

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Construção e Infraestrutura

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO À FADIGA DE
MISTURAS ASFÁLTICAS QUENTES E MORNAS ATRAVÉS
DO MODELO DE DANO CONTÍNUO VISCOELÁSTICO**

Douglas Martins Mocelin

Porto Alegre
2018

DOUGLAS MARTINS MOCELIN

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO À FADIGA DE
MISTURAS ASFÁLTICAS QUENTES E MORNAS ATRAVÉS
DO MODELO DE DANO CONTÍNUO VISCOELÁSTICO**

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

Porto Alegre

2018

Martins Mocelin, Douglas

Avaliação do Comportamento à Fadiga de Misturas
Asfálticas Quentes e Mornas Através do Modelo de
Dano Contínuo Viscoelástico / Douglas Martins
Mocelin. -- 2018.

136 f.

Orientador: Jorge Augusto Pereira Ceratti.

Coorientador: Lélcio Antônio Teixeira Brito.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-
RS, 2018.

1. Misturas Asfálticas. 2. Fadiga. 3. Ensaios de
Tração Direta. 4. Dano Contínuo Viscoelástico. I.
Pereira Ceratti, Jorge Augusto, orient. II.
Teixeira Brito, Lélcio Antônio, coorient. III. Título.

DOUGLAS MARTINS MOCELIN

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO À FADIGA DE
MISTURAS ASFÁLTICAS QUENTES E MORNAS ATRAVÉS
DO MODELO DE DANO CONTÍNUO VISCOELÁSTICO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de mestre em engenharia e foi aprovada pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Construção e Infraestrutura da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 26 de fevereiro de 2018

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti
Dr. pela UFRJ
Orientador

Prof. Lélío Antônio Teixeira Brito
PhD. pela University of Nottingham
Coorientador

Prof. Carlos Torres Formoso
Coordenador do PPGCI/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Washington Peres Núñez
DSc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Luis Alberto Herrmann do Nascimento
PhD. pela North Carolina State University

Prof. Klaus Machado Theisen
DSc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho aos meus pais, meus irmãos, e à
Gracieli, pelo amor e apoio incondicional.

AGRADECIMENTOS

Agradeço em primeiro lugar à minha família, em especial aos meus pais e irmãos, por serem sempre exemplos e fontes de inspiração para mim, por todo o apoio, amor e dedicação, e por terem me proporcionado oportunidades para chegar até aqui.

Ao meu amor Gracieli Colpo, por ser um exemplo para mim, por estar sempre ao meu lado, por dividir todas as angústias e sempre me apoiar, nos momentos bons e ruins. Sem toda a tua ajuda, tanto pessoal quanto profissional, o caminho teria sido muito mais difícil. Te amo.

Agradeço ao meu orientador Professor Jorge Augusto Pereira Ceratti pela orientação neste trabalho, pela forma que sempre conduziu o LAPAV e pela oportunidade de poder estar fazendo parte da equipe do laboratório, desde o terceiro semestre da graduação até agora.

Ao meu coorientador Professor Lélío Brito por todo apoio, amizade e orientação para que este trabalho fosse desenvolvido, pela minha inserção na pavimentação, por sempre me depositar muita confiança e pelos trabalhos e pesquisas que desenvolvemos ao longo desta jornada.

Ao Laboratório de Pavimentação – LAPAV e ao programa PETER, por tudo que aprendi nesta grande jornada, e a todo pessoal, bolsistas, técnicos, mestrandos, doutorandos e professores, por todos estes anos de convivência e aprendizado que passamos juntos. Um agradecimento especial ao Felipe Pivetta, à Natália Mensch e ao Mateus Freitas pela grande ajuda e apoio no desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço a Marlova Johnston, que sempre me incentivou muito, pela ajuda e amizade nestes anos de convivência no LAPAV.

A todos os meus amigos e colegas pelos momentos de distração.

À Greca Asfaltos, Ingevity e TRS pela parceria e pelo fornecimento dos materiais necessários para o desenvolvimento desta dissertação. Ao Gabriel da Delmaq, por toda ajuda e ideias no desenvolvimento dos aparatos para o ensaio de tração direta.

À *North Carolina State University* por ceder as licenças dos softwares utilizados neste trabalho.

Ao Prof. Washington Núñez, ao Dr. Luis Nascimento e ao Prof. Klaus Theisen pela disponibilidade em colaborar e participar da banca da minha dissertação.

É impossível para um homem
aprender aquilo que ele acha que já sabe.

Epicteto

RESUMO

MOCELIN, D. M. **Avaliação do Comportamento à Fadiga de Misturas Asfálticas Quentes e Mornas Através do Modelo de Dano Contínuo Viscoelástico**. 2018. Dissertação (Mestrado em engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Construção e Infraestrutura, UFRGS, Porto Alegre.

A fadiga é reconhecida historicamente como um dos principais mecanismos de degradação de pavimentos flexíveis, originando-se nas cargas repetidas de tráfego que geram tensões de tração na camada de concreto asfáltico, culminando na falha sucessiva das fibras. Estas tensões fazem com que, inicialmente, surjam microfissuras na zona inferior da camada, que evoluem para trincas e se propagam até que atinjam a superfície do revestimento, caracterizando a falha mecânica da estrutura. Apesar de no Brasil o dimensionamento oficial ainda não contemplar uma análise da fadiga destas camadas no dimensionamento de pavimentos novos, há um esforço de várias instituições na direção de compor um novo método mecanístico-empírico que o faça. Tradicionalmente os ensaios para avaliação da fadiga são feitos por compressão diametral, que reconhecidamente apresentam limitações no estado de tensões desenvolvido. O uso dos ensaios de tração direta associados à modelagem de dano se mostram como uma sólida ferramenta para avaliação dos parâmetros viscoelásticos, além de serem consideravelmente mais simples de realização do que, por exemplo, os ensaios de flexão. Desta forma, o presente trabalho teve por objetivo a implementação do protocolo de ensaios e análises para caracterização do dano de misturas asfálticas através do modelo *Simplified-Viscoelastic Continuum Damage* (S-VECD). Foram caracterizadas misturas asfálticas quentes e mornas com ligante convencional, modificado por polímero e com borracha. Após a modelagem do dano, foram geradas curvas de Wöhler e simuladas as diferentes misturas em uma estrutura de pavimento, com o *software* FLEXPave, utilizando dois critérios de ruptura, D^R e G^R . O critério baseado no G^R apresentou uma melhor capacidade de previsão do comportamento das misturas deste trabalho. A mistura quente com polímero apresentou o melhor desempenho à fadiga, seguida da mistura quente com borracha e posteriormente da mistura morna com polímero. A mistura morna com ligante convencional apresentou melhor desempenho que a morna com asfalto borracha, enquanto a mistura quente com ligante convencional apresentou a menor vida de fadiga. O emprego do aditivo surfactante gerou efeito benéfico para a mistura com ligante convencional, enquanto para as misturas com ligantes modificados a vida de fadiga resultou em breve diminuição.

Palavras-chave: Misturas asfálticas, dano, fadiga, modelo S-VECD.

ABSTRACT

MOCELIN, D. M. **Avaliação Do Comportamento À Fadiga De Misturas Asfálticas Quentes E Mornas Através Do Modelo De Dano Contínuo Viscoelástico.** 2018.

Dissertação (Mestrado em engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Construção e Infraestrutura, UFRGS, Porto Alegre.

Fatigue cracking is admittedly one of the key modes of distress in flexible pavements; its genesis relies on the repeated tensile stretches due to the continuous load application yielding to successive failure of the material's fibers. Such ruptures combined create microcracks that grows into macrocracks and propagate to the pavement surface, characterizing the mechanic failure of the structure. Despite the current design method for new pavements in Brazil neglects fatigue analysis, there is a national effort of various institutions to draw a new mechanistic-empirical design method to tackle the problem. Traditionally, fatigue tests are carried out using diametral compression apparatus, even though they feature acknowledged limitations in its stress state distribution. Direct tension tests combined with damage modeling have proven to be a solid tool to viscoelastic parameters assessment, not to mention its rather simple test protocol when compared to other tests, such as flexural tests. Hence, this dissertation aims to implement the protocol for testing and analysis of damage characterization through Simplified Viscoelastic Continuum Damage (S-VECD) model. Hot and warm mixtures with different binders were characterized. With the calibrated damage models, pavement simulations using FLEXPave software with two different failure criteria, D^R and G^R , can be performed. The G^R failure criteria demonstrate a better prediction capability than the D^R , for the analysed asphalt mixtures. The correlation of number of cycles to failure and the strain level (Wöhler curves) could also be assessed. The material and pavement level simulations show that the hot mixture with polymer-modified binder have better fatigue performance, followed by the hot mixture with rubber asphalt and the warm mixture with polymer-modified binder. The warm mixture with conventional binder have better performance than warm mixture with rubber asphalt, while the hot mixture with conventional binder have the worse fatigue performance. The surfactant additive for the warm mixes results in positive effects for fatigue performance on the mixture with conventional binder, while for the mixtures with modified binders the fatigue life decreases.

Key-words: Asphalt mixtures, damage, fatigue, S-VECD model.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	21
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.....	24
1.2 OBJETIVO GERAL	24
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	25
1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	25
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	27
2.1 MISTURAS ASFÁLTICAS	27
2.2 COMPORTAMENTO DE MATERIAIS ASFÁLTICOS	30
2.2.1 Análogos mecânicos.....	32
2.3 FADIGA EM MISTURAS ASFÁLTICAS.....	34
2.3.1 Ensaios de fadiga.....	36
2.3.2 Critérios de ruptura.....	44
2.3.3 Modelos de fadiga	50
2.4 MODELO VISCOELASTIC CONTINUUM DAMAGE.....	52
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	62
3.1 MATERIAIS UTILIZADOS NA PESQUISA	62
3.1.1 Agregados.....	62
3.1.2 Ligantes asfálticos	65
3.1.3 Aditivo surfactante	66
3.1.4 Características das misturas asfálticas.....	67
3.2 MÉTODOS	68
3.2.1 Produção das misturas asfálticas	69
3.2.2 Preparação das amostras.....	69
3.2.3 Equipamento e procedimento dos ensaios de tração direta e análises ..	70
3.2.4 Matriz experimental.....	78
4 RESULTADOS E ANÁLISES	80
4.1 MÓDULO DINÂMICO.....	80

4.2	ENSAIOS DE TRAÇÃO DIRETA MONOTÔNICOS	86
4.3	CURVAS CARACTERÍSTICAS DE DANO – C vs S	89
4.4	CURVAS DE WÖHLER.....	98
4.5	SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DAS MISTURAS EM UMA ESTRUTURA DE PAVIMENTO	103
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	117
5.1	CONCLUSÕES	117
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	121
	APÊNDICE A.....	131
	APÊNDICE B.....	133

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Temperaturas de produção de misturas asfálticas (MOTTA, 2011).....	28
Figura 2 - Fenômeno de fluência (adaptado de RUIZ <i>et al.</i> , 2005).....	31
Figura 3 - Fenômeno de relaxação (adaptado de RUIZ <i>et al.</i> , 2005)	31
Figura 4 - Defasagem entre tensão e deformação em carregamento harmônico (THEISEN, 2011).....	32
Figura 5 – (a) elemento de Hooke e (b) elemento de Maxwell	33
Figura 6 – (a) Modelo de Maxwell e (b) Modelo de Kelvin	33
Figura 7 – Diferentes estágios do fenômeno de fadiga (adaptado de Bernucci <i>et al.</i> , 2008) ...	35
Figura 8 – Diferentes configurações de ensaios de fadiga (adaptado de DI BENEDETTO <i>et al.</i> , 2004).....	37
Figura 9 – Configuração do ensaio de tração sob compressão diametral (adaptado de BRITO, 2006).....	38
Figura 10 –Configuração do ensaio em amostra trapezoidal (GRENFELL, 2013)	38
Figura 11 – Configuração do ensaio de flexão em viga quatro pontos (COLPO, 2014).....	39
Figura 12 – Equipamento de tração direta.....	40
Figura 13 – Ensaios à tensão controlada e à deformação controlada (adaptada de COLPO, 2014).....	41
Figura 14 – Formas de onda de carregamento (adaptado de SAID, 1988, apud FONTES, 2009).....	43
Figura 15 – Área correspondente ao WCR no espaço σ vs ϵ^R (adaptado de: Zhang <i>et al.</i> , 2013).	47
Figura 16 – Envoltória de ruptura obtida para um determinado material sob diferentes modos de carregamento.....	48
Figura 17 – Ruptura de amostras ao encontrarem a envoltória de ruptura (adaptado de WANG & KIM, 2017).	49
Figura 18 – Exemplos de modelos de fadiga.....	51
Figura 19 – Curva característica de dano, similar para três níveis diferentes de deformação (NASCIMENTO <i>et al.</i> , 2014).....	53
Figura 20 – Organograma das misturas utilizadas na pesquisa.....	62

Figura 21 – Granulometria da mistura com asfalto convencional, enquadrada na faixa C do DNIT	63
Figura 22 – Granulometria da mistura com ligante modificado por polímero, enquadrada na faixa C do DNIT	64
Figura 23 - Granulometria da mistura com asfalto borracha, do tipo <i>gap-graded</i>	64
Figura 24 – Compactador Giratório Superpave.....	70
Figura 25 – Aparato de colagem do CP aos pratos.....	71
Figura 26 – Pratos inferior e superior de colagem dos CPs	72
Figura 27 – Rótula de tração (<i>balljoint</i>)	72
Figura 28 – Prolongadores inferior e superior.....	73
Figura 29 – Discos de ancoragem.....	73
Figura 30 – Equipamento para tração direta adaptado à MTS	74
Figura 31 – (a) Forma de carregamento no ensaio de tração direta cíclico e (b) Evolução do ângulo de fase e ruptura da amostra (NASCIMENTO, 2013 <i>apud</i> NASCIMENTO <i>et al.</i> , 2014).....	75
Figura 32 – CP <i>dummy</i> com sensores de temperatura interna e externa	76
Figura 33 – Matriz experimental da pesquisa.....	79
Figura 34 – (a) Curvas mestras das misturas CA-C e CA-C-W para a temperatura de referência de 20°C e (b) curva dos <i>shift-factors</i>	81
Figura 35 – (a) Curvas mestras das misturas CA-P e CA-P-W para a temperatura de referência de 20°C e (b) curvas dos <i>shift-factors</i>	82
Figura 36 – (a) Curvas mestras das misturas CA-B e CA-B-W para a temperatura de referência de 20°C e (b) curvas dos <i>shift-factors</i>	83
Figura 37 – Curvas mestras de módulo dinâmico de todas as misturas estudadas na temperatura de referência de 20°C.....	84
Figura 38 – Ensaio de tração direta monotônico - mistura CA-C-W	86
Figura 39 – Ensaio de tração direta monotônico - mistura CA-P.....	87
Figura 40 – Ensaio de tração direta monotônico - mistura CA-P-W	87
Figura 41 – Ensaio de tração direta monotônico - mistura CA-B	88
Figura 42 – Função potência ajustada para as quatro amostras ensaiadas da mistura CA-P-W, para a temperatura de 20°C.....	90

Figura 43 – Curvas características de dano para as misturas CA-C e CA-C-W, para a temperatura de 20°C.	90
Figura 44 – Curvas características de dano para as misturas CA-P e CA-P-W, para a temperatura de 20°C.	91
Figura 45 – Curvas características de dano para as misturas CA-B e CA-B-W, para a temperatura de 20°C.	91
Figura 46 – Curvas características de dano de todas as misturas estudadas, para a temperatura de 20°C.	92
Figura 47 – Envoltórias de ruptura baseadas no D^R para as misturas com ligante convencional.	94
Figura 48 – Envoltórias de ruptura baseadas no D^R para as misturas com ligante modificado por polímero.	94
Figura 49 – Envoltórias de ruptura baseadas no D^R para as misturas com ligante modificado por borracha.	95
Figura 50 - Envoltórias de ruptura baseadas no G^R para as misturas com ligante convencional.	96
Figura 51 – Envoltórias de ruptura baseadas no G^R para as misturas com ligante modificado por polímero.	96
Figura 52 – Envoltórias de ruptura baseadas no G^R para as misturas com ligante modificado por borracha.	97
Figura 53 – Comparação dos dados experimentais com os dados simulados utilizando o critério de ruptura do D^R	98
Figura 54 – Comparação dos dados experimentais com os dados simulados utilizando o critério de ruptura do G^R	99
Figura 55 – Curvas de Wöhler para temperatura de 15°C.	100
Figura 56 – Curvas de Wöhler para temperatura de 20°C.	100
Figura 57 – Curvas de Wöhler para temperatura de 25°C.	101
Figura 58 – Tela do <i>software</i> com os dados da estrutura do pavimento e características da mistura asfáltica.	104
Figura 59 – Tela do <i>software</i> com os dados de tráfego.	105
Figura 60 – Tela do <i>software</i> com os dados climáticos utilizados nas análises.	106
Figura 61 – Esquema da malha de pontos utilizada para determinação do dano médio acumulado na camada de revestimento.	106

Figura 62 – Dano médio acumulado ao longo do tempo para a malha de pontos definida, utilizando o critério de ruptura do D^R	107
Figura 63 – Dano médio acumulado ao longo do tempo para a malha de pontos definida, utilizando o critério de ruptura do G^R	108
Figura 64 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-C utilizando o critério do D^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.....	110
Figura 65 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-C-W utilizando o critério do D^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.....	110
Figura 66 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-P utilizando o critério do D^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.....	111
Figura 67 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-P-W utilizando o critério do D^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.....	111
Figura 68 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-B utilizando o critério do D^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.....	112
Figura 69 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-B-W utilizando o critério do D^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.....	112
Figura 70 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-C utilizando o critério do G^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.....	113
Figura 71 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-C-W utilizando o critério do G^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.....	113
Figura 72 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-P utilizando o critério do G^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.....	114
Figura 73 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-P-W utilizando o critério do G^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.....	114
Figura 74 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-B utilizando o critério do G^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.....	115

Figura 75 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-B-W utilizando o critério do G^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano..... 115

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Características dos agregados pétreos utilizados.....	65
Tabela 2 – Características do ligante AMP 60/85	66
Tabela 3 - Características do ligante CAP 50/70.....	66
Tabela 4 - Características do ligante AB-8.....	66
Tabela 5 – Resultados das dosagens para as misturas CA-C e CA-C-W	67
Tabela 6 – Resultados das dosagens para as misturas CA-P e CA-P-W.....	68
Tabela 7 – Resultados das dosagens para as misturas CA-B e CA-B-W.....	68
Tabela 8 – Níveis de deformação <i>on-specimen</i> a serem adotados nos ensaios de tração direta	77
Tabela 9 – Parâmetros obtidos pelo ajuste sigmoidal do módulo dinâmico.	84
Tabela 10 – Parâmetros obtidos pelo ajuste sigmoidal do módulo de armazenamento.	85
Tabela 11 – Resultados de resistência à tração.....	88
Tabela 12 – Parâmetros de ajuste das funções potência para as curvas C vs S.....	93
Tabela 13 – Porcentagem de redução do módulo no momento da ruptura.	102

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

- AASHTO: *American Association of State Highway and Transportation Officials*
- AB: Asfalto Borracha
- ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas
- AMP: Asfalto Modificado por Polímero
- ANP: Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis
- ASTM: *American Society of Testing and Materials*
- C: Integridade
- CA: Concreto Asfáltico
- CAP: Cimento Asfáltico de Petróleo
- CAUQ: Concreto Asfáltico Usinado à Quente
- CGS: Compactador Giratório Superpave
- CENPES: Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo Américo Miguez de Mello
- CNT: Confederação Nacional do Transporte
- CP: Corpo de Prova
- DMM: Densidade Máxima Medida
- DMR: *Dynamic Modular Ratio*
- DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
- E: Módulo de Elasticidade
- E_1 : Parte Real do Módulo Complexo
- E_2 : Parte Imaginária do Módulo Complexo
- E^* : Módulo Complexo
- $|E^*|$: Módulo Dinâmico
- E_i : módulo do elemento de Maxwell i
- E_R : Módulo de referência
- $E(t)$: Módulo de relaxação
- E_∞ : módulo elástico

EUA: Estados Unidos da América

FEL: *Fatigue Endurance Limit*

FHWA: *Federal Highway Administration*

FLC: Fator Laboratório-Campo

HMA: *Hot Mix Asphalt*

LAPAV: Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LVECD: *Layered ViscoElastic Analysis for Critical Distresses*

MEPDG: *Mechanistic Empirical Pavement Design Guide*

MTS: *Material Test Systems*

NCHRP: *National Cooperative Highway Research Program*

NCSU: *North Carolina State University*

N_f : Número de ciclos até a ruptura nos ensaios de fadiga

N/N_f red: Dano reduzido

PG: *Performance Grade*

PMF: Pré Misturado a Frio

PRS: *Performance-Related Specifications*

RBV: Relação Betume Vazios

R_{12-1} : taxa secante de dano médio entre os meses 12 e 1

S: Dano

S-VECD: *Simplified Viscoelastic Continuum Damage*

SF: *Shift-factor*

t: Tempo

T: Temperatura

T_R : Temperatura de Referência

t-T: Tempo-temperatura

$T_{0,35}$: tempo necessário, em meses, para atingir 35% de dano, nas simulações

UFC: Universidade Federal do Ceará

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UFSM: Universidade Federal de Santa Maria

USP: Universidade de São Paulo

VECD: *Viscoelastic Continuum Damage*

VV: Volume de Vazios

WMA: *Warm Mix Asphalt*

ω_r : frequência angular reduzida

α : taxa de evolução do dano

α_t : Coeficiente de Translação ou *shift-factor* tempo-temperatura

ϵ : Deformação

ϵ_t : Deformação de extensão

ϵ^R : Pseudo-deformação

φ : Ângulo de fase

σ : Tensão

δ : valor mínimo do módulo;

ρ_i : tempo de relaxação

ξ : frequência reduzida

$\Delta\xi$: incremento de tempo reduzido

1 INTRODUÇÃO

Os pavimentos flexíveis, que compõem a grande maioria das rodovias pavimentadas brasileiras, devem atender as condições funcionais e estruturais ao longo da vida de projeto para qual foram dimensionados. Porém, muitos pavimentos acabam apresentando degradação precoce, devido ao método de dimensionamento defasado e ao baixo nível de investimentos em infraestrutura de transportes, que não acompanha o ritmo de crescimento da frota de veículos e demanda de tráfego.

A degradação prematura dos pavimentos se deve, não somente ao método defasado e ao baixo nível de investimentos, como também ao aumento no tráfego, não contabilizado no momento do projeto, e especialmente à sobrecarga dos veículos, fator este em que o controle é muitas vezes inexistente, devido às dificuldades operacionais e financeiras dos órgãos reguladores. Assim, cada vez mais se torna importante a escolha adequada de materiais para compor a estrutura dos pavimentos e a utilização de métodos mais racionais para o dimensionamento.

A utilização de materiais com desempenho superior aos convencionais, como ligantes modificados por polímeros e por borracha, e de maiores cuidados na dosagem e escolha dos agregados, é cada vez mais comum, devido às necessidades impostas pelo tráfego elevado e mais severo e à maior preocupação com a durabilidade dos pavimentos.

As misturas mornas (*Warm Mixes Asphalt – WMA*) também vem ganhando destaque nos últimos anos, devido ao apelo ambiental, visto que as temperaturas reduzidas de usinagem e compactação amenizam a emissão de gases poluentes e as condições de trabalho. Com a utilização de ligantes modificados, que possuem temperaturas de usinagem ainda maiores, a utilização de WMA é cada vez mais pertinente (MOTTA, 2011). Porém, para que seu uso seja justificado, as WMA devem ter resistência, durabilidade e características de desempenho semelhantes às misturas asfálticas a quente (*Hot Mixes Asphalt – HMA*). Prowell *et al.* (2012) sugerem que o desempenho à longo prazo destas misturas ainda deve ser bastante estudado.

Os concretos asfálticos (CA), que constituem a camada de revestimento de pavimentos flexíveis, são responsáveis por receber as cargas atuantes dos veículos e transmiti-las às demais camadas, devendo apresentar uma série de características funcionais e estruturais, que possam

garantir conforto e segurança aos usuários das rodovias, tais como: resistência à fadiga e deformação permanente, estabilidade, impermeabilidade, aderência, durabilidade, entre outras.

O problema de fadiga é reconhecido historicamente como um dos principais mecanismos de degradação dos concretos asfálticos, se originando devido às cargas repetidas de tráfego, as quais geram tensões de tração na camada de CA, e também devido às variações de temperatura ao longo da vida útil da estrutura (KIM *et al.*, 2002). Estas tensões de tração repetidas fazem com que, inicialmente, surjam microfissuras na parte inferior da camada, que evoluem para trincas e se propagam até que atinjam a superfície do revestimento, caracterizando a falha mecânica da estrutura.

Contudo, o método de dimensionamento de pavimentos vigente no Brasil não considera o desempenho à fadiga e a deformação permanente dos materiais que irão compor as camadas do pavimento. No entanto, um novo método de dimensionamento está sendo elaborado para o Brasil, considerando estes critérios, e encontra-se em fase de testes, possivelmente entrando em vigor em meados de 2019.

A análise do desempenho à fadiga das misturas asfálticas a serem empregadas em uma determinada estrutura é de fundamental importância para o seu correto dimensionamento e previsão de vida útil. Este desempenho pode ser estimado em laboratório através de uma série de ensaios, envolvendo diversos fatores que influenciam no resultado, como a preparação dos corpos de prova (CP), geometria das amostras, características de cada tipo de ensaio, propriedades das misturas asfálticas e condições ambientais (TANGELLA *et al.*, 1990). Além disso, a forma de interpretação dos resultados, e os diferentes critérios de ruptura que podem ser adotados também influenciam na estimativa.

Dentre os diferentes métodos de ensaio de fadiga em laboratório pode-se destacar os ensaios de tração sob compressão diametral, ensaio de flexão em viga quatro, três ou dois pontos e ensaio de tração direta. O ensaio de tração sob compressão diametral, apesar de apresentar uma série de restrições em relação a forma de carregamento, ainda é o mais utilizado no Brasil devido a simplicidade de execução, porém, com o avanço da tecnologia dos equipamentos, das técnicas laboratoriais e necessidades de uma caracterização dos materiais mais precisa, a simplicidade não é uma justificativa plausível para o uso deste ensaio (KIM *et al.*, 2002). Os ensaios em viga são considerados como os que melhor simulam os esforços, devido à forma em que as amostras são solicitadas, à tração sob flexão (TANGELLA *et al.*, 1990; TAYEBALI *et al.*, 1994). Já o

ensaio de tração direta consiste em submeter as amostras a um estado de tração pura e homogênea, sem influência de nenhum outro tipo de tensão (DI BENEDETTO *et al.*, 2004).

Os ensaios de fadiga são tipicamente interpretados através de curvas em que são relacionados os níveis de tensão ou deformação de tração com o número de ciclos até a ruptura das amostras, ajustadas por uma função exponencial, chamada de lei ou modelo de fadiga (curvas de Wöhler). Os critérios de ruptura adotados nestes modelos são diversos, os ensaios podem ser conduzidos até que se atinja uma redução de 50% da rigidez inicial da amostra, até completa ruptura, até atingirem um determinado número de ciclos, até que se atinja algum critério relacionado à dissipação de energia do material, dentre outros.

Desta forma, os resultados obtidos por testes de fadiga podem ser muito variados em decorrência das diversas formas de ensaios, geometria de amostras, formas e condições de carregamento, critérios de ruptura adotados, dentre outros fatores.

Recentemente, vem ganhando destaque uma metodologia para previsão da vida de fadiga de misturas asfálticas através de ensaios de tração direta, desenvolvida pelo professor Y. Richard Kim e por pesquisadores na *North Carolina State University*, nos Estados Unidos (EUA), onde os corpos de prova são submetidos a uma deformação controlada cíclica senoidal, até que ocorra a ruptura ou a queda do ângulo de fase. Durante o ensaio são coletados dados de deformação, carga, ângulo de fase e módulo dinâmico. Este ensaio, em relação aos demais, tem uma matriz experimental reduzida, demandando menor número de amostras e menor tempo para execução (MARTINS, 2014).

Além disso, nesta metodologia de ensaio, a interpretação dos resultados se dá através do modelo *Simplified-Viscoelastic Continuum Damage* (S-VECD), onde são analisadas propriedades fundamentais dos materiais e gerados modelos de evolução do dano e queda da integridade do material, que são independentes do modo de carregamento, frequência e temperatura do ensaio. Esta metodologia de ensaio vem sendo utilizada com sucesso por diversos pesquisadores para a modelagem do comportamento à fadiga de misturas asfálticas (KIM *et al.*, 2002; HOU, 2009; UNDERWOOD *et al.*, 2012; LUO, 2012; ZEIADA *et al.*, 2013; NASCIMENTO, 2015; SONG-TAO *et al.*, 2015; XIE & SHEN, 2015; CAO *et al.*, 2016; RAHBAR-RASTEGAR, 2017).

O novo método de dimensionamento brasileiro provavelmente recomendará, em um nível básico, a utilização de ensaios de fadiga por compressão diametral e em um nível mais avançado

caracterizações mecânicas considerando propriedades de dano das misturas asfálticas (FRITZEN, 2016).

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Frente ao cenário do transporte de cargas e atual situação da malha rodoviária brasileira, a exploração de toda a tecnologia disponível em termos de materiais para pavimentação e também para melhor entendimento do comportamento e previsão de desempenho das misturas asfálticas é imperativa.

Em muitos casos, as misturas asfálticas elaboradas com ligantes asfálticos convencionais podem não ser suficientes para um adequado desempenho frente às solicitações impostas. Assim, cada vez mais se faz uso de ligantes asfálticos modificados por polímeros ou por borracha. Estes modificadores adicionados aos ligantes asfálticos visam melhorar algumas características, melhorar o desempenho e prolongar a vida útil dos concretos asfálticos. Como o uso destes tipos de ligantes requerem temperaturas ainda mais elevadas de usinagem e compactação, as misturas mornas tendem a ser mais frequentemente empregadas, para mitigar os efeitos negativos das altas temperaturas.

Neste sentido, esta pesquisa visa contribuir com o estudo do desempenho de misturas asfálticas, quentes e mornas, com ligantes modificados, e para a implantação e disseminação do ensaio de fadiga por tração direta uniaxial e interpretação pelo modelo de dano contínuo viscoelástico, cuja utilização no Brasil vem sendo desenvolvida pelo Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo Américo Miguez de Mello (CENPES-Petrobrás) e por laboratórios de pesquisa em pavimentação nas universidades federais.

1.2 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral desta pesquisa é utilizar o protocolo do modelo S-VECD, para analisar o comportamento à fadiga de misturas asfálticas quentes e mornas com emprego de diferentes ligantes, cimento asfáltico de petróleo convencional (CAP 50/70), asfalto modificado por polímero (AMP 60/85) e asfalto borracha (AB-8).

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos desta pesquisa são:

- a) Desenvolver um aparato para ensaios de tração direta em corpos de prova cilíndricos, até então inexistente no Laboratório de Pavimentação (LAPAV) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS);
- b) Implantar uma rotina de ensaios de tração cíclicos para uma prensa hidráulica (MTS © 810 UTM Test System, modelo 318.25) disponível no laboratório;
- c) Realizar a interconversão dos dados de módulo dinâmico obtidos por Mensch (2017) para obtenção dos módulos de relaxação das misturas.
- d) Realizar ensaios de tração direta cíclicos em corpos de prova das diferentes misturas.
- e) Modelar o comportamento das diferentes misturas estudadas através do modelo *S-VECD*, gerando suas curvas características de dano e envoltórias de ruptura.
- f) Simular o comportamento das misturas estudadas, quando empregadas em uma estrutura de pavimento, através do *software* FLEXPave que utiliza os dados de dano e da caracterização linear viscoelástica para as análises.
- g) Comparar o desempenho das misturas asfálticas quentes e mornas com diferentes ligantes.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

No primeiro capítulo, é apresentado e contextualizado o tema a ser estudado neste trabalho, abordando também sua relevância e justificativa, e indicando os objetivos geral e específicos a serem cumpridos.

Em seguida, no segundo capítulo, faz-se a revisão bibliográfica, onde são abordados os principais tópicos considerados fundamentais para o embasamento teórico desta pesquisa. Assim, são abordados os seguintes temas: misturas asfálticas, comportamento de materiais

asfálticos, fadiga: tipos de ensaios, modelos e critérios de ruptura, e por fim sobre o modelo *Viscoelastic Continuum Damage*.

O terceiro capítulo traz a caracterização dos materiais utilizados, os resultados de dosagem das diferentes misturas, a metodologia de realização dos ensaios, a apresentação do aparato desenvolvido para ensaios de tração direta e demais equipamentos empregados.

Os resultados obtidos, análises e discussões são apresentados no quarto capítulo.

No quinto capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho e as sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentada uma revisão sobre os principais tópicos relacionados à pesquisa, que servem de embasamento teórico para o desenvolvimento do trabalho.

2.1 MISTURAS ASFÁLTICAS

As misturas asfálticas consistem basicamente na associação de agregados pétreos e de materiais asfálticos, realizada em usina. Quando compactadas, estas misturas recebem o nome de concretos asfálticos, sendo a parte dos pavimentos flexíveis responsável por receber as cargas dos veículos e transmiti-las para as demais camadas. Em todo o mundo, a grande maioria dos revestimentos das rodovias é composto de pavimentos asfálticos. No Brasil, cerca de 95% das rodovias pavimentadas são construídas com revestimento asfáltico (BERNUCCI *et al.*, 2008).

De acordo com Bernucci *et al.* (2008) os revestimentos asfálticos devem atender aos requisitos de impermeabilidade, flexibilidade, estabilidade, durabilidade, resistência à derrapagem, resistência à fadiga e ao trincamento térmico, de acordo com as variáveis que lhe serão impostas, como o tráfego e as condições climáticas.

Existem diferentes tipos de misturas asfálticas, podendo ser classificados principalmente de acordo com a temperatura em que são usinadas, havendo, portanto, misturas asfálticas a quente, misturas asfálticas mornas, misturas asfálticas semimornas e misturas asfálticas a frio (MOTTA, 2011). A Figura 1 apresenta a relação das temperaturas de produção de cada tipo de mistura asfáltica com o consumo de combustível necessário para a usinagem.

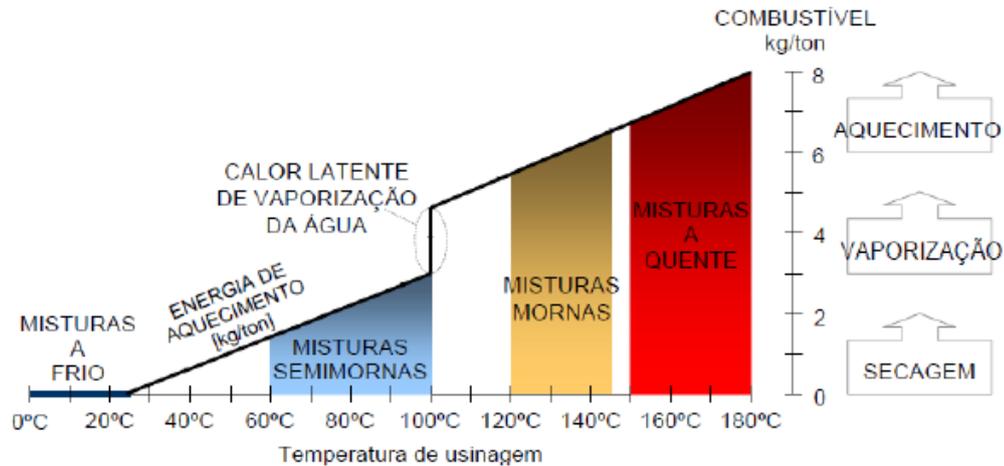


Figura 1 - Temperaturas de produção de misturas asfálticas (MOTTA, 2011)

As misturas a frio, ou pré-misturados à frio (PMF), são realizadas à temperatura ambiente com emulsões asfálticas de petróleo. Os PMFs não possuem desempenho semelhante ao das misturas quentes, e são utilizados normalmente como revestimento em rodovias de baixo volume de tráfego, como camada intermediária abaixo do concreto asfáltico usinado a quente e em operações de manutenção de rodovias (BALBO, 2007).

O tipo de mistura asfáltica mais utilizada no Brasil e no mundo é a mistura asfáltica a quente (HMA). Isto se deve tanto pelo desempenho já conhecido, quanto pelos materiais a serem utilizados e pelas técnicas e processos executivos largamente difundidos (BALBO, 2007). As temperaturas de usinagem destas misturas são bastante elevadas, em torno de 150°C a 180°C, variando de acordo com a viscosidade do ligante utilizado.

As HMA podem ser subdivididas de acordo com o tipo de granulometria utilizada em mistura de graduação densa, mistura de graduação aberta e mistura de graduação descontínua. O tipo de granulometria a ser utilizada pode variar com a necessidade de algumas características específicas nos pavimentos (BERNUCCI *et al.*, 2008). Nesta pesquisa, serão utilizadas misturas de graduação densa com os ligantes CAP 50/70 e AMP 60/85, e misturas de graduação descontínua (*gap-graded*) com o ligante AB-8.

Em temperaturas intermediárias entre as misturas a quente e a frio existem as misturas mornas e semimornas, produzidas geralmente com aquecimento parcial dos agregados. Em temperaturas abaixo de 100°C são classificadas como semimornas, acima desta temperatura são classificadas como mornas (D'ANGELO *et al.*, 2008). Neste trabalho, são avaliadas misturas

mornas com redução de 30°C em relação à mistura quente de mesmo ligante e composição granulométrica, com a utilização do aditivo químico surfactante EvothermTM-P25.

A produção destas misturas em temperaturas intermediárias teve origem na Europa, no final da década de 90, com o intuito de reduzir a emissão de gases do efeito estufa. Para a produção destas misturas, diversas técnicas foram desenvolvidas na Europa e Estados Unidos, podendo destacar-se as técnicas com mudanças no processo de produção para formação de espuma de asfalto, mistura sequencial, emprego de aditivos químicos, aditivos sintéticos e ceras (NCHRP, 2011).

Para que seu uso seja justificado, as WMA devem ter resistência, durabilidade e características de desempenho semelhantes às misturas asfálticas a quente, utilizando temperaturas de produção substancialmente reduzidas (MOCELIN, 2015).

No Brasil, a utilização de misturas asfálticas mornas ainda não é usual, o DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes) possui uma norma para este tipo de mistura, mas ainda se encontra em processo de avaliação. Como esta tecnologia ainda não é amplamente difundida nacionalmente, muitos engenheiros optam por utilizar as misturas convencionais, mesmo já conhecendo os benefícios que estas misturas poderiam trazer (MOCELIN, 2015). Além dos benefícios ambientais, as temperaturas reduzidas podem trazer benefícios ao desempenho dos materiais, além dos benefícios ambientais, fornecendo tempo adicional para a compactação da mistura, permitindo maior utilização de misturas asfálticas recicladas e uma melhor compactação mesmo em locais de clima mais frio e reduzindo o envelhecimento do ligante, visto que este pode ter seu processo de oxidação acelerado a altas temperaturas (NCHRP, 2011).

Os diferentes tipos de ligantes asfálticos empregados nas misturas também têm papel importante no seu comportamento. Os ligantes convencionais, sem nenhum tipo de modificador, vêm sendo cada vez menos utilizados devido as crescentes demandas de tráfego e cargas e maior preocupação com a durabilidade das estruturas de pavimentos, que exigem uma qualidade maior do concreto asfáltico. Os ligantes modificados, sejam por polímeros ou por borracha moída de pneu, têm o uso cada vez mais recorrente, com o objetivo de conferir características de interesse para as misturas asfálticas, que os ligantes convencionais não são capazes de oferecer.

