

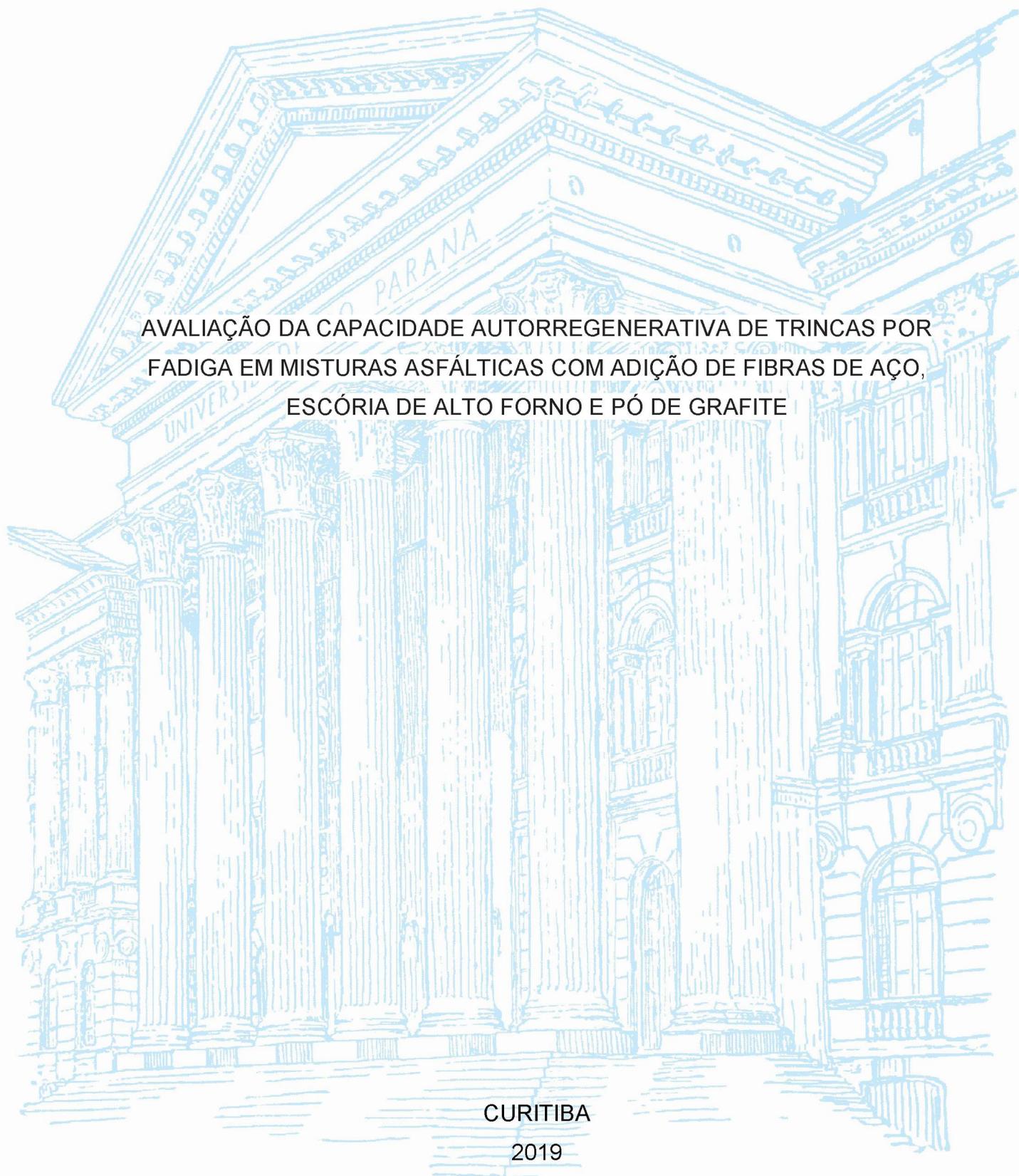
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

