</sub>	Nf CA <sub>LAB 50/70</sub>
			CA	BGS	MS	CA	BGS	MS	Subleito				
1	Janeiro	32	0,06	0,2	0,4	1.904	307	207	93	cr	5,33E-4	1,22E+5	1,34E+7
2	Fevereiro	32	0,06	0,2	0,4	1.904	307	207	93	cr	5,33E-4	1,22E+5	1,34E+7
3	Março	29	0,06	0,2	0,4	2.892	307	207	93	cr	4,22E-4	1,73E+5	4,55E+7
4	Abril	22	0,06	0,2	0,4	4.636	307	207	93	cr	3,39E-4	2,26E+5	1,69E+8
5	Maio	18	0,06	0,2	0,4	5.740	307	207	93	cr	3,05E-4	2,61E+5	3,08E+8
6	Junho	14	0,06	0,2	0,4	6.381	307	207	93	cr	2,89E-4	2,80E+5	4,17E+8
7	Julho	14	0,06	0,2	0,4	6.381	307	207	93	cr	2,89E-4	2,80E+5	4,17E+8
8	Agosto	16	0,06	0,2	0,4	6.070	307	207	93	cr	2,97E-4	2,69E+5	3,60E+8
9	Setembro	19	0,06	0,2	0,4	5.391	307	207	93	cr	3,15E-4	2,49E+5	2,58E+8
10	Outubro	24	0,06	0,2	0,4	4.229	307	207	93	cr	3,54E-4	2,15E+5	1,31E+8
11	Novembro	27	0,06	0,2	0,4	3.357	307	207	93	cr	3,94E-4	1,88E+5	6,87E+7
12	Dezembro	31	0,06	0,2	0,4	2.408	307	207	93	cr	4,59E-4	1,56E+5	2,74E+7

CA = Concreto asfáltico;

BGS = Brita Graduada Simples;

MS = Macadame Seco;

Mr = Módulo de Resiliência;

cr = Centro da roda;

ε<sub>t</sub> = Deformação específica de tração inicial;

N<sub>F</sub> = Desempenho à fadiga com flc = 10<sup>5</sup>.

Tabela 42 - Estruturas-tipo e resultados gerais obtidos para a mistura CALAB 60/85-E

CALAB 60/85-E													
Estrutura	Mês	Temp. do revestimento (°C)	Espessuras das camadas (m)			MR (MPa)				Posição	$\epsilon_{t0}$ - CALAB 60/85-E (m/m)	Nf (FRANCO, 2007) CALAB 60/85-E	Nf CALAB 60/85-E
			CA	BGS	MS	CA	BGS	Ms	Subleito				
1	Janeiro	32	0,06	0,2	0,4	2.150	307	207	93	cr	4,82E-04	1,48E+05	2,99E+08
2	Fevereiro	32	0,06	0,2	0,4	2.150	307	207	93	cr	4,82E-04	1,48E+05	2,99E+08
3	Março	29	0,06	0,2	0,4	3.060	307	207	93	cr	4,12E-04	1,78E+05	5,01E+08
4	Abril	22	0,06	0,2	0,4	4.742	307	207	93	cr	3,35E-04	2,30E+05	9,66E+08
5	Maiο	18	0,06	0,2	0,4	5.882	307	207	93	cr	3,01E-04	2,66E+05	1,34E+09
6	Junho	14	0,06	0,2	0,4	6.585	307	207	93	cr	2,85E-04	2,85E+05	1,59E+09
7	Julho	14	0,06	0,2	0,4	6.585	307	207	93	cr	2,85E-04	2,85E+05	1,59E+09
8	Agosto	16	0,06	0,2	0,4	6.239	307	207	93	cr	2,92E-04	2,77E+05	1,47E+09
9	Setembro	19	0,06	0,2	0,4	5.514	307	207	93	cr	3,11E-04	2,54E+05	1,21E+09
10	Outubro	24	0,06	0,2	0,4	4.339	307	207	93	cr	3,50E-04	2,17E+05	8,44E+08
11	Novembro	27	0,06	0,2	0,4	3.498	307	207	93	cr	3,87E-04	1,92E+05	6,12E+08
12	Dezembro	31	0,06	0,2	0,4	2.611	307	207	93	cr	4,42E-04	1,64E+05	3,97E+08

CA = Concreto asfáltico;

BGS = Brita Graduada Simples;

MS = Macadame Seco;

Mr = Módulo de resiliência;

cr = Centro da roda;

$\epsilon_t$  = Deformação específica de tração inicial;

$N_f$  = Desempenho à fadiga com  $f_{lc} = 10^5$ .

Com intuito de propor uma melhor visualização dos resultados, foram propostas algumas relações em função da temperatura do revestimento, em cada mês, para a cidade de Santa Maria/RS. Esses gráficos são apresentados a seguir nas Figuras 81, 82, 83 e 84.

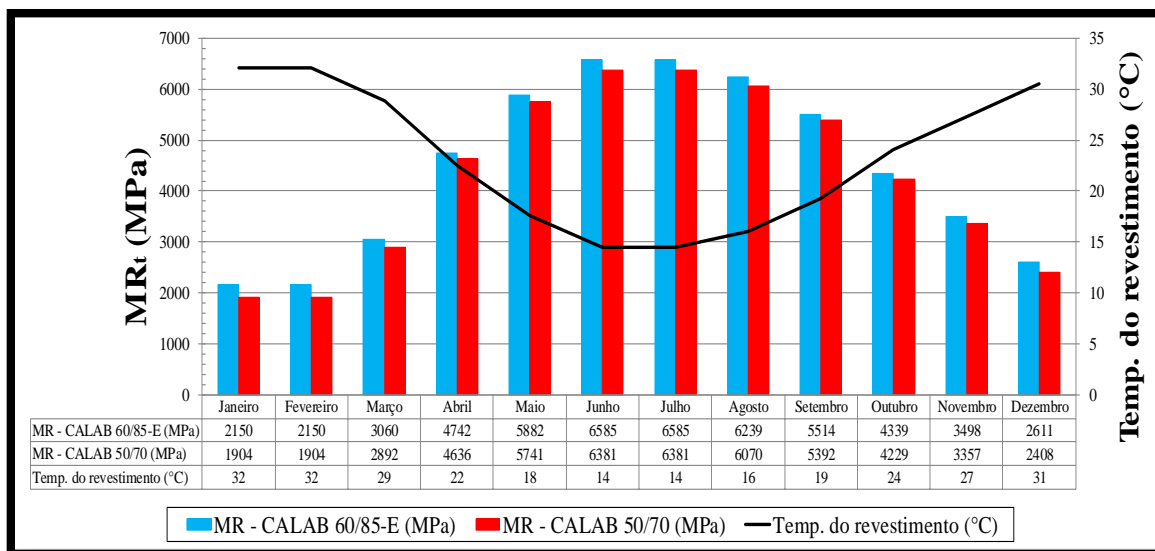


Figura 81 – Relação entre MR e temperatura do revestimento asfáltico para os meses do ano

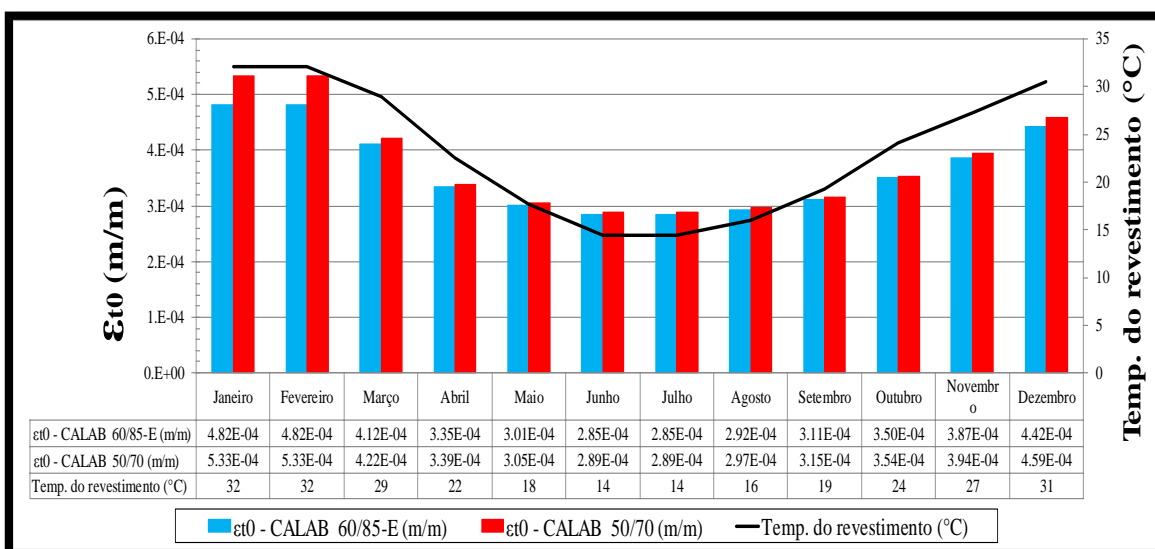


Figura 82 - Relação entre a deformação específica de tração inicial e a temperatura do revestimento asfáltico para os meses do ano