O aumento na utilização de ligantes asfálticos modificados, que necessitam temperaturas de usinagem mais elevada em relação aos convencionais, tende a tornar ainda mais pertinente a utilização de misturas mornas, para mitigar os efeitos negativos das altas temperaturas (MOTTA, 2011).

2.2 COMPORTAMENTO DE MATERIAIS ASFÁLTICOS

Os concretos asfálticos apresentam um comportamento mecânico bastante complexo, pois as tensões e deformações desenvolvidas são dependentes da temperatura em que o material se encontra, do tempo de solicitação e do histórico de tensões, por isso diz-se que o material possui “memória”. Este comportamento, recuperável e dependente do tempo, caracteriza o concreto asfáltico como material viscoelástico (SCHAPERLY, 1969; PINTO, 1991; PARK & KIM, 1998; PRONK & ERKENS, 2002; THEISEN, 2011), e em determinadas condições pode apresentar ainda um comportamento viscoelastoplástico.

Os materiais com comportamento puramente elásticos, como por exemplo os metais, ao serem submetidos a algum carregamento, sofrem deformações instantâneas, e quando este carregamento é aliviado, as deformações são recuperadas também instantaneamente, quando não há dano. Já os materiais com comportamento puramente viscoso, ao receberem um estímulo de tensão ou deformação apresentam reação dependente do tempo de estímulo, e as condições iniciais não são recuperadas totalmente.

Os materiais viscoelásticos, como o próprio nome sugere, possuem comportamento combinado, ao serem solicitados apresentam resposta em parte elástica e em parte viscosa, armazenando parcialmente a energia externa fornecida ou dissipando parcialmente a mesma (THEISEN, 2011). Apresentam também respostas diferentes sob velocidades de carregamento diferentes, sendo mais rígidos em carregamentos com menor duração de aplicação do pulso de carga e menos rígidos em carregamentos com maior duração, sendo o limite o carregamento estático (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Este comportamento viscoelástico é caracterizado pelos fenômenos de fluência (ou *creep*) e de relaxação. A fluência é observada quando é imposta uma tensão constante ao material e sua deformação aumenta ao longo do tempo (Figura 2). Já a relaxação ocorre quando é imposta uma deformação constante ao material e se tem o alívio das tensões com o tempo (Figura 3) (DE LA ROCHE, 1996).

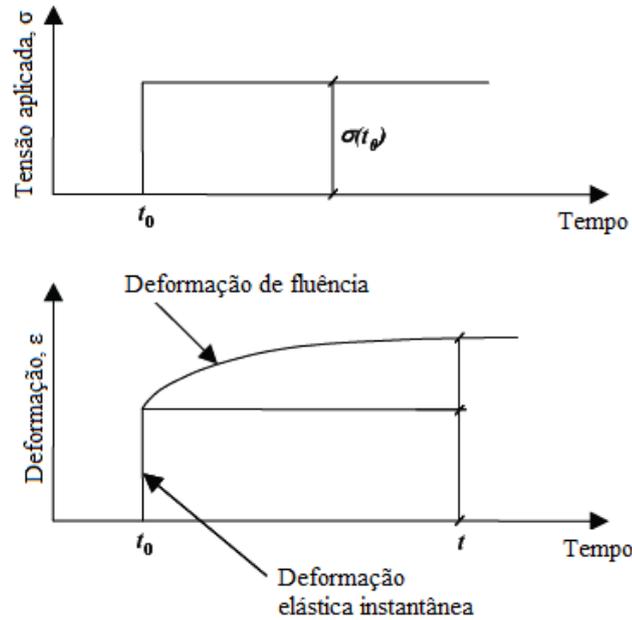


Figura 2 - Fenômeno de fluência (adaptado de RUIZ *et al.*, 2005)

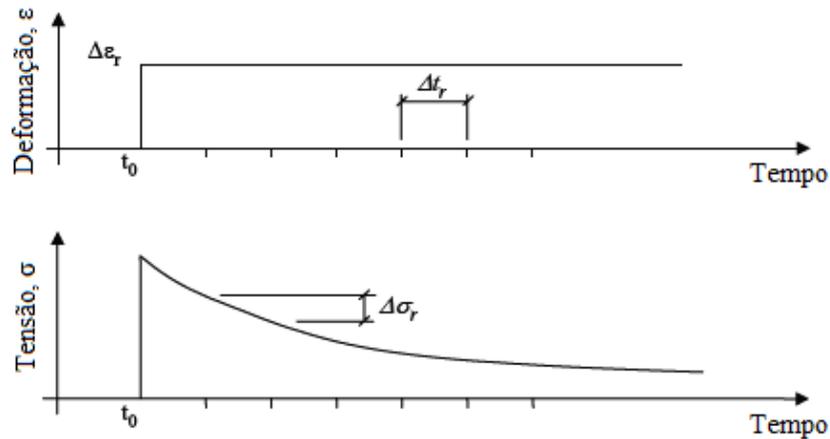


Figura 3 - Fenômeno de relaxação (adaptado de RUIZ *et al.*, 2005)

Outro fenômeno manifestado por materiais viscoelásticos lineares é a defasagem entre tensão e deformação, sob carregamento harmônico. A relação entre esta defasagem de tempo e o período de aplicação da carga resulta no ângulo de fase (Figura 4). O ângulo de fase (φ) representa o grau de viscoelasticidade do material, para materiais puramente elásticos é nulo e para materiais puramente viscosos é igual a 90° (THEISEN, 2011).

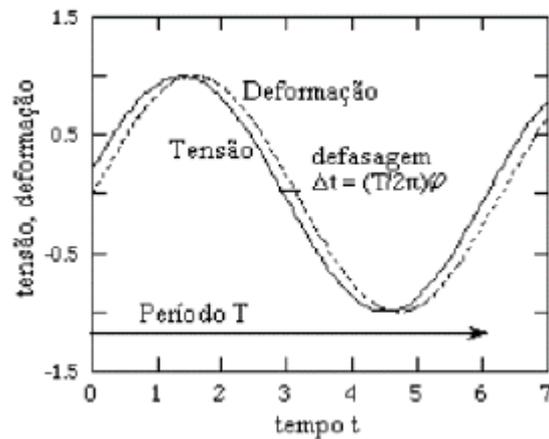


Figura 4 - Defasagem entre tensão e deformação em carregamento harmônico (THEISEN, 2011)

As misturas asfálticas podem exibir tanto o comportamento linear quanto o comportamento não linear, dependendo dos níveis de tensão ou deformação. Os principais parâmetros viscoelásticos, como módulo dinâmico e o ângulo de fase, são definidos no domínio da viscoelasticidade linear (SCHAPERY, 1969).

Estes parâmetros viscoelásticos são obtidos normalmente através de ensaios de módulo dinâmico, onde se mantém o material dentro do regime de comportamento viscoelástico linear, sem dano, ao se limitar o nível de deformação nas amostras.

Em análises estruturais de pavimentos asfálticos, os modelos constitutivos comumente adotados, por simplicidade, são: elástico linear para a camada de revestimento e elástico não-linear para as camadas subjacentes (SOARES E SOUZA, 2003). Porém, muitos autores têm enfatizado a importância de se considerar o comportamento viscoelástico dos materiais asfálticos (PINTO, 1991; PARK & KIM, 1998; SOARES E SOUZA, 2003; PORTELA *et al.*, 2008; BABADOPULOS, 2013; NASCIMENTO, 2015).

2.2.1 Análogos mecânicos

Para representar e modelar o comportamento mecânico viscoelástico, são utilizados análogos mecânicos, como sistemas hipotéticos com combinações de molas, amortecedores e outros elementos. A mola, ou elemento de Hooke (Figura 5a), representa o comportamento elástico, com resposta imediata quando solicitada, enquanto o amortecedor, ou elemento de Maxwell (Figura 5b), representa o comportamento viscoso.

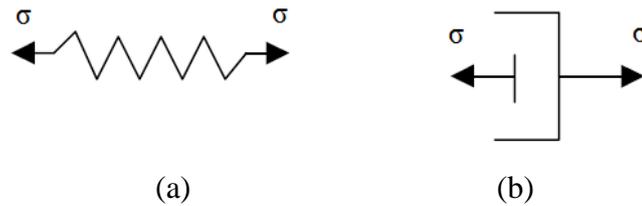


Figura 5 – (a) elemento de Hooke e (b) elemento de Maxwell

A associação de molas e amortecedores são utilizados para representar comportamentos mais complexos, que reproduzem a dependência da deformação em relação ao tempo, típica dos materiais viscoelásticos. A associação em série de mola e amortecedor constitui o chamado líquido de Maxwell (Figura 6a), criado originalmente para representar a elasticidade dos líquidos, onde admite-se que a deformação do material (ϵ) é a soma das parcelas elástica (ϵ') e viscosa (ϵ''). A associação em paralelo constitui o chamado sólido de Kelvin-Voigt (Figura 6b), criado para representar o amortecimento de oscilações devido ao atrito interno dos sólidos, onde admite-se que a deformação dos dois elementos é igual e a tensão (σ) é em parte suportada pela parcela elástica (σ') e em parte pela parcela viscosa (σ'') (MONTEIRO, 1984, *apud* AMARAL, 2000).

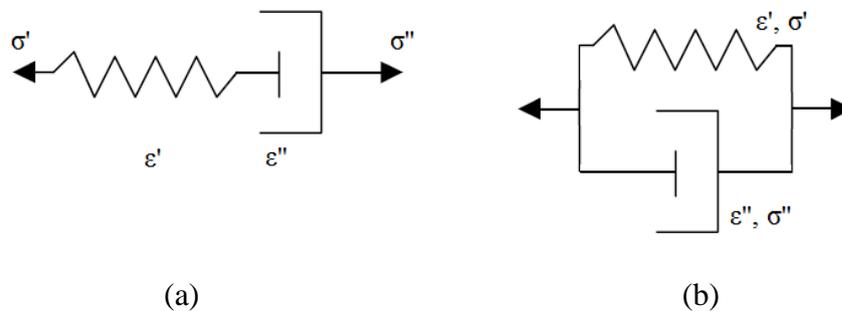


Figura 6 – (a) Modelo de Maxwell e (b) Modelo de Kelvin

A associação de n elementos em paralelo de pares mola-amortecedor ligados em série, dão origem ao modelo de Maxwell-Wiechert, ou modelo de Maxwell generalizado. Enquanto a associação de n elementos, em série, de pares mola-amortecedor ligados em paralelo dão origem ao modelo de Kelvin-Voigt, ou modelo de Voigt Generalizado. Estas associações em série ou paralelo dão origem aos modelos viscoelásticos lineares (BABADOPULOS, 2013).

As funções analíticas obtidas para os modelos descritos acima são conhecidas como Séries de Prony, que são consideradas a forma mais comum de se representar o comportamento

viscoelástico linear de sólidos (SOARES E SOUZA, 2003). A representação é feita ajustando-se a rigidez e o número de elementos na série ao resultado obtido em laboratório.

2.3 FADIGA EM MISTURAS ASFÁLTICAS

A fadiga pode ser considerada uma das principais patologias que afetam os revestimentos asfálticos, juntamente com a deformação permanente, além de demandar a maior quantidade de recursos em manutenção. Este fenômeno vem sendo estudado há anos e a correta compreensão e modelagem ainda são considerados um desafio para a engenharia rodoviária.

O fenômeno de fadiga é definido como o processo de mudança estrutural permanente, progressiva e localizada que ocorre em um ponto do material sujeito a tensões e deformações variáveis, produzindo fissuras que podem levar à ruptura após um determinado número de ciclos (ASTM, 1979). No caso dos revestimentos asfálticos, a fadiga ocorre devido à esforços de tração que podem ocorrer ao longo de toda a camada, sendo mais comum na base destas camadas.

Os primeiros estudos de fadiga relatados datam de 1837, com Albert, na Alemanha, onde foi desenvolvido um equipamento de ensaio cíclico para testar correntes utilizadas em minas de carvão, nas quais percebeu-se o rompimento devido ao fenômeno de fadiga (SCHUTZ, 1996). Visto que o tempo desde a percepção dos fenômenos até que eles sejam tratados cientificamente geralmente é muito grande, acredita-se que o conhecimento da fadiga é ainda anterior à esta data.

Segundo Nuñez (2013), os primeiros pesquisadores que relacionaram determinados tipos de trincas que surgem nos pavimentos flexíveis com o carregamento cíclico imposto pelo tráfego foram Porter em 1942, Nijboer e Van der Poel em 1953, Hveem em 1955 e Moavenzadeh em 1971.

Pell *et al.* (1961) investigaram a fadiga em misturas asfálticas e avaliaram o efeito de diferentes temperaturas, níveis de tensão e deformação, e reportam que a deformação de tração é o mecanismo que induz o início do trincamento, salientando a necessidade de levar em consideração este fenômeno no dimensionamento de pavimentos. No Brasil, Preussler *et al.* (1981) apresentaram os primeiros modelos de fadiga para misturas asfálticas, obtidos em ensaios laboratoriais.

De acordo com Bernucci *et al.* (2008), o fenômeno de fadiga ocorre em três estágios, o primeiro deles é onde ocorrem as primeiras mudanças microestruturais, a iniciação das microfissuras e se iniciam as zonas de danos. No segundo estágio, as microfissuras se unem, formando microfissuras estáveis. No terceiro estágio, as microfissuras crescem, se tornam instáveis e levam o material rapidamente ao colapso (Figura 7).

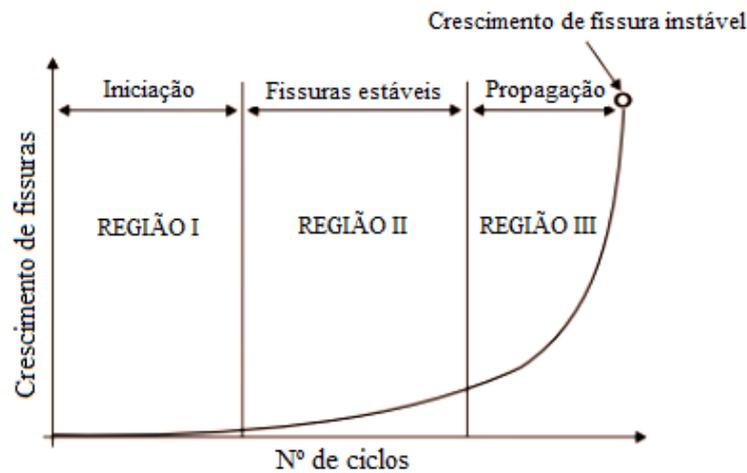


Figura 7 – Diferentes estágios do fenômeno de fadiga (adaptado de Bernucci *et al.*, 2008)

O concreto asfáltico apresenta comportamento histerético sob ação do tráfego e é dependente de três principais mecanismos: evolução do dano, alívio de tensões devido ao comportamento viscoelástico e a regeneração das microtrincas (*healing*) (KIM & LITTLE, 1990). Estes efeitos do comportamento não são levados em conta no método de dimensionamento de pavimentos em vigor no Brasil, porém, existe um método em desenvolvimento no qual a caracterização à fadiga é levada em conta, através de um modelo calibrado para pistas experimentais típicas brasileiras (FRANCO, 2007; FRITZEN, 2016).

O dimensionamento de uma estrutura de pavimento flexível em relação a fadiga consiste em adequar a espessura de camada asfáltica, em conjunto com as demais camadas, para que as deformações de tração desenvolvidas nesta camada fiquem abaixo do chamado “limite de resistência à fadiga” do período de projeto (*Fatigue Endurance Limit – FEL*) (ZEIADA *et al.*, 2014). Ou seja, que a deformação de tração seja tal que possa garantir que a fadiga não ocorrerá, para a mistura asfáltica a ser empregada, durante a vida de serviço, em função do tráfego projetado.

2.3.1 Ensaios de fadiga

O comportamento à fadiga de misturas asfálticas pode ser analisado em laboratório através de diferentes configurações de ensaios, cada uma com suas particularidades. Os ensaios são realizados sob carregamento cíclico com frequência, temperatura, tensão ou deformação controladas. Estes ensaios buscam simular o carregamento dinâmico imposto pelo tráfego de veículos aos concretos asfálticos nas rodovias, porém, sob condições climáticas e de carregamento restritas.

A ampla variedade de tipos de eixos rodoviários, cargas, intervalo entre carregamentos, velocidade dos veículos e condições climáticas às quais uma mistura asfáltica é exposta durante sua vida útil torna difícil a reprodução de uma combinação representativa destas condições em ensaios laboratoriais. Não há como, em um único ensaio, simular todas as variações de condições existentes em uma estrutura de pavimento real. Assim, para uma apropriada caracterização e modelagem deste comportamento abordando todas as variáveis possíveis de campo, sem a necessidade da realização de muitos ensaios, é necessário um modelo mecânico associado (UNDERWOOD *et al.*, 2012).

Devido às condições de campo serem extremamente variáveis, existem também diversos tipos e configurações de ensaios laboratoriais, buscando simular de forma apropriada estas condições. Dentre os ensaios de fadiga em misturas asfálticas podem se destacar o ensaio de tração sob compressão diametral, ensaio de flexão em vigas prismáticas ou trapezoidais e ensaio de tração direta (TANGELLA *et al.*, 1990).

A Figura 8 apresenta diferentes configurações de ensaios, onde pode ser visto que apenas o ensaio de tração/compressão direta possui carregamento dito homogêneo, ou seja, as tensões desenvolvidas são constantes ao longo da amostra.

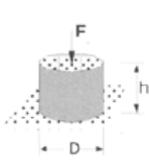
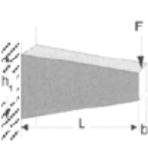
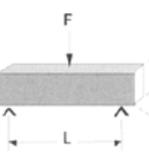
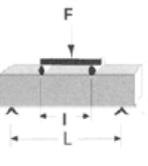
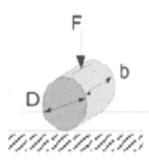
Configuração do Ensaio					
Carregamento	Tração/Compressão Direta	Flexão em dois pontos	Flexão em três pontos	Flexão em quatro pontos	Tração indireta
	estado homogêneo	estado não homogêneo	estado não homogêneo	estado não homogêneo	estado não homogêneo

Figura 8 – Diferentes configurações de ensaios de fadiga (adaptado de DI BENEDETTO *et al.*, 2004)

O ensaio de tração sob compressão diametral, ou tração indireta, é o mais utilizado no Brasil, pela sua configuração de ensaio simplificada, baixo custo, e também pela facilidade de poder utilizar corpos de prova Marshall. Esta configuração foi estabelecida inicialmente no Brasil, para determinar a resistência à tração (RT) de corpos de prova de concreto de cimento Portland, através de carregamento monotônico (BRITO, 2006).

No ensaio de fadiga, a tensão é mantida constante e o carregamento é cíclico com frequência de 1 ciclo por segundo, sendo 0,1 s de carregamento e 0,9 s de repouso. O corpo de prova cilíndrico é carregado na direção diametral vertical (Figura 9), enquanto as tensões de tração se desenvolvem, de maneira indireta, no diâmetro perpendicular ao carregamento, gerando assim um plano de ruptura ao longo do diâmetro carregado (BRITO, 2006).

Esta configuração de ensaio apresenta problemas com o surgimento de tensões cisalhantes nos frisos de aplicação de carga, levando ao acúmulo de deformação permanente nestes pontos, fazendo com que a ruptura do CP se dê pela combinação entre deformação permanente e fadiga, tornando o ensaio menos preciso (COLPO, 2014). Assim, o fato de o ensaio ser mais simples e de menor custo não é uma justificativa plausível para sua utilização em detrimento dos demais disponíveis (KIM *et al.*, 2002).

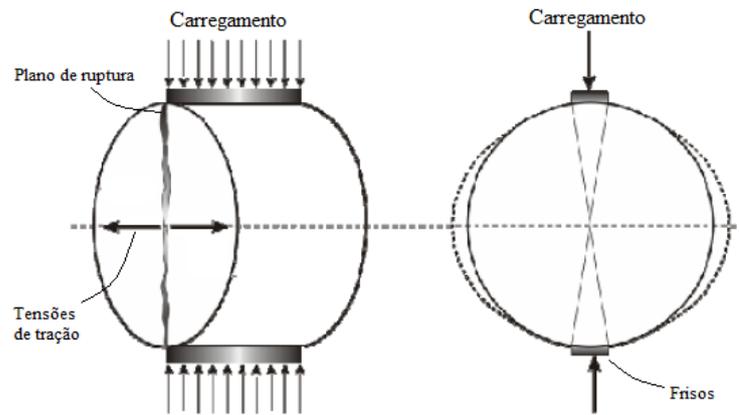


Figura 9 – Configuração do ensaio de tração sob compressão diametral (adaptado de BRITO, 2006)

No ensaio em viga trapezoidal (Figura 10) a amostra é engastada em sua base maior, enquanto uma tensão ou deformação horizontal é aplicada na extremidade superior, gerando uma deformação de tração no terço médio da amostra (MOMM, 1998; COLPO, 2014).

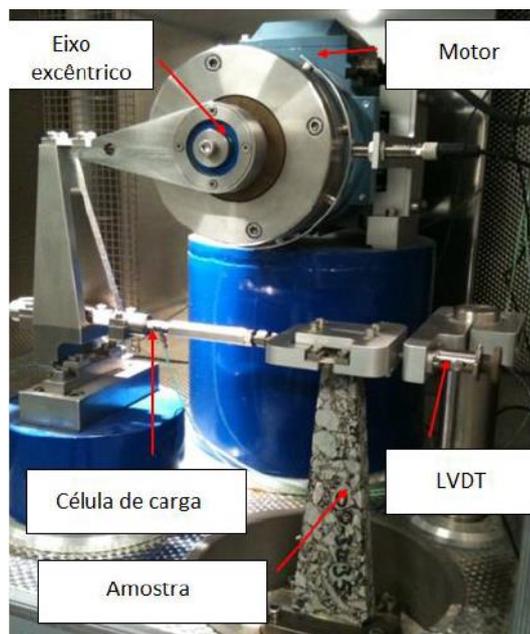


Figura 10 –Configuração do ensaio em amostra trapezoidal (GRENFELL, 2013)

Este ensaio pode ser realizado tanto à tensão quanto à deformação controlada. Normalmente é realizado na frequência de 25 Hz (MOMM, 1998), o que torna a execução do ensaio bastante mais rápida em comparação com o ensaio diametral, porém, a moldagem e posterior corte dos

corpos de prova é mais crítica. Geralmente as amostras para este ensaio são extraídas de campo ou moldadas em placas e serradas em laboratório.

Os ensaios de flexão em vigas quatro pontos consistem em submeter amostras prismáticas à flexo-tração (Figura 11). A forma como a viga é submetida ao carregamento é considerada semelhante às condições de campo, pois na região entre os dois apoios centrais o momento fletor é constante e os esforços cortantes são nulos (TAYEBALI *et al.*, 1994).

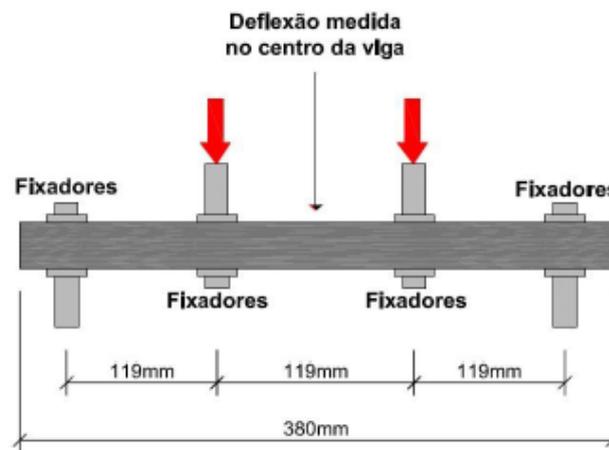


Figura 11 – Configuração do ensaio de flexão em viga quatro pontos (COLPO, 2014)

Este ensaio também pode ser realizado tanto com controle por tensão quanto por deformação, geralmente à frequência de 10 Hz, que é considerada como representativa dos pulsos de carga gerados pela ação do tráfego (TAYEBALI *et al.*, 1994). Possui a vantagem de a ruptura ocorrer em uma zona de flexão uniforme, sem influência do cisalhamento, o que auxilia na precisão dos resultados e, portanto, necessita de menor número de amostras em comparação aos métodos anteriores (TANGELLA *et al.*, 1990). As amostras para este ensaio também são geralmente extraídas de campo ou moldadas em placas e posteriormente serradas em vigas no laboratório (COLPO *et al.*, 2014).

O ensaio de tração direta (Figura 12) vem sendo utilizado mais recentemente como parte do protocolo de ensaios para obtenção das curvas de dano de misturas asfálticas através do modelo VECD (UNDERWOOD *et al.*, 2012; AASHTO, 2014; SABOURI & KIM, 2014; ZEIADA *et al.*, 2014a; ZEIADA *et al.*, 2014b; NASCIMENTO, 2015; XIE & SHEN, 2015; ZEIADA *et al.*, 2016; KESHAVARZI & KIM, 2016). Neste protocolo, o ensaio de tração direta é

considerado um ensaio constitutivo, buscando características fundamentais das misturas quando solicitadas à tração.



Figura 12 – Equipamento de tração direta

A forma de carregamento do ensaio de tração direta é a de mais simples compreensão, comparado aos outros ensaios, devido ao estado uniforme de tensões e deformações induzidas nas amostras (DI BENEDETTO *et al.*, 2004; ZEIADA *et al.*, 2016).

Uma das grandes vantagens deste método em relação aos demais é a rapidez do ensaio. No protocolo de ensaio para determinação da curva característica de dano (AASHTO, 2014), o ensaio de tração direta é conduzido à frequência de 10Hz, e a temperatura do ensaio é definida pelo *Performance Grade* (PG) do ligante asfáltico.

Em geral, os métodos de ensaio de fadiga são simulativos ou constitutivos. Os ensaios simulativos buscam representar da maneira mais fiel possível as condições de campo, e assim, muitas vezes pode-se simular condições específicas e buscar calibrações para determinadas misturas asfálticas. Nestes ensaios há a necessidade do estabelecimento de um fator laboratório campo (FLC ou *shift-factor*). Já os ensaios constitutivos, como o de tração direta, buscam a caracterização do comportamento fundamental dos materiais, e as condições de campo são

analisadas separadamente em alguma ferramenta de análise da estrutura em que o material está inserida (ZEIADA *et al.*, 2016).

Segundo Tangella *et al.* (1990) os principais fatores que podem influenciar na determinação da vida de fadiga em laboratório são: metodologia de produção e compactação das amostras, modo de carregamento, variáveis das misturas e variáveis climáticas.

Em relação à metodologia de compactação das amostras, Tangella *et al.*, (1990) afirma que algumas formas de compactação podem não replicar adequadamente as condições de compactação de campo, sendo os principais problemas a distribuição e orientação dos agregados e o volume de vazios ao longo das amostras. Os compactadores giratórios são considerados os mais adequados em representar a compactação de campo (CONSUEGRA *et al.*, 1988; VON QUINTUS *et al.*, 1992; IWANAGA, 2007).

Quanto ao modo de carregamento, os ensaios podem ser conduzidos à tensão (σ) ou deformação (ϵ) controlada. Enquanto nos ensaios de tensão controlada, a deformação aumenta durante o ensaio, com a queda da rigidez, nos ensaios de deformação controlada a tensão diminui ao longo do ensaio (BABURAMANI, 1999; DI BENEDETTO, 2004). A Figura 13 apresenta a evolução das tensões-deformações durante o ensaio para estes dois modos de carregamento.

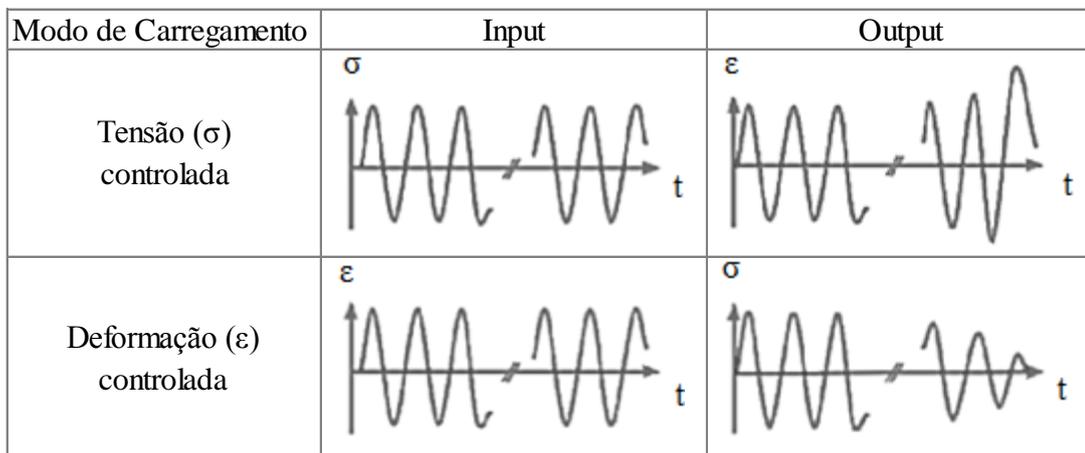


Figura 13 – Ensaios à tensão controlada e à deformação controlada (adaptada de COLPO, 2014)

Baburamani (1999) afirma que ensaios de deformação controlada, onde a taxa de propagação das fissuras é menor, são mais adequados para simular o comportamento de concretos asfálticos em espessuras delgadas (menores que 8 cm), enquanto que ensaios de tensão controlada, onde

a taxa de propagação das fissuras é mais elevada, simula melhor os concretos asfálticos de camadas espessas (maiores que 8 cm).

Devido à taxa de propagação das trincas serem diferentes em ambos os ensaios, a vida de fadiga estimada também será diferente. Ensaios de tensão controlada levam a uma vida de fadiga menor em relação aos ensaios de deformação controlada (TANGELLA *et al.*, 1990; BABURAMANI, 1999; MEDINA & MOTTA, 2005).

As variáveis das misturas que podem influenciar no comportamento à fadiga são principalmente a composição granulométrica, o volume de vazios e o teor e tipo de ligante asfáltico utilizado (TANGELLA *et al.*, 1990). Quanto maior o teor de ligante, maior será a vida de fadiga, até um determinado limite em que o ligante em excesso pode comprometer a estabilidade da mistura (HARVEY *et al.*, 1995). O tipo de ligante asfáltico também influencia, ligantes asfálticos mais viscosos tendem a apresentar melhor vida de fadiga em ensaios de tensão controlada e menor em ensaios de deformação controlada. O volume de vazios é relacionado à correta compactação do concreto asfáltico, quanto menor o VV maior a vida de fadiga, em ambos os modos de carregamento (TANGELLA *et al.*, 1990). Porém, para simular de maneira mais fidedigna o comportamento em campo, o volume de vazios deve ser àquele no qual as misturas se encontram em campo.

As variáveis climáticas também são de suma importância no comportamento em laboratório, devido ao comportamento mecânico dependente da temperatura, todos os ensaios devem ser realizados com temperatura controlada. Em geral, em temperaturas mais baixas, o material fica mais rígido e, portanto, apresenta menor vida de fadiga, em temperaturas mais elevadas o material é mais flexível e apresenta maior vida de fadiga.

Outro fator que exerce grande influência no comportamento é a forma do pulso de carregamento. Existem diferentes formatos de pulsos de carga para carregamentos harmônicos, podendo-se destacar os pulsos senoidal, *haversine*, cíclico e retangular (COLPO, 2014). Na Figura 14 são apresentados estes formatos.

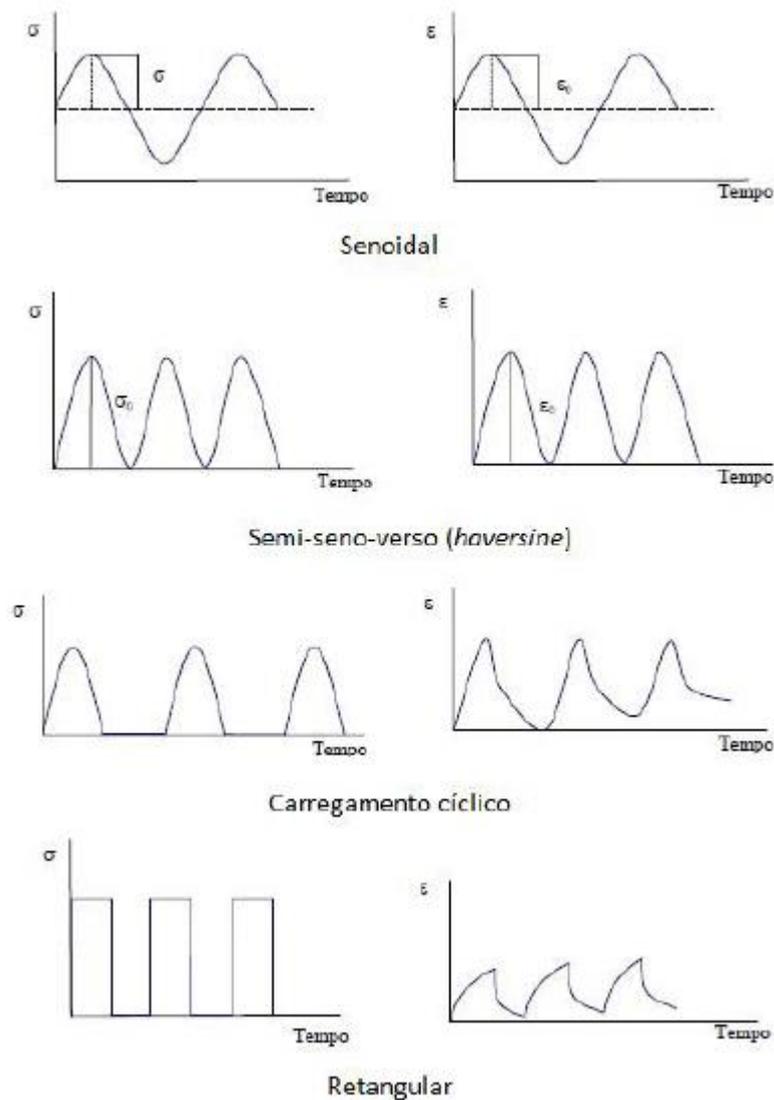


Figura 14 – Formas de onda de carregamento (adaptado de SAID, 1988, apud FONTES, 2009)

As diferentes frequências e durações de carregamentos em laboratório buscam simular as diferentes velocidades dos veículos na condição de campo. O tipo de rodado e a espessura da camada de concreto asfáltico também influenciam na relação da duração do carregamento, quanto mais espessa a camada, maior deve ser a duração da carga para que as tensões alcancem a camada por inteiro (TANGELLA, *et al.*, 1990).

Independentemente do tipo de ensaio que se optar, deve-se ter ciência das premissas e limitações de cada configuração, que influenciam diretamente no resultado. Todos os ensaios são válidos, desde que os resultados sejam utilizados de maneira correta.

2.3.2 Critérios de ruptura

Os critérios de ruptura adotados em ensaios de fadiga são bastante variados, não havendo um consenso a respeito de qual critério é mais apropriado para determinar o fim da vida útil do concreto asfáltico, diferentes critérios são propostos baseados em distintos parâmetros (ORTIZ *et al.*, 2012; ZHANG *et al.*, 2013; ABOJARADEH, 2013).

O critério de ruptura clássico para misturas asfálticas é o que considera que a falha ocorre quando o módulo (ou a rigidez) caem 50% em relação ao valor inicial. Este critério foi inicialmente proposto por Monismith & Deacon (1969). De acordo com este critério, em um ensaio de deformação controlada, a ruptura da amostra se dá quando a tensão aplicada cai à metade do valor inicial. Já num ensaio de tensão controlada, a ruptura se dá quando a deformação dobra em relação ao valor inicial.

Diversos autores consideram que este critério não é apropriado para definição da falha em misturas asfálticas, pois as misturas podem ter capacidades diferentes de sofrerem dano e, portanto, podem ter reduções diferentes do módulo na ruptura (ROWE, 1993; ZHANG *et al.*, 2013; BABADOPULOS *et al.*, 2016). Outro motivo é que este critério não é um bom indicativo de falha quando ensaios são feitos com modos de carregamento distintos (ABOJARADEH, 2013). De fato, o critério é baseado numa definição arbitrária, sem justificativa teórica ou fenomenológica (ZHANG *et al.*, 2013; WANG *et al.*, 2015).

Diversos critérios de ruptura são baseados na energia dissipada pela amostra durante o ensaio. Nestes critérios geralmente se observa que a ruptura ocorre com quedas de módulo que variam de amostra para amostra, o que contradiz a definição de ruptura clássica, com queda de 50% do módulo inicial.

Pronk & Hopman (1990 apud ABOJARADEH, 2013) propõe um critério em que é analisada a taxa de dissipação da energia ao longo do ensaio. A ruptura é definida quando o crescimento da taxa de energia em função do número de ciclos deixa de ser linear. Este critério é dependente da forma de carregamento, e em ensaios de deformação controlada a definição do momento em que os pontos deixam de formar uma reta é difícil, pois na parte inicial da curva os pontos também não formam uma linha reta.

Rowe & Bouldin (2000) desenvolveram um método em que é utilizado uma taxa de energia reduzida, definida como sendo o número do ciclo multiplicado pela rigidez da amostra neste

ciclo. Assim, a ruptura é definida como o ponto do pico do gráfico onde é plotado esta taxa de energia vs número de ciclos. A norma AASHTO T-321 (2014) também adota este critério como ponto de ruptura.

Métodos baseados em energia são considerados por alguns autores como um bom método para definição da ruptura (ABOJARADEH, 2013). Por outro lado, alguns autores consideram não adequado, pois a dissipação de energia não ocorre somente em função do dano na amostra, mas também em função da viscoelasticidade e da deformação plástica (NASCIMENTO, 2015). Assim, para utilizar a dissipação de energia como um critério de falha seria necessário separar estes efeitos que também contribuem na dissipação.

Alguns ensaios, como o ensaio de tração sobre compressão diametral, são conduzidos até a ruptura total da amostra (TAYEBALI et al., 1994; EN 12697-24, 2004), sem um critério mais rigoroso para determinação da falha. Esta abordagem, desconsidera qualquer resposta mecânica do material às solicitações, o ensaio é encerrado quando a amostra rompe e se registra o número de ciclos neste momento. Desta forma, o ensaio pode ser realizado sem a necessidade de nenhum tipo de instrumento de medição da resposta da amostra, é necessário apenas um sistema de aplicação de carga controlada. Porém, o corpo de prova entra em fadiga muito antes da ruptura total.

Outro critério utilizado em ensaios com modelagem de dano contínuo viscoelástico é a queda do ângulo de fase, proposto por Reese (1997). Segundo esta abordagem, conforme a amostra vai sofrendo dano, na forma de microtrincas, a elasticidade do material deve diminuir, o que numericamente faz com que o ângulo de fase aumente. Quando a amostra para de acumular dano, provavelmente devido ao surgimento de uma macrotrinca, o ângulo de fase diminui e este ponto de reversão é definido como o ponto de ruptura (ZHANG *et al.*, 2013). A queda no ângulo de fase tende a coincidir com o valor de pico da redução da rigidez da mistura (ROWE & BOULDIN, 2000). Assim, plota-se o ângulo de fase ao longo do ensaio, faz-se um ajuste polinomial para a curva, e no ponto onde a derivada é zero considera-se o ponto de ruptura da amostra. No entanto, a queda no ângulo de fase deve ser utilizada como um indicador de ruptura, ou um “critério de ruptura experimental”, não como um critério que pode ser utilizado para previsão de vida de fadiga (WANG & KIM, 2017; GUDIPUDI & UNDERWOOD, 2016). Experimentalmente, este critério de ruptura se mostrou dependente do modo de carregamento dos ensaios.