VANESSA BACCA COUTO JOENCK

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE AUTORREGENERATIVA DE TRINCAS POR
FADIGA EM MISTURAS ASFÁLTICAS COM ADIÇÃO DE FIBRAS DE AÇO,
ESCÓRIA DE ALTO FORNO E PÓ DE GRAFITE

CURITIBA

2019



VANESSA BACCA COUTO JOENCK

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE AUTORREGENERATIVA DE TRINCAS POR
FADIGA EM MISTURAS ASFÁLTICAS COM ADIÇÃO DE FIBRAS DE AÇO,
ESCÓRIA DE ALTO FORNO E PÓ DE GRAFITE

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Joe Arnaldo Villena Del Carpio

CURITIBA
2019

Catálogo na Fonte: Sistema de Bibliotecas, UFPR
Biblioteca de Ciência e Tecnologia

J64a

Joenck, Vanessa Bacca Couto

Avaliação da capacidade autorregenerativa de trincas por fadiga em misturas asfálticas com adição de fibras de aço, escória de alto forno e pó de grafite [recurso eletrônico] / Vanessa Bacca Couto Joenck. – Curitiba, 2019.

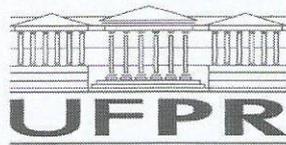
Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós- Graduação em Engenharia de Construção Civil, 2019.

Orientador: Joe Arnaldo Villena Del Carpio.

1. Pavimentos de asfalto. 2. Aço – Fadiga. 3. Rodovias - Manutenção e reparos. I. Universidade Federal do Paraná. II. Del Carpio, Joe Arnaldo Villena. III. Título.

CDD: 625.885

Bibliotecária: Vanusa Maciel CRB- 9/1928



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SETOR DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA DE
CONSTRUÇÃO CIVIL - 40001016049P2

TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da dissertação de Mestrado de **VANESSA BACCA COUTO JOENCK** intitulada: **Avaliação da capacidade autorregenerativa de trincas por fadiga em misturas asfálticas com adição de fibras de aço, escória de alto forno e pó de grafite.**, após terem inquirido a aluna e realizado a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua Aprovação no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

CURITIBA, 19 de Julho de 2019.

JOE ARNALDO VILLENA DEL CARPIO

Presidente da Banca Examinadora (UFPR)

JOÃO VÍCTOR STAUB DE MELO

Avaliador Externo (UFSC)

DANIANE FRANCIESCA VICENTINI

Avaliador Interno (UFPR)

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que me deram seu apoio ou que contribuíram, de alguma forma, a realização deste trabalho. Agradeço em especial:

A Deus por me dar forças nas horas difíceis e abençoar o meu caminho para vencer esta etapa.

Aos meus pais Valmor e Verônica, que sempre fizeram o melhor por mim. São os melhores pais que alguém poderia ter, recebi muito amor e carinho, e são os meus exemplos de dedicação, de honestidade e de seriedade. Sempre me encorajaram e incentivaram na educação ao longo de toda a minha vida, de tal forma, que o mérito de eu ter concluído o mestrado é de vocês.

Ao meu esposo Felipe que me apoiou para realização deste sonho, e que cuidou de mim para que eu continuasse em frente da forma mais tranquila.

Ao meu orientador Joe, que sempre foi muito paciente, em ensinar e aconselhar. Sou grata pela dedicação do seu tempo desde a coleta de materiais para a pesquisa, na busca de pessoas para me ajudar, nas soluções quando eu achava que não tinha mais saída, nas correções do texto e nas contribuições que sempre foram muito bem-vindas. Obrigada Joe por tudo!

À Afirma Engenharia, em especial ao prof. Mário Henrique Furtado Andrade que me deu a oportunidade de trabalhar e realizar o mestrado.

À Franklin Eletric, em especial ao Sr. Valmor, pelo apoio e por fornecer a escória de alto forno para realização deste trabalho.