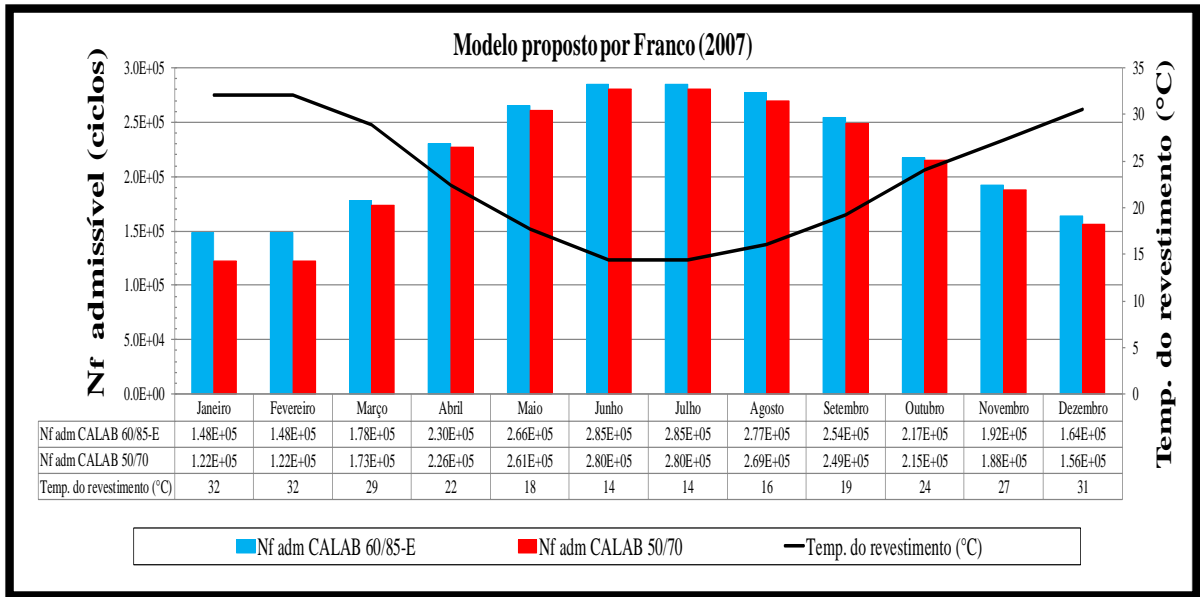


Figura 83 - Relação entre desempenho à fadiga e temperatura do revestimento asfáltico para os meses do ano, modelo de Franco (2007)

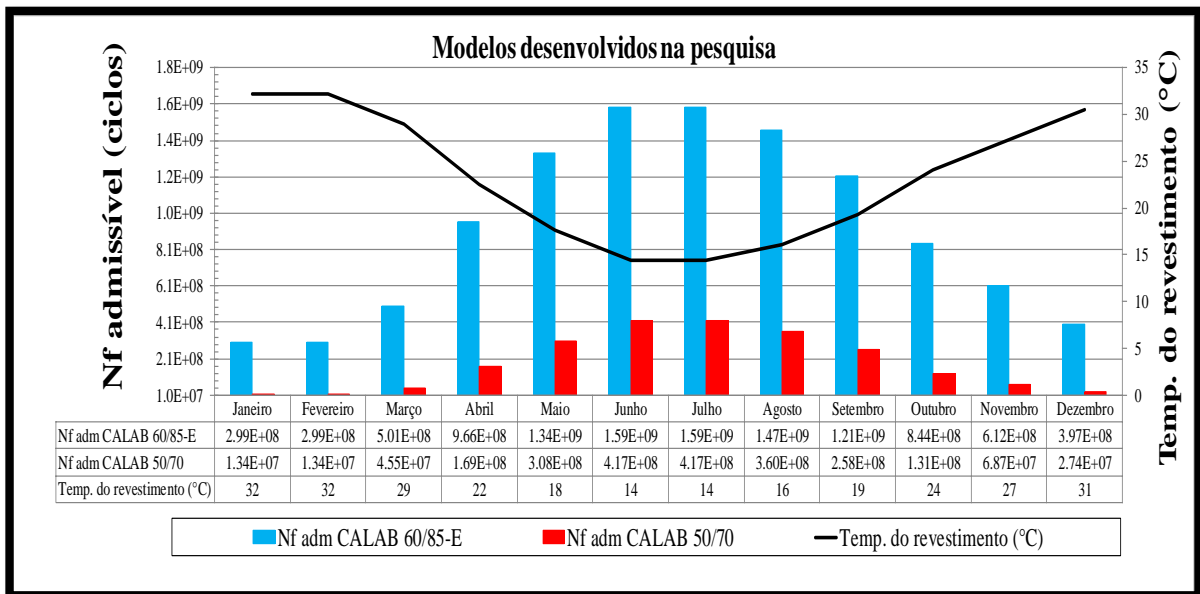


Figura 84 - Relação entre desempenho à fadiga e temperatura do revestimento asfáltico para os meses do ano, modelos propostos nesta dissertação

Fica evidente, mais uma vez, a melhora proporcionada pela utilização do ligante modificado quando comparado ao convencional, em todos os meses do ano. A mistura CA<sub>LAB</sub> 60/85-E mostrou-se menos sensível às variações de temperatura, apresentando melhores resultados de Módulo de Resiliência, menores deformações de tração e conseqüentemente, melhor desempenho à fadiga, principalmente a temperaturas elevadas.

Os valores de Módulo de Resiliência da mistura com ligante modificado por polímero mostraram-se pouco superiores aos obtidos para a mistura convencional. Analisando esta melhora, para o mês de Janeiro, percebeu-se um aumento de rigidez proporcionado pelo uso do ligante modificado em cerca de 13%.

As deformações específicas iniciais de tração ( $\epsilon_{i0}$ ) obtidas para a mistura com ligante convencional são maiores que às da mistura com ligante modificado. Tomando como exemplo, as deformações originadas para a estrutura-tipo nos meses de Janeiro e Fevereiro, onde ocorrem as maiores deformações do revestimento, os valores de “ $\epsilon_{i0}$ ” passaram de  $4,82E^{-4}$  m/m para  $5,33E^{-4}$  m/m quando comparadas as misturas CA<sub>LAB</sub> 60/85-E e CA<sub>LAB</sub> 50/70, respectivamente, evidenciando um aumento deste parâmetro na ordem de 11%.

A utilização do ligante modificado por polímero mostrou ser 1,2 vezes mais resistente à fadiga, equivalente a  $2,6 \times 10^4$  ciclos de carregamento a mais que a mistura convencional, de acordo com o modelo de desempenho proposto por Franco (2007) e 22 vezes superior, equivalente a  $2,85 \times 10^8$  ciclos de carregamento, quando utilizados os modelos desenvolvidos nesta pesquisa. Condições estas, avaliadas para a maior diferença entre os resultados de ambas as misturas, o qual se deu no mês de Janeiro. Esses valores são fortes indícios do quão mais eficiente frente ao desempenho à fadiga é a mistura CA<sub>LAB</sub> 60/85-E, reflexo, principalmente, da propriedade de suscetibilidade térmica dos materiais. É claro que, o uso de ligantes modificados por polímero melhora também outras propriedades como: retorno elástico, estabilidade, resistência ao envelhecimento, durabilidade, adesividade, entre outras. Esta melhora de desempenho à fadiga pode estar atrelada também ao maior teor de ligante desta mistura, pois misturas mais ricas deste insumo apresentam um melhor comportamento frente a este mecanismo de ruptura (FERNANDES JUNIOR, 1994).

Nos meses de verão, o aumento da temperatura do revestimento faz com que sua estrutura diminua a rigidez, se deforme mais e conseqüentemente reduza o desempenho à fadiga. O contrário ocorre no inverno, onde as temperaturas do revestimento diminuem, há um incremento de rigidez do revestimento, reduzem-se as deformações e conseqüentemente melhora o desempenho à fadiga. Essa constatação pode ser evidenciada ao comparar os meses

de Janeiro (maior temperatura do revestimento, 32°C) e Junho (menor temperatura do revestimento, 14°C). A redução na temperatura, entre esses meses, repercutiu em um aumento de 235% e 206% nos valores de Módulo de Resiliência das misturas asfálticas  $CA_{LAB\ 50/70}$  e  $CA_{LAB\ 60/85-E}$ , respectivamente. Seguindo a mesma análise para a deformação específica de tração inicial, esta, apresentou uma redução de 84% e 69% para as misturas  $CA_{LAB\ 50/70}$  e  $CA_{LAB\ 60/85-E}$ , respectivamente. Em termos de desempenho à fadiga, utilizando o modelo proposto por Franco (2007), a diferença de temperatura entre os meses de Janeiro e Junho representou um desempenho à fadiga 2,3 vezes superior (equivalente a  $1,37 \times 10^5$  ciclos) e 1,9 vezes (equivalente a  $1,58 \times 10^5$  ciclos), no mês de Junho, para às misturas  $CA_{LAB\ 50/70}$  e  $CA_{LAB\ 60/85-E}$ , respectivamente. Ao utilizar os modelos propostos nesta pesquisa, essa superioridade foi ainda mais significativa, cerca de 31,1 e 5,3 vezes maior para o mês de Junho, representando uma resistência à fadiga equivalente a  $1,29 \times 10^9$  e  $0,40 \times 10^9$  ciclos a menos no mês mais quente, para as misturas  $CA_{LAB\ 50/70}$  e  $CA_{LAB\ 60/85-E}$ , respectivamente.

Também foi realizado outro tipo de abordagem para analisar a influência da temperatura no desempenho à fadiga das misturas asfálticas estudadas, desta vez, quanto ao dano produzido no pavimento. Visando determinar o consumo resistência à fadiga em cada mês do ano, para o trecho monitorado, aplicou-se a Teoria do Dano Cumulativo Linear de Miner. Foram utilizados os modelos desenvolvidos nesta pesquisa, calibrados por um fator laboratório/campo igual a  $10^5$  (fator recomendado por Pinto e Preussler (2010) em termos de deformação específica de tração) e o modelo proposto por Franco (2007), calibrado, para a determinação do número de ciclos admissível ( $N_{adm.}$ ) para o pavimento estudado. Para a determinação do “tráfego previsto ( $N_{PREV.}$ )” durante toda a vida de serviço do pavimento, considerou-se aquele obtido na primeira contagem ( $N_{anual} = 5,38 \times 10^5$ ), período de projeto igual a 10 anos, taxa de crescimento igual a 3% e linearidade sazonal do tráfego nos 12 meses do ano. Desta forma, chegou-se a um tráfego previsto ( $N_{PREV.}$ ) igual a  $5,54 \times 10^6$  para o período de projeto adotado. Dividindo esse valor por 12, obteve-se o tráfego mensal previsto, igual a  $4,62 \times 10^5$ . O consumo de resistência à fadiga, referente às misturas  $CA_{LAB\ 50/70}$  e  $CA_{LAB\ 60/85-E}$ , está apresentado nas Tabelas 43 e 44, respectivamente.