Sabouri & Kim (2014) propuseram, então, um critério de ruptura independente do modo de carregamento, combinando a queda do ângulo de fase com a pseudo-energia liberada no ensaio. A capacidade que o material possui de acumular energia é representada pela quantidade máxima de energia de pseudo-deformação (W_{max}^R), que é calculada de forma cumulativa, sendo que para cada ciclo o W_{max}^R é calculado conforme a equação (1).

$$W_{\max}^R = \frac{1}{2} C (\varepsilon_{0,ta}^R)^2 \quad (1)$$

Onde:

C = integridade do material ou pseudo-rigidez;

$\varepsilon_{0,ta}^R$ = pseudo-deformação na condição de tração;

A capacidade de armazenar energia diminui à medida que o material sofre dano, devido à redução da pseudo-rigidez (C). Desta forma, ao comparar a pseudo-energia do estado sem dano com a energia de pseudo-deformação acumulada a cada ciclo, obtém-se a perda de energia acumulada devido à propagação do dano. Esta perda de energia é chamada de “energia de pseudo-deformação total dissipada” (W_C^R) (NASCIMENTO, 2014).

Para o cálculo do W_C^R , assume-se que o *loop* de pseudo-histerese pode ser aproximado por uma reta de inclinação correspondente à pseudo-rigidez no ciclo atual, assim, a área triangular formada pelas três retas: (i) a reta inicial sem dano – $\sigma = \varepsilon^R$; (ii) a reta atual de dano – $\sigma = C \varepsilon^R$; (iii) linha da pseudo-deformação máxima – $\varepsilon^R = \varepsilon_{max}^R$, corresponde ao valor de W_C^R (ZHANG *et al.*, 2013; NASCIMENTO *et al.*, 2014; BABADOPULOS *et al.*, 2018). A Figura 15 ilustra a área correspondente ao W_C^R .

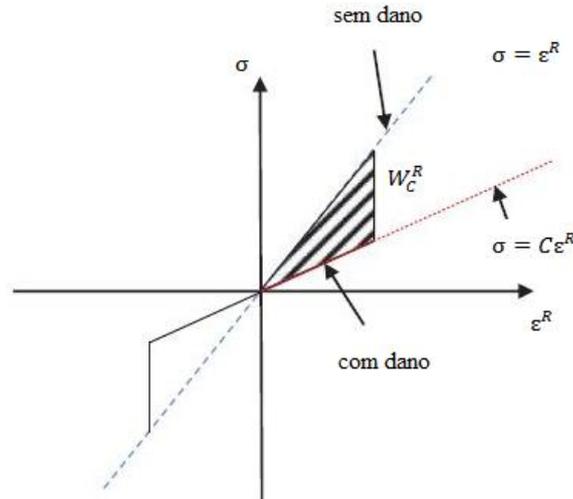


Figura 15 – Área correspondente ao W_C^R no espaço σ vs ϵ^R (adaptado de: Zhang *et al.*, 2013).

A equação (2) demonstra o cálculo de W_C^R para um determinado ciclo

$$W_C^R = \frac{1}{2}(\epsilon_{0,ta}^R)^2(1-C) \quad (2)$$

Sabouri & Kim (2014) propuseram uma nova variável relacionada com a energia, o G^R , definido como a taxa de mudança média de pseudo-energia acumulada liberada. A relação desta variável com o número de ciclos até a ruptura de uma determinada mistura asfáltica foi demonstrada como sendo linear na escala log-log, em diferentes tipos de ensaio, com controle de tensão, deformação e deslocamento do atuador (SABOURI & KIM, 2014; NASCIMENTO, 2013 *apud* NASCIMENTO, 2014). A equação (3) mostra o cálculo de G^R .

$$G^R = \frac{W_C^R}{N_f} = \frac{\int_0^{N_f} W_C^R}{(N_f)^2} \quad (3)$$

Ao utilizar o critério do G^R , o critério de falha não pode ser estimado para cada um dos corpos de prova, é necessária uma regressão linear utilizando pelo menos três amostras, em escala log-log. De acordo com Wang & Kim (2017), devido à escala log-log, a variabilidade dos resultados

pode influenciar consideravelmente os coeficientes da regressão. No caso da utilização deste critério em análises em estruturas de pavimentos, a extrapolação necessária, devida aos diferentes níveis de deformação submetidos em campo, pode levar a incertezas relevantes.

Buscando contornar estas preocupações, Wang & Kim (2017) propõem um critério de ruptura também baseado na energia de pseudo-deformação dissipada, mas avaliando-a apenas através da redução da pseudo-rigidez, sem calculá-la diretamente, chamado de D^R . A energia de pseudo-deformação está relacionada com o estado de dano do material (S), assim como o dano do material também possui relação única com a pseudo-rigidez, como preconiza o modelo de dano contínuo viscoelástico. Desta forma, os autores descrevem uma relação única entre o somatório de (1-C) com o número de ciclos até a ruptura, para um determinado material.

A Figura 16 apresenta esta relação para ensaios realizados com diferentes formas de controle de carregamento. Neste caso, os pontos plotados correspondem apenas ao somatório de (1-C) no momento da ruptura, apesar de o somatório ser calculado durante todo o ensaio.

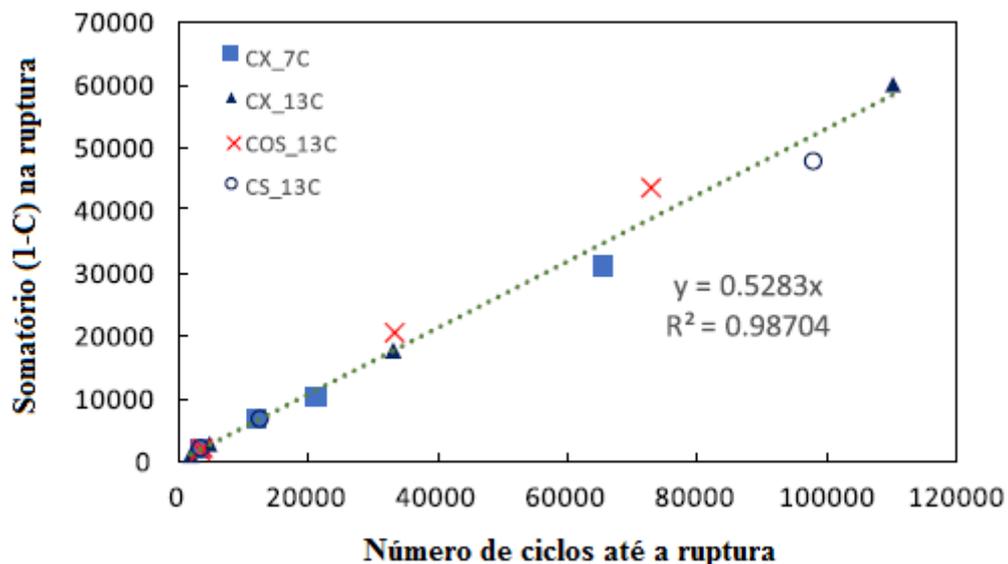


Figura 16 – Envoltória de ruptura obtida para um determinado material sob diferentes modos de carregamento.

A ruptura é definida então quando o ciclo no qual o somatório de (1-C) toca esta envoltória. A Figura 17 mostra um exemplo da evolução do somatório de (1-C) de duas amostras até encontrarem a envoltória.

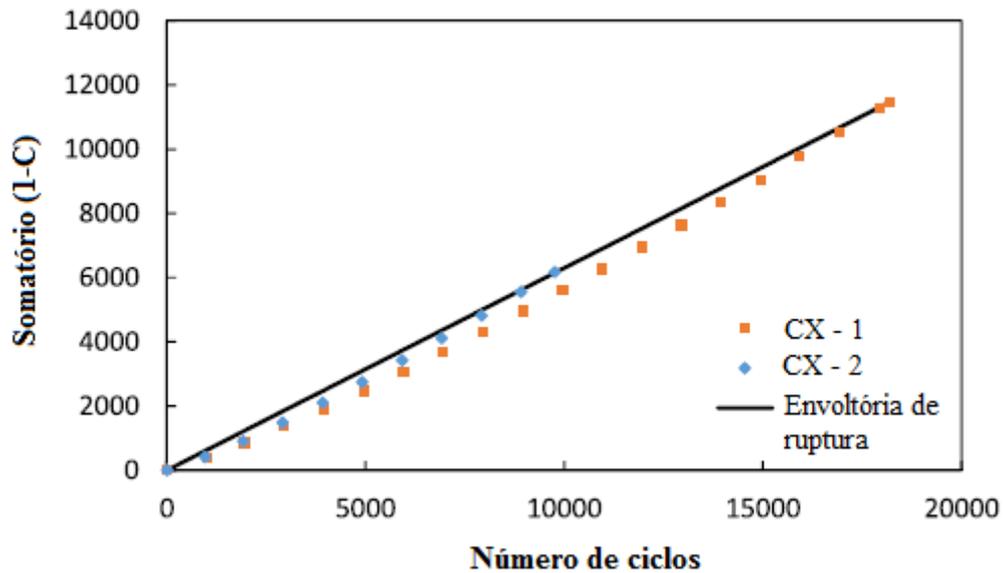


Figura 17 – Ruptura de amostras ao encontrarem a envoltória de ruptura (adaptado de WANG & KIM, 2017).

A vantagem desta abordagem está na escala aritmética da envoltória de ruptura, que reduz a sensibilidade à variabilidade, e também no fato de que a envoltória passa pela origem, reduzindo os coeficientes da regressão, sendo necessária apenas a inclinação da envoltória, e fazendo com que menos corpos de provas sejam necessários para caracterizar o critério de ruptura (WANG & KIM, 2017). A inclinação da envoltória (D^R) é calculada através da equação (4).

$$D^R = \frac{\int_0^{N_f} (1-C)dN}{N_f} \quad (4)$$

Já para avaliação da ruptura de um pavimento em serviço, normalmente utiliza-se a porcentagem de área trincada ou densidade de trincas superficiais (NÚÑEZ, 1997; VICTORINO, 2008; FRITZEN, 2016). No guia para utilização do novo *software* de dimensionamento brasileiro – SisPavBR (MOTTA *et al.*, 2017), é sugerida uma área trincada admissível dependendo da importância da rodovia, sendo de 10% para rodovias consideradas muito importantes e de até 40% para rodovias vicinais.

2.3.3 Modelos de fadiga

Os ensaios de fadiga são tipicamente interpretados através da relação entre nível de tensão/deformação e o número de solicitações até a ruptura, ajustadas por uma função exponencial, chamada modelo de fadiga (também conhecidas como curvas de Wöhler).

Segundo Baburamani (1999), o fenômeno de fadiga em laboratório pode ser investigado através de abordagem fenomenológica ou mecânica. Na abordagem fenomenológica, como é o caso das curvas de Wöhler, os ensaios são conduzidos a diferentes níveis de tensão/deformação, e o desempenho à fadiga é avaliado através do nível de tensão/deformação *versus* número de ciclos até a falha (N_f), o critério de falha pode variar. Na abordagem mecânica o desempenho é avaliado com base em teorias como a mecânica da fratura, dissipação de energia ou dano contínuo, nestes casos a fadiga é considerada como um processo que ocorre em dois estágios diferentes, o dano inicial (surgimento da trinca) e a evolução do dano.

Os modelos de fadiga são baseados em determinados parâmetros que são considerados relevantes ao desempenho das misturas asfálticas. Assim, ao incorporar estes parâmetros nas equações, busca-se uma melhor representatividade do modelo. Muitos modelos de previsão de fadiga são baseados em deformação e energia dissipada, com ou sem o acréscimo de outras variáveis determinantes ao desempenho à fadiga. Dentre as demais variáveis incluídas em modelos de fadiga estão: rigidez na flexão; perda de rigidez; e propriedades volumétricas das misturas, tais como, volume de ligante, volume de vazios e relação betume-vazios (BABURAMANI, 1999). Na Figura 18 são apresentados alguns exemplos de modelos de fadiga típicos.

Variáveis	Modelo	Shift-factor	Autor
Deformação (ϵ), Módulo (E) e Relação betume-vazios (RBV)	$N_f = 4,325 * 10^{-3} * \epsilon^{-3,291} * E^{-0,854}$	$18,4 * 10^{(4,84 * [RBV - 0,69])}$	Asphalt Institute (1981)
Deformação (ϵ) e Rigidez (S)	$N_f = 14,82 - 3,291 * \log(\epsilon/10^{-6}) - 0,854 * \log(S/10^3)$	3 à 10 dependendo da espessura da camada e clima	Finn <i>et al.</i> (1986)
Deformação (ϵ), Rigidez (S) e Volume de ligante (V_b)	$N_f = \left[\frac{6918 * (0,856 * V_b + 1,08)}{S^{0,36} * \mu\epsilon} \right]^5$	10 à 20 dependendo do nível de carregamento e clima	Shell (1978)
Relação betume-vazios (RBV) e Ponto de amolecimento (PA)	$\log N_f = -16,34 + 6,03 * \log(RBV) + 5,99 * \log(PA)$	-	Pell (1973)
Relação betume-vazios (RBV), deformação (ϵ) e perda de rigidez inicial (S_0)	$N_f = 466,4 * \exp^{0,052 * (RBV)} * (\epsilon_0)^{-3,948} * (S_0)^{-2,27}$	13	SHRP (1994)
Energia dissipada inicial (W_0) e Relação betume-vazios (RBV)	$N_f = 2,365 * \exp^{0,069 * RBV} * (W_0)^{-1,882}$	-	SHRP (1994)
Energia dissipada inicial (W_0), taxa de energia dissipada (Ψ) e volume de ligante (V_b)	$N_f = 205 * (V_b)^{6,44} * (W_0)^{-2,01} * (\Psi)^{1,64}$	-	Rowe (1993)
Deformação (ϵ) e Módulo (E)	$N_f = 0,000432 * k_1 * C * \left(\frac{1}{\epsilon_t}\right)^{3,9492} * \left(\frac{1}{E}\right)^{1,281}$	-	AASHTO (2004)

Figura 18 – Exemplos de modelos de fadiga

Os principais fatores que afetam a vida de fadiga das misturas asfálticas são as variáveis de carregamento, ambientais, construtivas e as características dos materiais. Em laboratório todas estas variáveis podem ser controladas, mas em campo as variáveis de carregamento e ambientais não, assim os modelos de fadiga devem apresentar um fator de correlação entre desempenho de laboratório e campo, também conhecido como *shift-factor* (PINTO, 1991; PROWELL, 2010; MATEOS *et al.*, 2011; ZEIADA *et al.*, 2016).

Como pode ser visto na Figura 18, os modelos de fadiga não abrangem todas as variáveis relevantes ao desempenho do material, como por exemplo no modelo de Finn *et al.* (1986), duas misturas de mesma rigidez não necessariamente apresentarão a mesma vida de fadiga quando submetidas ao mesmo nível de carregamento. Portanto, existem *shift-factors* que incorporam outras variáveis aos modelos. Geralmente estes valores de correlação são baseados em observações empíricas do comportamento em campo.

Além disso, os modelos de fadiga são calibrados em função dos resultados de ensaios para um leque de certa forma restrito de misturas asfálticas. Assim, o ideal é que para cada mistura sejam realizados ensaios para calibração dos modelos.

Segundo Sabouri & Kim (2014), um modelo de desempenho à fadiga para uso em dimensionamento e conservação de pavimentos deve apresentar dois componentes: uma relação da evolução do dano em função da frequência de carregamento, temperatura e nível de carga; e um critério de ruptura que possa ser utilizado para definir a vida de fadiga.

A modelagem do desempenho de concretos asfálticos através da teoria do dano contínuo é uma abordagem que vem ganhando atenção em todo o mundo nos últimos anos (KESHAVARZI & KIM, 2016). O modelo VECD será utilizado neste trabalho, assim, será descrito em maiores detalhes no capítulo a seguir.

2.4 MODELO VISCOELASTIC CONTINUUM DAMAGE

O *Viscoelastic Continuum Damage* (VECD) é um modelo constitutivo, capaz de descrever o comportamento tensão/deformação de concretos asfálticos mesmo com o material apresentando microtrincas distribuídas.

Através de uma abordagem mecanística, o VECD utiliza propriedades fundamentais dos materiais para caracterizar o comportamento dos concretos asfálticos sob condições variadas. O principal resultado deste modelo é a curva característica de dano (Figura 19), que é uma propriedade do material independente das condições de ensaio (DANIEL & KIM, 2002; NASCIMENTO, 2015), onde se relacionam a integridade do material (C) com o dano acumulado ao longo do ensaio (S). Desta forma, apresenta grande potencial para previsão do comportamento dos materiais em campo, sob condições diversas (HOU, 2009).

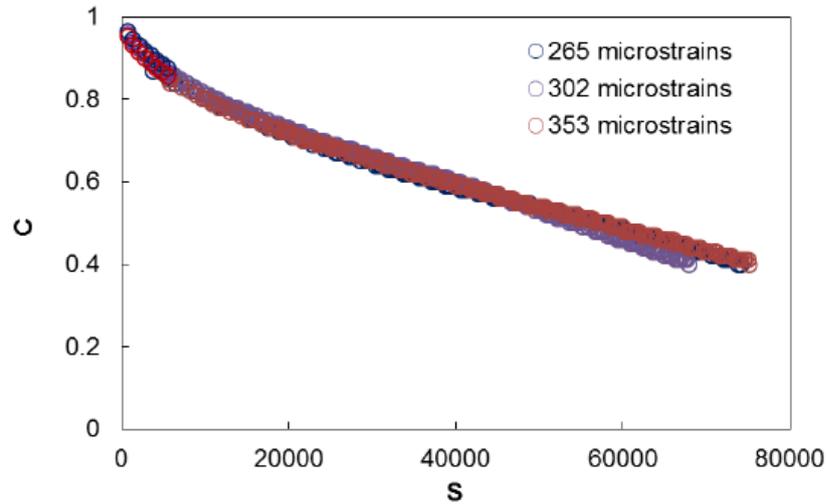


Figura 19 – Curva característica de dano, similar para três níveis diferentes de deformação (NASCIMENTO *et al.*, 2014)

O modelo VECD foi concebido originalmente para ensaios monotônicos, porém, devido à baixa capacidade de carga do *Asphalt Mixture Performance Tester* (AMPT), equipamento amplamente utilizado nos Estados Unidos, para ensaios monotônicos e à necessidade de um critério de ruptura a ser adotado, adaptou-se o modelo para ensaios cíclicos (NASCIMENTO *et al.*, 2014), mantendo a forma de análise para o primeiro ciclo do ensaio, onde o acúmulo de dano é bastante significativo, e modificou-se para a condição de carregamento cíclico. Ao modelo para ensaios cíclicos deu-se o nome de *Simplified Viscoelastic Continuum Damage* (S-VECD).

Este modelo é baseado em três principais pilares: (i) no princípio da correspondência elástico-viscoelástico, baseado na pseudo-deformação; (ii) na teoria do trabalho potencial de Schapery, baseada na mecânica do dano contínuo; (iii) e na superposição tempo-temperatura (t-T) com dano acumulado (NASCIMENTO, 2015).

O princípio da correspondência elástico-viscoelástico baseia-se na utilização de pseudo-variáveis (pseudo-deformação ou pseudo-tensão) em substituição às deformações ou tensões físicas impostas ao material. Schapery (1984) sugere que as equações constitutivas para meios elásticos e viscoelásticos apresentam a mesma forma, porém, os termos de tensão e deformação para o meio viscoelástico não têm significado físico. Assim, problemas viscoelásticos podem ser resolvidos utilizando soluções elásticas, desde que se substitua estes termos nas equações (HOU, 2009). A correspondência também pode ser aplicada para materiais viscoelásticos lineares e que estejam sofrendo fenômenos não-lineares (THEISEN, 2011).

A pseudo-deformação (ε^R) é um valor similar à deformação, mas não inclui os efeitos do tempo. A formulação para o cálculo da pseudo-deformação é dada na equação (5) para a condição de carregamento transiente, modelo VECD, e na equação (6) para a condição *steady state*, modelo S-VECD.

$$\varepsilon^R = \frac{1}{E_R} \int_0^t E(t-\tau) \frac{d\varepsilon}{d\tau} d\tau \quad (5)$$

Onde:

ε^R = pseudo-deformação;

ε = deformação real;

E_R = módulo de referência, que é uma constante arbitrária;

$E(t)$ = Módulo de relaxação.

$$\varepsilon_{0,ta}^R = \frac{1}{E_R} \cdot \frac{\beta+1}{2} \left((\varepsilon_{0,pp})_i \cdot |E^*|_{LVE} \right) \quad (6)$$

Onde:

$\varepsilon_{0,ta}^R$ = pseudo-deformação na condição de tração;

β = fator que quantifica a duração da carga de tração em um determinado ciclo (1 para tração total, 0 para carga totalmente revertida, e -1 para compressão total);

$\varepsilon_{0,pp}$ = amplitude de deformação;

$|E^*|_{LVE}$ = módulo dinâmico viscoelástico linear.

Normalmente adota-se o módulo de referência E_R como 1, assim, o valor de ε^R é igual ao valor da resposta de tensão de um material viscoelástico linear, pela Lei de Hooke, e a correspondência é dada por $\sigma = E_R \cdot \varepsilon^R$. O que significa dizer que em condições de viscoelasticidade linear, a razão entre σ e ε^R (pseudo-módulo secante ou integridade, C) é unitária (HOU, 2009; BABADOPULOS, 2014). A partir do momento em que esta razão é diferente da unidade significa que o material está sofrendo dano (HOU, 2009).

A integridade do material (C), também chamada de pseudo-módulo secante, ou ainda pseudo-rigidez, é calculada através da equação (7).

$$C = \frac{\sigma}{\varepsilon^R} \quad (7)$$

Onde:

σ = tensão;

ε^R = pseudo-deformação.

Para o cálculo da integridade, ainda é necessário o cálculo da relação entre o módulo dinâmico da amostra a ser submetida ao ensaio de fadiga, obtido no ensaio *fingerprint*, com o módulo dinâmico das amostras obtidas na caracterização viscoelástica linear. Esta relação é chamada de *Dynamic Modulus Ratio* (DMR), dado pela equação (8). O valor desta relação é multiplicado ao valor da pseudo-deformação, na equação (7).

$$DMR = \frac{|E^*|_{fingerprint}}{|E^*|_{LVE}} \quad (8)$$

Onde:

$|E^*|_{fingerprint}$ = módulo dinâmico obtido no ensaio de *fingerprint*, que será descrito no item 3.2.3;

$|E^*|_{LVE}$ = módulo dinâmico absoluto nas condições de ensaio.

Para ensaios monotônicos e para o primeiro ciclo dos ensaios cíclicos, o cálculo do dano (S) se dá através da equação (9), enquanto que para os demais ciclos o cálculo se dá através da equação (10).

$$dS_i = \left(-\frac{1}{2} (\varepsilon^R)_i^2 \cdot \Delta C_i \right)^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} \cdot (\Delta \xi)_i^{\frac{1}{1+\alpha}} \quad (9)$$

Onde:

α = taxa de evolução do dano, definida como a máxima inclinação da curva módulo de relaxação vs tempo reduzido, em escala log-log;

$\Delta \xi$ = incremento de tempo reduzido.

$$dS_i = \left(-\frac{1}{2} (\varepsilon_{0,ta}^R)_i^2 \cdot \Delta C_i^* \right)^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} \cdot (\Delta \xi_p)_i^{\frac{1}{1+\alpha}} \cdot (K_1)^{\frac{1}{1+\alpha}} \quad (10)$$

Onde:

$\varepsilon_{0,ta}^R$ = pseudo-deformação na condição de tração;

$\Delta \xi_p$ = intervalo de tempo reduzido do pulso de carga;

K_1 = fator de ajuste considerando que a pseudo-deformação não é constante ao longo do ciclo.

O fator de ajuste K_1 é dependente do histórico de carregamento, e partindo da premissa de que o crescimento do dano em um único ciclo é relativamente pequeno, o fator K_1 pode ser expresso pela equação (11) (UNDERWOOD *et al.*, 2009 *apud* NASCIMENTO *et al.*, 2014).

$$K_1 = \frac{1}{\Delta \xi} \int_{\xi_i}^{\xi_f} (f(\xi))^{2\alpha} d\xi \quad (11)$$

As curvas características de dano resultantes podem ser modeladas por funções potência ou exponencial (equações (12) e (13)). Desta forma, obtendo-se a curva C vs S para um

determinado material é possível simular a curva para outras condições de ensaio através da equação (14).

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

Onde:

C_{11} e C_{12} = constantes do ajuste.

$$C(S) = e^{aS^b} \quad (13)$$

Onde:

a e b = constantes do ajuste.

$$S_{i+1} = S_i + \left(\frac{1}{2} (\varepsilon_{0,ta}^R)^2 \cdot C_{11} C_{12} S^{C_{12}-1} \right)^\alpha \cdot K_1 (d\xi) \quad (14)$$

O segundo pilar, sobre o qual o modelo se baseia, é a teoria do trabalho potencial, de Schapery (1990), desenvolvida para materiais elásticos com mudanças estruturais, tais como o dano, baseada na termodinâmica dos processos irreversíveis. Esta teoria separa a parcela de dano correspondente à parte viscosa do material, e permite a caracterização do material através de uma lei de evolução do dano.

O princípio da superposição tempo-temperatura (t-T) afirma que, o mesmo módulo pode ser obtido em temperaturas baixas com tempos de carga longos (frequências baixas) e em temperaturas altas com tempos de carga curtos (frequências altas). Este comportamento, que pode ser observado em misturas asfálticas, caracteriza os materiais como termoreologicamente simples (MONISMITH *et al.*, 1966). Assim, o efeito do tempo e da temperatura podem ser combinados em um parâmetro único. Este processo é realizado ao se transladar horizontalmente

as curvas de módulo dinâmico obtidas em diferentes temperaturas e frequências, para uma dada temperatura de referência, dando origem à curva mestra (HOU, 2009).

Para transladar as curvas isotermas de módulo dinâmico, multiplica-se os valores por uma constante que leva ao melhor ajuste possível da curva mestra. Esta constante é chamada coeficiente de translação, ou *shift-factor* (α_T) e as frequências de ensaio transladadas são chamadas de frequências reduzidas (f_R). A curva mestra resultante pode ser ajustada por um modelo sigmoidal, que também é utilizado pelo *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide* (MEPDG) americano. A função sigmoidal é apresentada na equação (15) e está validada para temperaturas entre -18 °C e 55 °C (KIM, 2009).

$$\log(| E^* |) = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta - \gamma \log(\xi)}} \quad (15)$$

Onde:

δ = valor mínimo do módulo;

α = intervalo do valor do módulo;

ξ = frequência reduzida;

β, γ = fatores de ajuste.

O procedimento adotado para determinação dos coeficientes de translação das curvas de módulo dinâmico foi determinado por William, Landel e Ferry, em 1955, e a equação é conhecida pelo nome dos autores (equação (16)). A determinação das constantes é feita por métodos iterativos até o melhor ajuste da curva.

$$\log(\alpha_T) = \frac{-c_1 * (T - T_R)}{(T - T_R) + C_2} \quad (16)$$

Onde:

T = temperatura do ensaio (em °C);

T_R = temperatura de referência, para a qual será feita a translação (em °C);

C1 e C2 = constantes dependentes do material.

Para o cálculo das pseudo-deformações (equações (5) e (6)), é necessário obter o módulo de relaxação das misturas. A obtenção desta propriedade experimentalmente é difícil, porém, as funções lineares-viscoelásticas de um material podem ser obtidas de outras funções cujo resultado é de mais fácil acesso, como o módulo dinâmico, utilizando técnicas matemáticas de interconversão (SCHAPERLY & PARK, 1999). Assim, os resultados de módulo dinâmico são interconvertidos em módulo de relaxação utilizando a teoria da viscoelasticidade. O procedimento utilizado consiste em, primeiramente, expressar os dados de módulo de armazenamento (E') obtidos experimentalmente, na forma de uma série de Prony, que é uma série capaz de descrever o comportamento viscoelástico linear dos materiais. A série de Prony para o módulo de armazenamento é apresentada na equação (17).

$$E'(\omega) = E_{\infty} + \sum_{i=1}^m \frac{\omega^2 \rho_i^2 E_i}{\omega^2 \rho_i^2 + 1} \quad (17)$$

Onde:

E_{∞} = módulo elástico;

ω_r = frequência angular reduzida;

ρ_i = tempo de relaxação;

E_i = módulo do elemento de Maxwell i .

Os mesmos coeficientes ρ_i e E_i determinados na equação (17) são então utilizados na série de Prony que descreve o módulo de relaxação (equação (18)), no domínio tempo.

$$E(t) = E_{\infty} + \sum_{i=1}^m E_i e^{-t/\rho_i} \quad (18)$$

Os dados de módulo de armazenamento também foram ajustados por uma função sigmoidal antes de serem expressos na forma de série de Prony, este procedimento, chamado de “*presmoothing*” visa um melhor ajuste da série de Prony do módulo de relaxação (KIM, 2009). A função sigmoidal para o E' é apresentada na equação (19).

$$\log(E') = k + \frac{\log(\max E') - k}{1 + e^{\delta + \gamma \log(\omega_R)}} \quad (19)$$

Onde:

$\max E'$ = valor máximo que E' pode assumir, baseado em características da mistura, como vazios do agregado mineral e relação betume-vazios;

k , δ e γ = constantes de ajuste.

O modelo de dano contínuo viscoelástico vem sendo utilizado com sucesso para caracterização de misturas asfálticas nos Estados Unidos, e também foi utilizado no trabalho de Nascimento (2015) para a calibração de uma função de transferência entre dano obtido em laboratório e área trincada observada em pistas experimentais do “Projeto Fundação”, no Brasil. O projeto Fundação conta com 27 pistas experimentais com estruturas e materiais diferentes, buscando abranger estruturas típicas brasileiras. O modelo também foi validado para 17 pistas experimentais da Rede Temática do Asfalto, localizados no Rio Grande do Sul, Santa Catarina e São Paulo.

As funções calibradas apresentaram um coeficiente de correlação considerado bom para modelagem de pavimentos ($R^2=0,72$), a título de comparação, a previsão do trincamento por fadiga do AASHTO MEPDG é de $R^2=0,27$ (NCHRP, 2014), este mesmo relatório afirma que valores de R^2 acima de 0,65 são considerados bons (NASCIMENTO, 2015). Este modelo deverá ser implementado no novo método de dimensionamento brasileiro, em um nível B, mais avançado que o A que utilizará a função de transferência de ensaios diametrais obtida no trabalho de Fritzen (2016). A equação (20) apresenta a função de transferência obtida por Nascimento (2015).

$$CA = C_1 * \left(\frac{N}{N_f} red \right)^{C_2} \quad (20)$$

Onde:

CA = área trincada, em porcentagem;

N/N_f red = Dano reduzido;

C_1 e C_2 = coeficientes do ajuste.

O que difere as duas funções são, além dos ajustes de C_1 e C_2 , os *shift-factors* (SF) utilizados. Ambos são baseados na taxa inicial de evolução do dano. Foi observado que a evolução do

trincamento para as diferentes misturas apresentavam a mesma tendência, porém, havia uma defasagem em relação à quantidade de dano acumulado simulado para o qual as misturas apresentavam área trincada nas observações de campo. Assim, foram utilizados dois tipos de SF, que transladam as curvas para um mesmo dano médio acumulado, chamado então de “dano reduzido”.

Um dos SF é baseado no tempo necessário, na simulação, para atingir um dano de 35% ($T_{0,35}$) em meses, enquanto o outro se baseia na taxa secante entre o 12º e o 1º mês, em termos de dano médio por mês (R_{12-1}). O primeiro apresenta uma correlação linear com SF (equação (21)), enquanto o segundo foi ajustado por um polinômio de segunda ordem (equação (22)) (NASCIMENTO, 2015).

$$S_{T_{0,35}} = A * T_{0,35} + B \quad (21)$$

$$S_{R_{12-1}} = \beta_1 \cdot (R_{12-1})^2 + \beta_2 \cdot (R_{12-1}) + \beta_3 \quad (22)$$

Onde:

$T_{0,35}$ = tempo necessário, em meses, para atingir 35% de dano, nas simulações;

R_{12-1} = taxa secante de dano médio entre os meses 12 e 1;

A, B, β_1 , β_2 e β_3 = coeficientes do ajuste.

Por fim, o dano reduzido é calculado através da equação (23).

$$\frac{N}{N_f} red = \frac{N}{N_f} * SF \quad (23)$$

Onde:

N/N_f = dano;

SF = *shift-factor* para a função de transferência ($S_{T_{0,35}}$ ou $S_{R_{12-1}}$).

Ambas as abordagens foram consideradas adequadas, com uma leve melhoria na previsão para o $S_{T_{0,35}}$.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são apresentados os diferentes materiais utilizados no desenvolvimento desta pesquisa, a caracterização dos agregados pétreos, dos ligantes asfálticos e das misturas asfálticas produzidas, bem como os equipamentos e métodos utilizados para a obtenção dos resultados.

3.1 MATERIAIS UTILIZADOS NA PESQUISA

Foram produzidas, neste trabalho, três misturas asfálticas quentes com diferentes ligantes, e para cada uma destas misturas foi produzida uma mistura morna com os mesmos materiais e emprego de aditivo surfactante, totalizando seis misturas asfálticas, conforme o organograma da Figura 20.

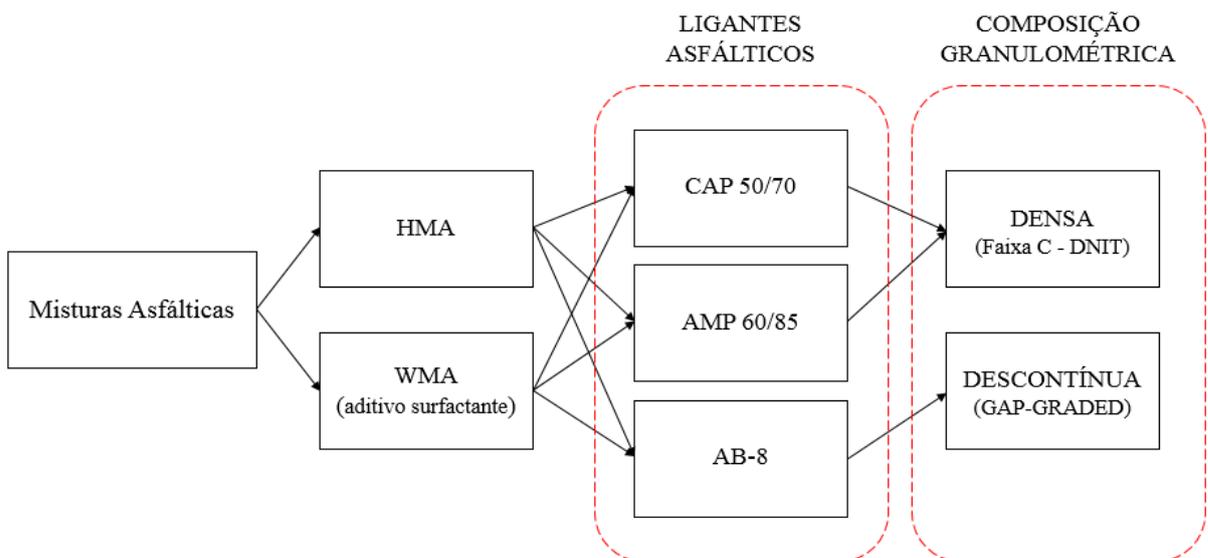


Figura 20 – Organograma das misturas utilizadas na pesquisa

Todas as misturas asfálticas utilizadas foram dosadas através da metodologia Marshall, e uma breve descrição dos materiais empregados e das características das misturas é dada a seguir.

3.1.1 Agregados

O agregado pétreo utilizado em todas as misturas é de origem basáltica, proveniente de uma pedreira localizada no km 30 da BR-290, no município de Santo Antônio da Patrulha-RS, a cerca de 80 km de Porto Alegre. Este agregado já é utilizado em pesquisas há bastante tempo

no LAPAV, apresentando boas propriedades para a utilização em misturas asfálticas. Os agregados são fornecidos pela pedreira, britados em três diferentes frações: 3/4", 3/8" e pó de pedra.

As misturas asfálticas com ligante convencional e com asfalto modificado por polímero foram dosadas com uma granulometria densa, enquadradas na Faixa C do DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes). Para isto, utilizou-se 24% da fração 3/4", 24% da 3/8", 50% do pó de pedra e 2% de cal dolomítica para a mistura com ligante convencional e 24% da fração 3/4", 18% da 3/8", 58% do pó de pedra para a mistura com asfalto modificado por polímero. A diferença entre ambas se deve à necessidade de inserção de cal para correção da adesividade do CAP 50/70.

Já a mistura produzida com asfalto borracha foi dosada com graduação descontínua do tipo *Gap-Graded*, utilizando-se 15% da fração 3/4", 47% da 3/8", 37% do pó de pedra e 1,5% de cal dolomítica.

As Figuras 21, 22, e 23 apresentam as granulometrias das misturas com asfalto convencional, modificado por polímero e borracha, respectivamente.