À CBB Asfaltos e a Pedreira Central por fornecerem asfalto e agregados, respectivamente. Ao Instituto Lactec por britarem a escória de alto forno.

Ao Laboratório de Pavimentação Professor Armando Martins Pereira (LAMP), da UFPR, pela disponibilidade do espaço e dos equipamentos para realização da pesquisa.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil (PPGECC/UFPR).

Aos alunos da iniciação científica, Aline, Viviane, Giovani e Eduardo por todo auxílio prestado no laboratório.

A Fernanda, que concluiu o curso de pós-graduação na UFPR logo que iniciei, por compartilhar comigo toda a sua experiência e conhecimento em pavimentação.

A todos os meus amigos que colaboraram na realização deste trabalho e me proporcionaram momentos de felicidade.

“Eu errei mais de 9.000 arremessos na minha carreira. Perdi quase 300 jogos. Em 26 oportunidades, confiaram em mim para fazer o arremesso da vitória e eu errei. Eu falhei muitas e muitas vezes na minha vida. E é por isso que tenho sucesso.”

Michael Jordan

RESUMO

As trincas por fadiga em pavimentos asfálticos requerem ações de manutenção, restauração ou construção a fim de garantir a segurança e conforto dos usuários. Uma técnica que está ganhando destaque na comunidade acadêmica, está relacionada com o desenvolvimento de misturas asfálticas capazes de regenerar as trincas produzidas pela fadiga, fechando-as e prolongando, em consequência, a vida útil do pavimento. Este fenômeno é denominado de autorregeneração de mistura asfáltica e sua reprodução consiste em introduzir materiais suscetíveis ao aquecimento por micro-ondas ou indução eletromagnética em misturas asfálticas. O aquecimento das misturas permite que, a uma determinada temperatura, o asfalto possa fluir e fechar fissuras; regenerando, desta forma, o material. No presente estudo, foram avaliadas as propriedades mecânicas (resistência à tração, módulo de resiliência e o desempenho à fadiga) de misturas asfálticas contendo agregados minerais, CAP 50/70 e as seguintes adições: escória de alto forno nos teores de 15 e 65,7%, do peso do ligante asfáltico; fibras de aço, nos teores de 0,2% e 0,4%, por peso da mistura asfáltica; e, pó de grafite nos teores de 15 e 65,7%, do peso do ligante asfáltico. Uma mistura sem adições também foi produzida e serviu de referência para avaliar os resultados obtidos. Adicionalmente, a taxa de aquecimento e o índice de autorregeneração de todas as misturas foram avaliadas. Os resultados mostraram que o uso de adições diminuiu a resistência à tração e incrementou o valor do módulo de resiliência das misturas, o que pode estar relacionado com a diminuição do asfalto disponível para recobrir os agregados e fornecer elasticidade às amostras. Quanto ao desempenho à fadiga, o uso de algumas adições diminuiu a vida útil estimada da mistura, enquanto que outras, como a mistura contendo 15% de pó de grafite apresentaram desempenho à fadiga superior ao da mistura de referência. Os resultados mostraram, também, que a faixa de temperatura ideal para promover a regeneração da mistura, varia de 50 °C a 75 °C; sendo que dentre todas as misturas, temperaturas de aquecimento e tempos de repouso avaliados, a mistura contendo 15% de pó de grafite, submetida ao dano por fadiga e deixada em repouso por três horas, sem aquecimento, foi identificada como a mistura com maior índice de autorregeneração, 73%. Espera-se que os dados coletados no presente estudo, possam servir de base para o desenvolvimento e andamento de pesquisas que tenham como foco a recuperação de estruturas de pavimentos asfálticos a partir do uso da técnica da autorregeneração.

Palavras-chave: Misturas asfálticas autorregenerativas, escória de alto forno, fibras de aço, pó de grafite, aquecimento por micro-ondas, caracterização mecânica, fadiga.