Tabela 43 - Consumo de desempenho à fadiga para a mistura CA<sub>LAB 50/70</sub>

Mês	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Mai	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro	Σ CRF
N Prev. mensal	4.62E+05	4.62E+05	4.62E+05	4.62E+05	4.62E+05	4.62E+05	4.62E+05	4.62E+05	4.62E+05	4.62E+05	4.62E+05	4.62E+05	
N adm. CALAB 50/70	1.34E+07	1.34E+07	4.55E+07	1.69E+08	3.08E+08	4.17E+08	4.17E+08	3.60E+08	2.58E+08	1.31E+08	6.87E+07	2.74E+07	
CRF CALAB 50/70	3.4%	3.4%	1.0%	0.3%	0.1%	0.1%	0.1%	0.1%	0.2%	0.4%	0.7%	1.7%	12%
N adm. Franco (2007)	1.22E+05	1.22E+05	1.73E+05	2.26E+05	2.61E+05	2.80E+05	2.80E+05	2.69E+05	2.49E+05	2.15E+05	1.88E+05	1.56E+05	
CRF Franco (2007)	378%	378%	267%	204%	177%	165%	165%	171%	185%	215%	245%	295%	2846%

CRF = Consumo de resistência à fadiga.



Tabela 44 – Consumo de desempenho à fadiga para a mistura CA<sub>LAB 60/85-E</sub>

Mês	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Mai	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro	Σ CRF
N Prev. mensal	4.62E+05	4.62E+05	4.62E+05	4.62E+05	4.62E+05	4.62E+05	4.62E+05	4.62E+05	4.62E+05	4.62E+05	4.62E+05	4.62E+05	
N adm. CALAB 50/70	2.99E+08	2.99E+08	5.01E+08	9.66E+08	1.34E+09	1.59E+09	1.59E+09	1.47E+09	1.21E+09	8.44E+08	6.12E+08	3.97E+08	
CRF CALAB 50/70	0.2%	0.2%	0.1%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.1%	0.1%	1%
N adm. Franco (2007)	1.48E+05	1.48E+05	1.78E+05	2.30E+05	2.66E+05	2.85E+05	2.85E+05	2.77E+05	2.54E+05	2.17E+05	1.92E+05	1.64E+05	
CRF Franco (2007)	312%	312%	260%	201%	174%	162%	162%	167%	182%	212%	241%	282%	2665%

CRF = Consumo de resistência à fadiga.

Nota-se com esta análise, o quanto é conservador o modelo proposto por Franco (2007), pois de acordo com este, o pavimento já haveria falhado por fadiga da capa asfáltica, sendo que as condições reais de campo são muito boas, como pode ser visto na determinação do IGG do trecho monitorado. Ao utilizar os modelos propostos por esta pesquisa, os resultados de consumo de resistência à fadiga mostraram-se condizentes com a realidade apresentada em campo. Contudo, os resultados apontados nesta análise mostraram o quão restritivos e dependentes das peculiaridades de cada trecho monitorado são os modelos de desempenho à fadiga.

## 6.2 Níveis de esforços Campo x Laboratório

Neste item da pesquisa objetivou-se determinar, a partir de uma análise mecanicista por tentativas, qual seria o carregamento de campo que resultaria na mesma deformação de tração inicial encontrada em laboratório, referente aos ensaios de fadiga a 25°C para a mistura  $CA_{CAMPO}$ .

### 6.2.1 Deformação específica de tração inicial ( $\epsilon_{t0}$ )

As deformações específicas adotadas como referência, as quais buscou-se encontrar nas análises mecanicistas, foram determinadas em laboratório durante os 200 ciclos iniciais dos ensaios de fadiga. Adotou-se esse critério para evitar uma provável avaria nos transdutores LVDT's (*Linear Variable Diferencial Transducer*), caso ocorresse uma ruptura precoce das amostras. Para cada mistura asfáltica estudada, foram tomadas as deformações médias dos 200 ciclos, referentes a cada nível de carregamento utilizado nos ensaios. Os valores de deformação específica de tração inicial, médios, obtidos nos ensaios de laboratório, são apresentados a seguir na Tabela 45, juntamente com as estruturas-tipo utilizadas na análise mecanicista.

### 6.2.2 Dados de entrada para a análise mecanicista

As análises mecanicistas foram realizadas no programa computacional AEMC/SisPavBR, versão 2009. A estrutura do pavimento e os respectivos valores de Módulo de Resiliência foram mantidos constantes em cada análise, variou-se apenas o valor da carga de eixo. As espessuras das camadas do pavimento, bem como as propriedades elásticas dos materiais, foram às mesmas do trecho monitorado e estão apresentadas na Figura 85.

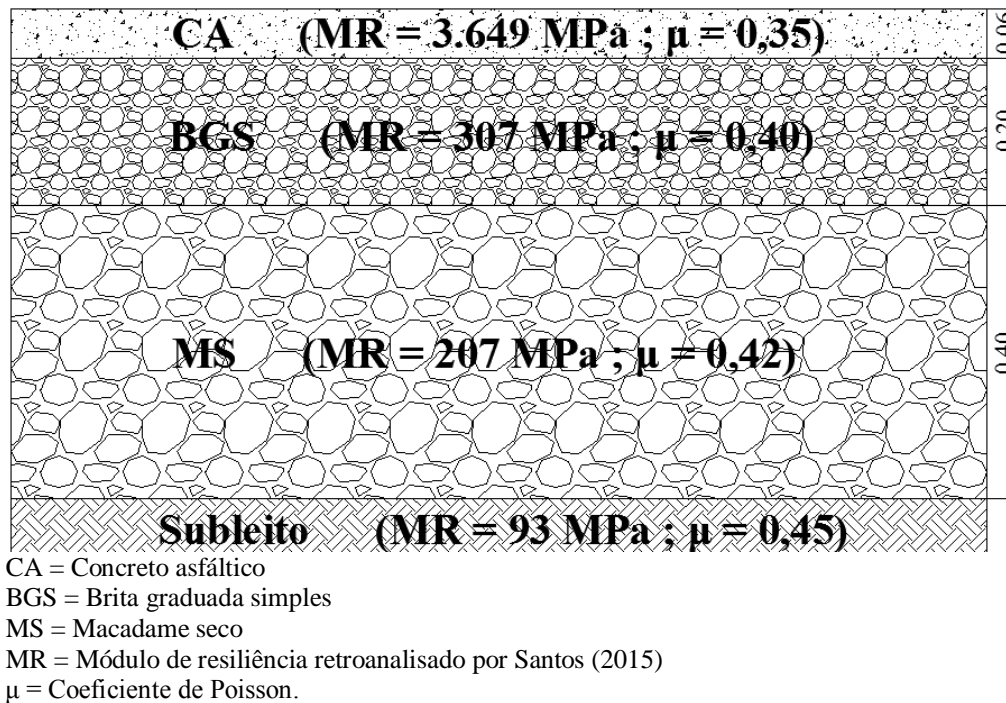


Figura 85 – Estrutura do trecho monitorado

Os valores de Módulo de Resiliência das camadas de revestimento, base, sub-base e do subleito foram determinados por Santos (2015) a partir de retroanálise de levantamentos feitos com Viga Benkelman alguns dias após a abertura ao tráfego do trecho monitorado. Para a análise das estruturas considerou-se as camadas como sendo não aderidas entre si, pressão de inflação dos pneus igual 0,56MPa e carga variável. Adotou-se para o coeficiente de Poisson os valores sugeridos por Balbo (2007). Os valores de Módulo de Resiliência e coeficiente de Poisson de cada camada do pavimento encontram-se na Figura 85.

As deformações da estrutura do pavimento foram analisadas na fibra inferior do revestimento asfáltico, a uma profundidade igual a 0,059m, ou seja, 0,001m antes do fim desta camada. Estas análises foram conduzidas em três posições distintas: no eixo de simetria (es), bordo da roda (br) e centro da roda (cr). As posições foram ajustadas para cada carregamento em particular, devido à variação ocasionada no raio da área de contato. As estruturas-tipo e as deformações específicas de tração inicial médias obtidas em laboratório, que buscou-se determinar nas análises, para cada mistura asfáltica, estão apresentadas nas Tabelas 45.

Tabela 45 – Estruturas-tipo e deformações específicas de tração inicial, médias, para a mistura CACAMPO

CACAMPO								
Estruturas-tipo	Espessuras das camadas (m)			MR (MPa)				$\epsilon_{t0}$ (m/m)
	CA	BGS	MS	CA	BGS	MS	Subleito	
1	0,06	0,2	0,4	3.649	307	207	93	1,3E-05
2	0,06	0,2	0,4	3.649	307	207	93	2,2E-05
3	0,06	0,2	0,4	3.649	307	207	93	3,0E-05
4	0,06	0,2	0,4	3.649	307	207	93	3,6E-05
5	0,06	0,2	0,4	3.649	307	207	93	3,6E-05
6	0,06	0,2	0,4	3.649	307	207	93	5,2E-05
7	0,06	0,2	0,4	3.649	307	207	93	7,7E-05
8	0,06	0,2	0,4	3.649	307	207	93	9,6E-05
9	0,06	0,2	0,4	3.649	307	207	93	9,1E-05
10	0,06	0,2	0,4	3.649	307	207	93	9,9E-05

CA = Concreto asfáltico;

BGS = Brita Graduada Simples;

MS = Macadame Seco;

MR = Módulo de resiliência;

$\epsilon_{t0}$  = Deformação específica de tração inicial.

### 6.2.3 Resultados

As deformações de tração originadas no pavimento são a origem para o surgimento de fissuras por fadiga dos materiais asfálticos. A cada carregamento, o pavimento se deforma, absorve as tensões em forma de energia e quando cessado o carregamento, retorna ao seu estado inicial. No entanto, na microestrutura da camada asfáltica, surgem tensões de tração na fibra inferior que geram um dano à estrutura, este, mesmo que imperceptível a olho nu, com o tempo evolui no surgimento de fissuras, deflagrando o fenômeno de fadiga.