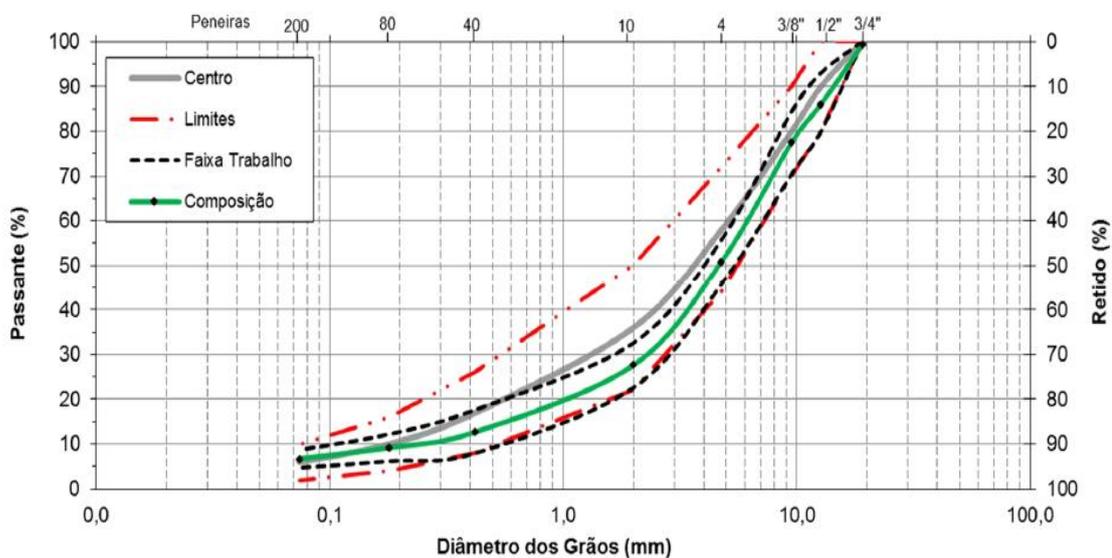


Figura 21 – Granulometria da mistura com asfalto convencional, enquadrada na faixa C do DNIT

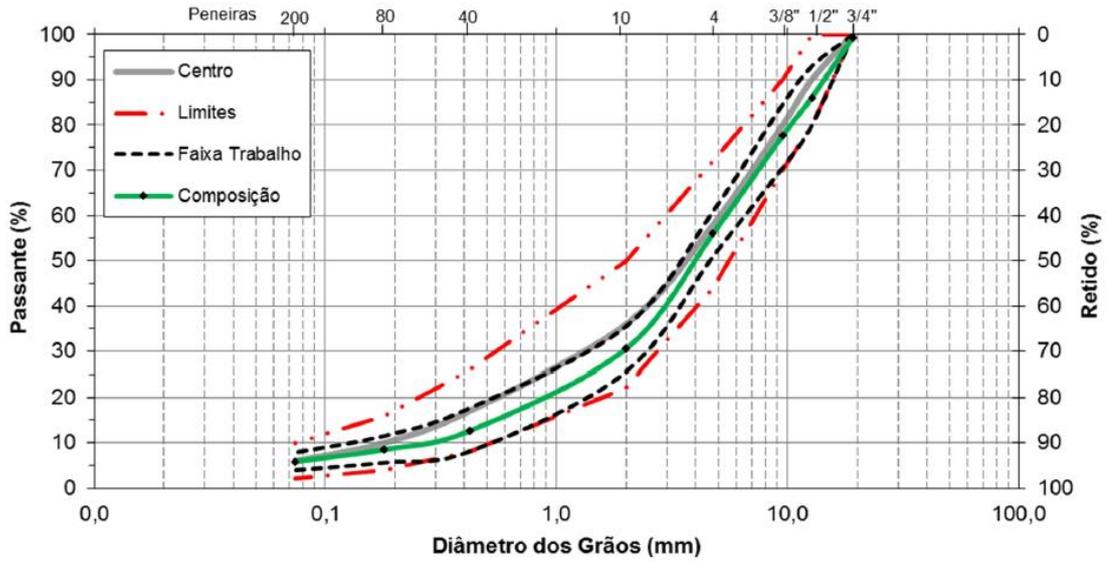


Figura 22 – Granulometria da mistura com ligante modificado por polímero, enquadrada na faixa C do DNIT

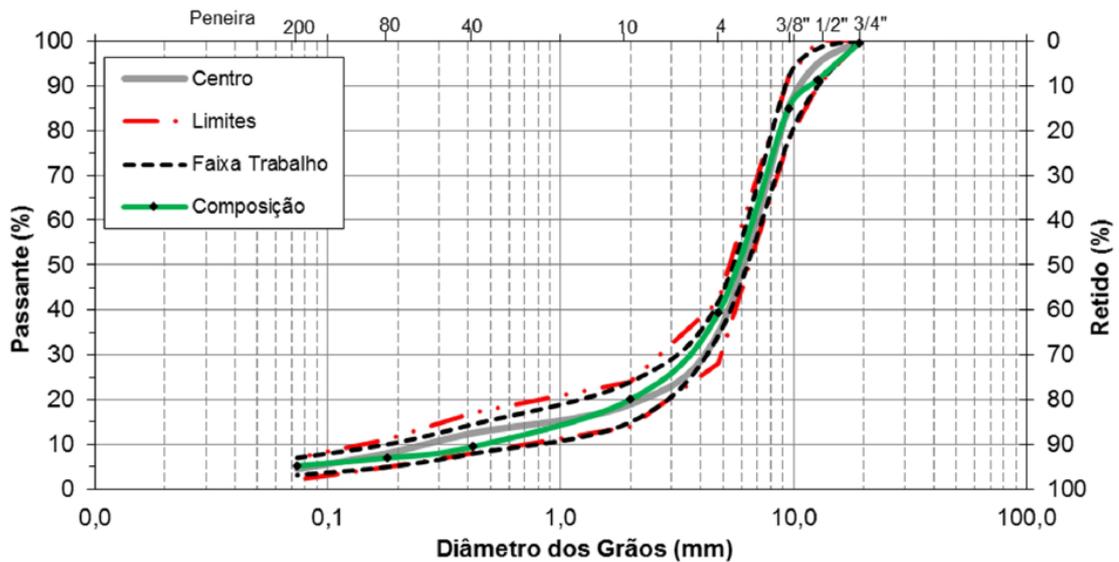


Figura 23 - Granulometria da mistura com asfalto borracha, do tipo *gap-graded*

Os resultados dos ensaios de caracterização dos agregados e as respectivas normas de ensaio são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Características dos agregados pétreos utilizados

Fração	Propriedade	Método	Resultado
Todas	Desgaste à Abrasão	DNER-ME 035/98	12%
	Equivalente de Areia	DNER-ME 054/97	88,2
	Índice de Forma	DNER-ME 086/94	0,8
	Sanidade	DNER-ME 089/94	5,30%
3/4"	Absorção		1,18%
	Massa Específica Real dos Grãos	NBR 6458/84	2820 kg/m ³
	Massa Específica Aparente		2729 kg/m ³
3/8"	Absorção		2,02%
	Massa Específica Real dos Grãos	NBR 6458/84	2835 kg/m ³
	Massa Específica Aparente		2681 kg/m ³
Pó de Pedra	Absorção	NBR-NM 30/01	2,25%
	Massa Específica Real dos Grãos	DNER-ME 084/95	2866 kg/m ³

3.1.2 Ligantes asfálticos

Todos os ligantes empregados nas misturas asfálticas estudadas foram fornecidos pela Greca Asfaltos. Foram utilizados três tipos de ligantes asfálticos, o cimento asfáltico de petróleo CAP 50/70, o asfalto modificado por polímero AMP 60/85 e o asfalto borracha AB 8. Para cada tipo de ligante existe uma especificação da ANP (Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis) que determina as características que devem ser atendidas. Assim, foram realizados os seguintes ensaios para caracterização: viscosidade Brookfield (NBR 15184), massa específica (NBR 6296), ponto de amolecimento (NBR 6560), penetração (NBR 6576) e recuperação elástica para os ligantes modificados (NBR 15086). Para o ligante convencional, houveram problemas de adesividade com o agregado, sendo necessária a adição de 2% de cal dolomítica para a correção. Os resultados obtidos, bem como os parâmetros a serem atendidos são apresentados nas tabelas 2, 3 e 4.

Tabela 2 – Características do ligante AMP 60/85

Propriedade	Método	Especificação	Resultado	
			s/ aditivo	c/ aditivo
Ponto de Amolecimento (°C)	NBR 6560	min. 60	66	64
Penetração (0,1 mm)	NBR 6576	40 - 70	58	55
Massa específica	NBR 6296	-	1.01	1.003
Recuperação Elástica (%)	NBR 15086	min. 85	93	93
Viscosidade Brookfield a 135°C (cP)	NBR 15184	máx. 3000	1135	1168
Viscosidade Brookfield a 150°C (cP)	NBR 15184	máx. 2000	612	591
Viscosidade Brookfield a 177°C (cP)	NBR 15184	máx. 1000	230	220

Tabela 3 - Características do ligante CAP 50/70

Propriedade	Método	Especificação	Resultado	
			s/ aditivo	c/ aditivo
Ponto de Amolecimento (°C)	NBR 6560	46	48	47
Penetração (0,1 mm)	NBR 6576	50 - 70	61	58
Massa específica	NBR 6296	-	1.009	1.006
Índice de susceptibilidade térmica	-	(-1.5) - (0.7)	-1.33	-1.6
Viscosidade Brookfield a 135°C (cP)	NBR 15184	min. 274	327.5	320
Viscosidade Brookfield a 150°C (cP)	NBR 15184	min. 112	165	167
Viscosidade Brookfield a 177°C (cP)	NBR 15184	57 - 285	61.5	60.5

Tabela 4 - Características do ligante AB-8

Propriedade	Método	Especificação	Resultado	
			s/ aditivo	c/ aditivo
Ponto de Amolecimento (°C)	NBR 6560	min. 50	55	55
Penetração (0,1 mm)	NBR 6576	30 - 70	63	60
Massa específica	NBR 6296	-	1.024	1.024
Recuperação Elástica (%)	NBR 15086	min. 50	78	83
Viscosidade Brookfield a 177°C (cP)	NBR 15529	800 - 2000	1575	1215

3.1.3 Aditivo surfactante

Para a produção das misturas mornas, utilizou-se o aditivo surfactante Evotherm™-P25. Este aditivo é comercializado na forma líquida, podendo ser incorporado com facilidade aos ligantes asfálticos, sem necessidade de alteração no processo de produção das misturas, o que torna sua utilização, tanto em laboratório quanto em usina, mais prática em comparação a outros métodos (NCHRP, 2011).

Este aditivo não altera as características dos ligantes e proporciona uma melhora na trabalhabilidade das misturas, mesmo a temperaturas mais baixas de mistura e compactação. Com uma redução de temperatura da ordem de 30°C, é possível alcançar condições de compactabilidade semelhantes às das misturas quentes (MOCELIN *et al.*, 2017).

3.1.4 Características das misturas asfálticas

A mistura com CAP 50/70 será denominada neste trabalho como CA-C (concreto asfáltico – convencional), a mistura com AMP 60/85 denominada CA-P (concreto asfáltico – polímero) e a mistura com AB-8 denominada CA-B (concreto asfáltico – borracha). Para as misturas mornas a nomenclatura será a mesma, mas com acréscimo da letra W, do inglês *warm*, sendo, portanto, CA-C-W, CA-P-W e CA-B-W.

As misturas asfálticas foram dosadas através da metodologia Marshall para um volume de vazios próximo de 4%, para camada de rolamento, com exceção da mistura CA-B, cuja dosagem é feita para o VV próximo de 5%. As características finais das dosagens de cada mistura são apresentadas nas tabelas 5, 6 e 7.

Tabela 5 – Resultados das dosagens para as misturas CA-C e CA-C-W

Propriedade	Especificação	Resultado	
		Quente	Morno
Teor de ligante (%)	-	5,3	5,3
Volume de vazios (%)	3 a 5 *	3,95	4,14
Relação betume-vazios (%)	75 a 82 *	75,8	75,4
Vazios do agregado mineral (%)	mín. 15 *	16,6	16,8
Vazios cheios com betume (%)	-	12,6	12,7
Relação filler/betume (%)	0,6 a 0,16 (Superpave)	1,27	1,27
Massa esp. máxima medida (kN/m ³)	-	2,506	2,506
Massa esp. aparente (kN/m ³)	-	2,459	2,406
Estabilidade (kg.f)	mín. 500 *	1066	639
Fluência (1/100 in.)	8 a 18 *	12	11,3

* Especificação DNIT - ES 031/2016 para camada de rolamento

Tabela 6 – Resultados das dosagens para as misturas CA-P e CA-P-W

Propriedade	Especificação	Resultado	
		Quente	Morno
Teor de ligante (%)	-	5,9	5,9
Volume de vazios (%)	3 a 5 *	3,94	3,9
Relação betume-vazios (%)	75 a 82 *	78,2	78,4
Vazios do agregado mineral (%)	mín. 15 *	18,2	18,2
Vazios cheios com betume (%)	-	14,2	14,3
Relação filler/betume (%)	0,6 a 0,16 (Superpave)	0,99	0,99
Massa esp. máxima medida (kN/m ³)	-	2,515	2,515
Massa esp. aparente (kN/m ³)	-	2,417	2,416
Estabilidade (kg.f)	mín. 500 *	1076	898
Fluência (1/100 in.)	8 a 18 *	19,1	14,9

* Especificação DNIT - ES 031/2016 para camada de rolamento

Tabela 7 – Resultados das dosagens para as misturas CA-B e CA-B-W

Propriedade	Especificação	Resultado	
		Quente	Morno
Teor de ligante (%)	-	7,0	7,0
Volume de vazios (%)	4 a 6 *	4,85	4,94
Relação betume-vazios (%)	65 a 78 *	76,7	76,4
Vazios do agregado mineral (%)	mín. 14 *	20,9	20,9
Vazios cheios com betume (%)	-	16,0	16,0
Relação filler/betume (%)	0,6 a 0,16 (Superpave)	0,74	0,74
Massa esp. máxima medida (kN/m ³)	-	2,463	2,463
Massa esp. aparente (kN/m ³)	-	2,342	2,341
Estabilidade (kg.f)	mín. 700 *	549	798
Fluência (1/100 in.)	-	10,3	8,7

* Especificação DNIT - ES 112/2009 Gap-Graded

3.2 MÉTODOS

Todos os ensaios apresentados nesta pesquisa foram realizados no Laboratório de Pavimentação (LAPAV) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Os procedimentos dos ensaios seguem as normas vigentes no Brasil, exceto para o ensaio de tração direta que não possui norma brasileira, e uma breve descrição da metodologia é então apresentada.

3.2.1 Produção das misturas asfálticas

As misturas asfálticas foram produzidas em um misturador de laboratório com temperatura controlada e capacidade para até 7 kg de material. Assim, cada corpo de prova, que possui em torno de 3 kg, foi misturado separadamente.

Após a produção, as misturas devem permanecer por duas horas em estufa condicionadas na temperatura de compactação antes de serem compactadas, afim de simular o envelhecimento do ligante, conforme procedimento recomendado pela norma americana AASHTO R 30 – *Standard Recommended Practice for Mixture Conditioning of Hot Mix Asphalt* (2006).

3.2.2 Preparação das amostras

Os corpos de prova são moldados no Compactador Giratório Superpave (CGS) (Figura 24) com as dimensões de 10 cm de diâmetro por 17 cm de altura, e após são serrados 2 cm do topo e 2 cm da base, ficando com as dimensões finais de 10x13 cm. Este procedimento visa contornar os problemas relacionados à não homogeneidade do volume de vazios (VV) nas regiões próximas à base e topo de corpos de provas moldados no CGS (CHEHAB *et al.*, 2000). O procedimento de obtenção dos corpos de prova geralmente utilizados por outros autores consiste em retirar corpos de prova com diâmetro de 10 cm do centro de corpos de prova de maior diâmetro, diferentemente deste trabalho. Entretanto, Nascimento (2014) relata um estudo no qual se utilizou microtomografia computadorizada, processamento digital de imagens e ensaios mecânicos, que comprovaram que o mesmo procedimento adotado neste trabalho é também apropriado.



Figura 24 – Compactador Giratório Superpave

O volume de vazios indicado para a realização dos ensaios é aquele para $98,5\% \pm 0,5\%$ do grau de compactação, pois este VV é considerado como o mais próximo à condição em que os concretos asfálticos se encontram durante maior parte de sua vida útil. Para isto, a compactação no CGS é realizada controlando-se a densidade desejada para atingir este VV, sendo esta calculada a partir da densidade máxima medida (DMM).

3.2.3 Equipamento e procedimento dos ensaios de tração direta e análises

Para a realização dos ensaios de tração direta, foram projetadas e usinadas peças para adaptação da prensa universal MTS 810. Além disso, as rotinas de ensaios de tração foram programadas no *software* da prensa.

Poucos laboratórios realizam este tipo de ensaio no Brasil, atualmente apenas o CENPES-Petrobrás, a Universidade Federal do Ceará (UFC) e a Universidade Federal de Santa Maria (UFSM). Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ-COPPE) e a Universidade de São Paulo (USP) estão em processo de implantação. Os projetos das peças foram baseados em alguns equipamentos já existentes no Brasil, principalmente o equipamento do CENPES, onde foi realizada uma visita técnica e a prensa utilizada é do mesmo modelo disponível no LAPAV.

Para submeter o corpo de prova à tração direta, o mesmo deve ser colado ao aparato conectado à prensa. Para isso, utilizou-se uma resina de base epóxi de alta resistência, que possui baixa consistência para que não escorra durante as 24 horas de cura até atingir a resistência necessária para os ensaios. Foram usinados também aparatos de colagem dos corpos de prova aos pratos de fixação na prensa (Figura 25).

O aparato de colagem serve tanto para fixação dos pratos inferior e superior (Figura 26), quanto como gabarito, de forma a garantir o perfeito alinhamento do corpo de prova ao centro das placas. O correto alinhamento do corpo de prova no centro dos pratos é bastante importante para que não se desenvolvam tensões que não de tração.

Para auxiliar também no alinhamento das tensões impostas ao corpo de prova, uma rótula de tração foi projetada entre o pistão da prensa e os pratos de fixação dos corpos de prova (Figura 27).

Outras peças para adaptação também foram usinadas, como prolongadores inferior e superior (Figura 28), que são necessários para garantir que o pistão de aplicação de carga da prensa tenha curso suficiente para trabalhar em tração-compressão, e discos de ancoragem dos pratos inferior e superior (Figura 29).

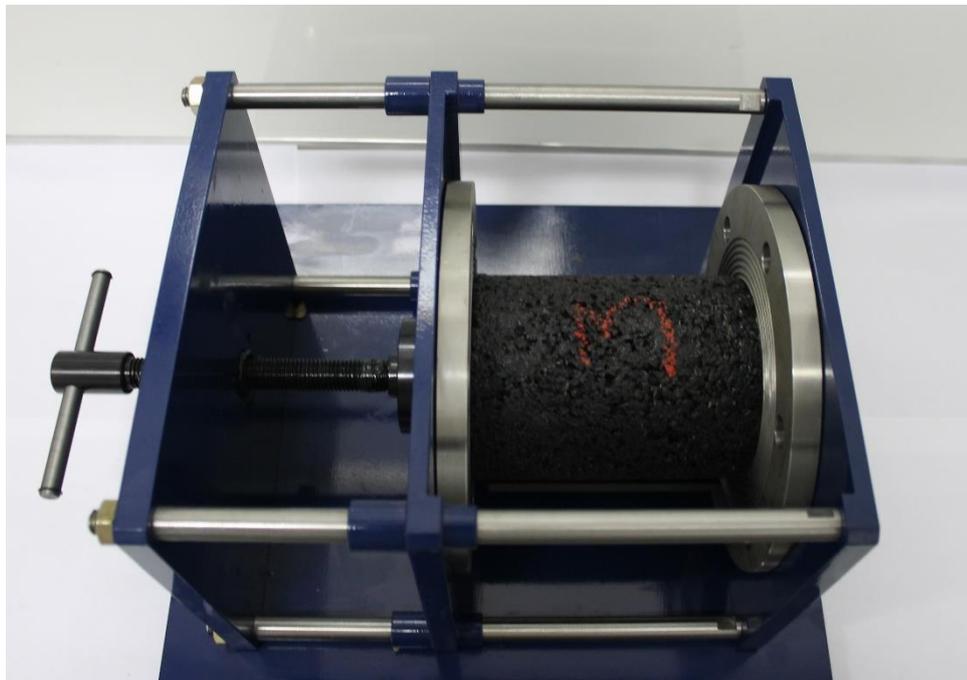


Figura 25 – Aparato de colagem do CP aos pratos



Figura 26 – Pratos inferior e superior de colagem dos CPs



Figura 27 – Rótula de tração (*balljoint*)



Figura 28 – Prolongadores inferior e superior



Figura 29 – Discos de ancoragem

A Figura 30 apresenta as peças montadas na prensa com um corpo de prova e os extensômetros, na configuração em que o ensaio é realizado.

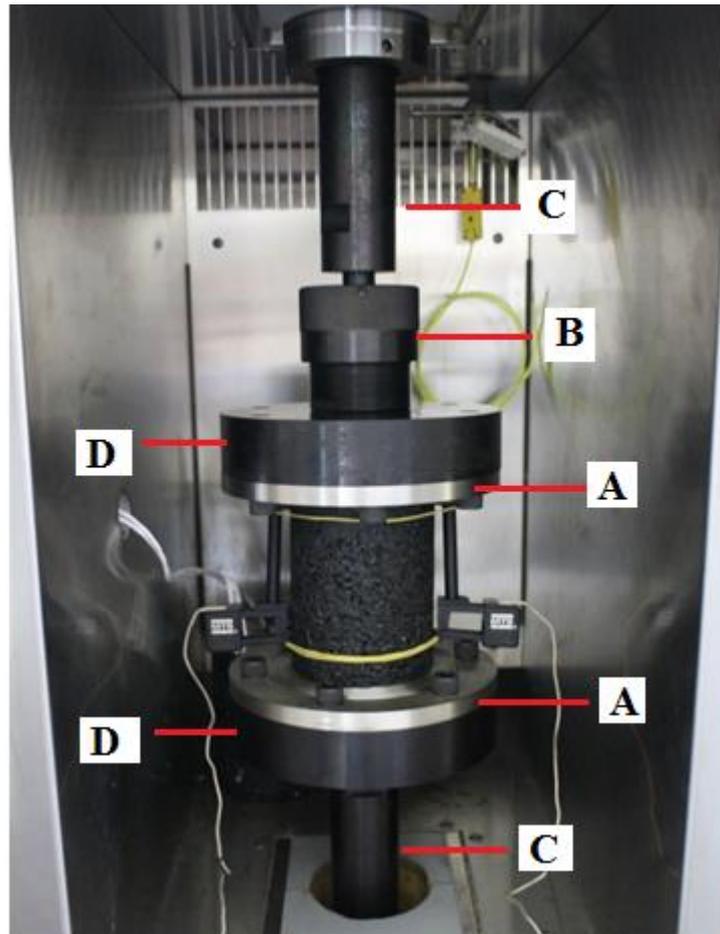


Figura 30 – Equipamento para tração direta adaptado à MTS

Além das peças para o ensaio, houve a necessidade de adaptar o extensômetro disponível na prensa MTS para o tamanho dos corpos de prova a serem ensaiados. Como os corpos de prova possuem 13 cm, recomenda-se que os extensômetros tenham o *gauge-length* de 10 cm, de modo a evitar que os efeitos de topo e base possam interferir nos dados adquiridos.

Os ensaios monotônicos foram realizados com uma taxa de deformação constante, até a completa ruptura da amostra. Foram utilizadas três diferentes taxas de deformação nesta pesquisa, 1 %/min, 2 %/min e 3 %/min, de acordo com valores médios observados na literatura (KIM & LITTLE, 1990; KIM *et al.*, 2002; KESHAVARZI & KIM, 2016).

O ensaio de fadiga por tração direta uniaxial cíclico é realizado à deformação controlada, através de uma onda senoidal (Figura 31a). Apesar de ser chamado de ensaio de tração direta, durante o ensaio são desenvolvidas tensões de tração e de compressão, sendo as de compressão até mesmo mais elevadas que as de tração, devido à resistência do corpo de prova a retornar ao estado inicial (sem deformação) durante cada ciclo. Talvez o nome mais apropriado ao ensaio

seja “ensaio de extensão”, uma vez que somente as deformações são exclusivamente de tração. O critério de ruptura utilizado neste tipo de ensaio é a queda do ângulo de fase ou ruptura completa do material (Figura 31b).

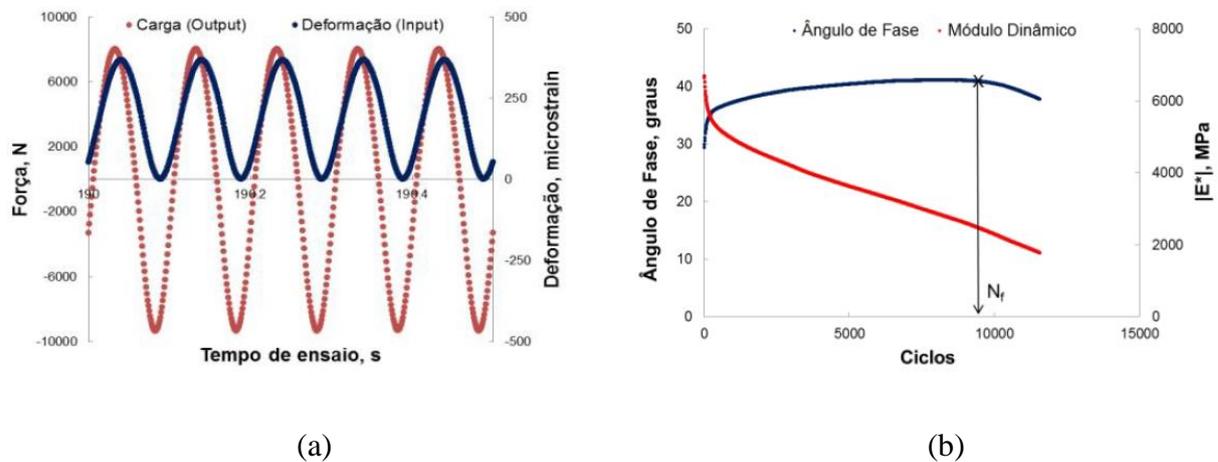


Figura 31 – (a) Forma de carregamento no ensaio de tração direta cíclico e (b) Evolução do ângulo de fase e ruptura da amostra (NASCIMENTO, 2013 *apud* NASCIMENTO *et al.*, 2014)

O controle da deformação imposta é realizada *on-specimen*, através dos extensômetros da MTS, e não pelo deslocamento do pistão da prensa. Este método é mais preciso, pois além de corrigir qualquer possível problema de ressonância ou deformação dos prolongadores, garante o nível de deformação constante da amostra ao longo de todo o ensaio. Porém, o controle de deformação *on-specimen* é mais sensível e requer ajustes mais detalhados na programação da rotina do ensaio.

Os ensaios são realizados à temperatura controlada de 20°C. O condicionamento da amostra é realizado na própria câmara climática da MTS, onde é utilizado um corpo de prova *dummy* com sensores de temperatura instalados na superfície e no centro (Figura 32) para aferição da temperatura da câmara. Recomenda-se que o CP com os sensores seja levado ao condicionamento juntamente com o CP a ser ensaiado, e que a temperatura é considerada equalizada quando a diferença entre o sensor interno e externo do CP for de no máximo 1°C (AASHTO TP-107, 2014).



Figura 32 – CP *dummy* com sensores de temperatura interna e externa

De acordo com a AASHTO TP-107 (2014), para gerar uma curva de fadiga por dano, devem ser ensaiadas pelo menos 3 amostras, em diferentes níveis de deformação. O procedimento para o ensaio de fadiga consiste nos seguintes passos:

- a) Condicionar as amostras na temperatura do ensaio.
- b) Aplicar uma carga de assentamento de aproximadamente 0,09 kN na amostra e então fixar a rótula no prolongador do pistão.
- c) Após fixar a rótula, aliviar a carga na amostra e colocar o equipamento em modo de carga controlada, para permitir livre expansão-contração.
- d) Posicionar os extensômetros igualmente distanciados ao redor do corpo de prova. No caso da utilização de dois, o afastamento deve ser de 180° um do outro.
- e) Aguardar a estabilização da temperatura novamente.
- f) Realizar um ensaio cíclico, denominado *fingerprint*, na frequência de 10 Hz. Este ensaio deve ser realizado à tensão controlada, com uma amplitude de carga que mantenha a amostra com deformação entre 50 $\mu\epsilon$ e 75 $\mu\epsilon$. Este nível de deformação mantém o

material no regime linear elástico, garantindo que a resposta do material neste ensaio não seja afetada pelo dano.

- g) Durante o *fingerprint* mede-se o módulo dinâmico ($|E^*|_{fingerprint}$).
- h) Após o *fingerprint*, iniciar o ensaio de fadiga uniaxial, com deformação de tração controlada *on-specimen* de 300 $\mu\epsilon$ e frequência de 10 Hz.
- i) Para o primeiro ciclo de carga, gravar os dados de todos os sensores de carga e deslocamento à uma taxa de 1000 amostras por segundo. Para os demais ciclos, é suficiente gravar apenas o número do ciclo, deformação da amostra e valores de pico e vale de força e deslocamento obtidos por regressão senoidal no próprio equipamento.
- j) Parar o ensaio quando a propagação das trincas formarem uma macrotrinca visível.
- k) Repetir o procedimento para as duas amostras restantes, utilizando o nível de deformação em função do número de ciclos até a ruptura (N_f) da amostra 1, conforme Tabela 8.

Tabela 8 – Níveis de deformação *on-specimen* a serem adotados nos ensaios de tração direta

Caso	ϵ_{os2}	ϵ_{os3}
$500 < N_{f1} < 1000$	$\epsilon_{os1} - 100$	$\epsilon_{os1} - 150$
$1000 < N_{f1} < 5000$	$\epsilon_{os1} - 50$	$\epsilon_{os1} - 100$
$5000 < N_{f1} < 20000$	$\epsilon_{os1} + 50$	$\epsilon_{os1} - 50$
$20000 < N_{f1} < 100000$	$\epsilon_{os1} + 100$	$\epsilon_{os1} + 50$
$100000 < N_{f1}$	$\epsilon_{os1} + 150$	$\epsilon_{os1} + 100$

- l) Caso o número de ciclos até a ruptura for menor que 500, o primeiro ensaio deve ser descartado e refeito com uma deformação controlada (ϵ_{os1}) de 250 $\mu\epsilon$.

Diferentemente dos ensaios mais clássicos, esta técnica de determinação da vida de fadiga utiliza uma interpretação teórica mais consistente (NASCIMENTO *et al.*, 2014), baseada na mecânica do dano contínuo viscoelástico. O roteiro de interpretação dos resultados e determinação das curvas características de dano também são descritos na norma americana (AASHTO TP-107, 2014). Neste trabalho utilizou-se a planilha eletrônica FLEXMat, cedida pelo Prof. Richard Kim, da *North Carolina State University*, e um roteiro resumido do procedimento de análises é apresentado a seguir. A formulação para as análises é descrita no item 2.4.

- a) Inicialmente, são necessários os dados de módulo dinâmico das misturas, com os quais plotaram-se curvas mestras para a temperatura de 20°C, conforme descrito no item 2.4.
- b) Os dados do módulo de armazenamento (E') são descritos por uma série de Prony e então interconvertidos em módulo de relaxação, conforme descrito no item 2.4.
- c) Com o ensaio *fingerprint* calcula-se o *Dynamic Modulus Ratio* (DMR) (equação (8)).
- d) Com os resultados do módulo de relaxação, calculam-se as pseudo-deformações para todo o histórico de carregamento. Para o primeiro ciclo do ensaio (período transiente) calcula-se pela equação (5) e para os demais ciclos pela equação (6).
- e) A pseudo-deformação é então utilizada para o cálculo da integridade (C) ao longo do ensaio, através da equação (7). O DMR deve ser utilizado neste cálculo de acordo com o item 2.4, a partir dos resultados de módulo dinâmico obtidos no ensaio *fingerprint* descrito no procedimento do ensaio.
- f) Para o cálculo do dano (S), é necessário também o cálculo da taxa de evolução do dano (α), definida como a máxima inclinação da curva do módulo de relaxação em função do tempo reduzido.
- g) O dano é então calculado, de forma incremental, através da equação (9) para o primeiro ciclo, e através da equação (10) para os demais ciclos.
- h) Após o cálculo dos parâmetros C e S e construção das curvas características de dano, é utilizado um modelo para ajuste destas curvas por funções potências (equação (12)) ou exponenciais (equação (13)).

Uma das grandes vantagens deste método é a matriz experimental enxuta, com a necessidade de poucos corpos de prova à serem ensaiados para a caracterização do dano, e também a rapidez com que o ensaio é realizado, sendo possível o estabelecimento das curvas de dano com cerca de três dias de ensaio, incluindo a caracterização linear viscoelástica com os resultados de módulo dinâmico, enquanto outros métodos podem levar semanas para obtenção das curvas de fadiga.

3.2.4 Matriz experimental

Para alcançar os objetivos propostos, a matriz experimental a ser realizada contempla a utilização de três tipos de misturas asfálticas, nas condições quente e morna, submetidas à

ensaios de tração direta cíclicos em pelo menos três níveis de deformação, para então realizar a modelagem pelo modelo S-VECD. A Figura 33 apresenta a matriz experimental.

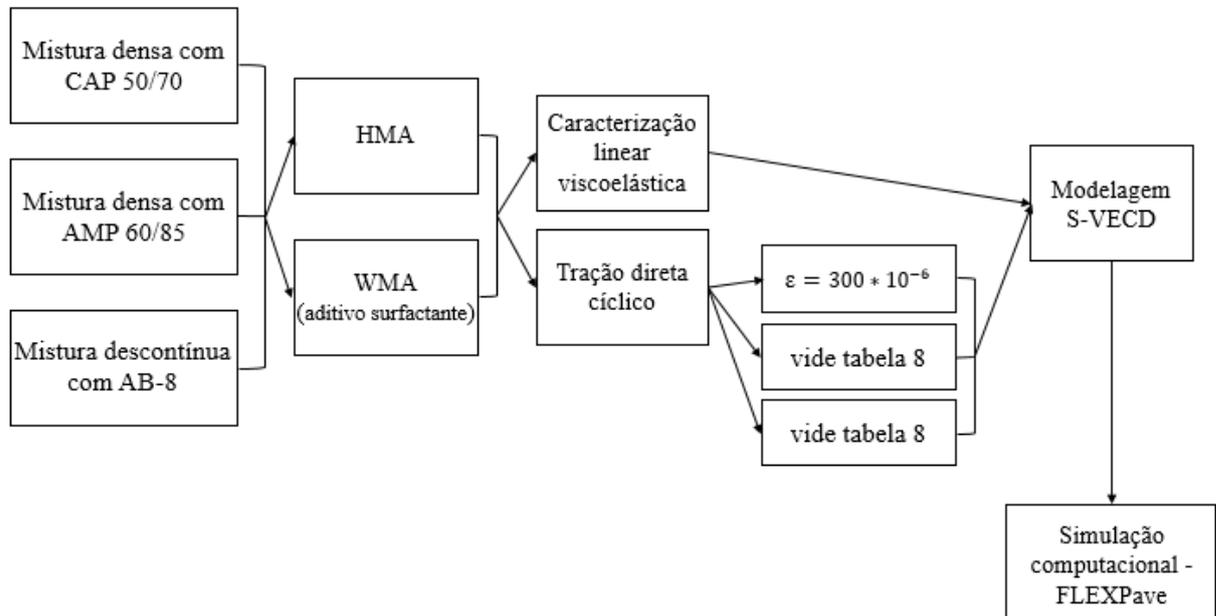


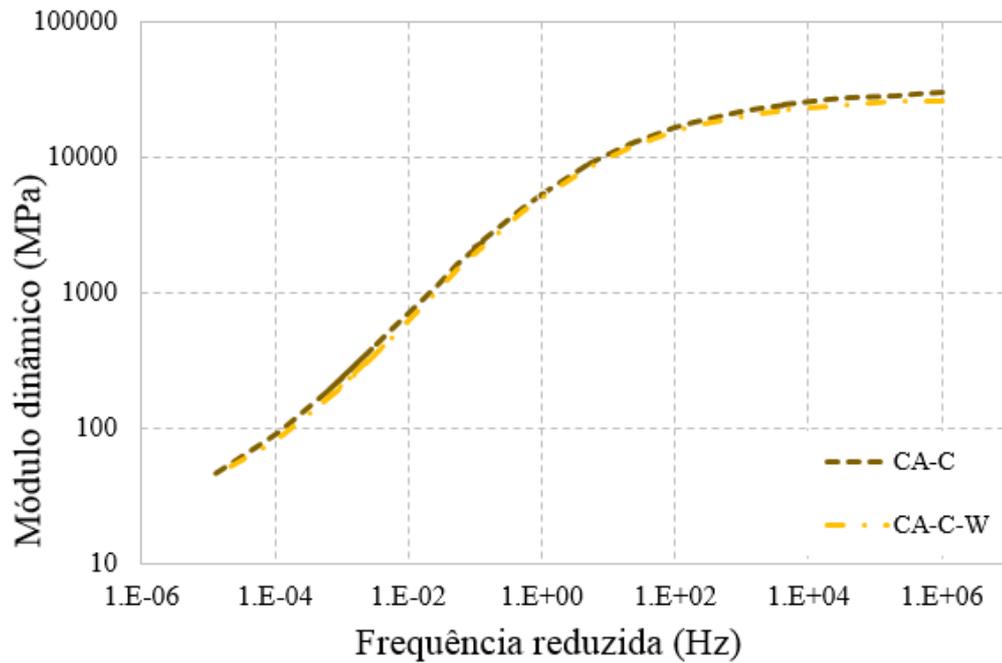
Figura 33 – Matriz experimental da pesquisa

4 RESULTADOS E ANÁLISES

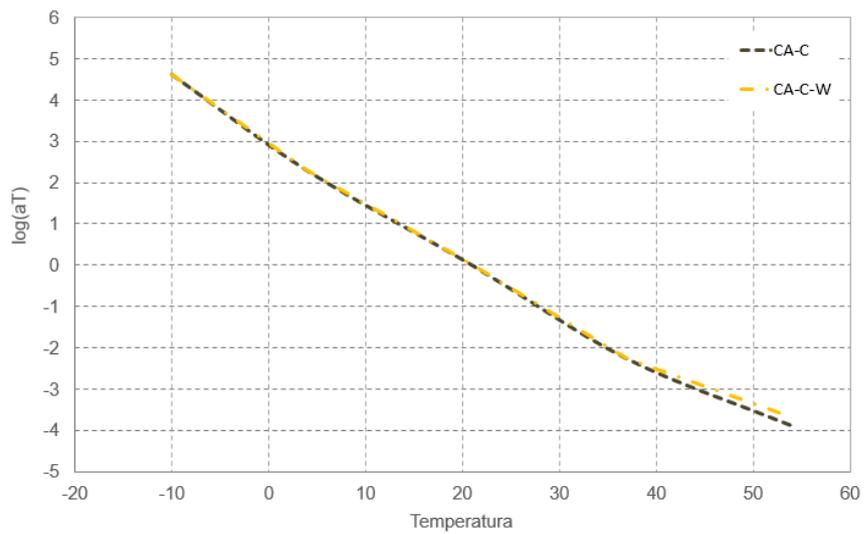
Os resultados obtidos nesta dissertação são apresentados neste capítulo.

4.1 MÓDULO DINÂMICO

Para as análises utilizando o dano contínuo viscoelástico, é necessária a caracterização viscoelástica linear dos materiais, desta forma foram utilizados os ensaios de módulo dinâmico realizados por Mensch (2017). Os ensaios foram realizados nas temperaturas de -10°C , 4°C , 21°C , 37°C e 54°C e então as curvas isothermas foram transladadas para uma temperatura de referência, dando origem às curvas mestras, que foram ajustadas por uma função sigmoideal (equação (15)) pelo método de minimização dos erros quadráticos, utilizando a função *solver* do Excel. As curvas mestras ajustadas, juntamente com as curvas dos *shift-factors*, são apresentadas nas Figuras 34, 35, 36 e 37, as frequências foram reduzidas para temperatura de referência de 20°C , conforme descrito no item 2.4.