ABSTRACT

Fatigue cracks in pavements demand maintenance, recovery or construction actions in a way to ensure the safety and comfort of drivers. A technique getting prominence in the academic community is related to the development of asphalt abilities of healing the fatigue cracks, closing them and consequently prolonging the useful life of the pavement. This event is well-known as asphalt self-healing, which consists in adding heating susceptible materials in asphalt mixtures, able to be heated by microwaves or electromagnetic induction. Heating these mixtures at a given temperature, allows the asphalt to flow and consequently close cracks; thus, self-healing the material. In the present study, were evaluated the mechanical properties (tensile strength, resilient modulus and fatigue performance) of mixtures containing mineral aggregates, 50/70 penetration grade bitumen, and conductive particles additions: blast furnace slag in the contents of 15 and 66 %; steel fibers in the contents of 0.2% and 0.4%; and graphite powder in the contents of 15 and 66%, all dosed by weight of the asphalt binder. A mixture without additions was also produced to be used as a reference for evaluation of the obtained results. In addition, the heating rate and self-healing rate of all mixtures were evaluated. The results showed that the use of additions decreases tensile strength and increased the resilience modulus of the mixtures, which may be related to the reduction of the asphalt available to cover the aggregates and provide enough elasticity to the mixture. Regarding fatigue performance, the use of some additions decreased the mixture performance, while others, such as the mixture containing 15% of graphite powder, presented higher fatigue performance than the reference mixture. The results also showed that the ideal temperature range to promote self-healing ranges from 50 °C to 75 °C; furthermore, that from all the studied mix, heating temperatures and rest period evaluated, the mixture containing 15% of graphite powder, subjected to fatigue damage and rest to three hours without heating, was identified as the mixture with the highest self-healing rate (73%). It's expected that the data collected in the present study may serve as a basis in progress and development of future researches, focused on asphalt pavement structures regeneration, using of the self-healing technique.

Key-words: Self-healing asphalt mixture, blast furnace slag, steel fibers, graphite powder, microwave heating, mechanical characterization, fatigue.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - CLASSIFICAÇÃO DOS 105,8 MIL KM DE RODOVIAS PAVIMENTADAS DO BRASIL.....	24
FIGURA 2 - INVESTIMENTOS APLICADOS EM RODOVIAS FEDERAIS EM 2018 (R\$ BILHÕES).....	26
FIGURA 3 - ESTRUTURA DE UM PAVIMENTO FLEXÍVEL	29
FIGURA 4 - GRADUAÇÃO DE AGREGADOS COM A LINHA DE MÁXIMA DENSIDADE	32
FIGURA 5 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO LIGANTE ASFÁLTICO DE COMPORTAMENTO: (A) SOL E (B) GEL	35
FIGURA 6 - VISCOSÍMETRO: (A) DE <i>BROOKFIELD</i> ; (B) DE <i>SAYBOLT-FUROL</i>	38
FIGURA 7 - FENÔMENO DE FADIGA NO PAVIMENTO: (A) TRANSFERÊNCIA DE UM CARREGAMENTO DE UMA PRESSÃO DE UMA RODA ATRAVÉS DA ESTRUTURA DE UM PAVIMENTO (B) CLÁSSICA FISSURA POR FADIGA (C) PROGRESSÃO DA DEFORMAÇÃO RESIDUAL	40
FIGURA 8 - TRINCAMENTO POR FADIGA EM REVESTIMENTO ASFÁLTICO	42
FIGURA 9 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DOS TIPOS DE CARREGAMENTO DINÂMICOS, A) VIDA À FADIGA EM FUNÇÃO DA TENSÃO E B) VIDA À FADIGA EM FUNÇÃO DA DEFORMAÇÃO	44
FIGURA 10 - INFLUÊNCIA DO TIPO DE CARREGAMENTO NA VIDA À FADIGA DE UMA MISTURA ASFÁLTICA.....	45
FIGURA 11 - FORMA DE CARREGAMENTO NO ENSAIO DE FADIGA (SINUSOIDAL, PULSATÓRIA E CÍCLICA) (A) ENSAIO À TC E (B) ENSAIO À DC	47
FIGURA 12 - CARREGAMENTO RETANGULAR NO ENSAIO DE FADIGA, (A) ENSAIO À TC E (B) ENSAIO À DC	48
FIGURA 13 - CONFIGURAÇÕES DE ENSAIOS DE FADIGA.....	49
FIGURA 14 - RESULTADOS DE ENSAIO DE FADIGA EM UM GRÁFICO: VIDA À FADIGA X DEFORMAÇÃO	52
FIGURA 15 - RESULTADO DE ENSAIO DE FADIGA EM UM GRÁFICO: DIFERENÇA TENSÕES E VIDA À FADIGA.....	52