Na Tabela 46 são apresentadas as deformações obtidas durante os ensaios de fadiga para as amostras ensaiadas, juntamente com os respectivos níveis de esforços impostos em laboratório (% RT), Módulo de Resiliência de laboratório ( $MR_{LAB}$ ) e nível de esforço de eixo correspondente em campo (Carga de eixo corresp.), este último, obtido a partir das análises mecanicistas. Nesta tabela consta também, o desempenho à fadiga de laboratório ( $N_{FLAB}$ ) para cada nível de carregamento utilizado nos ensaios e as deformações de tração, para a carga máxima legal permitida por lei para o eixo simples de rodas duplas (ESRD), 50% e 150% desta carga.

Tabela 46 - Correlação entre o carregamento aplicado nos ensaios de fadiga em laboratório com o respectivo de campo para uma mesma deformação.

% RT	$\epsilon_t$ (m/m)	$MR_{LAB}$ (MPa)	$N_{FLAB}$ (ciclos)	Carga de eixo correspondente (kN)
5%	1,30E-05	3.736	94.931	0,85
8%	2,20E-05	3.453	95.836	1,50
10%	3,00E-05	3.209	60.206	2,10
12%	3,60E-05	3.189	86.591	2,55
15%	3,60E-05	3.964	34.871	2,55
20%	5,20E-05	3.871	12.356	3,80
25%	7,70E-05	3.098	7.731	6,10
30%	9,60E-05	2.967	7.891	8,05
35%	9,10E-05	4.388	2.391	7,50
40%	9,90E-05	3.867	2.244	8,35
	3,03E-04		476	50
	4,16E-04		256	100
	5,15E-04		168	150

Observa-se que há uma grande lacuna entre o nível de esforço aplicado em laboratório, em especial para o ensaio de fadiga à tração indireta, e como realmente esse fenômeno se conduz em campo (Figura 86). É claro que, não se pode deixar de lado a influência do modo com que a análise mecanicista é realizada pelo software, pois esse também não representa fielmente a realidade, apenas remete a uma estimativa do esforço que encontrar-se-ia em campo, para uma determinada estrutura, por melhor que seja a sua representatividade.

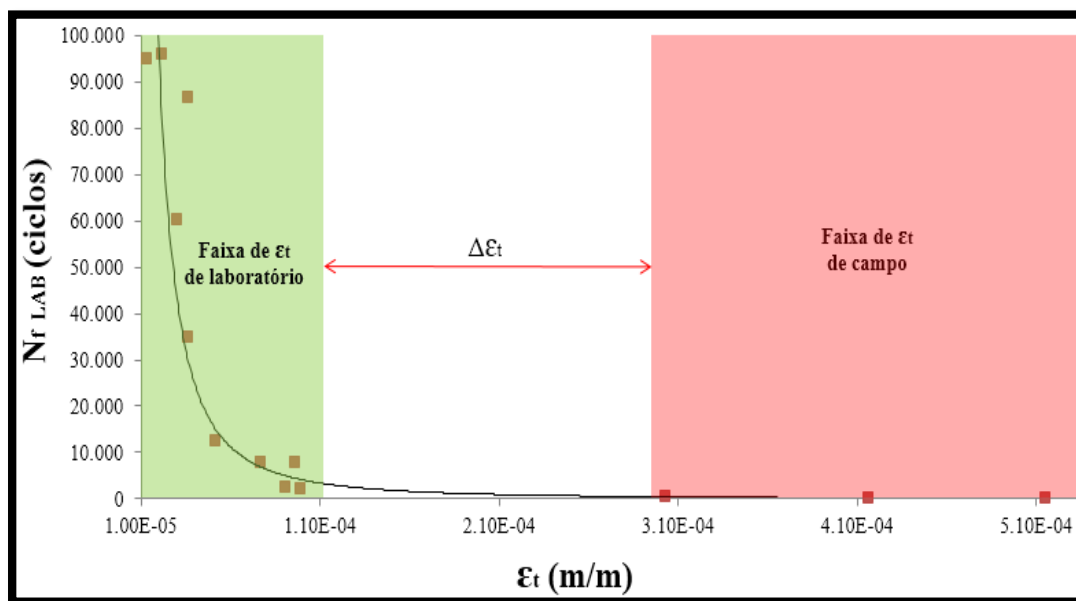


Figura 86 – Faixas de deformação específica de tração de laboratório e de campo

Fica claro, que está-se trabalhando em laboratório com deformações muito aquém das impostas pelo tráfego. Ao analisar as cargas de eixos correspondentes encontradas, percebe-se que estas são muito baixas. A maior carga de eixo correspondente obtida foi de 8,35kN, esta, significa apenas 8% da carga máxima legal permitida por lei que é de 100kN, para um eixo simples de rodas duplas (ESRD), tido como padrão no Brasil, constatando o quão distante da realidade encontram-se as condições de representatividade do ensaio de fadiga à tração indireta. Esta discrepância explica a importância da utilização dos fatores de calibração e porquê estes são de tal ordem de grandeza; de acordo com Pinto e Preussler (2010), entre  $10^4$  e  $10^5$ .

Os ensaios de fadiga, para Balbo (2010), não reproduzem na grande maioria das vezes as condições às quais os materiais estarão submetidos em pista, como: forma de aplicação de cargas, temperaturas variáveis, alterações nos parâmetros de deformabilidade no tempo, frequências de carregamento, heterogeneidade dos materiais e morfologia dos defeitos que se manifestam. Estas peculiaridades fazem com que surjam algumas incertezas quanto à credibilidade destes ensaios quando comparados ao real desempenho de campo, sendo estes tipos de ensaios, segundo o autor, mais indicados para comparativos de dosagem de diferentes materiais.

Os resultados encontrados apontaram o quão distante das condições reais de campo encontra-se o ensaio de fadiga à tração indireta. Sendo este um dos ensaios mais usuais para a determinação deste parâmetro de ruptura dos pavimentos, conclui-se que a academia precisa avançar para novas técnicas, que reproduzam mais fielmente o comportamento de campo nos ensaios de fadiga. Neste contexto, surge o ensaio *Simplified Viscoelastic Continuum Damage* (S-VECD), que utiliza a mecânica do dano contínuo, a partir de aplicações cíclicas de carregamento por tração direta, para determinação do desempenho à fadiga de misturas asfálticas. Uma das principais vantagens do modelo S-VECD, de acordo com Nascimento *et al.* (2014) é a obtenção de propriedades de dano das misturas que independem das condições de ensaio, tais como temperatura, amplitude, modo de controle (tensão ou deformação), quem sabe desta forma, consiga-se chegar a resultados mais próximos da realidade de campo. Tal fato permite que, a partir de testes numa dada condição, seja obtido o comportamento dos materiais em diversas outras condições diferentes daquela utilizada nos ensaios, reduzindo o trabalho experimental de caracterização.





## 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões decorrentes dos resultados obtidos na pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

### 7.1 Conclusões

Esta pesquisa analisou, experimentalmente, o desempenho à fadiga de misturas asfálticas quando submetidas a diferentes temperaturas de condicionamento. Foram preparadas 3 misturas asfálticas:  $CA_{CAMPO}$ ,  $CA_{LAB\ 50/70}$  e  $CA_{LAB60/85-E}$ . Com exceção da mistura de campo, para a qual foram realizados ensaios somente a temperatura de condicionamento igual a 25°C, as demais, tiveram seus parâmetros mecânicos de Resistência à Tração, Módulo de Resiliência total e desempenho à fadiga, testados a três temperaturas distintas: 10°C, 25°C e 35°C. Desta forma, buscou-se analisar em especial o mecanismo de ruptura por fadiga, a partir de ensaios de laboratório e análises mecanicistas, a diferentes temperaturas e constatar a melhora proporcionada pelo uso de ligantes modificados por polímero em termos de vida de serviço da camada de revestimento.

Contudo, a partir dos resultados obtidos nas análises laboratoriais chegou-se as seguintes conclusões:

- O trecho monitorado apresentou-se íntegro frente ao processo de degradação por fadiga durante o período avaliado, sendo evidenciadas fissuras de fadiga apenas ao final da pesquisa.
- A importância de 1% no teor de ligante das misturas convencionais, de campo e laboratório, não se mostrou significativa para as propriedades de Resistência à tração e Módulo de Resiliência.
- As propriedades mecânicas de Resistência à tração e Módulo de Resiliência apresentaram uma melhora bastante considerável à medida que reduziu-se a temperatura de ensaio.
- O ligante modificado por polímero atribui uma melhora bastante considerável a propriedade de Resistência à Tração das misturas asfálticas quando comparado ao

ligante convencional. Comportamento observado para todas as temperaturas de ensaio, sendo mais pronunciado para a temperatura mais elevada, 35°C.

- O Módulo de Resiliência das misturas asfálticas mostrou-se pouco influenciável pelo uso do ligante modificado por polímero para as temperaturas de 10°C e 25°C, se comparada à mistura com ligante convencional. Apenas para a temperatura mais elevada foi evidenciado uma melhora considerável por essa prática, apresentando um aumento no valor do módulo.

Em específico, sobre o desempenho à fadiga das misturas asfálticas pode-se concluir que:

- A importância de 1% no teor de ligante das misturas convencionais, de campo e laboratório, garantiu um leve incremento no desempenho à fadiga para a mistura de maior teor, a  $CA_{LAB\ 50/70}$ .
- As misturas modificadas apresentaram-se muito superiores as convencionais, garantindo um incremento na vida de serviço para as três temperaturas analisadas, sendo este mais evidente para a temperatura de 35°C.
- O desempenho à fadiga das misturas asfálticas mostrou-se muito influenciável pelas variações de temperatura. Sendo este, inversamente proporcional ao aumento da temperatura de ensaio.
- O nível de esforço aplicado em laboratório no ensaio de fadiga à tensão controlada é muito menor que a realidade de campo.
- As deformações de tração impostas em laboratório estão aquém das impostas pelo tráfego, justificando a ordem de grandeza dos fatores de calibração laboratório/campo.