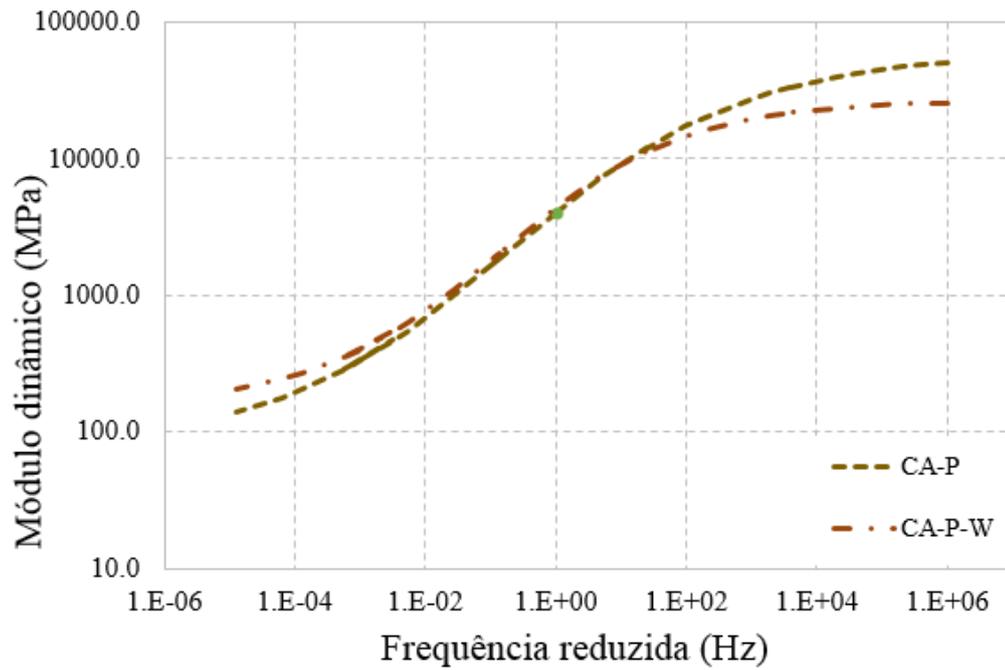


(a)

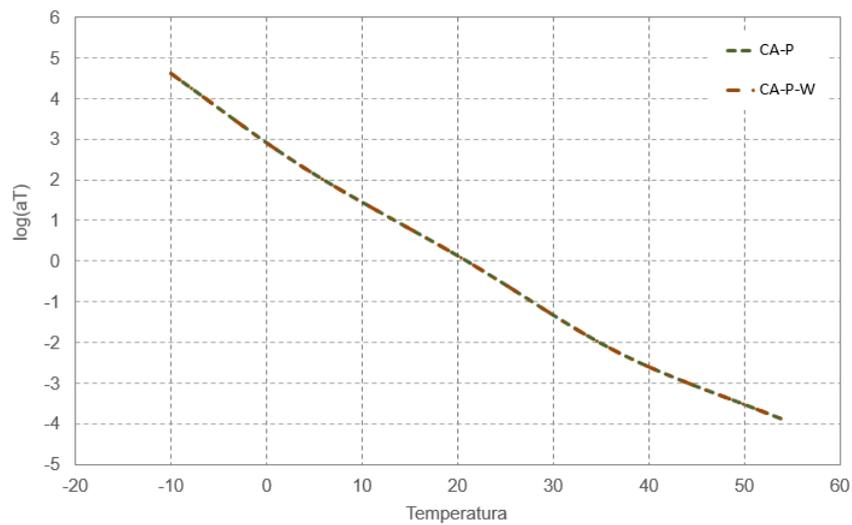


(b)

Figura 34 – (a) Curvas mestras das misturas CA-C e CA-C-W para a temperatura de referência de 20°C e (b) curva dos *shift-factors*.

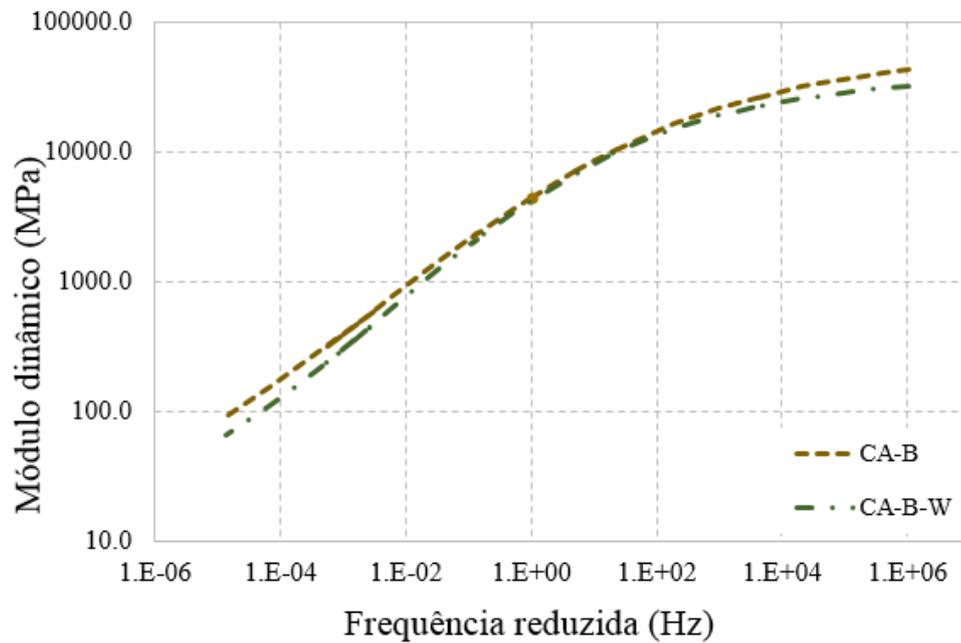


(a)

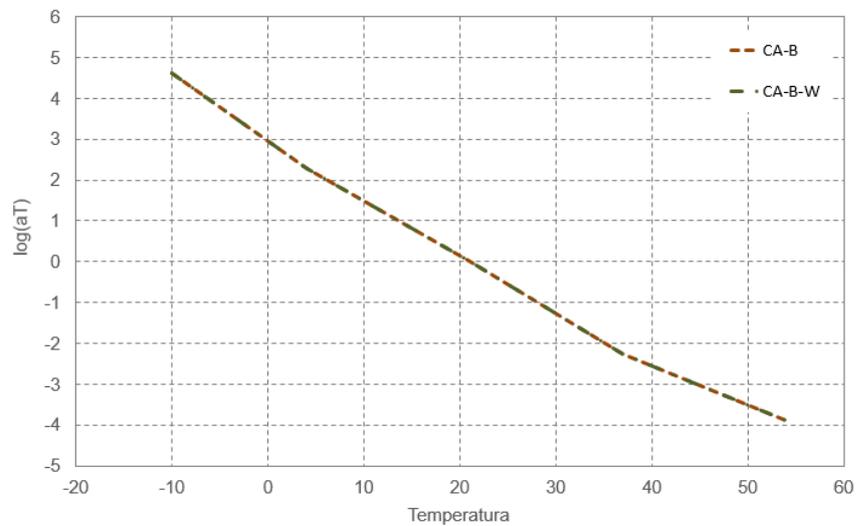


(b)

Figura 35 – (a) Curvas mestras das misturas CA-P e CA-P-W para a temperatura de referência de 20°C e (b) curvas dos *shift-factors*.



(a)



(b)

Figura 36 – (a) Curvas mestras das misturas CA-B e CA-B-W para a temperatura de referência de 20°C e (b) curvas dos *shift-factors*.

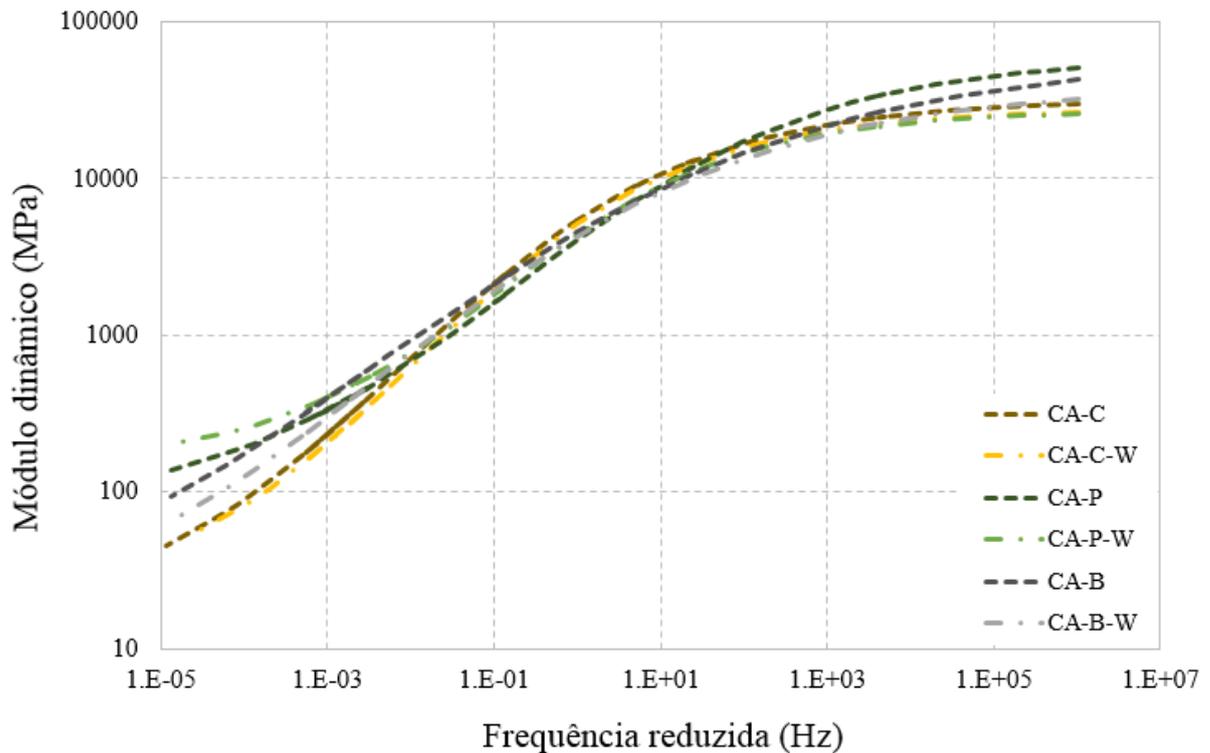


Figura 37 – Curvas mestras de módulo dinâmico de todas as misturas estudadas na temperatura de referência de 20°C

Os parâmetros obtidos nos ajustes das funções sigmoidais de todas as misturas são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Parâmetros obtidos pelo ajuste sigmoidal do módulo dinâmico.

Parâmetros	CAP 50/70		AMP 60/85		AB8	
	Quente	Morno	Quente	Morno	Quente	Morno
E_0	13.3	17.4	72.8	151.7	8.1	9.3
E_∞	31916	27769	60540	26780	60692	38838
δ	1.13	1.24	1.86	2.18	0.91	0.97
α	3.38	3.20	2.92	2.25	3.87	3.62
β	-1.22	-1.21	-0.39	-0.62	-0.89	-1.02
γ	0.59	0.63	0.54	0.70	0.38	0.45

Algumas considerações a respeito do comportamento das diferentes misturas asfálticas podem ser feitas a partir dos resultados de módulo dinâmico apresentados. As baixas frequências de carregamento estão relacionadas às deformações viscoelásticas e a ocorrência de deformações permanentes, com tempos de carregamento maiores, enquanto as frequências intermediárias e

altas estão mais relacionadas com o comportamento elástico das misturas asfálticas e do dano por fadiga.

As misturas mornas, exceto nas misturas com polímero em frequências baixas, apresentam valores de módulo dinâmico menores em relação as misturas quentes, especialmente nas misturas com ligantes modificados, devido ao menor grau de exposição dos ligantes a altas temperaturas durante a mistura e compactação, que faz com que o envelhecimento do mesmo acelere. Assim, as misturas asfálticas com aditivo surfactante têm a fase elástica alterada, o que também foi percebido no trabalho de Mensch (2017), nas análises do plano Cole-Cole. Os valores de E_{∞} , apresentados na Tabela 9, também são sempre maiores para as misturas quentes, mostrando uma maior rigidez destas misturas em condições de temperaturas baixas e/ou frequências elevadas.

Em frequências intermediárias, nas quais normalmente são realizados os ensaios de fadiga, as misturas quentes e mornas não apresentam variação significativa no módulo dinâmico, o que poderia fazer com que o comportamento à fadiga destas misturas fosse semelhante em condições de ensaio iguais, porém isto não foi observado neste trabalho, conforme descrito nas análises de fadiga.

Como parte do protocolo de análise do modelo S-VECD, a parcela do módulo dinâmico correspondente ao módulo de armazenamento foi interconvertido para módulo de relaxação, utilizando as séries de Prony. Para isto, primeiramente, os valores de E' de cada mistura foram ajustados pela função sigmoideal da equação (19). Os parâmetros da regressão são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Parâmetros obtidos pelo ajuste sigmoideal do módulo de armazenamento.

Parâmetros	CAP 50/70		AMP 60/85		AB8	
	Quente	Morno	Quente	Morno	Quente	Morno
max E'	2.27E+07	2.26E+07	2.22E+07	2.22E+07	2.13E+07	2.13E+07
k	4.35	4.44	5.08	5.08	4.54	4.38
δ	-1.32	-1.17	-0.79	-0.79	-1.19	-1.14
γ	-0.69	-0.71	-0.75	-0.75	-0.62	-0.66

Após a regressão sigmoideal, foram feitos os ajustes das séries de Prony para o E' e para o módulo de relaxação, através do método da colocação. As séries foram descritas com 17 termos,

variando os tempos de relaxação entre 2×10^8 e 2×10^{-8} em intervalos de uma década. Os ajustes para ρ_i e E_i são apresentados no Apêndice A.

4.2 ENSAIOS DE TRAÇÃO DIRETA MONOTÔNICOS

Com o objetivo de validar o sistema de colagem proposto e o aparato projetado nesta pesquisa, para ensaios de tração direta, foram realizados ensaios monotônicos com deslocamento constante do atuador da prensa em três taxas diferentes de deformação, 1%/min., 2%/min. e 3%/min., que correspondem a deslocamentos de 0,13 cm/min., 0,26 cm/min. e 0,39 cm/min., respectivamente. Foram ensaiadas as misturas CA-C-W, CA-P, CA-P-W e CA-B, os resultados são apresentados nas Figuras 38, 39, 40 e 41.

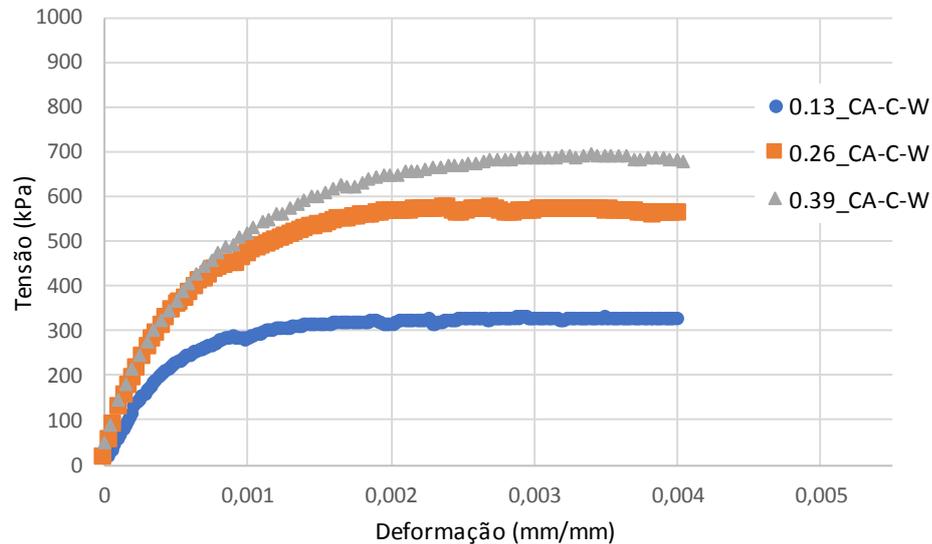


Figura 38 – Ensaio de tração direta monotônico - mistura CA-C-W

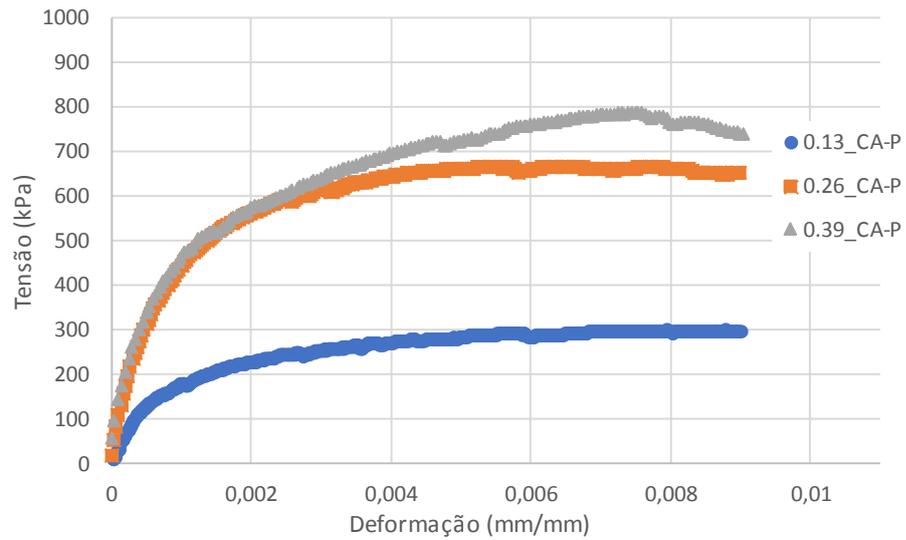


Figura 39 – Ensaio de tração direta monotônico - mistura CA-P

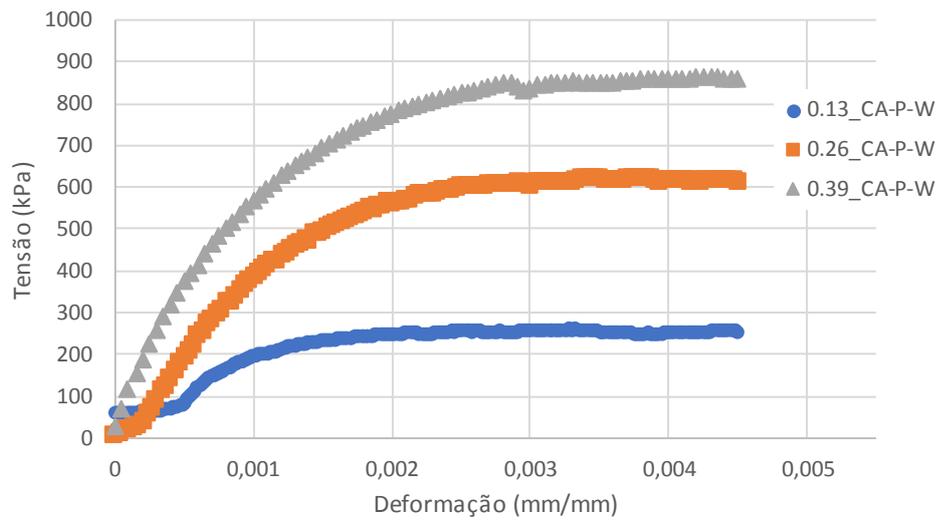


Figura 40 – Ensaio de tração direta monotônico - mistura CA-P-W

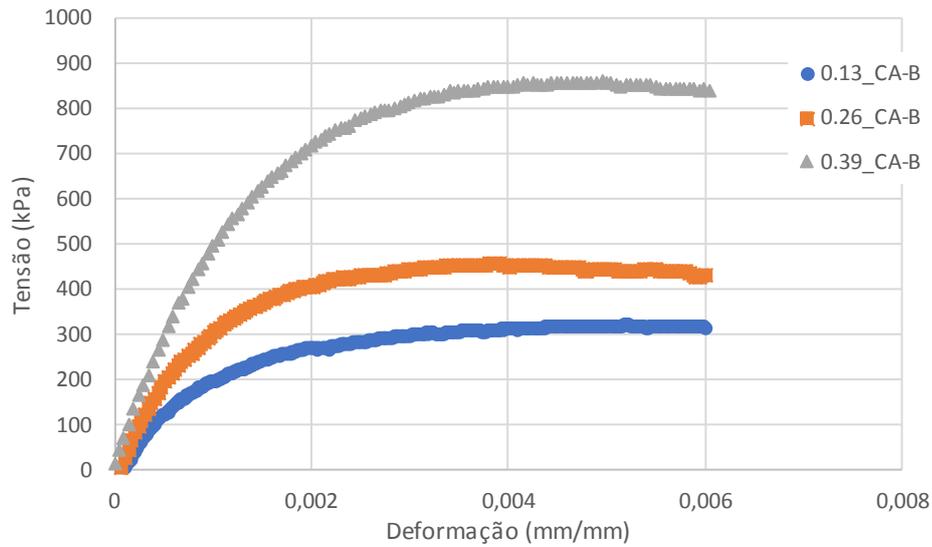


Figura 41 – Ensaio de tração direta monotônico - mistura CA-B

Através dos resultados obtidos, pode-se observar uma maior resistência à tração nas velocidades de carregamento maiores, o que já era esperado devido à natureza viscoelástica das misturas asfálticas (BERNUCCI *et al.*, 2008). A Tabela 11 apresenta os valores de pico das curvas tensão vs deformação para as misturas analisadas, nas diferentes velocidades.

Tabela 11 – Resultados de resistência à tração

Mistura	Resistência à Tração (kPa)		
	0.13 cm/min	0.26 cm/min	0.39 cm/min
CA-C-W	330.17	573.24	694.46
CA-P	297.87	666.7	786.31
CA-P-W	260.33	619.93	863.41
CA-B	320.17	455.58	859.91

A mistura CA-P apresenta resistência à tração maior que a CA-P-W para taxas de carregamento menores (0,13 cm/min e 0,26 cm/min), devido à maior rigidez desta mistura, causada pela maior exposição do ligante a temperaturas elevadas no momento da mistura e compactação.

Também pode-se observar que a mistura com ligante convencional (CA-C) rompeu com o menor nível de deformação. As misturas com ligantes modificados rompem com níveis de deformações maiores, sendo a mistura quente com polímero a que apresentou o maior nível de

deformação na ruptura, cerca de 8500 microdeformações para a taxa de carregamento mais baixa.

Salienta-se que os resultados foram obtidos para apenas uma amostra de cada mistura, em cada uma das velocidades de carregamento, podendo ser discutível a representatividade dos mesmos, sendo necessários mais ensaios para maior confiabilidade dos resultados.

Durante a validação do equipamento no estágio inicial de ensaios, optou-se por fazer a coleta de dados em uma frequência de 2 pontos/segundo. Isto permite uma mais rápida avaliação dos resultados para sua consistência. No entanto, para determinação das curvas C vs S é indicado que os ensaios sejam realizados com uma coleta de pelo menos 1000 pontos/segundo. Assim, não foi possível a determinação da curva característica de dano para os ensaios monotônicos, o que não representou uma limitação a este trabalho, haja vista que os parâmetros foram determinados por meio dos ensaios cíclicos, conforme descrito no item 4.3.

4.3 CURVAS CARACTERÍSTICAS DE DANO – C vs S

As análises e geração das curvas características de dano foram realizadas com o auxílio da planilha FLEXMat, desenvolvida pela *North Carolina State University* (NCSU). As curvas foram geradas a partir de um ajuste realizado para quatro amostras de cada mistura, por meio de uma função potência (equação (12)). A Figura 42 apresenta um exemplo das quatro amostras utilizadas para a determinação da curva C vs S gerada para a mistura CA-P-W, as demais podem ser vistas no Apêndice B.

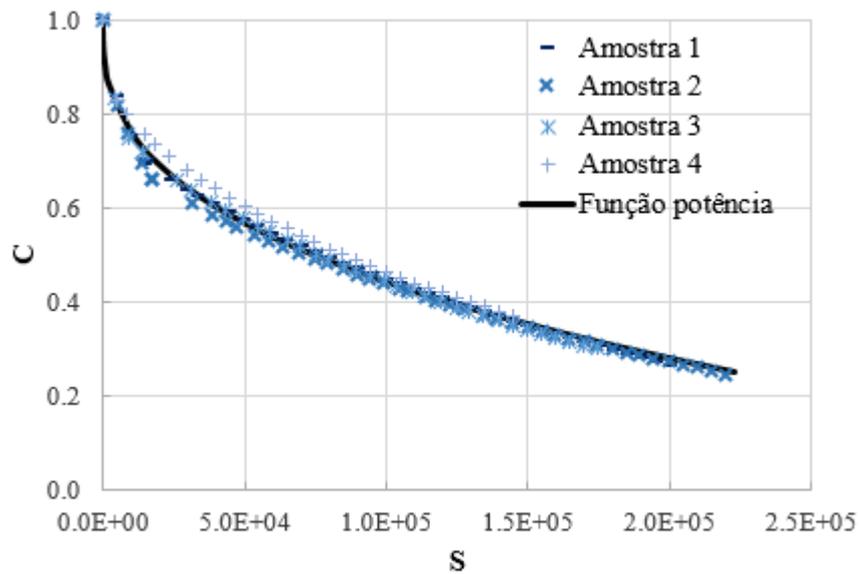


Figura 42 – Função potência ajustada para as quatro amostras ensaiadas da mistura CA-P-W, para a temperatura de 20°C.

Para as demais curvas características de dano são apresentadas as funções já ajustadas (Figuras 43, 44 e 45), para as misturas quentes e mornas com ligantes convencional, modificado por polímero e modificado com borracha, respectivamente.

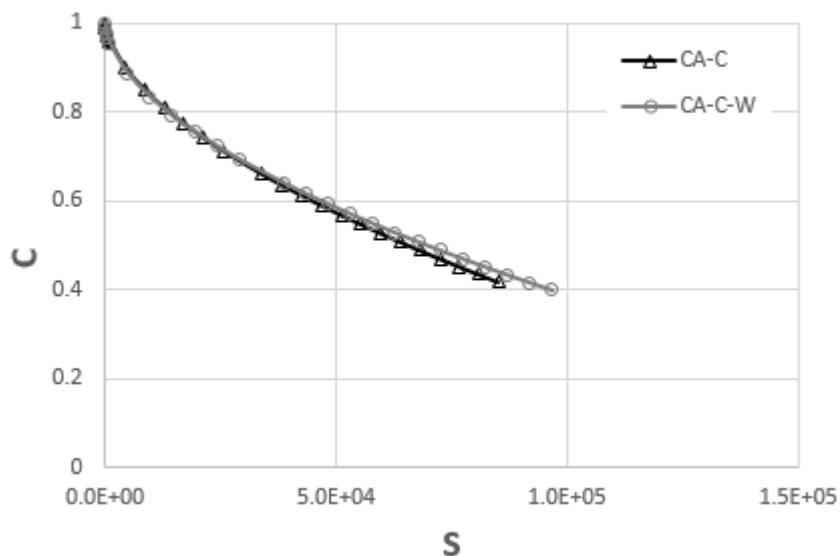


Figura 43 – Curvas características de dano para as misturas CA-C e CA-C-W, para a temperatura de 20°C.

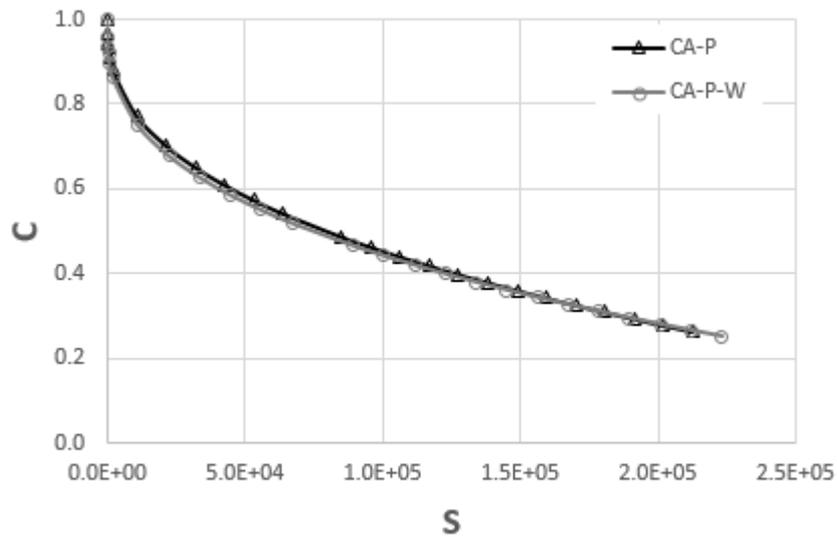


Figura 44 – Curvas características de dano para as misturas CA-P e CA-P-W, para a temperatura de 20°C.

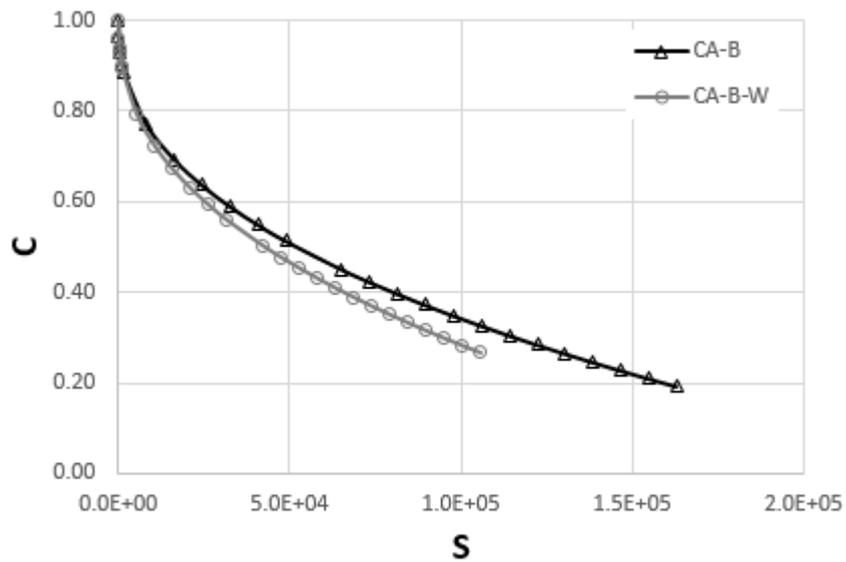


Figura 45 – Curvas características de dano para as misturas CA-B e CA-B-W, para a temperatura de 20°C.

A Figura 46 apresenta as curvas características de dano para todas as misturas estudadas neste trabalho.

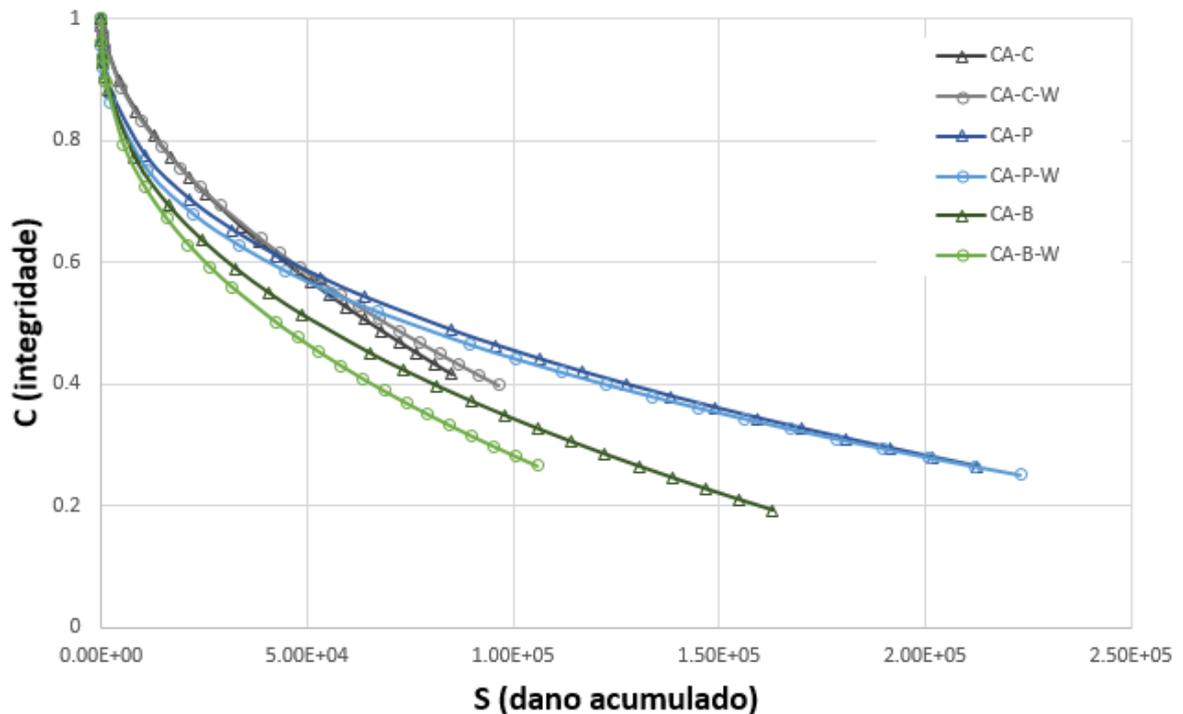


Figura 46 – Curvas características de dano de todas as misturas estudadas, para a temperatura de 20°C.

O desempenho à fadiga das misturas é melhor analisado em conjunto com as envoltórias de ruptura e com as simulações sob condições reais, porém, algumas considerações podem ser feitas diretamente das curvas características de dano.

Em geral, as curvas de dano das misturas quentes e mornas se mostram bastante similares, exceto para a mistura com asfalto borracha. As diferenças nas curvas de dano das misturas quente e morna com asfalto borracha provavelmente estão associadas ao efeito do aditivo surfactante, conforme observado nas análises do módulo dinâmico.

Ao comparar as curvas de dano das misturas com ligantes asfálticos distintos, ficam evidentes as diferenças. As misturas com ligantes convencionais rompem com maior integridade, ou seja, são menos tolerantes ao acúmulo de dano, enquanto as misturas com asfaltos modificados atingem a ruptura com menor nível de integridade.

Outra constatação é de que as misturas com asfalto borracha perdem mais a integridade para um mesmo nível de dano, o que pode ser atribuído à granulometria descontínua do material (CAO *et al.*, 2016), visto que esta mistura possui granulometria do tipo *gap-graded*, ainda assim, apresentam menor integridade no momento da ruptura. As misturas CA-P e CA-P-W

mantêm mais integridade mesmo quando submetidas à uma quantidade significativa de dano, ou seja, são mais tolerantes ao dano.

Os valores de DMR obtidos não foram os desejados, variando entre 0,7 e 0,9. Como os resultados de módulo dinâmico foram obtidos de outro trabalho, com as amostras ensaiadas com procedimento de moldagem diferente, sem corte de topo e base, e com ligantes de outros lotes, acredita-se que a diferença se deva a isto.

Os parâmetros da função potência ajustada para as curvas C vs S são apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Parâmetros de ajuste das funções potência para as curvas C vs S.

Parâmetros	Misturas asfálticas					
	CA-C	CA-C-W	CA-P	CA-P-W	CA-B	CA-B-W
C_{11}	7.61E-04	9.86E-04	5.68E-03	7.96E-03	5.38E-03	5.81E-03
C_{12}	5.85E-01	5.59E-01	3.96E-01	3.69E-01	4.15E-01	4.16E-01

Em conjunto com as curvas características de dano, foram geradas também as envoltórias de ruptura baseadas no D^R (somatório de $(1 - C)$ vs N_f) e no G^R (G^R vs N_f). Estas envoltórias devem ser lineares na escala aritmética para o D^R e na escala logarítmica para o G^R , sendo um bom indicativo da uniformidade dos ensaios. As Figuras 47, 48 e 49 apresentam as envoltórias baseadas no D^R juntamente com os valores de R^2 , para as misturas CA-C, CA-P e CA-B, respectivamente, enquanto as Figuras 50, 51 e 52 apresentam as envoltórias baseadas no G^R , para as mesmas misturas.

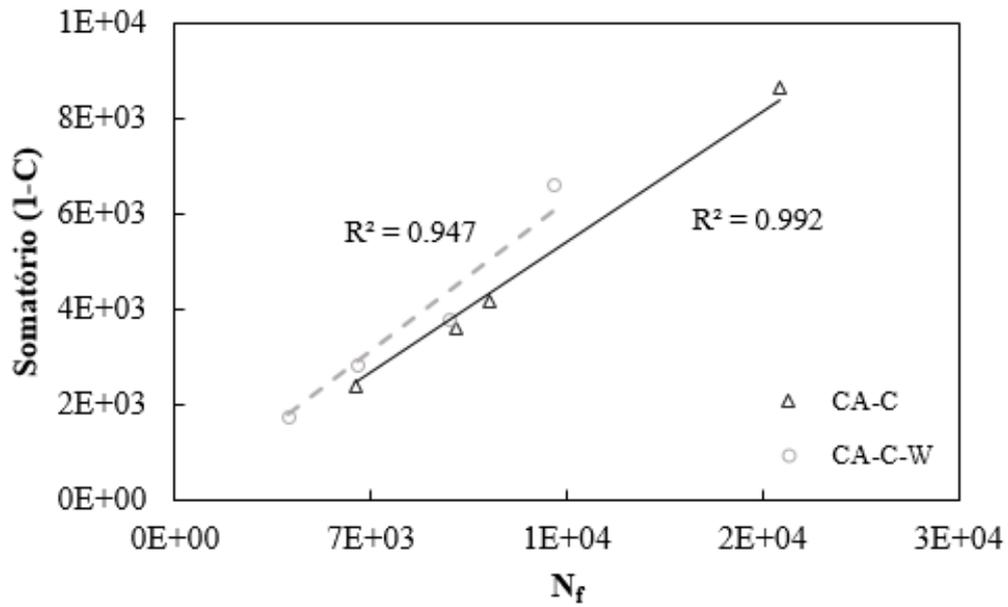


Figura 47 – Envoltórias de ruptura baseadas no D^R para as misturas com ligante convencional.

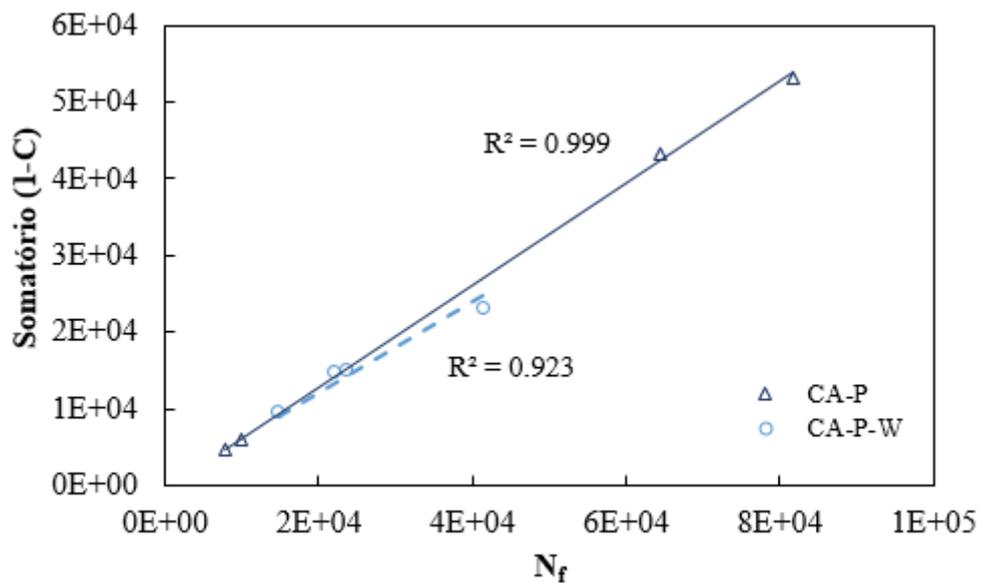


Figura 48 – Envoltórias de ruptura baseadas no D^R para as misturas com ligante modificado por polímero.

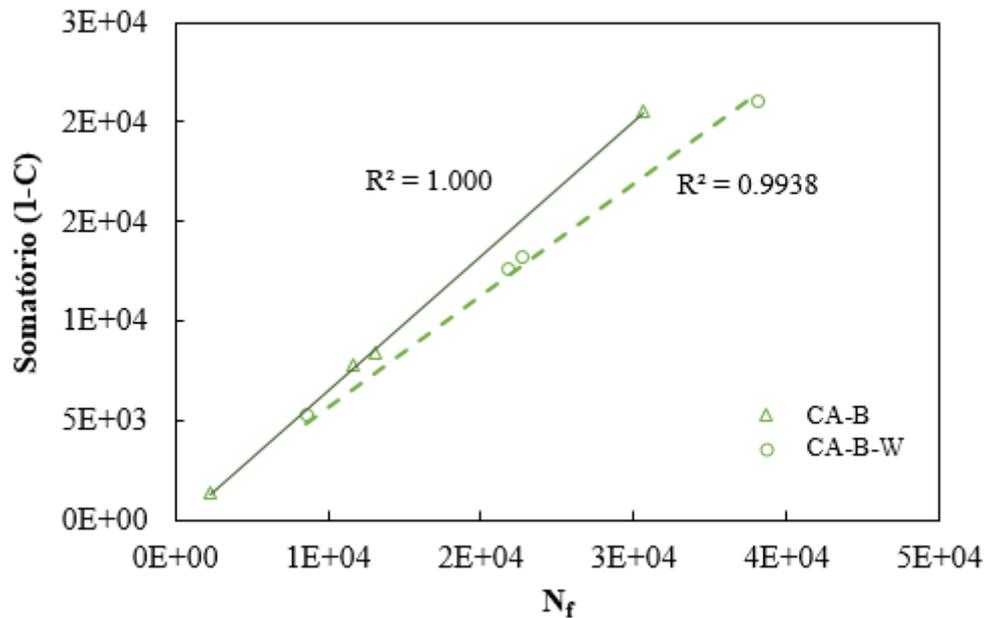


Figura 49 – Envoltórias de ruptura baseadas no D^R para as misturas com ligante modificado por borracha.