FIGURA 16 - DISTINÇÃO DAS TRÊS FASES EM UM ENSAIO DE FADIGA...	53
FIGURA 17 - ESQUEMA DAS FORÇAS QUE ATUAM EM UMA TRINCA DE CONCRETO ASFÁLTICO DURANTE O PROCESSO DE AUTORREGENERAÇÃO.....	56
FIGURA 18 - ALTERAÇÕES NA TEMPERATURA EM CONCRETO ASFÁLTICO DENSO EM FUNÇÃO DE AQUECIMENTO POR INDUÇÃO.....	57
FIGURA 19 - ESQUEMA DE AQUECIMENTO POR INDUÇÃO ELETROMAGNÉTICA.....	59
FIGURA 20 - IRRADIAÇÃO DE MICRO-ONDAS EM REVESTIMENTO ASFÁLTICO.....	60
FIGURA 21 - ESQUEMA DE AUTORREGENERAÇÃO COM CÁPSULAS.....	60
FIGURA 22 - FLEXÃO EM VIGA DE 3 PONTOS COM CORPO DE PROVA SEMICIRCULAR À DIREITA E RETANGULAR À ESQUERDA.....	62
FIGURA 23 - ENSAIO DE FLEXÃO EM VIGA DE TRÊS PONTOS ANTES E APÓS A REGENERAÇÃO.....	63
FIGURA 24 - APARATO À QUATRO PONTOS.....	64
FIGURA 25 - CICLO DE ENSAIO FADIGA EM VIGA DE QUATRO PONTOS SEGUIDO DE REPOUSO E APÓS ENSAIO DE FADIGA.....	64
FIGURA 26 - CICLO DE ENSAIO DE FADIGA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL SEGUIDO DE REPOUSO E APÓS ENSAIO DE FADIGA.....	66
FIGURA 27 - TEMPERATURA DE CORPOS DE PROVA AQUECIDOS POR MICRO-ONDAS: A) USO DA CÂMERA DE INFRAVERMELHO; B) USO DE TERMÔMETRO QUÍMICO.....	68
FIGURA 28 - MOLDE DE POLIPROPILENO UTILIZADO APÓS AQUECIMENTO DE CORPO DE PROVA DURANTE O TEMPO DE REPOUSO.....	69
FIGURA 29 - LÃ DE AÇO COM ESPESSURA ENTRE 0,10M E 0,12MM.....	71
FIGURA 30 - LÃ DE AÇO E LATA DE ALUMÍNIO FRAGMENTADOS PARA SEREM UTILIZADOS EM MISTURAS ASFÁLTICAS.....	71
FIGURA 31 - (A) ÍNDICE DE AUTORREGENERAÇÃO VERSUS CICLOS DE AUTORREGENERAÇÃO POR MICRO-ONDAS, E (B) CARGA MÁXIMA DE FLEXÃO VERSUS VOLUME DE VAZIOS NA MISTURA ASFÁLTICA.....	72
FIGURA 32 - DISTRIBUIÇÃO DA TEMPERATURA SUPERFICIAL EM CORPO DE PROVA DE MISTURA ASFÁLTICA COM ADIÇÃO DE 6% DE FIBRAS DE AÇO.....	73