## 7.2 Sugestões para trabalhos futuros

Visando a complementação e continuidade da pesquisa, sugere-se as seguintes realizações:

- Dar continuidade aos levantamentos de defeitos no trecho monitorado para que se possa chegar a um fator de calibração laboratório/campo e conseqüentemente melhorar a representatividade dos modelos propostos.
- Analisar outros tipos de ligante asfáltico, preferencialmente um ligante de maior consistência, quem sabe um CAP 30/45 e outros ligantes modificados novos no mercado, a fim de aumentar a gama comparativa da pesquisa.
- Promover uma análise de custo-benefício sobre a utilização das misturas asfálticas estudadas com base nos seus desempenhos à fadiga.
- Realizar um estudo mais avançado à cerca dos limites de término do ensaio de fadiga, propostos pela máquina, visando determinar os limites ideais para cada temperatura de ensaio.
- Determinar o desempenho à fadiga das misturas estudadas por outra metodologia de ensaio, de modo a propor uma comparação entre diferentes maneiras de determinação deste mecanismo de ruptura tão presente nas rodovias brasileiras.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. **Standard Practice for SUPERPAVE Volumetric Design Mix Design**. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO M 323/2004. Washington, D. C, 2004.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6560/2000: **Materiais betuminosos – Determinação do ponto de amolecimento – Método do anel e bola**. Rio de Janeiro, 2000.
- \_\_\_\_\_.NBR 6293: **Materiais betuminosos – Determinação da ductilidade**. Rio de Janeiro, 2001.
- \_\_\_\_\_.NBR 15184: **Materiais betuminosos - Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando um viscosímetro rotacional**. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_.NBR 6576: **Materiais asfálticos – Determinação da penetração**. Rio de Janeiro, 2007.
- \_\_\_\_\_.NBR 11341: **Determinação dos pontos de fulgor e de combustão em vaso aberto Cleveland**. Rio de Janeiro, 2008.
- \_\_\_\_\_.NBR 6296: **Produtos betuminosos semi-sólidos - Determinação da massa específica e densidade relativa**. Rio de Janeiro, 2012.
- \_\_\_\_\_.NBR 15087: **Misturas asfálticas — Determinação da Resistência à Tração indireta por compressão diametral**. Rio de Janeiro, 2012.
- \_\_\_\_\_.NBR 15619: **Misturas asfálticas - Determinação da densidade máxima teórica e da massa específica máxima teórica em amostras não compactadas**. Rio de Janeiro, 2012.
- ALBUQUERQUE A.P.F. *et al.* **Influência da energia de Compactação e da Temperatura de Moldagem nas Propriedades Mecânicas de Corpos-de-Prova de Concreto Asfáltico**. Publicado em 35º Reunião anual de Pavimentação. Rio de Janeiro, RJ, 2004.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate**. C 127-07. In: ASTM. Annual book of ASTM Standards of Philadelphia, v. 4.03, 3p., 2007.
- ASPHALT ACADEMY. **Technical Guideline: Thue Use of Modified Bituminous Binders in Road Construction – TG 1**. Sabita e CSIR, Pretoria/South Africa, 2001.
- ASPHALT INSTITUTE. **Research and development of the Asphalt Institute’s Thickness Design Manual (MS-1) 9th Edition**. Research Report no. 82-2, College Park, Maryland, Estados Unidos, 1982.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA. **Geologia de Engenharia**. Associação Brasileira de Geologia, 1998.
- ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **E 206-79: standard definitions of terms relating to fatigue testing and statistical analysis of fatigue data**. USA, 1979.
- \_\_\_\_\_.ASTM D 4791-07. **Flat particles, elongated particles, or flat and elongated particles in coarse aggregate**. In: ASTM, Annual book of ASTM Standards of Philadelphia, v. 4.03, 3p. 2007.
- AYRES JUNIOR, M. **Development of a rational probabilistic approach for flexible pavement analysis**. Ph.D. Dissertation, University of Maryland, College Park, E.U.A, 1997.

- BALBO, J.T; SEVERI, A.A. **Thermal gradients in concrete pavements in tropical environment: an experimental appraisal.** Journal of the transportation research board, TRB 1809, v.1809, Washington, D.C., 2002.
- BALBO, J. T. **Pavimentação Asfáltica: Materiais de Projeto e Restauração.** Oficina de Textos, São Paulo, 2007.
- BALBO, J. T. **Fatos, Mitos e Falácias Sobre os Modelos experimentais de fadiga.** Artigo publicado na 32ª Reunião Anual de Pavimentação, São Paulo, 2010.
- BASÍLIO, R. **Análise do Comportamento de Pavimentos de Rodovias Estaduais de Goiás – Estudo de Caso.** Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.
- BENEVIDES, S.A.S. **Análise comparativa dos métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos: empírico do DNER e da resiliência da COPPE/UFRJ em rodovias do estado do Ceará.** Dissertação de M.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro,RJ, Brasil, 2000.
- BERTOLLO, S.A.M. *et al.* **Mechanical Properties of Asphalt Mixtures Using Recycled Tire Rubber Produced in Brazil.** A Laboratory Evaluation, TRB, Washington/DC, EUA, 2003.
- BERNUCCI, L. *et al.* **Pavimentação Asfáltica: Formação básica para engenheiros –** Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2006.
- BOEIRA, F.D. **Estudo do comportamento de concretos asfálticos com diferentes tipos de agregados e cales.** Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), Santa Maria, 2014.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **Determination of the indirect tensile stiffness modulus of bituminous mixtures.** DD213. London, 1993.
- BRITO, L.A.T.; CERATTI, J.A.P.; VICTORINO, D.R. **Indicadores do desempenho de misturas asfálticas determinados através do ensaio de compressão diametral.** Revista TRANSPORTES, v. XVI, n. 1, p. 36-44, Junho 2008.
- CAPITÃO, S.D. **Resistência à fadiga de Misturas Betuminosas de Alto Módulo de Deformabilidade Utilizadas em Portugal.** In: XIII Panamericam Conference of Traffic na Transportation Engineering, 2004.
- CARPENTER, S.H.; GHUZLAN, K.A.; SHEN, S. **Fatigue Endurance Limit for Highway and Airport Pavements.** In: Transportation Research Record, 2003.
- CENPES – CENTRO DE PESQUISAS E DESENVOLVIMENTO LEOPOLDO AMÉRICO MIGUEZ DE MELLO. **Relatório de Caracterização mecânica de misturas asfálticas aplicadas em trechos monitorados.** Rio de Janeiro, 2014.
- CERATTI, J.A.P.; OLIVEIRA, J.A. **Equipamento Simulador de Tráfego Desenvolvido pelo DAER/RS e UFRGS.** Artigo publicado na 27ª Reunião Anual de Pavimentação, Teresina, Piauí, 1993.
- CERATTI, J.A.P; REIS, R. **Manual de dosagem de concreto asfáltico.** São Paulo: Oficina de textos; Rio de Janeiro: Instituto Pavimentar, 2011.
- CERVO, T. C. **Estudo da Resistência à fadiga de Concretos de Cimento Portland para Pavimentação.** Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, Escola Politécnica II, São Paulo, 2004.
- CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Pesquisa CNT de rodovias 2014: relatório gerencial.** – Brasília :CNT: SEST : SENAT, 2014.
- CUNHA, M.B.; ZEGARRA, J.R.E.; FERNANDES JÚNIOR. J.L. **Revisão da seleção do grau de desempenho (PG) de ligantes asfálticos por estados do Brasil.** Publicado em: Anais da Revista Minerva Locus Scientiae, Universidade Federal de Juiz de Fora, Minas Gerais, 2009.

DANTAS NETO, S.A. *et al.* **Estudo da influência do tipo de ligante nas características mecânicas das misturas asfálticas.** 33ª Reunião Anual de pavimentação – ABPv, Florianópolis, 2001.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **MT 011/1979. Avaliação Estrutural dos Pavimentos Flexíveis.** Rio de Janeiro, 1979.

\_\_\_\_\_. **DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ME 053/1994. Misturas betuminosas – percentagem de betume.** Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ME 078/1994. Agregado graúdo – adesividade a ligante betuminoso.** Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ME 089/1994. Agregado graúdo – avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou magnésio .** Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ME 133/1994. Misturas betuminosas – determinação do Módulo de resiliência total.** Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ME 138/1994. Misturas betuminosas – determinação da Resistência à Tração indireta por compressão diametral.** Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ME 043/1995. Misturas betuminosas – ensaio Marshall para misturas betuminosas.** Rio de Janeiro, 1995.

\_\_\_\_\_. **DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. EM 054/1997. Equivalente de areia.** Rio de Janeiro, 1997.

\_\_\_\_\_. **DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. EM 367/1997. Material de enchimento para misturas betuminosas.** Rio de Janeiro, 1997.

\_\_\_\_\_. **DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Pesquisas de Asfaltos Modificados por Polímeros – Relatório Final Tomo I e II.** Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_. **DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ME 81/1998. Agregados – determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo.** Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_. **DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ME 83/1998. Agregados – análise granulométrica.** Rio de Janeiro, 1998.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 006/2003-PRO. Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Procedimento.** Rio de Janeiro/RJ: IPR/DNER, 2003.

\_\_\_\_\_. **DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 031/2006. Pavimentos flexíveis – concreto asfáltico – especificação de serviço.** Rio de Janeiro/RJ: IPR/DNER, 2006.

\_\_\_\_\_. **DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 111/2009. Pavimentação flexível - Cimento asfáltico modificado por borracha de pneus inservíveis pelo processo via úmida, do tipo “Terminal Blending” - Especificação de material.** Rio de Janeiro/RJ: IPR/DNER, 2009.

\_\_\_\_\_. **DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 135/2010-ME. Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas - Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio.** Rio de Janeiro/RJ: IPR/DNER, 2010.

\_\_\_\_\_. **DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 136/2010-ME. Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio** Rio de Janeiro/RJ: IPR/DNER, 2010.