Pode-se observar que as misturas com ligantes modificados apresentaram maior inclinação da envoltória de ruptura D^R para a condição quente, já para a mistura com ligante convencional, a mistura morna apresenta maior inclinação. Um maior valor de D^R está associado à uma maior capacidade de acúmulo de dano nas misturas, ou capacidade de dissipar energia até o momento da ruptura.

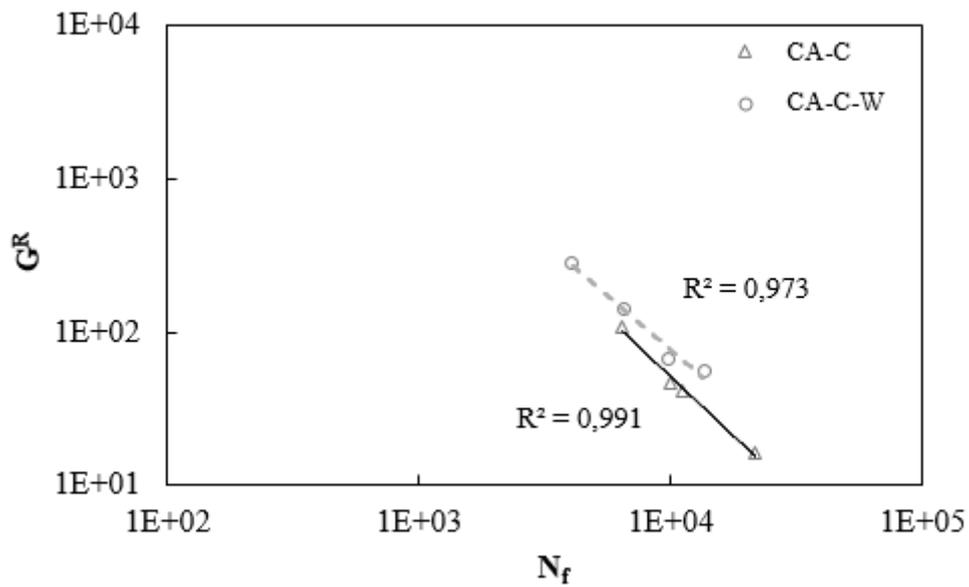


Figura 50 - Envoltórias de ruptura baseadas no G^R para as misturas com ligante convencional.

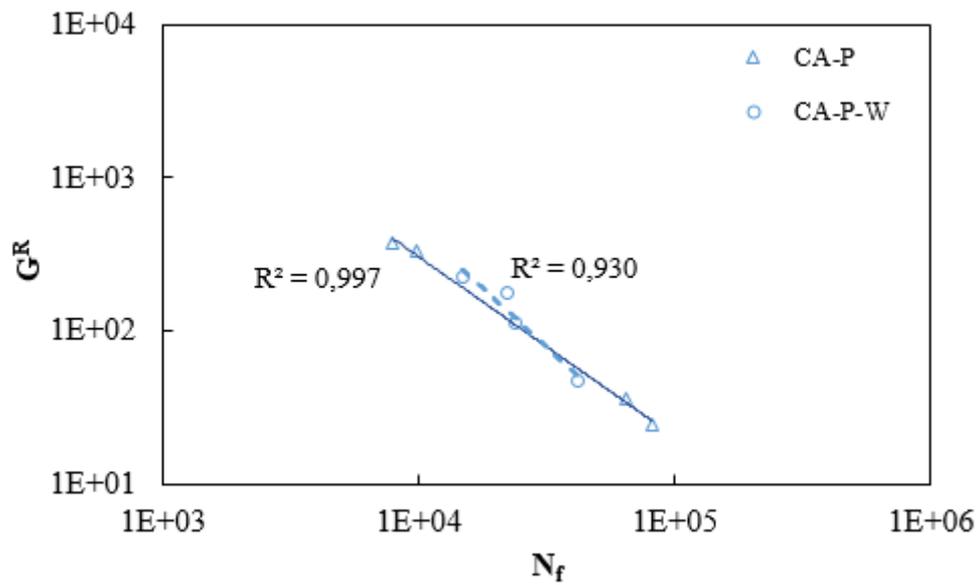


Figura 51 – Envoltórias de ruptura baseadas no G^R para as misturas com ligante modificado por polímero.

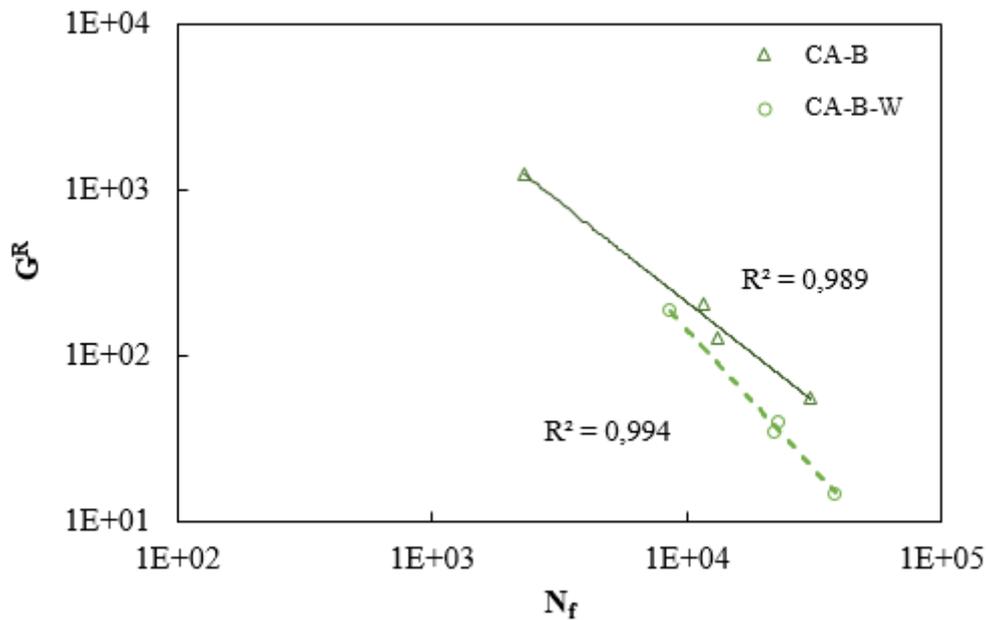


Figura 52 – Envoltórias de ruptura baseadas no G^R para as misturas com ligante modificado por borracha.

Observa-se que para as misturas com ligante convencional, a mistura morna apresenta a envoltória mais à direita e acima e com menor inclinação em relação à mistura quente, enquanto para as misturas com ligantes modificados ocorre o contrário. Misturas com melhor desempenho à fadiga apresentam envoltórias localizadas mais acima e à direita e com inclinações menores, o que significa que, para um mesmo valor de G^R , estas misturas apresentam um N_f superior (SABOURI *et al.*, 2015)

Os elevados valores de R^2 (mínimo de 0,923) obtidos tanto para as envoltórias baseadas no D^R quanto nas baseadas no G^R mostram a pequena variabilidade experimental. A análise visual da dispersão das curvas características de dano das quatro amostras utilizadas para fazer o ajuste de cada uma das misturas também permitem esta observação.

De posse das curvas C vs S e das envoltórias de ruptura é possível prever o comportamento das misturas em situações diferentes daquelas ensaiadas, possibilitando, desta forma, a previsão do dano em análises sob condições variáveis, como na simulação de um pavimento em serviço, ou também para a geração de curvas de Wöhler para situações específicas.

4.4 CURVAS DE WÖHLER

As curvas características de dano são independentes das condições de ensaio. Assim, pode-se fazer a análise inversa das curvas C vs S e obter o comportamento das misturas em condições diversas, desde que se tenha um critério de ruptura definido. As curvas de Wöhler podem ser definidas utilizando o critério do D^R ou do G^R .

Para a definição do critério de ruptura a ser utilizado para a determinação das curvas de Wöhler, primeiramente foi analisado qual dos critérios utilizados melhor descreve os resultados obtidos experimentalmente. Assim, foram plotados o número de ciclos até a ruptura em função do nível de deformação imposto obtidos experimentalmente, juntamente com os resultados simulados para o mesmo nível de deformação utilizando as envoltórias de ruptura do D^R e do G^R . As Figuras 53 e 54 apresentam estes resultados utilizando o D^R e o G^R , respectivamente, onde os marcadores representam os dados experimentais, enquanto as linhas plotadas de mesma cor representam os dados simulados.

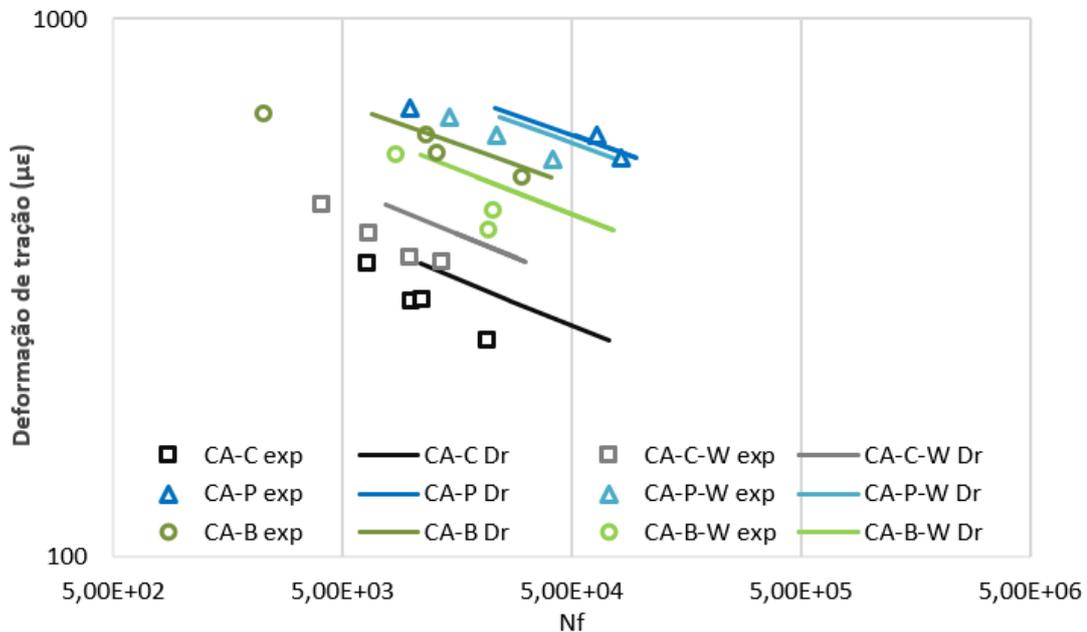


Figura 53 – Comparação dos dados experimentais com os dados simulados utilizando o critério de ruptura do D^R .

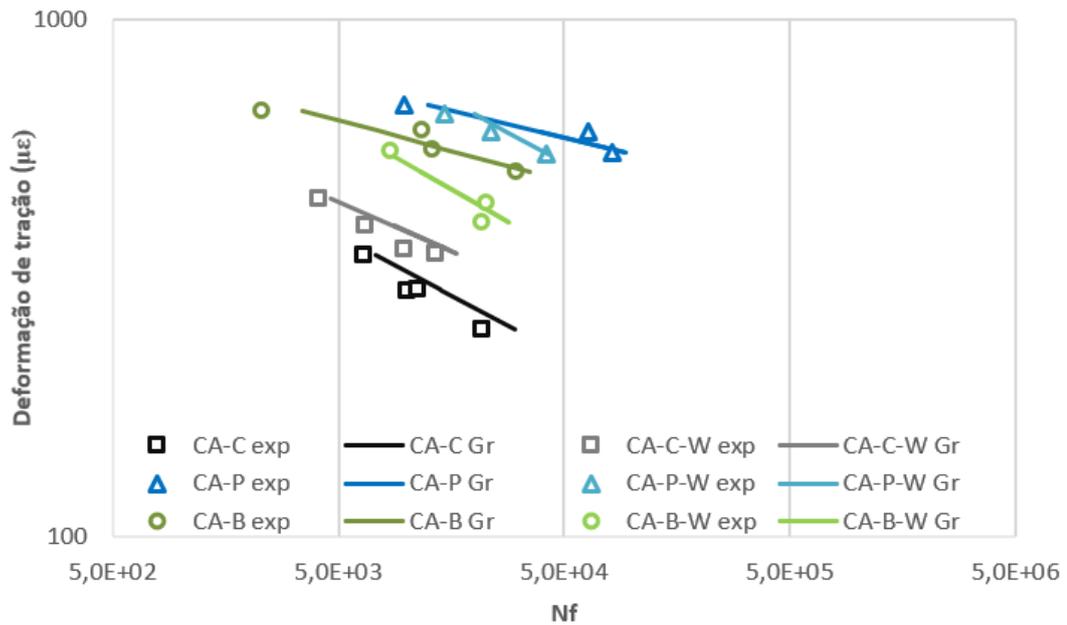


Figura 54 – Comparação dos dados experimentais com os dados simulados utilizando o critério de ruptura do G^R .

Como pode ser observado visualmente nas Figuras 53 e 54, o critério do G^R apresenta uma melhor previsão dos ensaios realizados neste trabalho. Desta forma, para a geração das curvas de Wöhler adotou-se este critério de ruptura. As curvas de Wöhler (ϵ_t vs N_f), foram então geradas para as temperaturas de 15°C, 20°C e 25°C (Figuras 55, 56 e 57, respectivamente). Os níveis de deformação apresentados variam de 200 $\mu\epsilon$ à 400 $\mu\epsilon$, em intervalos de 50 $\mu\epsilon$.

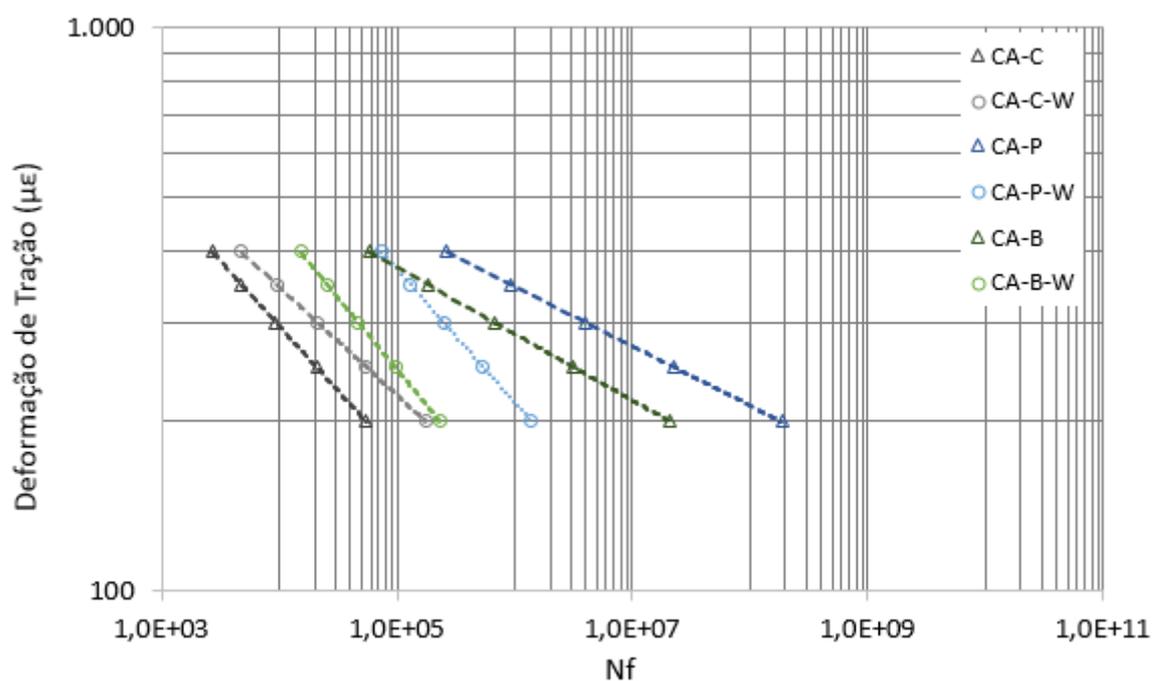


Figura 55 – Curvas de Wöhler para temperatura de 15°C.

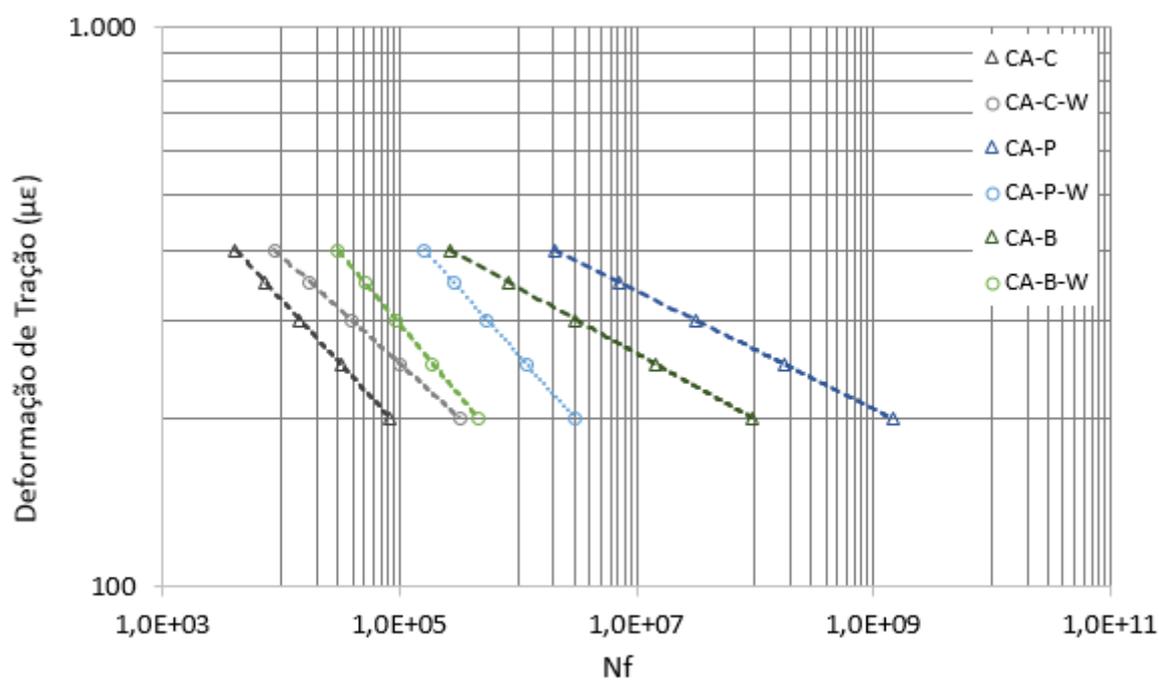


Figura 56 – Curvas de Wöhler para temperatura de 20°C.

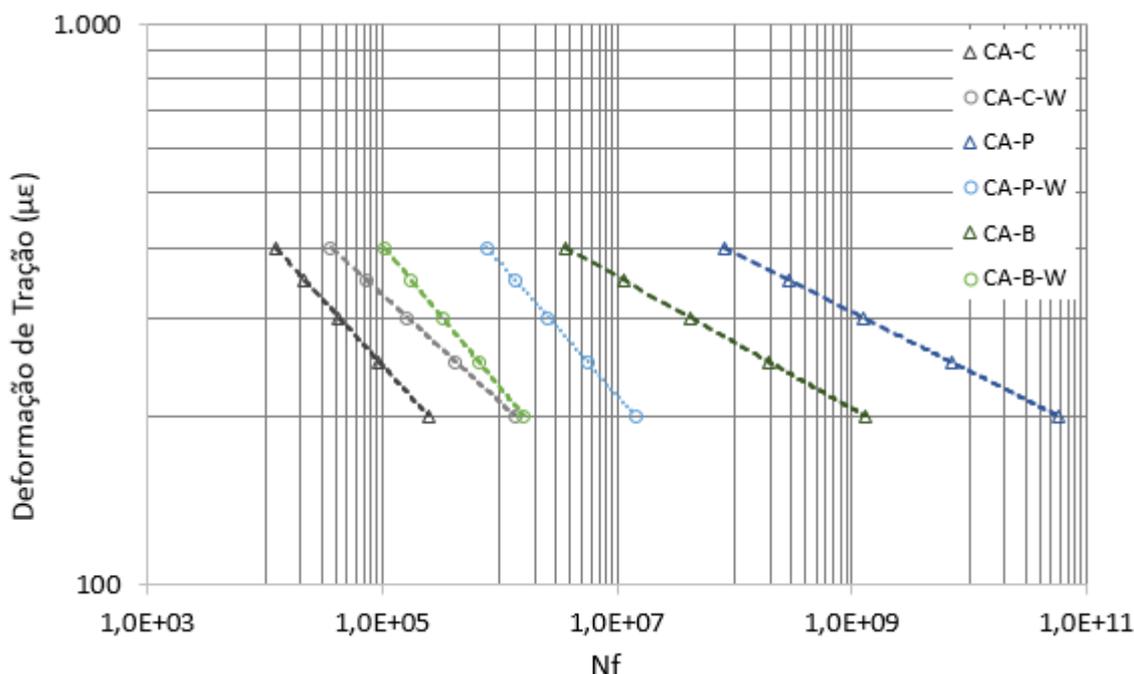


Figura 57 – Curvas de Wöhler para temperatura de 25°C.

Analisando as curvas de Wöhler, para as temperaturas de 20°C e 25°C e níveis de deformação apresentados, a mistura quente com ligante modificado por polímero (CA-P) apresenta o melhor comportamento à fadiga, seguido da mistura quente com asfalto borracha (CA-B). Após estas misturas quentes, o melhor comportamento é o da mistura morna com asfalto polímero (CA-P-W) e após a mistura morna com borracha (CA-B-W), sendo as piores respostas as das misturas com ligante convencional. Cabe observar que nas misturas com ligante convencional a mistura morna (CA-C-W) apresenta maior vida de fadiga que a quente (CA-C), comportamento contrário ao das misturas com asfaltos modificados.

No entanto, como as curvas apresentam inclinações diferentes, ao fazer a extrapolação dos resultados observa-se que para níveis de deformação maiores a mistura morna com asfalto polímero tende a apresentar melhor comportamento que a mistura quente com asfalto borracha, principalmente nas temperaturas mais baixas, onde as misturas apresentam maior rigidez, que no caso de ensaios com deformação controlada, representam maiores tensões impostas nas amostras para que atinjam o mesmo nível de deformação. Também pode-se notar que, em níveis de deformações menores, a mistura morna com ligante convencional pode ter maior vida de fadiga que a mistura morna com asfalto borracha.

Na temperatura de 20°C, as misturas com ligantes modificados por polímero mornas submetidas à deformação controlada de 200 $\mu\epsilon$ apresentam a vida de fadiga semelhante à da mistura com polímero quente submetida ao dobro da deformação, 400 $\mu\epsilon$. O mesmo ocorre para as misturas com asfalto modificado por borracha. Nas misturas com ligante convencional a diferença entre morna e quente não é tão grande, a mistura morna submetida à deformação de 400 $\mu\epsilon$ apresenta vida de fadiga semelhante à mistura quente submetida à deformação de 337 $\mu\epsilon$. Do ponto de vista prático, isto significa dizer que as camadas de concreto asfáltico produzidas com misturas asfálticas quentes ou mornas poderiam ter espessuras diferentes, para um mesmo tráfego atuante e considerando apenas o fenômeno de fadiga.

O efeito do aditivo surfactante não apresenta um padrão entre as diferentes misturas, tendo este efeito se manifestado como benéfico, do ponto de vista da vida de fadiga, na mistura com ligante convencional, enquanto nas misturas com asfaltos modificados o efeito foi contrário. Quanto mais alta a temperatura de análise, maior é a diferença do comportamento entre as misturas quentes e mornas.

Outra observação que pode ser feita é que, conforme descrito anteriormente, a consideração empírica de que a ruptura para qualquer mistura asfáltica se dá quando a queda do módulo atinge 50%, se mostra inconsistente ao utilizar os critérios de ruptura do G^R e do D^R , uma vez que as misturas testadas neste trabalho apresentam a ruptura com diferentes porcentagens de redução de módulo. Todas as misturas atingiram a ruptura com queda superior a 50%. As misturas com ligante convencional atingiram a ruptura com quedas menores, comparadas as misturas com ligantes modificados. A Tabela 13 apresenta as porcentagens de redução média do módulo para cada mistura asfáltica testada.

Tabela 13 – Porcentagem de redução do módulo no momento da ruptura.

Mistura	CA-C	CA-C-W	CA-P	CA-P-W	CA-B	CA-B-W
Queda de módulo na ruptura (%)	54.99%	57.12%	63.32%	63.36%	63.21%	61.01%

A partir destes dados pode-se dizer que as misturas com ligantes modificados possuem maior capacidade de acumular dano até que rompam, comparadas as misturas com ligante convencional, mesma tendência apresentada nas curvas características de dano e nas envoltórias

de ruptura. Nos ensaios monotônicos já foi possível observar a ruptura das misturas com ligantes modificados em níveis maiores de deformação.

As curvas de Wöhler aqui apresentadas contemplam três temperaturas distintas, cinco níveis de deformação e seis tipos de misturas. Considerando que, em ensaios convencionais, deveriam ser ensaiadas pelo menos duas amostras por nível de deformação e temperatura, isto totalizaria 180 amostras (3 temperaturas x 5 níveis de deformação x 6 misturas x 2 amostras = 180 ensaios), o que demandaria, de acordo com a experiência do autor, cerca de 200 dias ininterruptos de ensaios como o de tração sob compressão diametral. Com o modelo S-VECD, cada mistura asfáltica demanda cerca de 3 dias para a caracterização completa, tornando possível gerar curvas de Wöhler para qualquer condição, desde que dentro do leque de temperaturas no qual foram realizados os ensaios de módulo dinâmico.

4.5 SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DAS MISTURAS EM UMA ESTRUTURA DE PAVIMENTO

O comportamento das misturas quando em uma estrutura de pavimento, submetidas ao carregamento do tráfego, foi simulado através do *software* FLEXPave 1.0^{ALPHA} (também conhecido como *Layered ViscoElastic Analysis for Critical Distresses – LVECD*), também cedido pela NCSU. Este *software* utiliza análises viscoelásticas lineares com dano, se baseando nos dados do modelo S-VECD, para simular a resposta do pavimento sob ação das condições climáticas e das cargas de natureza dinâmica impostas pelo tráfego. O FLEXPave foi desenvolvido pela NCSU juntamente ao FHWA (*Federal Highway Administration*), e serve de base para o “*Performance-Related Specifications for Hot-Mix Asphalt*” (HMA-PRS) (NASCIMENTO, 2015). Maiores detalhes a respeito do funcionamento do software podem ser encontrados em Eslaminia *et al.* (2012).

O LVECD já foi utilizado por diversos autores, sendo validado através de observações de campo, apresentando boa capacidade de previsão (PARK, 2013; NASCIMENTO, 2015). A função de transferência entre dano simulado e área trincada em campo, calibrada por Nascimento (2015) foi realizada utilizando este *software*.

As simulações foram realizadas considerando a construção de uma estrutura de pavimento nova, simulando um período de 10 anos. As análises foram feitas em relação ao dano gerado

pelo trincamento por fadiga, não sendo analisadas outras patologias, como por exemplo, a deformação permanente ao longo do tempo, que não faz parte do escopo deste trabalho.

Para a parametrização do *software* utilizou-se uma estrutura convencional de pavimento com camada de revestimento de 12,5 cm de CA, base de brita graduada com 15 cm e módulo de 250 MPa, sub-base granular com 20 cm e módulo de 150 MPa e subleito com módulo de 50 MPa, sendo esta estrutura única para todas as análises, variando apenas as características das misturas asfálticas, afim de permitir a comparação entre elas (Figura 58). Foram realizadas simulações adotando os critérios de ruptura do D^R e do G^R . Os dados do concreto asfáltico utilizados pelo *software* para as análises de trincamento por fadiga são a caracterização linear viscoelástica, com os termos da série de Prony ajustada, e os dados de dano da mistura obtidas nos ensaios, com os parâmetros C_{11} e C_{12} de ajuste das curvas $C \times S$ por uma função potência (equação (12)). O *software* ainda permite que estes dados das misturas sejam exportados diretamente da planilha de análise das curvas características de dano (FLEXMat).

The screenshot displays the software interface for pavement design. It is divided into several sections:

- General Information:** Structure Name: Flexible 4-Layer Pavement; Pavement/Lane Width (m): 3.6. Buttons: Add Layer, Remove Layer, Move Layer.
- Layer Properties:** Layer: AC; Thickness (cm): 12.5; Material Type: Asphalt Concrete; Specific Gravity (optional): 2.5; Expansion Co. (1/C): 0.00005. Radio buttons for GR Based Criterion and DR Based Criterion.
- Strength/Modulus:** A table with columns for Poisson's Ratio, E (KPa), Ref. Temp. (C), Shift Factor a1, Shift Factor a2, Shift Factor a3, Alpha, C11, C12, Initial C, and DR.
- Subgrade Properties:** A table with columns for Ti (sec) and Ei (KPa).
- Notes:** A yellow box contains the text: "Please note that FlexPAVE 1.0 uses the power function with the C11 and C12 coefficients to define damage characteristic curve instead of an exponential function."

Property	Value
Poisson's Ratio	0.3000
E (KPa)	3.0941e+04
Ref. Temp. (C)	20
Shift Factor a1	0.0017
Shift Factor a2	-0.2243
Shift Factor a3	3.8153
Alpha	3.0200
C11	0.0054
C12	0.4240
Initial C	0.8000
DR	0.5800

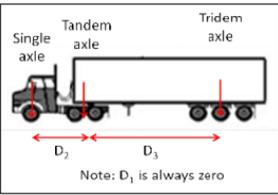
Ti (sec)	Ei (KPa)
1	200000000 1.3122e+03
2	20000000 1.1173e+03
3	2000000 2.8663e+03
4	200000 6.3417e+03
5	20000 1.5368e+04
6	2000 4.1897e+04
7	200 1.3442e+05
8	20 4.8605e+05

Figura 58 – Tela do *software* com os dados da estrutura do pavimento e características da mistura asfáltica.

Em relação ao tráfego, foi determinado um número de passagens do eixo-padrão de cerca de 5×10^7 repetições ao longo de 10 anos. O tráfego foi considerado igualmente distribuído ao longo das horas do dia e ao longo dos meses do ano, como o software considera carregamentos dinâmicos, a velocidade foi determinada como 80 km/h (Figura 59).

General Information Design Structure Climate Information Traffic Analysis and Results Options

Design Vehicle Information



Choose a Vehicle:

	Axle Type	Wheel Type	Distance (m)	Axle Load (KN)
1	<input type="checkbox"/> Single Axle	<input type="checkbox"/> Dual Tires	0	80

Design Velocity (m/s):

Traffic Information

Daily ESAL: Growth Type: Growth Rate (%):

Lane Distribution Factor:

Monthly Adjustment Factor

	MAF
January	1
February	1
March	1
April	1
May	1
June	1
July	1
August	1
September	1
October	1
November	1
December	1

Hourly Truck Distribution (%)

	HTD
Midnight	4.1667
1:00 AM	4.1667
2:00 AM	4.1667
3:00 AM	4.1667
4:00 AM	4.1667
5:00 AM	4.1667
6:00 AM	4.1667
7:00 AM	4.1667
8:00 AM	4.1667
9:00 AM	4.1667
10:00 AM	4.1667
11:00 AM	4.1667
Noon	4.1667
1:00 PM	4.1667
2:00 PM	4.1667
3:00 PM	4.1667
4:00 PM	4.1667
5:00 PM	4.1667
6:00 PM	4.1667
7:00 PM	4.1667

Figura 59 – Tela do *software* com os dados de tráfego.

Em relação aos dados climáticos, o *software* possui um banco com dados de temperatura ao longo da profundidade e para todos os dias de um ano, separados de hora em hora, de diversas cidades norte americanas. Procurou-se empregar dados climáticos semelhantes à região de Porto Alegre/RS, assim, de acordo com um estudo realizado por Brito e Heller (2017), a cidade nos Estados Unidos com dados de clima com maior semelhança com a cidade de Porto Alegre, é a cidade de Savannah, no estado da Geórgia, portanto, utilizou-se os dados climáticos desta cidade (Figura 60).

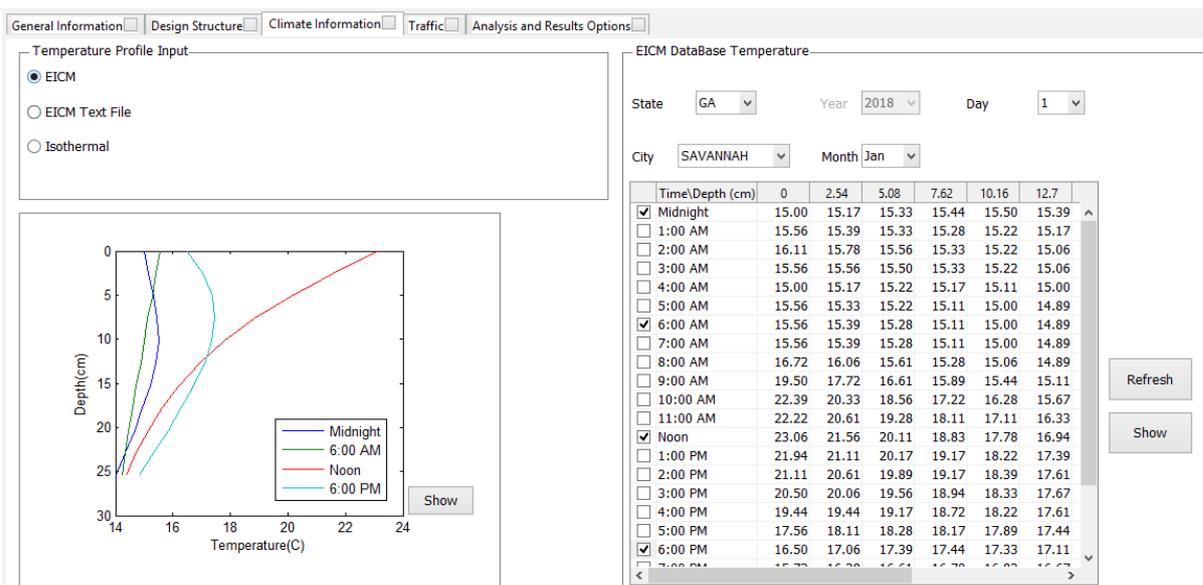


Figura 60 – Tela do *software* com os dados climáticos utilizados nas análises.

Primeiramente, foi analisado o dano médio acumulado (N/N_f) em toda a espessura da camada asfáltica, na região abaixo de uma das rodas. Uma malha com 110 pontos foi utilizada (Figura 61), contendo 10 pontos distribuídos por 32,85 cm na horizontal, a partir do centro entre as duas rodas, e 11 pontos na vertical, distribuídos igualmente ao longo da espessura da camada de concreto asfáltico. Esta mesma malha foi utilizada para o cálculo do dano médio acumulado nos trabalhos de Nascimento (2015) e Fritzen (2016).

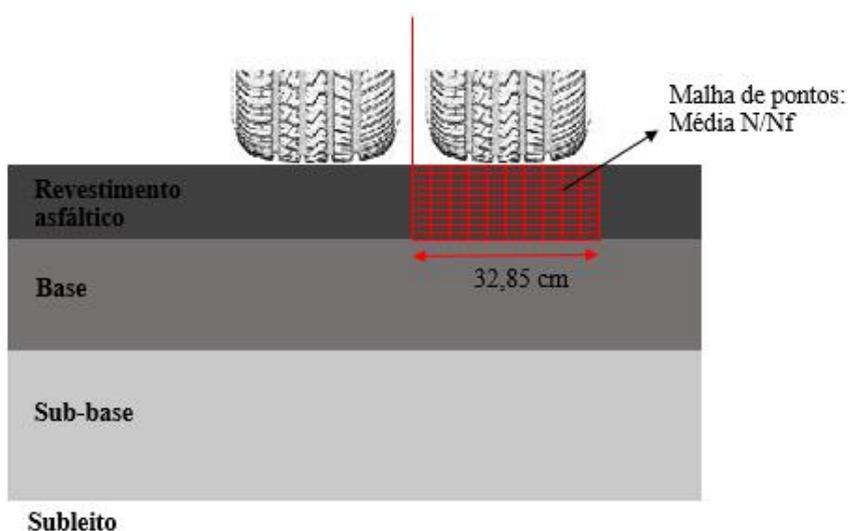


Figura 61 – Esquema da malha de pontos utilizada para determinação do dano médio acumulado na camada de revestimento.

A partir destas análises, foram gerados gráficos com a evolução dos danos médios acumulados (N/N_f) na malha de pontos, calculados pela Lei de Miner, para todas as misturas ao longo do horizonte de projeto (Figura 62 para o D^R e Figura 63 para o G^R), permitindo observar a variação do comportamento entre as diferentes misturas quando inseridas na mesma estrutura e submetidas às mesmas condições climáticas e de tráfego.

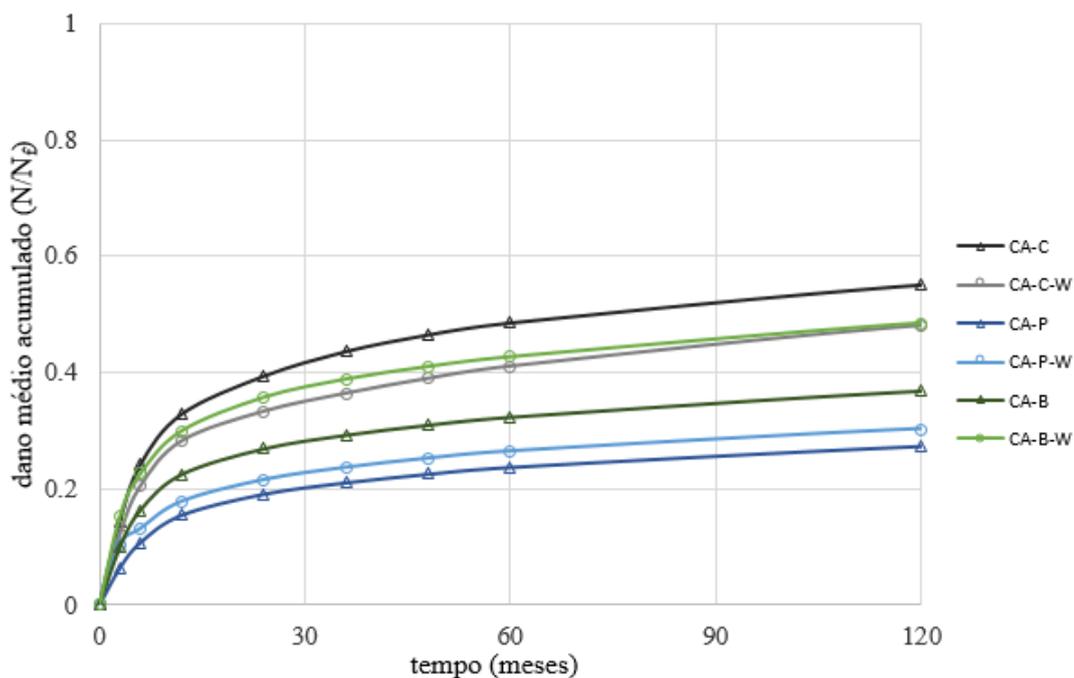


Figura 62 – Dano médio acumulado ao longo do tempo para a malha de pontos definida, utilizando o critério de ruptura do D^R .