FIGURA 33 - MODELOS 3D DE FIBRAS DENTRO DE UMA AMOSTRA DE MISTURA DE ASFÁLTICA COM FIBRAS DE AÇO (A) 4% DE FIBRAS DE AÇO, E (B) 8% DE FIBRAS DE AÇO, EM VOLUME DE LIGANTE.....	74
FIGURA 34 - EFEITO DE ADIÇÃO DE FIBRAS DE AÇO NA DENSIDADE DE MISTURAS ASFÁLTICAS.....	74
FIGURA 35 - EFEITO DA QUANTIDADE DE LIGANTE ASFÁLTICO NA RESISTIVIDADE ELÉTRICA E RTI (RESISTÊNCIA A TENSÃO INDIRETA EM CONCRETO ASFÁLTICO POROSO.....	75
FIGURA 36 - TEMPO DE AQUECIMENTO VERSUS A TEMPERATURA DE SUPERFÍCIE DA AMOSTRA: (A) AQUECIMENTO POR MICRO-ONDAS; (B) AQUECIMENTO POR INDUÇÃO ELETROMAGNÉTICA.....	78
FIGURA 37 - ASFALTO (À ESQUERDA) E ASFALTO COM FIBRAS DE AÇO (À DIREITA) AQUECIDOS COM MICRO-ONDAS POR 5 SEGUNDOS.....	78
FIGURA 38 - MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM AMOSTRAS EM FUNÇÃO DE (A) TEMPERATURA DA MISTURA E (B) VOLUME DE VAZIOS. A BARRA DE ERRO REPRESENTA O DESVIO PADRÃO.	79
FIGURA 39 - MISTURA ASFÁLTICA COM FIBRAS DE AÇO (À ESQUERDA) E MISTURA ASFÁLTICA COM ESCÓRIA (À DIREITA), AQUECIDAS EM MICRO-ONDAS POR 120 SEGUNDOS.....	80
FIGURA 40 - ÍNDICE DE AUTORREGENERAÇÃO EM MISTURAS ASFÁLTICAS QUE SOFRERAM FADIGA EM ENSAIO DE FLEXÃO EM VIGAS DE TRÊS PONTOS.....	81
FIGURA 41 - GRAFITE.....	82
FIGURA 42 - DISTRIBUIÇÃO DA POTÊNCIA DO MICRO-ONDAS DISSIPADA (W/M ³).....	82
FIGURA 43 - EVOLUÇÃO DA TEMPERATURA SUPERFICIAL EM AMOSTRAS ENSAIADAS.....	83
FIGURA 44 - TEMPERATURA SUPERFICIAL COMPARADA ENTRE ENSAIO LABORATORIAL E SIMULAÇÃO NUMÉRICA.....	84
FIGURA 45 - AMOSTRA DE MISTURA ASFÁLTICA COM FIBRAS OXIDADAS.....	86
FIGURA 46 - AGREGADOS UTILIZADOS NA PESQUISA: (A) PÓ DE PEDRA; (B) PEDRISCO; (C) BRITA 3/4.....	90