- EI-BASYOUNY, M.M. and WITCZAK, M.W. **Calibration of Alligator Fatigue Cracking Model for 2002 Design Guide**. In: Transportation Research Record, No. 1919, 2005.
- EN 12697 – 24. **Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Part 24: Resistance to fatigue**. Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas, 2004.
- FERNANDES JÚNIOR, J.L., **Investigação dos efeitos das solicitações do tráfego sobre o desempenho de pavimentos**. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.
- FHWA - FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Pavement Management Systems**. Disponível em: <http://www.fhwa.dot.gov/advancedresearch/pubs.cfm>. Acesso em: 25/04/2015.
- FRANCO, F.A.C.P. **Um Sistema para Análise Mecânica de Pavimentos Asfálticos**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2000.
- FRANCO, F.A.C.P. **Avaliação dos modelos de previsão do dano de fadiga em misturas asfálticas**. In: Trabalhos técnicos do 17º Encontro de Asfalto, Rio de Janeiro, dezembro, p. 100-117, 2004.
- FRANCO, F.A.C.P. **Método de dimensionamento mecânico empírico de pavimentos asfálticos – SisPav**. Universidade Federal do Rio Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2007.
- FONTES, L. P. T. L. **Optimização do Desempenho de Misturas Betuminosas com Betume Modificado com Borracha para Reabilitação de Pavimentos**. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Catarina, 2009.
- GIGANTE, ANTÔNIO CARLOS. **Avaliação da suscetibilidade térmica e do efeito das condições ambientais enrijecimento de misturas asfálticas densas à luz de suas propriedades resilientes**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.
- GONÇALVES, F.P. **Estudo do desempenho de pavimentos flexíveis a partir de instrumentação e ensaios acelerados**. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.
- GUOQUIANG, L. *et al.* **Elastic modulus prediction of asphalt concrete**. *Journal of materials in civil engineering*. Washington, ASCE, v 11, 1999.
- HARVEY, J.T. *et al.* **Fatigue Performance of Asphalt concrete Mixes and Its Relationship to Asphalt concrete Pavement Performance in California**. In: Asphalt Research Program, Berkeley, California, USA, 1995.
- HUANG, Y.H. **Pavement Analysis and Design**. New Jersey, Prentice Hall Inc, 1993.
- IWANAGA, F.I. **Avaliação da Influência do Tipo de Agregado, do Tipo de ligante, do Tipo de Moldagem e do tipo de Filer na Desempenho à fadiga de misturas asfálticas densas**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de São Carlos, São Paulo, 2007.
- JOHNSON, C. M. **Estimating Asphalt Binder Fatigue Resistance using an Accelerated Test Method**. Ph.D Thesis. University of Wisconsin - Madison, Madison, 2010.
- KIM, Y.R.; KHOSLA, P. **Effects of Aggregate Type of Gradation on Fatigue and Permanent Deformation of Asphalt Concrete**. In: ASTM 1147, 1992.
- LEITE, L. F. M. **Estudos de preparo e caracterização de asfaltos modificados por polímero**. Instituto de Macromoléculas Professora Eloisa B. Mano. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 1999.
- LOUREIRO T. G. **Estudo da Evolução do Dano por fadiga em Misturas Asfálticas**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, Brasil, 2003.
- MARQUES, G.L.O. *et al.* **Exemplos de dosagem SUPERPAVE no Brasil**. 33ª Reunião Anual de Pavimentação – ABPv, Florianópolis, 2001.



- MARQUES, G. L. O. **Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica; efeito da compactação por impacto e giratória.** Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2004.
- MEDINA, J., MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos.** Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 2 ed. 2005.
- MEDINA, J., MOTTA, L. M. G., **Mecânica dos PAVIMENTOS.** Rio de Janeiro: Editora Interciência, 3 ed. 2015.
- MONTEIRO, S.A. **Aplicação da Mecânica da Fratura no Trincamento no Concreto Asfáltico Utilizado em Pavimentos Rodoviários.** Tese de Doutorado, UNB, Brasília, DF, 2003.
- MOLENAAR, A; POTTER, J. **Assesment and evaluation of refection crack potential.** Vanelstraete, A., Francken L. (eds.). RILEM report 18, Prevention of reflective cracking in pavements. E e FN SPON, London, UK, 1997.
- MOMM, L. **Estudo dos efeitos da granulometria sobre a macrotextura superficial do concreto asfáltico e seu comportamento mecânico.** Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.
- MOMM, L. **Fadiga a Deformação Controlada em Modo Contínuo do Concreto Asfáltico.** In: 33° Reunião Anual de Pavimentação, Florianópolis, Santa Catarina, 2001.
- MONISMITH, C.L.; DEACON, J.A. **Fatigue of Asphalt Paving Mixtures, Proceedings of the American Society of Civil Engineers.** Vol.95, Ann Arbor, Michigan, USA, 1969.
- MONISMITH, C.L. *et al.* **Summary Report on Fatigue Response of Asphalt Mixtures. Prepared for Strategic Highway Research Program, Project A-003-A.** In: Stitute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, USA, 1990.
- MONISMITH, C.L. **Asphalt Concrete: An Extraordinary Material for Engineering Applications.** Thirtieth Henry M. Shaw Lecture in Civil Engineering. Department of Civil Engineering, College of Engineering North Carolina State University Raleigh, North Carolina (1998).
- MORILHA JUNIOR, A. **Estudo sobre a ação dos modificadores no envelhecimento dos ligantes Asfálticos e nas propriedades mecânicas e de fadiga das misturas asfálticas.** Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2004.
- MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas.** Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 1991.
- MOTTA, L.M.G.; LEITE, L.F.M. **Desempenho de trechos de pavimentos observados nos últimos 10 anos.** In: 16° Encontro de Asfalto do IBP, Rio de Janeiro. Anais do 16° Encontro de Asfalto, 2002.
- NASCIMENTO, L.A. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente.** Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2008.
- NASCIMENTO, L. *et al.* **Uso da mecânica do dano contínuo na caracterização de misturas asfálticas brasileiras.** 21° Encontro de Asfalto. IBP. Rio de Janeiro, 2014.
- PATERSON, W. D. O. **Road Deterioration and Maintenance Effects.** World Bank Publications, Washington-DC, USA, 1987.
- PINTO, S. **Estudo do Comportamento à fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos,** Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 1991.
- PREUSSLER, ERNESTO. **Estudo da deformação resiliente de pavimentos e aplicação ao projeto de camadas de reforço.** Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 1983.

- PREUSSLER, ERNESTO; PINTO, SALOMÃO. **Pavimentação rodoviária: conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis**. Rio de Janeiro: Synergia: IBP, 2010.
- PRONK, A.C.; HPMAN, P.C. **Energy Dissipation: The Leading Factor of Fatigue**. In Highway Research: Sharing the Benefits: Proceedings of a Conference of the United States Strategic Highway Research Program, London, 1990.
- PTI. **Superpave beams properties tested in APA**. Manual do equipamento APA, 1998.
- QUEIROZ, C. A. V. **Modelos de Previsão do Desempenho para a Gerência de Pavimentos no Brasil**. Ministério dos Transportes – Empresa Brasileira de planejamento de Transportes (GEIPOT), Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), Brasília - DF, 1984.
- RAAD, L.; SABOUNDJIAN, S.; MINASSIAN, G. “**Field aging effects on fatigue of asphalt concrete and asphalt rubber concrete**”. In: Transportation Research Record, 2001.
- RAMOS, C.R. **Estudo para o desenvolvimento de um catálogo de pavimentos flexíveis do município do RJ**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2003.
- READ, J.M; COLLOP, A.C. **Practical fatigue characterization of bituminous paving mixtures**. Journal of the Association of Asphalt Paving, v-66, p.74-101, St. Paul, 1997.
- PETROBRAS. REDE TEMÁTICA DE ASFALTO. Manual de execução de trechos monitorados. 2010.
- RODRIGUES, R.M. **Estudo do trincamento por fadiga**. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 1991.
- SÁ, F. *et al.* **Avaliação Acelerada do Desempenho de Pavimentos pelo APA**. 15º Encontro de Asfalto, IBP, 2000.
- SALINI, R.B. **Utilização de borracha reciclada de pneus em misturas asfálticas**. Dissertação de M.Sc., UFSC, Santa Catarina, Brasil, 2000.
- SANTOS, C. R. G. **Avaliação das influências do tipo de ligante e do volume de vazios na vida de fadiga de algumas misturas asfálticas**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.
- SANTOS, M.S. **Implantação de trechos monitorados na região de Santa Maria – RS para obtenção de modelos de previsão de desempenho**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), Santa Maria, 2015.
- SOARES, J.P. *et al.* **Propriedades Mecânicas de Misturas Asfálticas com Variação de granulometria e de CAP**. In: 15º Encontro de Asfalto, IBP, 2000.
- SINICESP - SINDICATO DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO PESADA DO ESTADO DE SÃO PAULO. **Boletim Técnico**. Disponível em: <<http://www.sinicesp.com.br/materias/2012/bt07a.htm>>. Acesso em: 02 mar. 2015.
- SPECHT, L.P.; CERATTI, J.A.P. **Asfalto borracha e borracha agregado: Possibilidades de Utilização de Borracha Reciclada em Misturas Asfálticas**. Revista Estradas do Daer – n°4/2003, pg. 18-26, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2003.
- SPECHT, L. P. **Avaliação de Misturas Asfálticas com Incorporação de Borracha Reciclada de Pneus**. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2004.
- TANGELA, S.C.S.R. *et al.* **Summary report on fatigue response of asphalt mixtures**. SHRP. TM-UCB-A-003A-89-3. Berkeley, p.154, 1990.

TAYEBALI, A.A. *et al.* **Modeling fatigue responses of asphalt aggregate mixtures.** Journal of Association of Asphalt Pavement Technologists, v-62, p.385-421, USA, 1993.

TONIAL I.A. *et al.* **Características de fadiga e Resiliência de Concretos Asfálticos Brasileiros.** In: 33º Reunião Anual de Pavimentação, Florianópolis, SC, 2001.

TRIENG ENGENHARIA. Serviços. Disponível em:< <http://www.trieng.eng.br/servicos.php>>. Acesso em: 12 mar. 2015.

UNDERWOOD, B. S.; KIM, Y. R. **Analytical techniques for determining the endurance limit of hot mix asphalt concrete.** In: 2<sup>nd</sup> International Conference on Perpetual Pavements. Columbus, Ohio, Estados Unidos, 2009.