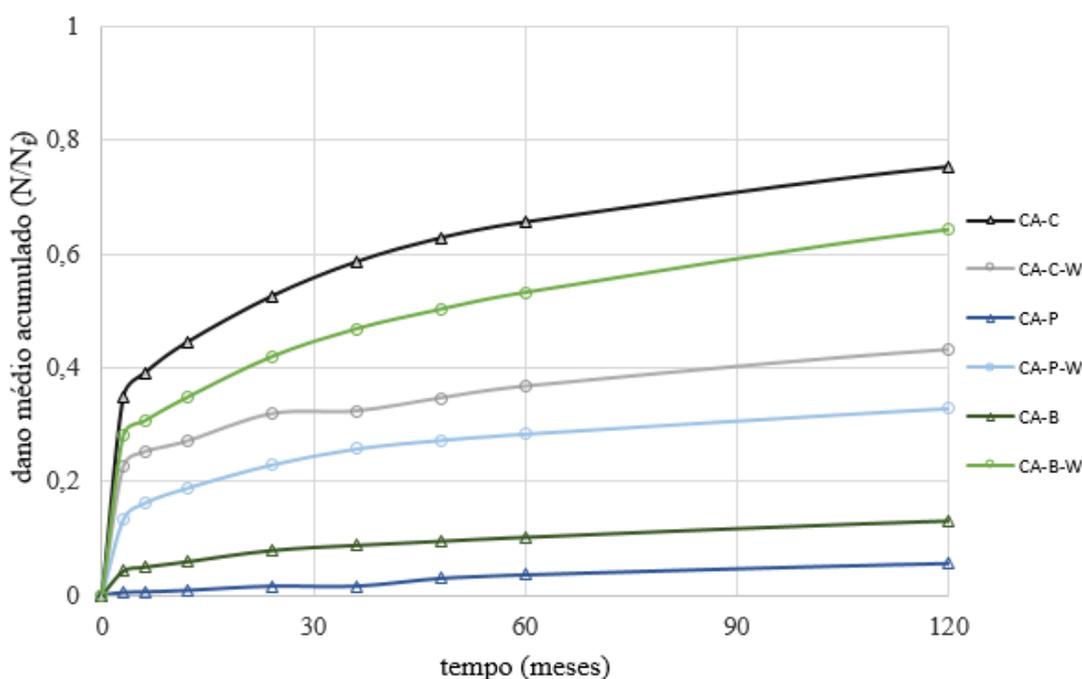


Figura 63 – Dano médio acumulado ao longo do tempo para a malha de pontos definida, utilizando o critério de ruptura do G^R .

A primeira observação a se fazer é de que os dois critérios de ruptura adotados levam a resultados significativamente diferentes. Nos resultados de dano acumulado ao longo do tempo, utilizando o critério de ruptura do D^R , os comportamentos de todas as misturas são mais aproximados, enquanto nos resultados utilizando o G^R a diferença é mais elevada.

As misturas quentes modificadas por polímero apresentam o melhor desempenho nas simulações, da mesma forma que nas curvas de Wöhler, para ambos os critérios de ruptura adotados, enquanto a mistura quente com ligante convencional apresenta o pior desempenho. Além das diferenças quantitativas no comportamento entre as misturas ao utilizar estes diferentes critérios, o *ranking* de comportamento também é alterado. Ao utilizar o critério do G^R a mistura quente com asfalto borracha (CA-B) apresenta desempenho superior à mistura morna com polímero (CA-P-W), enquanto ao utilizar o D^R o desempenho destas duas misturas se inverte. Outra diferença nos desempenhos ao utilizar estes dois critérios é entre as misturas CA-C-W e CA-B-W, que para o D^R apresentam praticamente o mesmo nível de dano, e para o G^R a mistura CA-B-W sofre mais dano. Como o G^R apresentou uma melhor descrição dos resultados experimentais obtidos neste trabalho, ao fazer as previsões, os resultados obtidos para este critério são mais confiáveis.

Ao comparar os resultados de dano obtidos para o G^R com as curvas de Wöhler, também geradas para este critério, observa-se que as curvas de dano seguem a mesma tendência, levando a concluir que o nível de deformação no revestimento é inferior a $200 \mu\epsilon$, para estrutura de pavimento proposta para esta análise, uma vez que abaixo deste nível de deformação o desempenho da mistura CA-C-W é superior ao da mistura CA-B-W.

Ao analisar estes dados juntamente com as curvas de Wöhler percebe-se a importância da análise das misturas asfálticas juntamente com o contexto climático e de tráfego em que estarão inseridas. Por exemplo, a mistura CA-B-W apresenta resultado superior à mistura CA-C-W a nível de análise de mistura, com as curvas de Wöhler, devido aos níveis de deformação avaliados, porém, quando inseridas em um contexto de variação climática e deformação gerada pelo carregamento do tráfego, a mistura CA-C-W apresenta desempenho superior.

O aditivo surfactante melhorou o desempenho à fadiga da mistura com ligante convencional, mas apresentou um desempenho inferior nas misturas com ligantes modificados. Este mesmo comportamento foi constatado no trabalho de Mensch (2017), onde foram analisadas as mesmas misturas estudadas aqui.

As misturas estudadas, apesar de solicitadas pelo mesmo tráfego, são submetidas a níveis de deformação diferentes, dependendo de quão maior ou menor é sua rigidez. Além disto, a maneira como o dano evolui para cada mistura também influencia na queda da rigidez dos materiais ao longo do tempo.

Cabe ressaltar que, no momento do projeto, o dimensionamento de toda a estrutura deve levar em conta as características da mistura asfáltica da camada de revestimento para uma adequada compatibilização. Neste trabalho a estrutura foi mantida, independente das características do revestimento.

Para uma melhor ilustração do dano (N/N_f) nas camadas asfálticas, foram gerados gráficos do tipo *contour*, em função da profundidade e posição de passagem do eixo padrão, para 12 meses, 36 meses, 60 meses e 120 meses após a abertura ao tráfego, para todas as misturas utilizando ambos os critérios de ruptura, D^R (Figuras 64 à 69) e G^R (Figuras 70 à 75). As cores mais quentes (vermelho) representam áreas totalmente danificadas ($N/N_f = 1$), enquanto as mais frias (azul) representam áreas sem dano ($N/N_f = 0$), conforme escala apresentada abaixo dos *contours* de cada mistura.

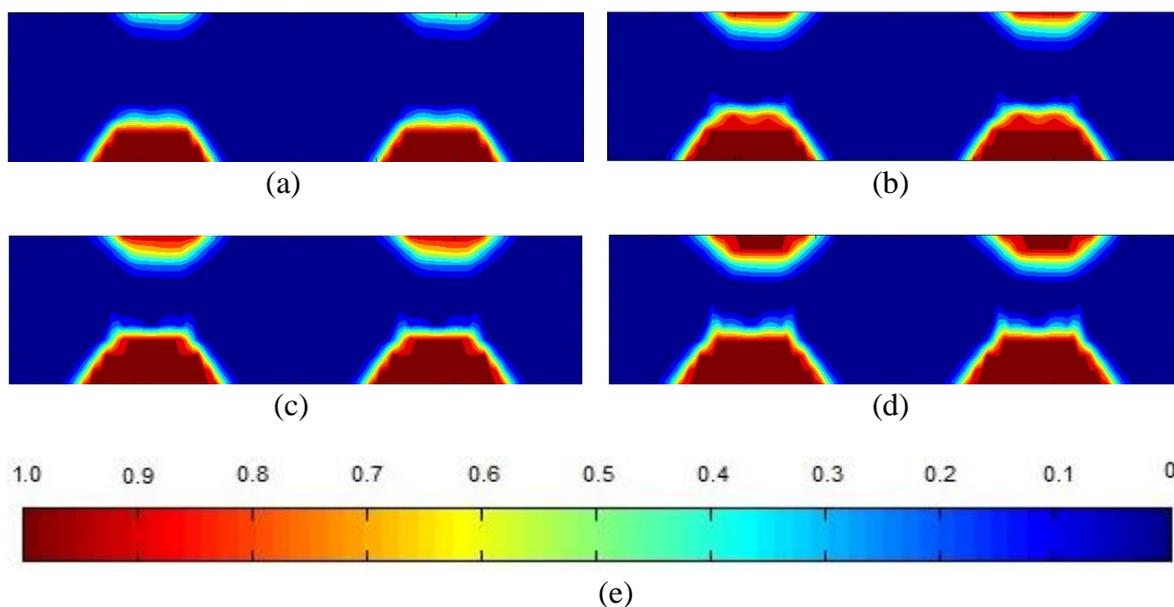


Figura 64 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-C utilizando o critério do D^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.

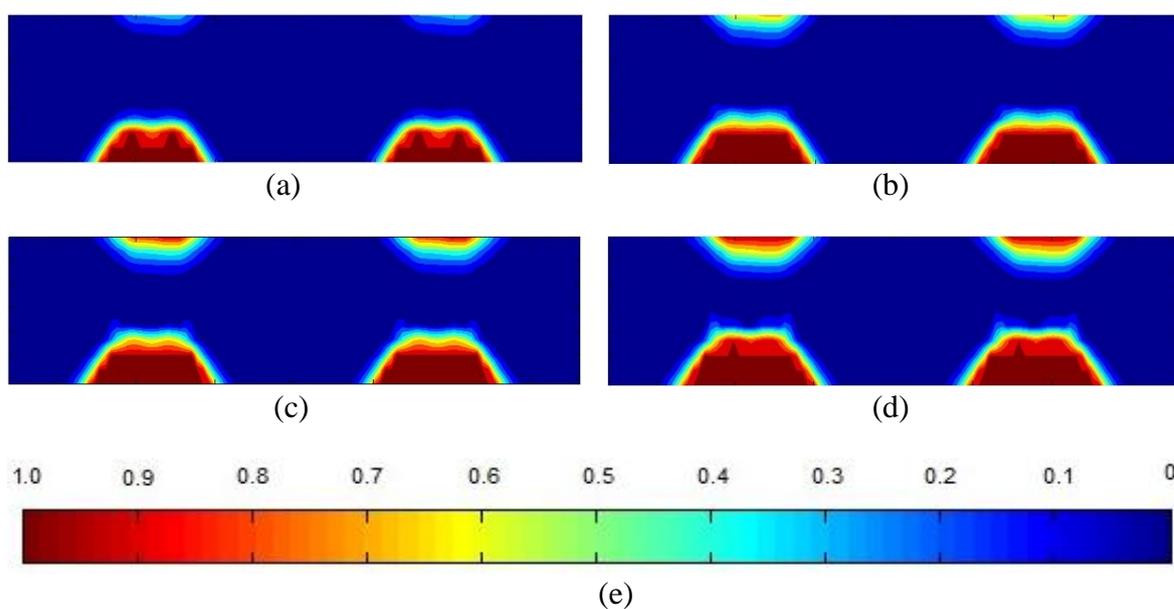


Figura 65 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-C-W utilizando o critério do D^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.

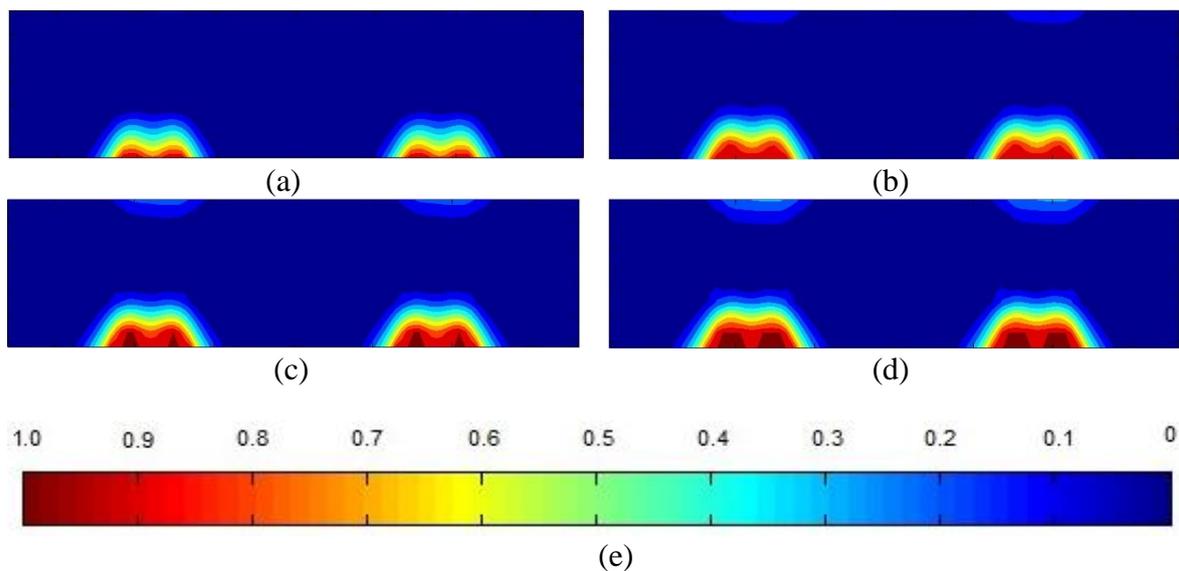


Figura 66 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-P utilizando o critério do D^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.

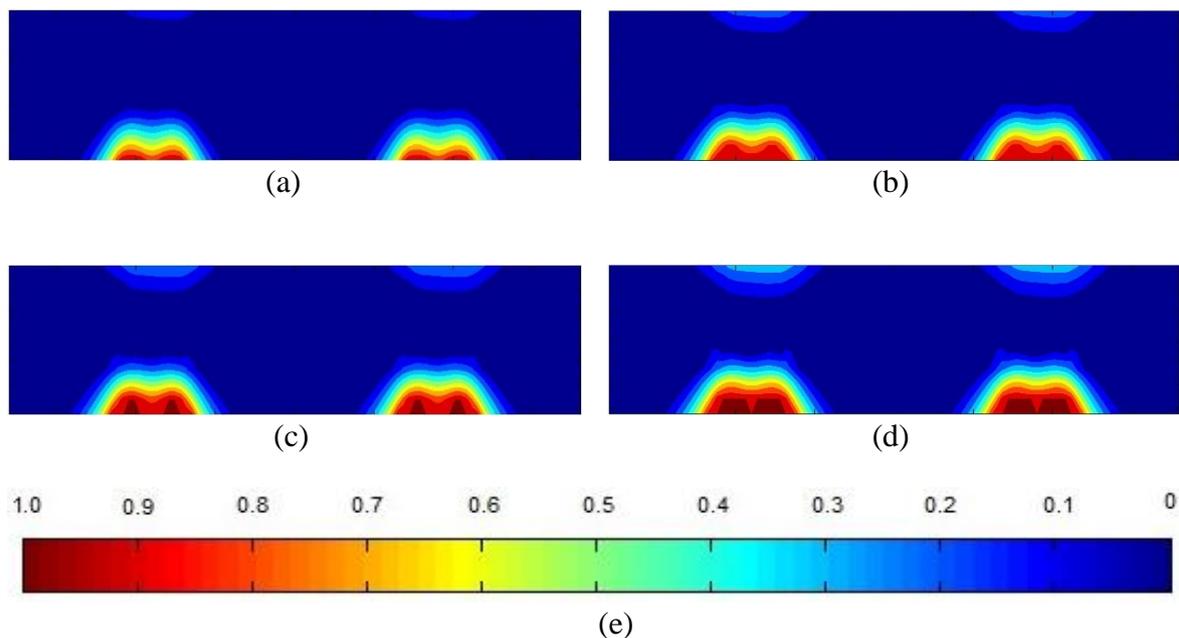


Figura 67 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-P-W utilizando o critério do D^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.

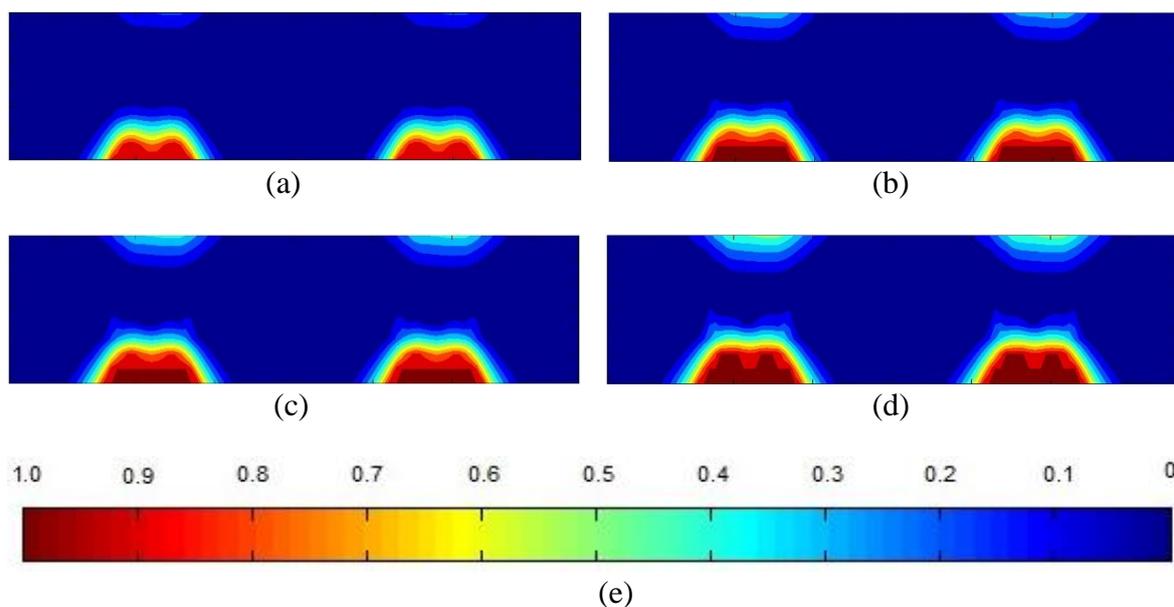


Figura 68 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-B utilizando o critério do D^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.

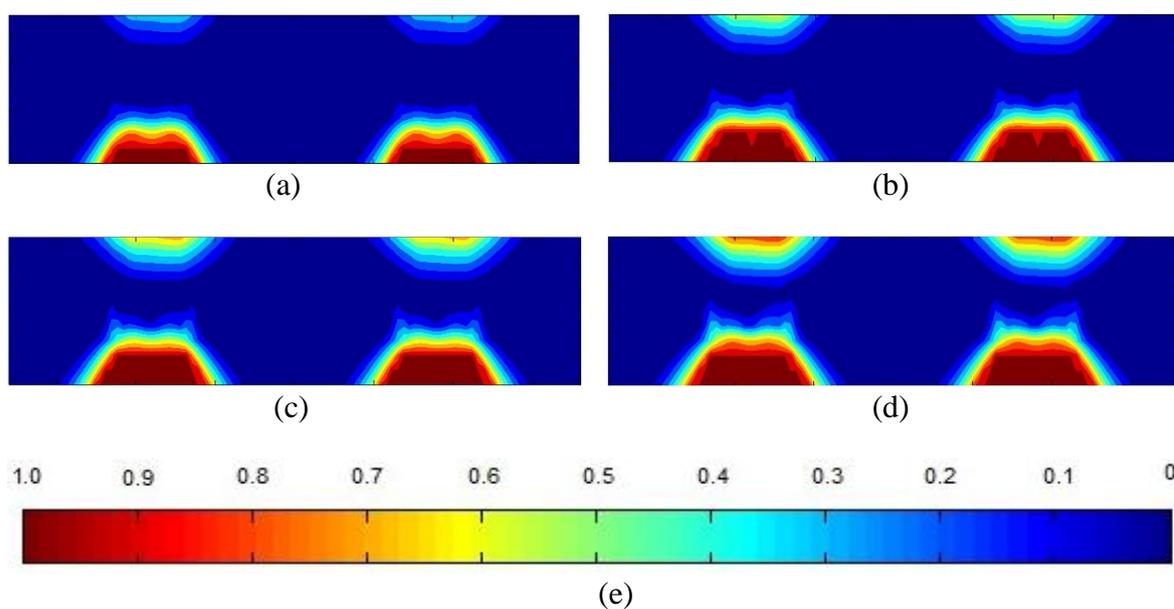


Figura 69 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-B-W utilizando o critério do D^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.

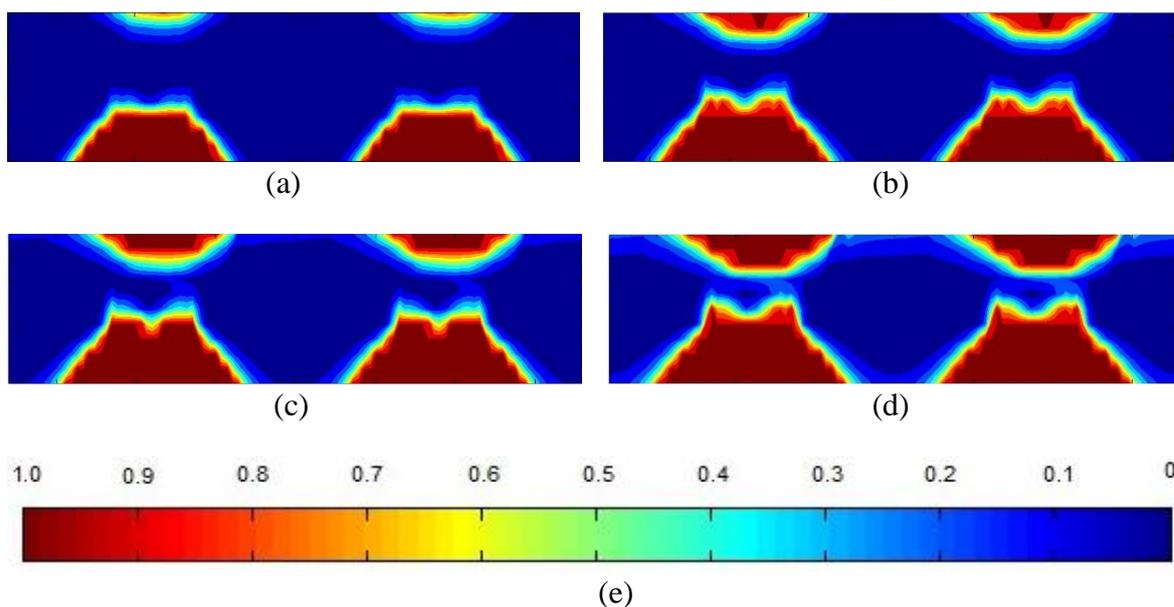


Figura 70 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-C utilizando o critério do G^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.

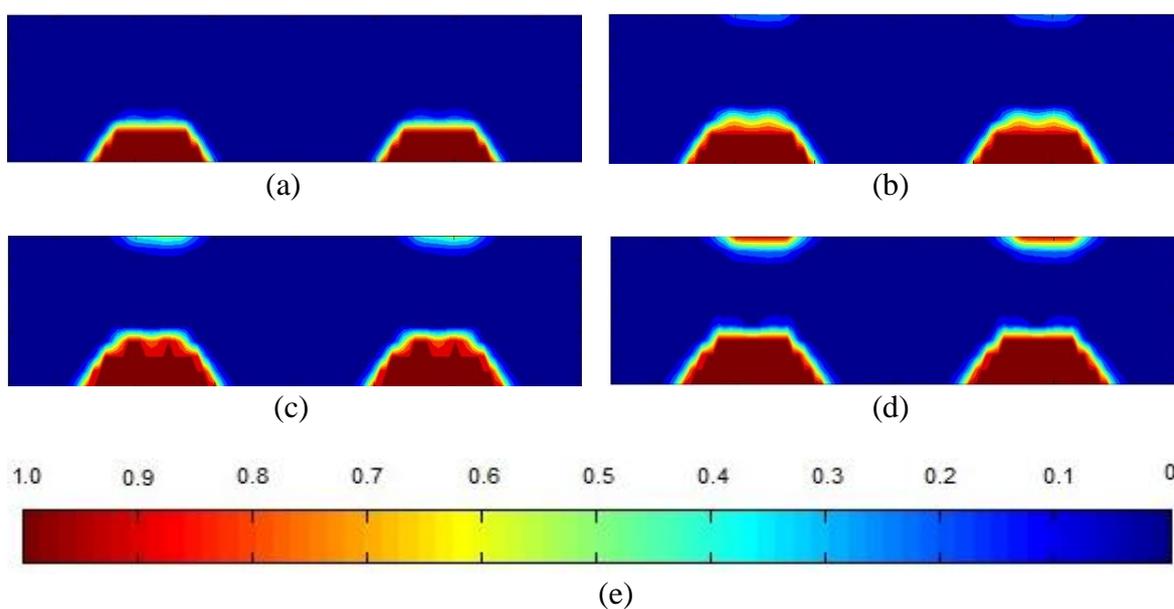


Figura 71 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-C-W utilizando o critério do G^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.

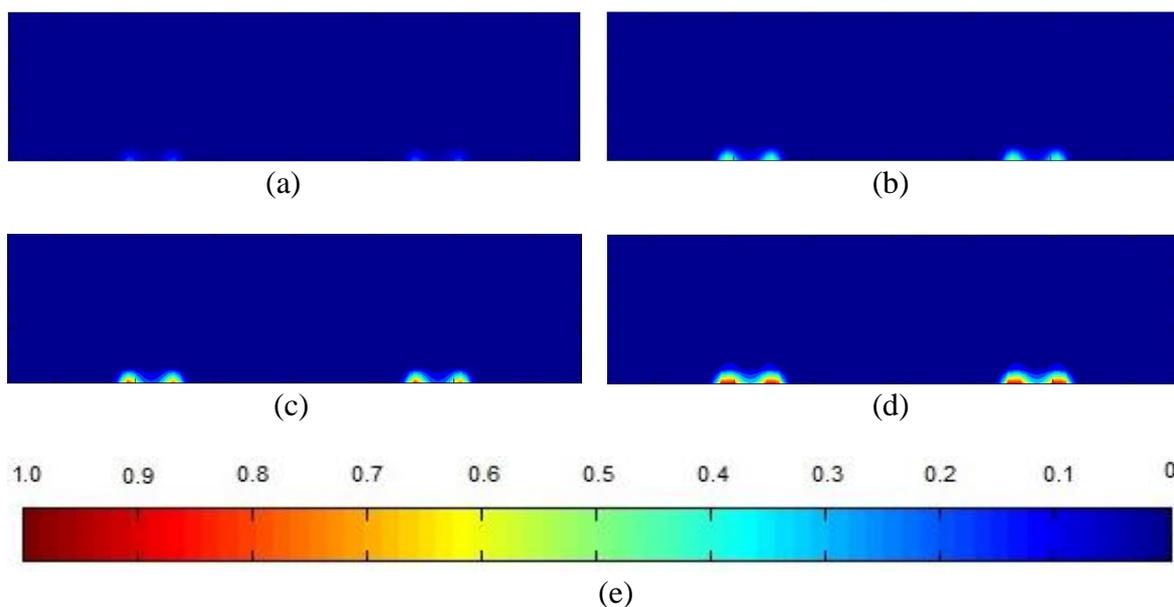


Figura 72 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-P utilizando o critério do G^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.

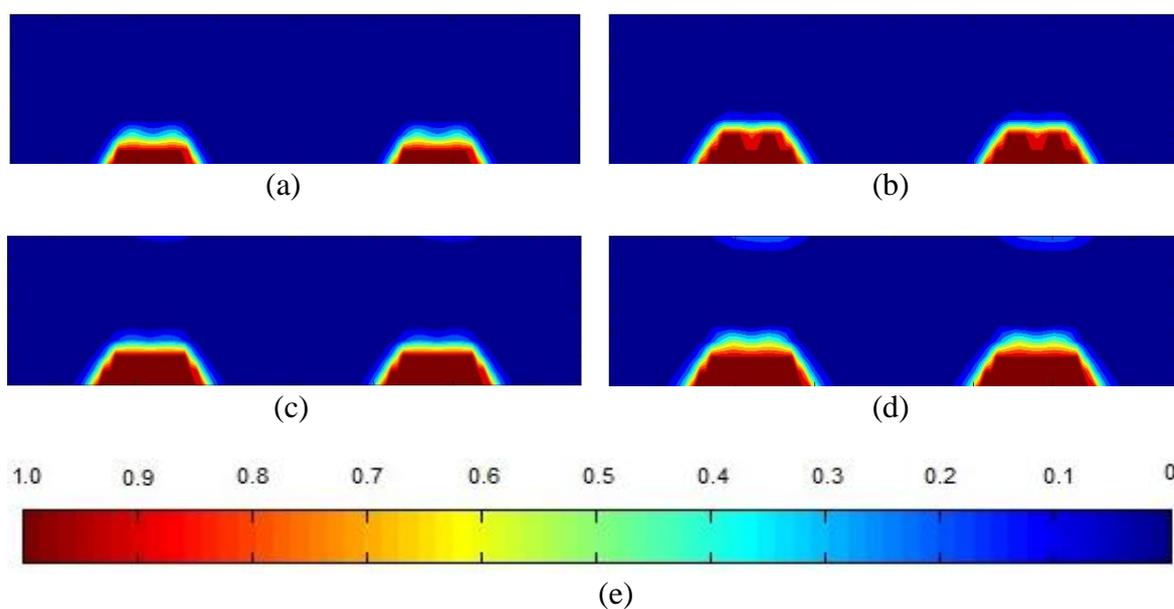


Figura 73 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-P-W utilizando o critério do G^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.

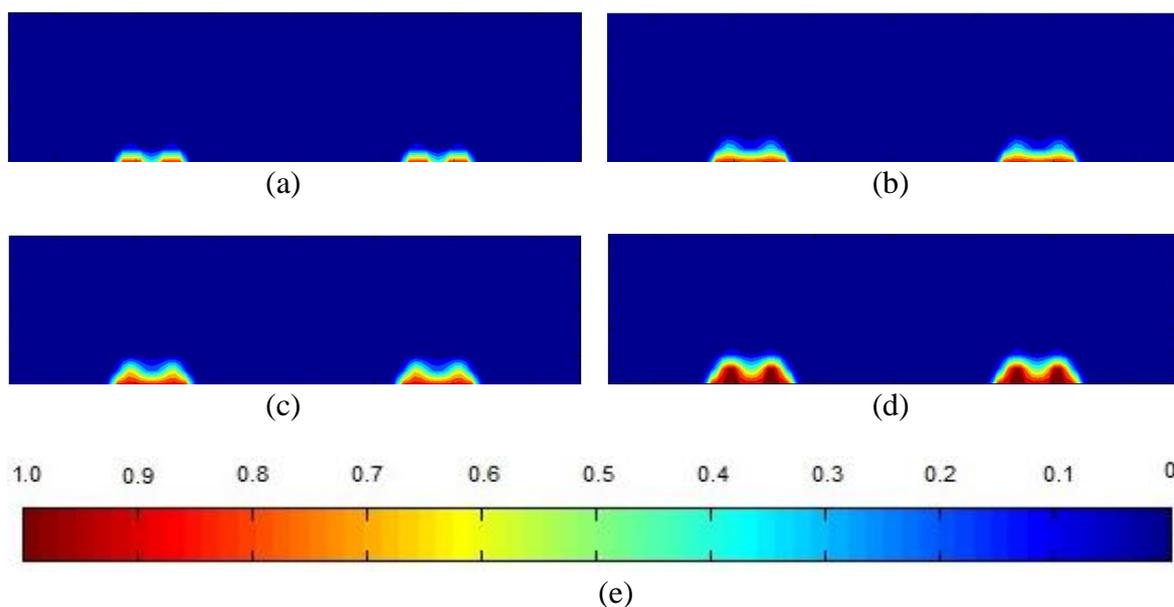


Figura 74 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-B utilizando o critério do G^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.

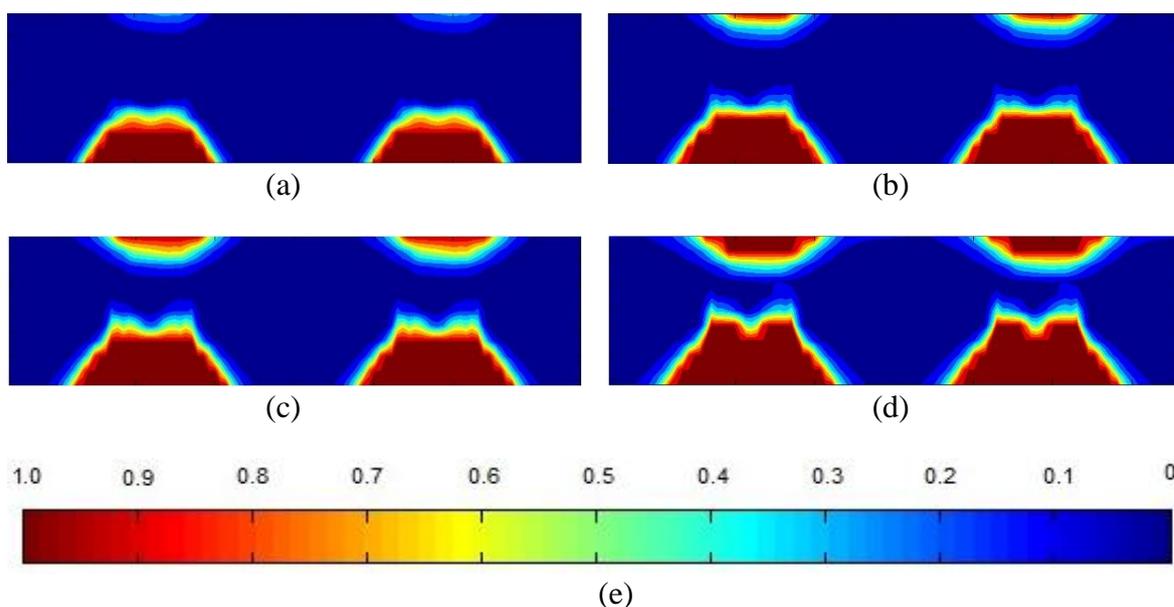


Figura 75 – Dano médio acumulado na camada de revestimento, mistura CA-B-W utilizando o critério do G^R : (a) 12 meses, (b) 36 meses, (c) 60 meses, (d) 120 meses e (e) escala de dano.

A partir destas ilustrações, pode-se observar os diferentes níveis de dano na camada de revestimento quando se altera as características do concreto asfáltico, e a maneira como evoluem. Mais uma vez, a mistura quente modificada por polímero apresenta desempenho à fadiga visivelmente superior às demais, enquanto a mistura quente com ligante convencional apresenta o pior desempenho. Da mesma forma que nos gráficos da evolução do dano ao longo

do tempo, ao utilizar o critério do G^R a diferença entre as diferentes misturas é mais significativa.

As misturas modificadas por polímero e borracha possuem rigidez menor que as misturas com ligante convencional, fazendo com que a distribuição das tensões, e conseqüentemente do dano, ocorra em uma área menor abaixo da roda. O fato de distribuir as tensões em uma área menor também contribui para que as deformações sejam maiores, porém, as características elásticas destes ligantes fazem com que as misturas suportem um maior número de ciclos mesmo com um nível de deformação maior.

Os gráficos *contour* permitem uma melhor visualização da forma como o dano ocorre ao longo da camada, permitindo análises que as demais formas de representação dos resultados não permitem, como por exemplo a previsão do local onde a trinca ocorrerá em uma determinada estrutura. Enquanto algumas misturas manifestam área danificada somente na zona inferior da camada, outras apresentam predisposição ao trincamento de cima para baixo (*top-down cracking*) também, como é o caso da mistura quente com ligante convencional e da mistura morna com asfalto borracha.

Em relação aos tipos de ligantes utilizados, associados ao clima utilizado nas simulações, Cunha *et al.* (2007) realizaram um estudo no qual foram revisadas as classificações PG para os diferentes estados brasileiros, seguindo a metodologia Superpave, apontando a necessidade de um PG 70-10 para o clima do Rio Grande do Sul (RS). A classificação PG dos ligantes utilizados neste estudo, de acordo com o fabricante, são PG 58-16 para o ligante convencional, PG 82-22 para o asfalto modificado por polímero e PG 82-28 para o asfalto borracha. Segundo esta classificação, o ligante convencional utilizado não atende aos requisitos para aplicação no clima de Porto Alegre, apenas os ligantes com polímero ou borracha, o que corrobora com o pior desempenho. Ainda segundo Cunha *et al.* (2007), o ligante convencional do tipo CAP 30/45, apresenta classificação PG 70-22, podendo ser uma alternativa ao CAP 50/70 para utilização no RS. As classificações do PG dos ligantes são realizadas para os ligantes sem a adição do surfactante, e também podem sofrer alterações dependendo da refinaria de origem.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões deste trabalho, que teve como objetivos a implantação do protocolo de ensaios do modelo *Simplified-Viscoelastic Continuum Damage* e análise do desempenho à fadiga de misturas asfálticas quentes e mornas produzidas com diferentes ligantes. Também são apresentadas sugestões para trabalhos futuros de acordo com as limitações deste trabalho.

5.1 CONCLUSÕES

Com base nos resultados e análises discutidos no capítulo anterior, as seguintes conclusões podem ser estabelecidas.

- O aparato desenvolvido para ensaios de tração direta pode ser considerado adequado, uma vez que os sinais de deformação medidos apresentam concordância, sem sinal de ruídos que poderiam ocorrer devido à defeitos nas peças.
- O sistema de colagem dos corpos de prova ao aparato de tração foi satisfatório. As amostras ensaiadas romperam sem que a ancoragem do CP fosse desfeita.
- As amostras apresentaram ruptura dentro da área de abrangência dos extensômetros adaptados (*gauge length* de 10 cm), satisfazendo a condição para que os ensaios fossem considerados adequados.
- A rotina de ensaios de tração direta cíclicos programada na MTS apresentou bons resultados, permitindo a coleta de dados mais detalhada nos primeiros ciclos (1000 Hz) e dados de pico e vale por regressão senoidal longo do ensaio. O ensaio também permitia a fácil identificação da ruptura com os dados de ângulo de fase plotados.
- O sistema de controle de deformação *on-specimen* funcionou adequadamente, permitindo maior precisão nos ensaios de deformação

controlada. Com os ajustes de PID realizados os comandos se adaptavam rapidamente ao sinal solicitado.