VIVONI, A.M. **SAINDO DO EMPIRISMO: ESPECIFICAÇÃO PG SUPERPAVE DE LIGANTES ASFÁLTICOS.** In. 43º Reunião Anual de Pavimentação, Maceió, AL, 2014.

YU, J; ZOU, G. **Asphalt Pavement Fatigue Cracking Prediction Model with Mode Factor.** ISSN 1997-1400 Int. J. Pavement Res. Technol. 6(2):123-129. Technical paper, 2013.



## APÊNDICES

### Apêndice A<sub>1</sub> – Dados gerais dos ensaios de fadiga para a mistura CA CAMPO a temperatura de 25°C

Mistura: CACAMPO											
Data: 2º sem. 2014											
RT (MPa)= 1,06											
Nº CP	h (mm)	d (mm)	% RT	TT (MPa)	Dif. T (MPa)	Carga (N)	ε <sub>10</sub> (m/m)	Nf (Ciclos)	MR (MPa)	1/def	1/MR
9	65,74	101,65	5%	0,05	0,21	558	0,000013	94931	3736	76923	0,000268
17	66,91	101,63	8%	0,09	0,34	909	0,000022	95836	3453	45455	0,000290
26	65,01	101,58	8%	0,09	0,34	911	0,000018	72276	4219	55556	0,000237
6	66,81	101,76	10%	0,11	0,43	1135	0,000030	60206	3209	33333	0,000312
20	66,51	101,81	12%	0,13	0,51	1357	0,000036	86591	3189	27778	0,000314
24	64,29	102,78	12%	0,13	0,51	1324	0,000088	4521	3759	11364	0,000266
16	65,59	101,52	15%	0,16	0,64	1668	0,000036	34871	3964	27778	0,000252
27	65,9	101,23	15%	0,16	0,64	1668	0,000034	57101	4205	29412	0,000238
4	65,8	101,36	20%	0,21	0,85	2228	0,000052	12356	3871	19231	0,000258
33	66,36	101,68	20%	0,21	0,85	2228	0,000045	40891	4184	22222	0,000239
7	65,56	101,69	25%	0,27	1,06	2784	0,000077	7731	3098	12987	0,000323
5	65,55	101,57	25%	0,27	1,06	2784	0,000064	13291	3665	15625	0,000273
14	65,62	101,7	30%	0,32	1,28	3344	0,000096	7891	2967	10417	0,000337
8	66,23	101,83	30%	0,32	1,28	3344	0,000065	6426	4542	15385	0,000220
3	65,5	101,94	35%	0,37	1,49	3903	0,000091	2391	4388	10989	0,000228
12	66,21	101,9	35%	0,37	1,49	3903	0,000106	3811	3146	9434	0,000318
31	66,6	101,49	40%	0,43	1,70	4507	0,000106	2066	3565	9434	0,000281
23	66,43	101,87	40%	0,43	1,70	4516	0,000092	2421	4169	10870	0,000240

**Apêndice A<sub>2</sub> – Dados gerais dos ensaios de fadiga para a mistura CA<sub>LAB 50/70</sub> a temperatura de 10°C**

<b>Mistura: CALAB 50/70</b>											
<b>Data: 2º sem. 2014</b>											
<b>RT (MPa)= 3,00</b>											
<b>Nº CP</b>	<b>h (mm)</b>	<b>d (mm)</b>	<b>% RT</b>	<b>TT (MPa)</b>	<b>Dif. T (MPa)</b>	<b>Carga (N)</b>	<b>εt0 (m/m)</b>	<b>Nf (Ciclos)</b>	<b>MR (MPa)</b>	<b>1/def</b>	<b>1/MR</b>
19	64,84	101,66	25%	0,75	3,00	7773	0,000066	90166	7439	15152	0,00013
46	64,74	101,7	25%	0,75	3,00	7764	0,000063	72986	7478	15873	0,00013
59	64,99	101,63	30%	0,90	3,60	9346	0,000053	48976	7265	18868	0,00014
66	65,46	101,74	30%	0,90	3,60	9424	0,000084	53771	7052	11905	0,00014
49	64,96	101,53	35%	1,05	4,20	10888	0,000100	11607	6857	10000	0,00015
63	64,69	101,77	35%	1,05	4,20	10868	0,000095	25416	7283	10526	0,00014
43	66,16	101,36	40%	1,20	4,80	12652	0,000125	5091	6358	8000	0,00016
39	63,95	102,5	40%	1,20	4,80	12367	0,000131	7566	6299	7634	0,00016
34	62,92	102,37	45%	1,35	5,40	13671	0,000108	12376	8254	9259	0,00012
60	66,24	102,08	45%	1,35	5,40	14352	0,000133	5136	6723	7519	0,00015
22	65,29	101,82	50%	1,50	6,01	15678	0,000148	4521	6780	6757	0,00015
32	65,38	101,14	50%	1,50	6,01	15595	0,000164	2241	6328	6098	0,00016
9	64,54	101,59	55%	1,65	6,61	17009	0,000152	2926	8945	6579	0,00011
42	65,34	101,84	55%	1,65	6,61	17262	0,000145	2281	7709	6897	0,00013

**Apêndice A<sub>3</sub> – Dados gerais dos ensaios de fadiga para a mistura CA<sub>LAB 50/70</sub> a temperatura de 25°C**

<b>Mistura: CALAB 50/70</b>											
<b>Data: 2º sem. 2014</b>											
<b>RT (MPa)= 1,06</b>											
<b>Nº CP</b>	<b>h (mm)</b>	<b>d (mm)</b>	<b>% RT</b>	<b>TT (MPa)</b>	<b>Dif. T (MPa)</b>	<b>Carga (N)</b>	<b>ε<sub>10</sub> (m/m)</b>	<b>Nf (Ciclos)</b>	<b>MR (MPa)</b>	<b>1/def</b>	<b>1/MR</b>
17	64,26	102,24	10%	0,11	0,42	1090	0,000031	75756	3110	32258	0,0003215
44	66,42	101,54	10%	0,11	0,42	1118	0,000034	47686	2790	29412	0,0003584
40	64,6	101,88	12%	0,13	0,51	1310	0,000038	48171	3006	26316	0,0003327
23	65,21	101,73	15%	0,16	0,63	1650	0,000033	35961	3793	30303	0,0002636
50	65,48	101,82	15%	0,16	0,63	1659	0,000043	38566	3266	23256	0,0003062
10	64,81	101,51	20%	0,21	0,84	2182	0,000057	17986	3308	17544	0,0003023
47	64,54	101,91	20%	0,21	0,84	2182	0,000106	15946	2687	9434	0,0003722
37	65,31	102,33	25%	0,26	1,06	2771	0,000090	5711	2644	11111	0,0003782
64	65,33	101,81	25%	0,26	1,06	2758	0,000082	8211	2866	12195	0,0003489
33	64,64	101,2	30%	0,32	1,27	3255	0,000096	3336	2968	10417	0,0003369
61	62,89	102,55	30%	0,32	1,27	3209	0,000102	3351	2792	9804	0,0003582
20	65,16	101,72	35%	0,37	1,48	3847	0,000039	3231	3031	25641	0,0003299
71	62,92	102,37	35%	0,37	1,48	3739	0,000085	6906	3889	11765	0,0002571
1	64,85	101,83	40%	0,42	1,69	4381	0,000113	2411	3357	8850	0,0002979
16	64,91	101,81	40%	0,42	1,69	4384	0,000126	2651	2982	7937	0,0003353

**Apêndice A<sub>4</sub> – Dados gerais dos ensaios de fadiga para a mistura CA<sub>LAB 50/70</sub> a temperatura de 35°C**

<b>Mistura: CALAB 50/70</b>											
<b>Data: 2º sem. 2014</b>											
<b>RT (MPa)=0,31</b>											
<b>Nº CP</b>	<b>h (mm)</b>	<b>d (mm)</b>	<b>% RT</b>	<b>TT (MPa)</b>	<b>Dif. T (MPa)</b>	<b>Carga (N)</b>	<b>ε<sub>t0</sub> (m/m)</b>	<b>Nº Ciclos</b>	<b>MR (MPa)</b>	<b>1/def</b>	<b>1/MR</b>
38	64,81	101,96	3%	0,01	0,04	96	0,000007	15701	1532	142857	0,00065
52	64,56	102,39	3%	0,01	0,04	96	0,000006	28486	1699	166667	0,00059
35	66,24	101,2	5%	0,02	0,06	163	0,000010	8661	1574	100000	0,00064
45	64,91	101,76	5%	0,02	0,06	160	0,000008	9391	1970	125000	0,00051
31	65,29	100,93	10%	0,03	0,12	320	0,000039	5921	784	25641	0,00128
65	65,4	101,42	10%	0,03	0,12	322	0,000018	8207	1718	55556	0,00058
21	64,72	101,66	15%	0,05	0,19	479	0,000057	3926	792	17544	0,00126
69	64,39	102,39	15%	0,05	0,19	480	0,000020	4401	2314	50000	0,00043
14	64,96	101,73	20%	0,06	0,25	641	0,000045	2446	1361	22222	0,00073
18	64,69	101,82	20%	0,06	0,25	639	0,000048	2356	1281	20833	0,00078
41	66,09	101,42	30%	0,09	0,37	976	0,000091	1381	1297	10989	0,00077
72	66,24	102,08	30%	0,09	0,37	984	0,000085	1861	1341	11765	0,00075
11	64,5	101,5	35%	0,11	0,43	1112	0,000071	936	1744	14085	0,00057



**Apêndice A5 – Dados gerais dos ensaios de fadiga para a mistura CA<sub>LAB 60/85-E</sub> a temperatura de 10°C**

Mistura:		CALAB 60/85-E									
Data:		2º sem. 2014									
RT (MPa)=		3,40									
Nº CP	h (mm)	d (mm)	% RT	TT (MPa)	Dif. T (MPa)	Carga (N)	$\epsilon t_0$ (m/m)	Nf (Ciclos)	MR (MPa)	1/def	1/MR
7	66,89	101,69	30%	1,02	4,08	10903	0,000095	130032	8914	10526	0,00011
17	68,05	101,47	30%	1,02	4,08	11068	0,000095	153471	7112	10526	0,00014
49	66,7	102,23	35%	1,19	4,76	12752	0,000135	55081	5852	7407	0,00017
54	68,76	101,71	35%	1,19	4,76	13078	0,000113	44506	6913	8850	0,00014
22	66,57	102,87	40%	1,36	5,44	14636	0,000128	17101	6993	7813	0,00014
28	68,32	101,72	40%	1,36	5,44	14853	0,000137	12696	6549	7299	0,00015
31	66,65	102,33	45%	1,53	6,12	16399	0,000145	4906	6969	6897	0,00014
44	68,25	101,68	45%	1,53	6,12	16686	0,000163	6901	6182	6135	0,00016
4	68,01	101,2	50%	1,70	6,80	18387	0,000152	3376	7388	6579	0,00014
12	68,72	101,59	50%	1,70	6,80	18651	0,000162	4511	6900	6173	0,00014
53	69,13	101,93	55%	1,87	7,48	20707	0,000212	1016	5985	4717	0,00017
60	67,85	101,69	55%	1,87	7,48	20276	0,000169	2666	7474	5917	0,00013

**Apêndice A<sub>6</sub> – Dados gerais dos ensaios de fadiga para a mistura CA<sub>LAB 60/85-E</sub> a temperatura de 25°C**

Mistura: CALAB 60/85-E											
Data: 2º sem. 2014											
RT (MPa)= 1,58											
Nº CP	h (mm)	d (mm)	% RT	TT (MPa)	Dif. T (MPa)	Carga (N)	ε <sub>10</sub> (m/m)	Nf (Ciclos)	MR (MPa)	1/def	1/MR
5	66,46	101,59	10%	0,16	0,63	1674	0,000036	90911	3860	27778	0,0002591
20	67,37	101,63	10%	0,16	0,63	1706	0,000032	86776	4419	31250	0,0002263
18	67,15	101,33	15%	0,24	0,95	2530	0,000055	96816	3817	18182	0,0002620
8	68,27	101,58	20%	0,32	1,26	3438	0,000145	45261	1964	6897	0,0005092
55	68,55	101,5	20%	0,32	1,26	3449	0,000112	67066	2431	8929	0,0004114
23	69,33	101,99	25%	0,39	1,58	4382	0,000072	70641	4887	13889	0,0002046
39	67,36	102,03	25%	0,39	1,58	4259	0,000098	51196	3731	10204	0,0002680
29	69,01	101,44	30%	0,47	1,89	5206	0,000132	7981	3122	7576	0,0003203
45	68,43	101,7	30%	0,47	1,89	5175	0,000098	7266	3745	10204	0,0002670
36	68,26	101,37	35%	0,55	2,21	6003	0,000160	4351	3135	6250	0,0003190
63	67,3	102,59	35%	0,55	2,21	5990	0,000178	4621	2783	5618	0,0003593
13	68,58	101,32	40%	0,63	2,52	6889	0,000157	1786	3780	6369	0,0002646
74	67,15	102,51	40%	0,63	2,52	6937	0,001130	3331	5567	885	0,0001796
33	66,53	101,62	45%	0,71	2,84	7488	0,001460	1491	4923	685	0,0002031
73	69,18	101,66	45%	0,71	2,84	7541	0,000239	1076	2682	4184	0,0003729

**Apêndice A7 – Dados gerais dos ensaios de fadiga para a mistura CA<sub>LAB 60/85-E</sub> a temperatura de 35°C**

<b>Mistura: CALAB 60/85-E</b>											
<b>Data: 2º sem. 2014</b>											
<b>RT (MPa)= 0,63</b>											
<b>Nº CP</b>	<b>h (mm)</b>	<b>d (mm)</b>	<b>% RT</b>	<b>TT (MPa)</b>	<b>Dif. T (MPa)</b>	<b>Carga (N)</b>	<b>εt0 (m/m)</b>	<b>Nº Ciclos</b>	<b>MR (MPa)</b>	<b>1/def</b>	<b>1/MR</b>
67,25	101,96	101,96	11%	0,07	0,29	775	0,000052	73346	1377	19231	0,00073
66,89	102,61	102,61	15%	0,10	0,38	1025	0,000049	79761	1883	20408	0,00053
67,78	102	102	23%	0,15	0,58	1583	0,000067	18263	2137	14925	0,00047
67,33	101,83	101,83	23%	0,15	0,58	1570	0,000108	23381	1336	9259	0,00075
67,17	102,27	102,27	30%	0,19	0,76	2052	0,000096	6636	2030	10417	0,00049
68,53	101,67	101,67	30%	0,19	0,76	2081	0,000135	11586	1400	7407	0,00071
67,04	102,29	102,29	34%	0,22	0,86	2327	0,000054	8081	3992	18519	0,00025
68,64	101,8	101,8	34%	0,22	0,86	2371	0,000033	10301	6995	30303	0,00014
68,28	101,16	101,16	40%	0,25	1,01	2751	0,000141	4291	1833	7092	0,00055
68,93	101,33	101,33	40%	0,25	1,01	2782	0,000128	1896	2008	7813	0,0005
68,4	102,15	102,15	45%	0,29	1,15	3160	0,000112	2666	2627	8929	0,00038
68,16	102	102	45%	0,29	1,15	3145	0,000118	1421	2429	8475	0,00041
67,41	101,74	101,74	57%	0,36	1,44	3878	0,000108	1236	3468	9259	0,00029
68,92	102,35	102,35	57%	0,36	1,44	3989	0,000140	451	2665	7143	0,00038

**Apêndice B<sub>1</sub> – Dados referentes a elaboração do modelo de desempenho à fadiga  
para a mistura CA<sub>LAB 50/70</sub>**

Temp. (°C)	$\epsilon_{t0}$ (m/m)	Mr	<i>N° Ciclos</i>	<i>Nf modelo</i>
10	6.60E-05	7.133	90.166	49.150
	6.30E-05	7.133	72.986	52.737
	5.30E-05	7.133	48.976	68.517
	8.40E-05	7.133	53.771	34.112
	1.00E-04	7.133	11.607	26.196
	9.50E-05	7.133	25.416	28.312
	1.25E-04	7.133	5.091	18.684
	1.31E-04	7.133	7.566	17.403
	1.08E-04	7.133	12.376	23.314
	1.33E-04	7.133	5.136	17.009
	1.48E-04	7.133	4.521	14.467
	1.64E-04	7.133	2.241	12.384
	1.52E-04	7.133	2.926	13.894
	1.45E-04	7.133	2.281	14.923
	25	3.10E-05	3.988	75.756
3.40E-05		3.988	47.686	40.146
3.80E-05		3.988	48.171	33.923
3.30E-05		3.988	35.961	42.003
4.30E-05		3.988	38.566	28.131
5.70E-05		3.988	17.986	18.358
1.06E-04		3.988	15.946	7.174
9.00E-05		3.988	5.711	9.192
8.20E-05		3.988	8.211	10.584
9.60E-05		3.988	3.336	8.336
1.02E-04		3.988	3.351	7.605
3.90E-05		3.988	3.231	32.614
8.50E-05		3.988	6.906	10.023
1.13E-04		3.988	2.411	6.512
1.26E-04		3.988	2.651	5.522
35	7.00E-06	959	15.701	22.863
	6.00E-06	959	28.486	28.875
	1.00E-05	959	8.661	13.321
	8.00E-06	959	9.391	18.677
	3.90E-05	959	5.921	1.696
	1.80E-05	959	8.207	5.469
	5.70E-05	959	3.926	955
	2.00E-05	959	4.401	4.663
	4.80E-05	959	2.356	1.238
	9.10E-05	959	1.381	470
	8.50E-05	959	1.861	521
	7.10E-05	959	936	685

**Apêndice B<sub>2</sub> – Dados referentes a elaboração do modelo de desempenho à fadiga para a  
mistura CA<sub>LAB 60/85-E</sub>**

Temp. (°C)	$\epsilon_{t0}$ (m/m)	Mr	Nº Ciclos	Nf modelo
10	9.50E-05	7.473	130.032	62.439
	9.50E-05	7.473	153.471	62.438
	1.35E-04	7.473	55.081	41.910
	1.13E-04	7.473	44.506	51.282
	1.28E-04	7.473	17.101	44.520
	1.37E-04	7.473	12.696	41.217
	1.45E-04	7.473	4.906	38.647
	1.63E-04	7.473	6.901	33.842
	1.52E-04	7.473	3.376	36.634
	1.62E-04	7.473	4.511	34.079
	2.12E-04	7.473	1.016	25.116
	1.69E-04	7.473	2.666	32.482
	25	3.60E-05	4.104	90.911
3.20E-05		4.104	86.776	120.629
5.50E-05		4.104	96.816	65.254
1.45E-04		4.104	45.261	21.726
1.12E-04		4.104	67.066	29.122
7.20E-05		4.104	70.641	48.074
9.80E-05		4.104	51.196	33.885
1.32E-04		4.104	7.981	24.169
9.80E-05		4.104	7.266	33.885
1.60E-04		4.104	4.351	19.430
1.78E-04		4.104	4.621	12.217
1.57E-04		4.104	1.786	19.852
1.13E-03		4.104	3.331	2.115
1.46E-03		4.104	1.491	1.582
2.39E-04		4.104	1.076	12.324
35	5.20E-05	1.300	73.346	23.046
	4.90E-05	1.300	79.761	24.653
	6.70E-05	1.300	18.263	17.287
	1.08E-04	1.300	23.381	10.057
	9.60E-05	1.300	6.636	11.495
	1.35E-04	1.300	11.586	7.808
	5.40E-05	1.300	8.081	22.080
	3.30E-05	1.300	10.301	38.605
	1.41E-04	1.300	4.291	7.432
	1.28E-04	1.300	1.896	8.294
	1.12E-04	1.300	2.666	9.651
	1.18E-04	1.300	1.421	9.096
	1.08E-04	1.300	1.236	10.057
	1.40E-04	1.300	451	7.492