- Em geral, pode-se dizer que o protocolo de ensaios e análises do modelo S-VECD foi implementado com êxito.
- A metodologia de compactação e corte do topo e base dos corpos de prova apresentaram resultados satisfatórios, com amostras dentro do volume de vazios alvo ($5,5\% \pm 0,5\%$).
- Os resultados de módulo dinâmico mostram que as misturas mornas, em geral, apresentam menor rigidez, devido à menor exposição dos ligantes às altas temperaturas durante a mistura e compactação e à presença do surfactante. Nas frequências intermediárias, nas quais normalmente são realizados os ensaios de fadiga, a variação do módulo não foi significativa.
- As curvas características de dano das misturas com ligante convencional são bastante similares. Apenas no trecho final da curva percebe-se uma maior tolerância ao dano da mistura morna, onde para um mesmo valor de dano acumulado, sua integridade é maior.
- Para as misturas com asfalto modificado por polímero, as curvas características de dano também são muito semelhantes, sendo difícil diferenciar o comportamento à fadiga somente por estas curvas.
- As misturas com asfalto borracha perdem mais integridade para um mesmo valor de dano, quando comparadas as outras misturas, o que pode ser atribuído ao seu esqueleto mineral descontínuo. Além disto, a mistura morna apresenta menor tolerância ao dano, como estas misturas possuem mesma granulometria e teor de ligante, esta diferença pode ser atribuída ao aditivo surfactante.
- Os valores de DMR foram abaixo do desejado. Como os resultados de módulo dinâmico foram retirados de outro trabalho, acredita-se que isto se deva ao procedimento diferente de moldagem, sem corte de topo e base e também com amostras de ligantes de lotes diferentes.

- A simulação do comportamento das diferentes misturas utilizando diferentes critérios de ruptura, D^R e G^R , mostram uma diferença significativa dos resultados dependendo do critério escolhido.
- As envoltórias de ruptura baseadas tanto no critério do D^R quanto no G^R apresentaram um bom coeficiente de determinação (R^2) para os ensaios realizados, revelando uma baixa dispersão de amostra para amostra. Isto também pôde ser observado visualmente nas curvas características de dano de cada uma das amostras. No entanto, apesar dos altos valores de R^2 , o critério do D^R apresentou uma menor capacidade de previsão de ruptura.
- O critério de ruptura do G^R descreveu com maior precisão os resultados experimentais obtidos neste trabalho e, portanto, foi utilizado para a determinação das relações entre nível de deformação e número de ciclos até a ruptura (curvas de Wöhler).
- Ao comparar as diferentes misturas a partir das curvas de Wöhler apresentadas observa-se que o comportamento de uma mistura em relação à outra pode ser superior ou inferior, dependendo do nível de deformação analisado. Esta variação no comportamento evidencia a importância de simulações em condições reais de tráfego e clima.
- Análises do desempenho à fadiga de misturas asfálticas apenas por meio das curvas de Wöhler são um tanto quanto limitadas, podendo levar a conclusões equivocadas, uma vez que estas curvas normalmente são definidas para um leque restrito de variáveis, enquanto as condicionantes de campo apresentam grande variabilidade, sendo determinantes na resposta da camada de concreto asfáltico.
- A inserção do aditivo surfactante nas misturas asfálticas influenciou na vida de fadiga, tanto a nível de material quanto a nível de simulação. Para a mistura com ligante convencional a inserção do aditivo resultou em vida de fadiga superior, enquanto nas misturas com ligantes modificados o efeito foi contrário. Vale lembrar que alguns autores consideram que ao inserir o aditivo surfactante para misturas mornas, o teor de ligante asfáltico de projeto pode alterar, neste trabalho ele foi mantido o mesmo.

- Comparando o desempenho à fadiga das diferentes misturas asfálticas inseridas na estrutura de pavimento e submetidas às condições propostas, utilizando o critério de ruptura do G^R , o *ranking*, do melhor para o pior é o seguinte: CA-P, CA-B, CA-P-W, CA-C-W, CA-B-W e CA-C.
- A vantagem do modelo S-VECD de ser independente das variáveis que influenciam na determinação da vida de fadiga, faz com que o modelo apresente grande potencial para ser utilizado simulando condições reais.
- O protocolo associado ao modelo S-VECD, apesar da interpretação não trivial, apresenta uma matriz experimental enxuta, permitindo que as análises sejam feitas em um curto intervalo de tempo, comparado a outros ensaios de fadiga.
- As simulações de estruturas de pavimento, como as que são feitas pelo *software* FLEXPave, são fundamentais para uma correta previsão do comportamento dos materiais dentro do contexto climático e de tráfego em que estarão inseridos.
- Pelos gráficos *contour* gerados para o dano acumulado ao longo da camada de revestimento, percebe-se uma maior tendência das misturas CA-C e CA-B-W a apresentarem trincamento também de cima para baixo (*top-down cracking*).
- A malha com 110 pontos definida para a análise do dano médio acumulado se mostrou capaz de captar o dano médio causado na camada asfáltica pelo carregamento de uma roda, em situações onde o bulbo de tensões ocorre de forma mais concentrada devido à menor rigidez do material, e em situações onde as tensões ocorrem em uma zona mais abrangente, devido à maior rigidez.
- A aplicação combinada do modelo S-VECD, da simulação pelo FLEXPave e de uma função de transferência calibrada são uma forma eficaz de previsão do comportamento das misturas asfálticas em campo. Desde a fase experimental de laboratório à previsão da resposta do pavimento em campo, passando pelas simulações, podem ser realizadas em poucos dias, através de um método racional com protocolo bem definido.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir dos dados analisados e das limitações deste trabalho, são feitas algumas sugestões para trabalhos futuros.

- Investigar os efeitos dos aditivos surfactantes juntamente com os polímeros e borracha moída de pneu presentes nos ligantes asfálticos.
- Investigar os efeitos dos aditivos surfactantes em misturas com granulometria descontínua e com diferentes composições granulométricas.
- Análise do efeito da consideração das sobrecargas nas simulações do dano médio acumulado na camada de CA.
- Inserção do espectro de cargas de tráfego nas simulações.
- Inserção dos dados climáticos da cidade de Porto Alegre para as simulações.
- Consideração de parâmetros como *healing* e envelhecimento na caracterização do dano das misturas asfálticas.
- Comparar os critérios de ruptura do D^R e do G^R para uma gama maior de misturas, verificando se o critério do G^R realmente descreve melhor a ruptura comparando com resultados experimentais de tração direta.
- Desenvolver correlações entre o G^R e o D^R .

REFERÊNCIAS

ABOJARADEH, M. **Development of Fatigue Failure Criterion for Hot-Mix Asphalt Based in Dissipated Energy and Stiffness Ratio**. Jordan Journal of Civil Engineering, vol. 7, N° 1, p. 54-59, 2013.

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCMBUSTÍVEIS. **Cimentos Asfálticos de Petróleo Modificados por Polímero Elastomético**. Resolução n° 32 de 21 de setembro de 2010 da ANP – Regulamento Técnico ANP n° 04/2010.

AMARAL, S. da C. **Estudos de Misturas Asfálticas Densas com Agregados do Estado do Pará, Utilizando Asfalto Convencional (CAP-40) e Asfalto Modificado com Polímero SBS (Betuflex B 65/60)**. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de Transportes. São Carlos, 2011.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAYS AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO R-30**: Standard Recommended Practice for Mixture Conditioning of Hot Mix Asphalt (HMA). Washington, DC, 2006.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAYS AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO TP-107 (Provisional Standard)**. Standard Method of Test for Determining the Damage Characteristic Curve of Asphalt Mixtures from Direct Tension Cyclic Fatigue Tests. Washington, D.C., 2014.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAYS AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO TP-321**. Standard Method of Test for Determining the Fatigue Life of Compacted Asphalt Mixtures Subjected to Repeated Flexural Bending, Washington, D.C., 2014.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E206-72**: Standard Definitions of Terms Relating to Fatigue Testing and Statistical Analysis of Fatigue Data. Philadelphia, 1979.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15086**: Materiais Betuminosos - Determinação da Recuperação Elástica pelo Ductilômetro. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15184**: Materiais Betuminosos - Determinação da Viscosidade em Temperaturas Elevadas Usando um Viscosímetro Rotacional. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6296**: Produtos betuminosos semi-sólidos - Determinação da massa específica e densidade relativa. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6560**: Materiais Betuminosos - Determinação do Ponto de Amolecimento - Método do Anel e Bola. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6576: Materiais Asfálticos - Determinação da Penetração**. Rio de Janeiro, 2007.

BABADOPULOS, L. F. A. L. **Avaliação do Modelo Viscoelástico Linear Aplicado a Misturas Asfálticas Utilizadas em Revestimentos de Pavimentos no Brasil**. Monografia (Engenharia Civil). Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013, 88 p.

BABADOPULOS, L. F. A. L., SOARES, J. B., FERREIRA, J. L. S., NASCIMENTO, L. A. H. **Fatigue Cracking Simulation of Aged Asphalt Pavements Using a Viscoelastic Continuum Damage Model**. Road Materials and Pavement Design. p. 1-15, jan. 2018.

BABURAMANI, P. **Asphalt Fatigue Life Prediction Models: A Literature Review**. ARRB Transport Research Ltd. – Research Report ARR 334. Vermont South, Victoria. 1999.

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica – materiais, projeto e restauração**. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica – formação básica para engenheiros**. 1ª ed. (3ª reimpr.) Rio de Janeiro: PETROBRÁS, Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto, 2008 (reimpr. 2010).

BRITO, L. A. T. **Avaliação e Análise Paramétrica do Ensaio de Compressão Diametral sob Cargas Repetidas em Misturas Asfálticas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

BRITO, L. A. T., HELLER, L. F. **Montagem e Validação de um Banco de Dados Climáticos para Fins de Avaliação do Efeito da Temperatura no Desempenho de Pavimentos Flexíveis**. Revista de Engenharia Civil IMED. Passo Fundo. Vol. 4, nº1, p. 3-18. jan.-jun. 2017.

CAO, W.; NOROUZI, A.; KIM, Y. R. **Application of Viscoelastic Continuum Damage Approach to Predict Fatigue Performance of Binzhou Perpetual Pavements**. Journal of Traffic and Transportation Engineering, p. 104-115, mar. 2016.

CHEHAB, G. R.; O'QUINN, E.; KIM, Y. R. **Specimen Geometry Study for Direct Tension Test Based on Mechanical Tests and Air Void Variation in Asphalt Concrete Specimens Compacted by Superpave Giratory Compactor**. Transportation Research Record – Journal of the Transportation Research Board, p. 125-132, 2000.

COLPO, G. B. **Análise de Fadiga de Misturas Asfálticas Através do Ensaio de Flexão em Viga Quatro Pontos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2014.

COLPO, G. B., MOCELIN, D. M., BRITO, L. A. T., CERATTI, J. A. P. **Estudo do Processo de Compactação de Placas de Concreto Asfáltico**. Revista de Engenharia Civil IMED. Passo Fundo. Vol. 2, nº3, p. 52-62. 2015.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Pesquisa CNT de rodovias 2016: relatório gerencial**. CNT: SEST: SENAT. Brasília, 2016.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Boletim Estatístico**. CNT: SEST: SENAT. Brasília, fevereiro 2017.

CONSUEGRA, A.; LITTLE, D. N.; VON QUINTUS, H.; BURATI, J. **Comparative Evaluation of Laboratory Compaction Devices Based on Their Ability to Produce Mixtures with Engineering Properties Similar to Those Produced in the Field**. Transportation Research Record N° 1228– Journal of the Transportation Research Board. Washington, DC., 1988.

CUNHA, M. B.; J. E. ZEGARRA; J. L. FERNANDES JR. **Revisão da Seleção do Grau de Desempenho (PG) de Ligantes Asfálticos por Estado no Brasil**. Anais do 21º Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, Rio de Janeiro, 2007.

DANIEL, J. S.; KIM, Y. R. **Development of a Simplified Fatigue Test and Analysis Procedure Using a Viscoelastic Continuum Damage Model**. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, v. 71, p. 619–650, 2002.

D'ANGELO, J. D.; HARM, E.; BARTOSZEK, J.; BAUMGARDNER, G.; CORRIGAN, M.; COWSERT, J.; HARMAN, T.; JAMSHIDI, M.; JONES, W.; NEWCOMB, D.; PROWELL, B.; SINES, R.; YEATON, B. **Warm-mix asphalt: european practice**. International Technology Scanning Program. Virginia: FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 2008.

DE LA ROCHE, C. **Module de Rigidité et Comportement en Fatigue des Enrobés Bitumineux - Expérimentations et Nouvelles Perspectives d'Analyse**. Thèse (Doctorat) - École Centrale, Paris, 1996.

DI BENEDETTO, H.; DE LA ROCHE, C.; BAAJ, H.; PRONK, A.; LUNDSTRÖM, R. **Fatigue of Bituminous Mixtures**. Materials and Structures, v. 34, p. 202-216, abr. 2004.

ESLAMINIA, M., THIRUNAVUKKARASU, S., GUDDATI, M.N., KIM, Y. R. **Accelerated Pavement Performance Modeling Using Layered Viscoelastic Analysis**. In: 7th RILEM International Conference on Cracking in Pavements, p. 497-506, 2012.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 12697-24**: Bituminous Mixtures - Test Methods for Hot Mix Asphalt - Part 24: Resistance to Fatigue. Brussels, 2004.

FONTES, L. P. T. L. **Optimização do Desempenho de Misturas Betuminosas com Betume Modificado com Borracha para Reabilitação de Pavimentos**. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade do Minho, Portugal, 2009.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos – SisPav**. Tese (Doutorado) – UFRJ/COPPE/Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro-RJ. 2007.

FRITZEN, M. A. **Desenvolvimento e Validação de Função de Transferência para Previsão do Dano por Fadiga em Pavimentos Asfálticos**. Tese (Doutorado) – UFRJ/COPPE/Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro-RJ. 2016.

GRENFELL, James. **Fatigue Testing of Asphalt Mixtures**. Gramado. Palestra ministrada na 42ª Reunião Anual de Pavimentação. nov. 2013.

HARVEY, J. J.; DEACON, J. A.; TSAI, B-W; MONISMITH, C. L. **Fatigue Performance of Asphalt Concrete Mixes and Its Relationship to Asphalt Concrete Pavement Performance in California**. Report Prepared for California Department of Transportation. Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, 1995.

HOU, T. **Fatigue Performance Prediction of North Carolina Mixtures Using Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model**. Tese (Mestrado em ciência) - Faculty of North Carolina State University. Civil Engineering. Raleigh, North Carolina – USA, 2009.

IWANAGA, F. I. **Avaliação da Influência do Tipo de Agregado, do Tipo de Ligante, do Tipo de Moldagem e do Tipo de Fíler na Vida de Fadiga de Misturas Asfálticas Densas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

KESHAVARZI, B.; KIM, Y. R. **A Viscoelastic-Based Model for Predicting the Strength of Asphalt Concrete in Direct-Tension**. Construction and Building Materials, vol. 122, p. 721-727, set. 2016.

KIM, Y. R.; LITTLE, D. N. **One-Dimensional Constitutive Modeling of Asphalt Concrete**. Journal of Engineering Mechanics, vol. 116, Nº 4 p. 751-772, abr. 1990.

KIM, Y. R.; DANIEL, J. S.; WEN, H. **Fatigue Performance Evaluation of WesTrack Asphalt Mixtures Using Viscoelastic Continuum Damage Approach**. North Carolina State University. Report nº FHWA/NC/2002-004. 2002.

KIM, Y.R. **Modeling of Asphalt Concrete**. North Carolina: McGraw-Hill Professional, 2009. 460p.

LEE, H. J.; KIM, Y. R. **Viscoelastic Constitutive Model for Asphalt Concrete Under Cyclic Loading**. Journal of Engineering Mechanics, vol. 124, Nº 1 p. 32-40, jan. 1998.

LUO, X. **Characterization of Fatigue Cracking and Healing of Asphalt Mixtures**. Dissertação (Doutor em filosofia) – Texas A&M University. Civil Engineering. Texas – USA, 2012.

MARTINS, A. T. **Contribuição para a validação do ensaio de resistência ao dano por fadiga para ligantes asfálticos**. Dissertação (mestrado) – UFRJ/COPPE/Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro-RJ. 2014.

MATEOS, A., AYUSO, J. P., CADAVID, B. **Shift factors for asphalt fatigue from full-scale testing**. Annual Meeting of the Transportation Research Board, CEDEX Transport Research Center, 2011

MEDINA, J.; MOTTA, L. G. **Mecânica dos Pavimentos**. 2ª ed. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2005. 574 p.

MENSCH, N. G. **Análise Viscoelástica de Misturas Asfálticas Quentes e Mornas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2017.

MOCELIN, D. M. **Avaliação da Trabalhabilidade de Misturas Asfálticas Mornas com Emprego de Aditivo Surfactante**. Trabalho de Diplomação (Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015, 67 p.

MOCELIN, D. M.; BRITO, L. A. T.; JOHNSTON, M. G.; ALVES, V. S.; COLPO, G. B.; CERATTI, J. A. P. **Evaluation of Workability of Warm Mix Asphalt Through CDI Parameter and Air Voids**. Transport Infrastructure and Systems. 1ed. London: CRC Press/Balkema, v. 1, p. 335-342, 2017.

MOMM, L. **Estudo dos Efeitos da Granulometria sobre a Macrotextura Superficial do Concreto Asfáltico e seu Comportamento Mecânico**. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

MONISMITH, C. L.; ALEXANDER, R. L.; SECOR, K. E. **Rheologic Behavior of Asphalt Concrete**. Proceedings of Association of Asphalt Paving Technologists, Association of Asphalt Paving, vol. 35, p. 400-451, 1966.

MONISMITH, C. L.; DEACON, J. A. **Fatigue of Asphalt Paving Mixtures**. Transportation Engineering Journal of ASCE, vol. 95, p. 317-346, 1969.

MOTTA, R. dos S. **Estudo de Misturas Asfálticas Mornas em Revestimentos de Pavimentos para Redução de Emissão de Poluentes e Consumo Energético**. 2011. 229 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Departamento de Engenharia de Transportes, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

MOTTA, L. M. G.; LEITE, L. F. M.; FRANCO, F. A. C. P.; SILVA, C. F. S. C.; MEDINA, J. **Execução de Estudos e Pesquisa para Elaboração de Método de Análise Mecânico - empírico de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos**. Relatório Parcial VI, Convênio UFRJ/DNIT, 2017.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **Mix design practices for warm mix asphalt**. Washington D. C.: Transportation Research Board, 2011. Report 691.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **Implementation of the AASHTO Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide and Software**. Washington D. C.: Transportation Research Board, 2014. Report 457.

NASCIMENTO, L. A. H. DO; ROCHA, S. M. N.; NASCIMENTO, C. E. H. DO; KIM Y. R.; CHACUR, M.; MARTINS, A. T. **Uso da Mecânica do Dano Contínuo na Caracterização de Misturas Asfálticas Brasileiras**. 21º Encontro de Asfalto, Rio de Janeiro, RJ, 2014.

NASCIMENTO, L. A. H. do. **Implementation and Validation of the Viscoelastic Continuum Damage Theory for Asphalt Mixture and Pavement Analysis in Brazil**. Dissertação (Doutorado em filosofia) - Faculty of North Carolina State University. Transportation Materials. Raleigh, North Carolina – USA, 2015.

NÚÑEZ, W. P. **Análise Experimental de Pavimentos Rodoviários Delgados com Basaltos Alterados**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

NUÑEZ, J. Y. M. **Caracterização à Fadiga de Ligantes Asfálticos Modificados Envelhecidos a Curto e Longo Prazo**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

ORTIZ, O. J. R.; LUGO, A. E. A.; LIMÓN, P. **Effect of the Failure Criterion on the Laboratory Fatigue Response Prediction of Hot-Mix Asphalt Mixtures**. Revista Dyna Ingenieria e Industria, vol. 79, Nº 74, 2012.

PARK, H. J. **Investigation of Primary Causes of Load-Related Cracking in Asphalt Concrete Pavements in North Carolina**. Dissertação (Doutorado em filosofia) - Faculty of North Carolina State University. Transportation Materials. Raleigh, North Carolina – USA, 2013.

PARK, S. W.; KIM, Y. R. **Analysis of Layered Viscoelastic System with Transient Temperatures**. Journal of Engineering Mechanics, vol. 124, Nº 2 p. 223-231, fev. 1998.

PELL, P. S.; MCCARTHY, P. F.; GARDNER, R. R. **Fatigue of Bitumen and Bituminous Mixes**. International Journal of Mechanical Sciences. vol. 3, p. 247-267, fev. 1961.

PINTO, S. **Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

PORTELA, E. L.; PARENTE JÚNIOR, E; BOTELHO, R. P.; HOLANDA, A. S. **Análise Viscoelástica de Pavimentos Asfálticos pelo Método dos Elementos Finitos**. XXII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, Fortaleza, p. 1484-1495, 2008.

PREUSSLER, E. S.; PINTO, S; MEDINA, J. **Determinação da Vida de Fadiga de Concretos Asfálticos Brasileiros e Aplicação no Dimensionamento de Reforço de Pavimentos**. Reunião Anual de Pavimentação, 16., Recife. Anais... Recife: ABPV, p. 67-122, 1981

PRONK, A. C.; ERKENS, S. M. J. G. **A Note on Fatigue Tests Using a Haversine Loading**. Road Materials and Pavement Design, Nº 3:1, p. 95-106, 2002.

PROWELL, B. D. **Estimate of Fatigue Shift Factors Between Laboratory Tests and Field Performance**. Transportation Research Record, Journal of the Transportation Research Board. n°. 2181, Washington, D.C., p. 117-124, 2010.

PROWELL, B. D.; HURLEY, G. C.; FRANK, B. **Warm-Mix Asphalt: Best Practices**. 3^a ed. Lanham: National Asphalt Pavement Association. Quality Improvement Series 125, 2012.

RAHBAR-RASTEGAR, R.; DAVE, E. V.; DANIEL, J. S. **Fatigue and Thermal Cracking Analysis of Asphalt Mixtures Using Viscoelastic Continuum Damage and Cohesive Zone Fracture Models**. 7th International European Asphalt Technology Association Conference, Zurich, Switzerland, jun. 2017.

REESE, R. **Properties of Aged Asphalt Binder Related to Asphalt Concrete Fatigue Life**. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, v. 66, p. 604–632, 1997.

ROWE, G. M. **Performance of Asphalt Mixtures in the Trapezoidal Fatigue Test**. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, vol. 62, p. 344-384, 2013.

ROWE, G. M.; BOULDIN, M. G. **Improved Techniques to Evaluate the Fatigue Resistance of Asphaltic Mixtures**, 2nd Euroasphalt and Eurobitume Congress, Barcelona, Spain, 2000.

RUIZ, J. M.; RASMUSSEN, R. O.; CHANG G. K.; DICK, J. C.; NELSON, P. K.; SCHINDLER, A. K.; TURNER, D. J.; WILDE, W. J. **Computer-Based Guidelines for Concrete Pavements Volume III – Technical Appendices**. Federal Highway Administration. Report N° FHWA-HRT-04-127, 2005.

SABOURI, M.; KIM, Y. R. **Development of a Failure Criterion for Asphalt Mixtures Under Different Modes of Fatigue Loading**. Transportation Research Record N° 2447–Journal of the Transportation Research Board. Washington, DC. p. 117-125, 2014.

SABOURI, M.; BENNERT, T.; DANIEL, J.; KIM, Y. R. **Evaluating Laboratory-Produced Asphalt Mixtures with RAP in Terms of Rutting, Fatigue, Predictive Capabilities, and High RAP Content Potential**. Transportation Research Record – Journal of the Transportation Research Board. Washington, DC. 2015.

SCHAPERLY, R. A. **On the Characterization of Nonlinear Viscoelastic Materials**. Polymer Engineering and Science. Vol. 9, N° 4. jul. 1969.

SCHAPERLY, R. A. **A Theory of Mechanical Behavior of Elastic Media with Growing Damage and Other Changes in Structure**. Journal of the Mechanics and Physics of Solids. Vol. 38, N° 2, p. 215-253, 1990.

SCHAPERLY, R. A.; PARK, S. W. **Methods of Interconversion between Linear Viscoelastic Materials Function. Part II – An Approximate Analytical Method**. International Journal of Solids and Structures. Vol. 36, p.1677-1699, 1999.

SCHUTZ, W. **A History of Fatigue**. Engineering Fracture Mechanics. Vol. 54, Nº 2, p. 263-300, 1996.

SOARES, J. B.; SOUZA, F. V. **Considerações Sobre Módulo Resiliente e Módulo Dinâmico em Misturas Asfálticas com Base na Teoria da Viscoelasticidade**. XII Congresso Ibero-Latinoamericano do Asfalto, Quito. 2003

SONG-TAO, L.; ZHAOHUI, L.; JUAN, X. **Fatigue Performance of Aging Asphalt Mixtures**. Polimery, Nº 2, 126. 2015.

TANGELLA, S. C. S. R.; CRAUS, J.; DEACON, J. A.; MONISMITH, C. L. **Summary Report on Fatigue Response of Asphalt Mixtures**. Prepared for Strategic Highway Research Program, Project A-003-A. Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, 1990.

TAYEBALI, A. A.; DEACON, J. A.; COPLANTZ, J. S.; FINN, F. N.; MONISMITH, C. L. **Fatigue Response of Asphalt Aggregate Mixtures, Part I e II**. Strategy Highway Research Program, Project A-404. Asphalt Research Program, Institute of Transportation Studies, University of California, 1994.

THEISEN, K. M. **Estudo de Parâmetros Constitutivos Extraídos de Dados Experimentais no Comportamento de Misturas Asfálticas**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2011.

UNDERWOOD, B. S.; BAEK, C.; KIM, Y. R. **Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model as Platform for Asphalt Concrete Fatigue Analysis**. Transportation Research Record Nº 2296 – Journal of the Transportation Research Board, Washington, DC. p. 35-45, 2012.

VICTORINO, D. R. **Análise de Desempenho de um Pavimento Flexível da Rodovia BR-290/RS Solicitado por um Simulador de Tráfego Móvel**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

VON QUINTUS, H. L.; HUGHES, C. S.; SCHEROCMAN, J. A. **NCHRP Asphalt-Aggregate Mixture Analysis System**. Transportation Research Record – Journal of the Transportation Research Board, Washington, D.C., p. 90-99, 1992.

WANG, C.; CASTORENA, C.; ZHANG, J.; KIM, Y. R. **Unified Failure Criterion for Asphalt Binder under Cyclic Fatigue Loading**. Road Materials and Pavement Design. v. 16, nº 2, p. 125-148, ago. 2015.

WANG, Y.; KIM, Y. R. **Development of a Pseudo Strain Energy-Based Fatigue Failure Criterion for Asphalt Mixtures**. International Journal of Pavement Engineering. v. 18, set. 2017.

WILLIAM, M. L.; LANDEL, R. T.; FERRY, J. D. **The Temperature Dependence of Relaxation Mechanisms in Amorphous Polymers and other Glass-Forming Liquids.** Journal of American Chemistry Society, v. 77, p. 3701-3707, jul. 1955.

XIE, Z.; SHEN, J. **Fatigue Performance of Rubberized Stone Matrix Asphalt by a Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model.** Journal of Materials in Civil Engineering. out. 2015.

ZEIADA, W. A.; KALOUSH, K. E.; UNDERWOOD, B. S.; MAMLOUK, M. S. **Effect of Air Voids and Asphalt Content on Fatigue Damage Using the Viscoelastic Continuum Damage Analysis.** Airfield and Highway Pavement 2013: Sustainable and Efficient Pavements. 2013.

ZEIADA, W. A.; UNDERWOOD, B. S.; KALOUSH, K. E. **Uniaxial Fatigue Testing of Diverse Asphalt Concrete Mixtures.** Asphalt Pavements – Kim (Ed). Taylor & Francis Group, London, 2014.

ZEIADA, W. A.; SOULIMAN, M. I.; KALOUSH, K. E.; MAMLOUK, M. S.; UNDERWOOD, B. S. **Comparison of Fatigue Damage, Healing and Endurance Limit Using Beam and Uniaxial Fatigue Tests.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Washington, D.C., p. 32-41, 2014.

ZEIADA, W. A.; KALOUSH, K. E.; UNDERWOOD, B. S.; MAMLOUK, M. S. **Development of Test Protocol to Measure Axial Fatigue Damage and Healing.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Washington, D.C., p. 10-18, 2016.

ZHANG, J.; SABOURI, M.; GUDDATI, M. N.; KIM, Y. R. **Development of a Failure Criterion for Asphalt Mixtures under Fatigue Loading.** Road Materials and Pavement Design, vol. 14, N° S2, p. 1-15, 2013.

APÊNDICE A – AJUSTES DE ρ_i e E_i PARA AS SÉRIES DE PRONY

Tabela A-1 – Tempos de relaxação (ρ_i) e módulos do elemento de Maxwell (E_i) para as séries de Prony.

ρ_i	CA-C	CA-C-W	CA-P	CA-P-W	CA-B	CA-B-W
	E _i					
2E+08	1059	878	1297	1248	2641	1312
2E+07	995	856	1355	1294	2052	1117
2E+06	2605	2244	3577	3401	5210	2866
2E+05	6036	5200	8304	7821	11185	6342
2E+04	15395	13037	20089	18603	26429	15368
2E+03	45002	36680	51280	46005	69684	41897
2E+02	159067	123396	144556	122964	209553	134415
2E+01	636762	489446	462494	369921	666865	486054
2E+00	2096309	1750975	1492048	1207331	1801457	1560586
2E-01	4067169	3849657	3476473	3307821	3282728	3284963
2E-02	4371095	4554495	4567835	5520970	3770519	4053682
2E-03	3057359	3317677	3517718	5184091	2992358	3234687
2E-04	1709539	1862468	1972925	3230378	1897041	1993846
2E-05	860253	928022	960847	1650973	1067490	1079472
2E-06	412019	437426	438574	771590	564932	548109
2E-07	192840	201090	194730	346564	289735	269750
2E-08	91483	93573	87348	156525	150191	134119

APÊNDICE B – AJUSTES DAS CURVAS CARACTERÍSTICAS DE DANO

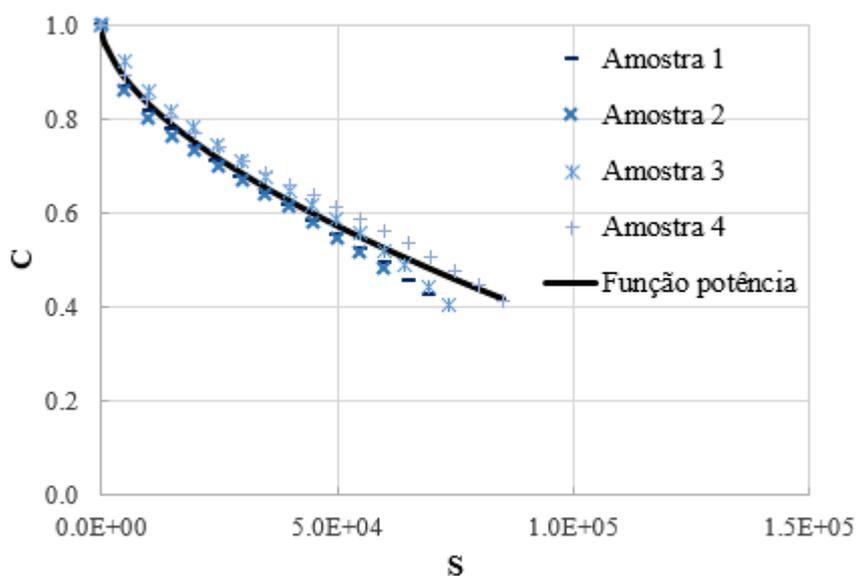


Figura B-1 – Função potência ajustada para as quatro amostras ensaiadas da mistura CA-C, para a temperatura de 20°C.

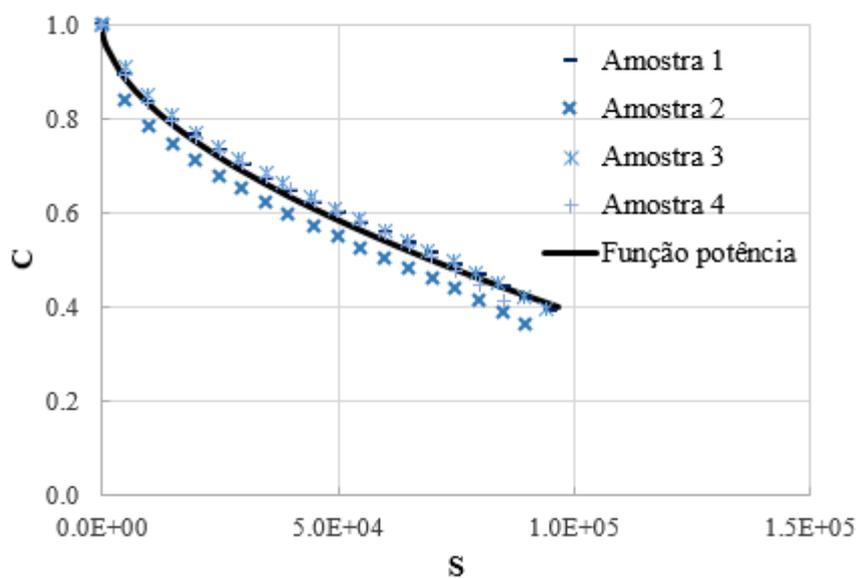


Figura B-2 – Função potência ajustada para as quatro amostras ensaiadas da mistura CA-C-W, para a temperatura de 20°C.

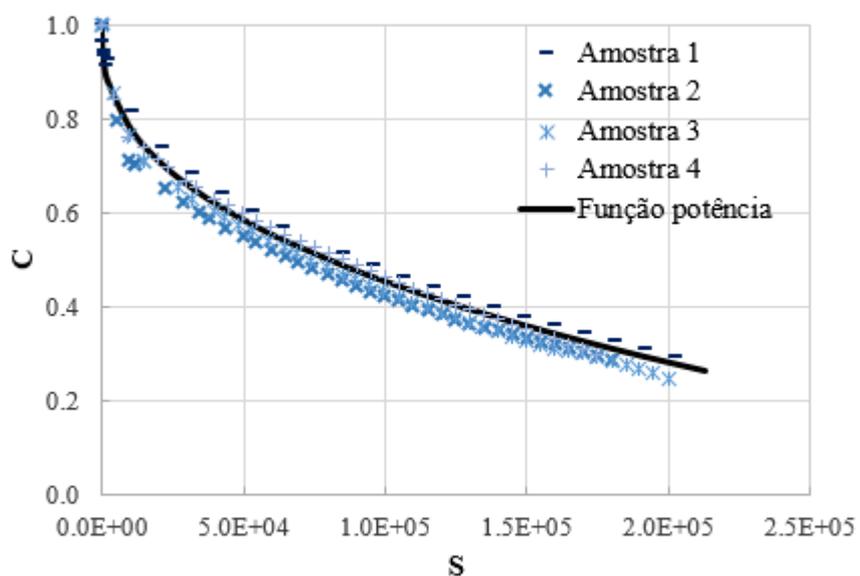


Figura B-3 – Função potência ajustada para as quatro amostras ensaiadas da mistura CA-P, para a temperatura de 20°C.

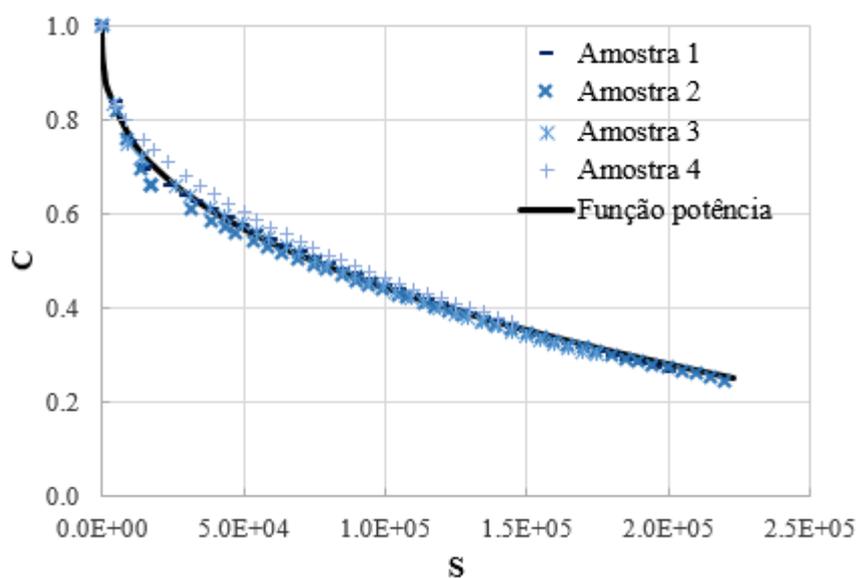


Figura B-4 – Função potência ajustada para as quatro amostras ensaiadas da mistura CA-P-W, para a temperatura de 20°C.

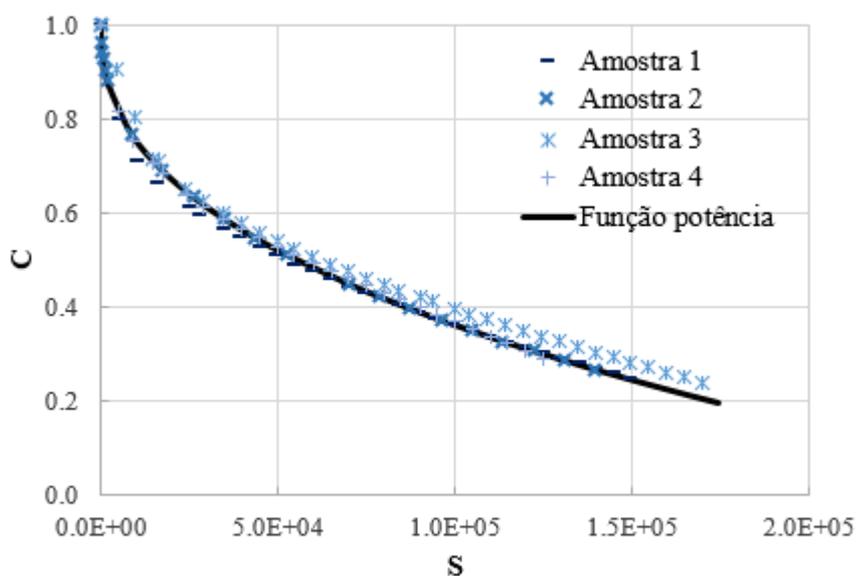


Figura B-5 – Função potência ajustada para as quatro amostras ensaiadas da mistura CA-B, para a temperatura de 20°C.

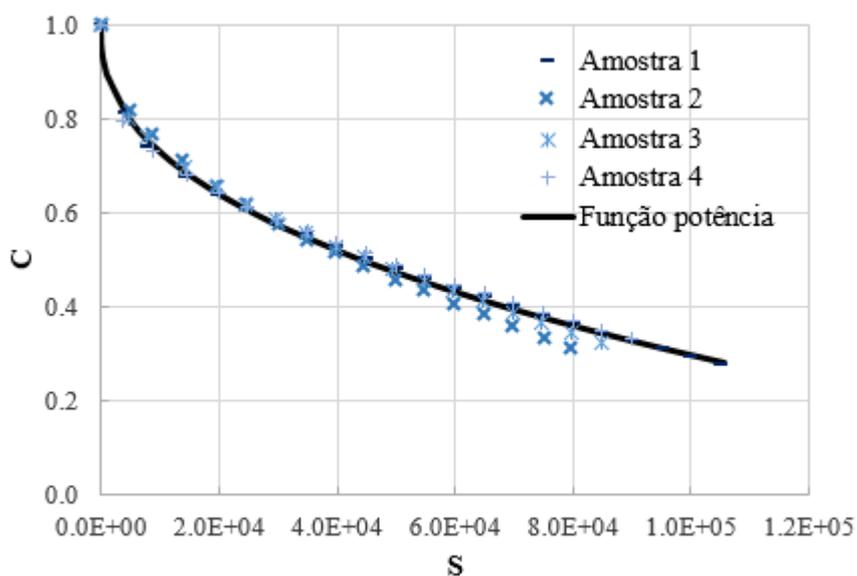


Figura B-6 – Função potência ajustada para as quatro amostras ensaiadas da mistura CA-B-W, para a temperatura de 20°C.