FIGURA 47 - PROCESSO PRODUTIVO DA ESCÓRIA DE ALTO FORNO: (A) FORNO ONDE OCORRE A FUSÃO DO MINÉRIO DE FERRO; (B) SAÍDA DA ESCÓRIA DO FORNO; (C) RESFRIAMENTO DA ESCÓRIA E (D) PILHAS DE ESCÓRIA.....	92
FIGURA 48 - EQUIPAMENTO DE ABRASÃO <i>LOS ANGELES</i>	93
FIGURA 49 - EQUIPAMENTOS UTILIZADOS PARA MOER A ESCÓRIA DE ALTO FORNO: (A) BRITADOR DE MANDÍBULA; (B) MOINHO DE BOLAS.....	93
FIGURA 50 - ESCÓRIA GRANULADA UTILIZADA NAS MISTURAS ASFÁLTICAS: (A) BRITADA NO BRITADOR DE MANDÍBULA (B) BRITADA NO MOINHO DE BOLAS	94
FIGURA 51 - LÃ DE AÇO: (A) EM ROLOS DE 22G; (B) CORTADAS	95
FIGURA 52 - PÓ DE GRAFITE UTILIZADO EM MISTURAS ASFÁLTICAS.....	96
FIGURA 53 - CAP 50/70 UTILIZADO NO ESTUDO	96
FIGURA 54 - ETAPAS DA PESQUISA.....	98
FIGURA 55 - MISTURA DE AGREGADOS E LIGANTE: A) MISTURA MANUAL; B) MISTURA MANUAL PRONTA.....	102
FIGURA 56 - COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA: A) COMPACTADOR GIRATÓRIO; B) CORPO DE PROVA EXTRAÍDO DO MOLDE; C) CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS:.....	104
FIGURA 57 - MISTURA DE AGREGADOS COM FORMAÇÃO DE GRUMOS DE FIBRAS DE AÇO COM ADIÇÃO DE 2%	107
FIGURA 58 - (A) PRENSA DE ENSAIO DO LAMP E (B) CORPO DE PROVA ROMPIDO.....	110
FIGURA 59 - ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	111
FIGURA 60 - ENSAIO DE FADIGA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL	112
FIGURA 61 - CORPO DE PROVA ROMPIDO NO ENSAIO DE FADIGA.....	113
FIGURA 62 - ESTRUTURA DE PAVIMENTO SIMULADO.....	114
FIGURA 63 - ANÁLISE DA TEMPERATURA SUPERFICIAL EM IMAGENS DE INFRAVERMELHO POR MEIO DO SOFTWARE FLIR TOOLS	116
FIGURA 64 - CORPO DE PROVA EM MOLDE CILÍNDRICO DURANTE O REPOUSO DE TRÊS HORAS: (A) CILINDRO DENTRO DA CÂMARA CLIMATIZA EM 25°C; (B) CORPO DE PROVA DENTRO DO MOLDE.....	119
FIGURA 65 - ÍNDICE DE AUTORREGENERAÇÃO	120

FIGURA 66 - DIAGRAMA ATIVIDADES DA ETAPA 5	121
FIGURA 67 - DIAGRAMA ATIVIDADES DA ETAPA 6	122
FIGURA 68 - CURVA GRANULOMÉTRICA DOS AGREGADOS NATURAIS - BRITA ¾", PEDRISCO E PÓ DE PEDRA.....	124
FIGURA 69 - CURVA GRANULOMÉTRICA DA ESCÓRIA DE ALTO FORNO	125
FIGURA 70: DRX DA ESCÓRIA DE ALTO FORNO.....	125
FIGURA 71 - MICROGRAFIA OBTIDA POR MEV DA ESCÓRIA DE ALTO FORNO COM AUMENTO DE 200X.....	126
FIGURA 72 - PARTÍCULA DE PÓ DE GRAFITE.....	127
FIGURA 73 - CURVA VISCOSIDADE (BROOKFIELD) VERSUS TEMPERATURA – CAP 50/70.....	128
FIGURA 74 - COMPOSIÇÕES GRANULOMÉTRICAS DOS TRAÇOS AVALIADOS INICIALMENTE PARA A MISTURAS ASFÁLTICA.....	130
FIGURA 75 - CURVA GRANULOMÉTRICA SEGUNDO A METODOLOGIA SUPERPAVE	131
FIGURA 76 - CURVA DE DENSIFICAÇÃO MÉDIA EM FUNÇÃO DA GRANULOMETRIA.....	132
FIGURA 77 - CURVA DE DENSIFICAÇÃO MÉDIA EM FUNÇÃO DO TEOR DE LIGANTE ASFÁLTICO	133
FIGURA 78 - VOLUME DE VAZIOS EM FUNÇÃO DO TEOR DE LIGANTE ASFÁLTICO	134
FIGURA 79 - RBV EM FUNÇÃO DO TEOR DE LIGANTE ASFÁLTICO	134
FIGURA 80 - RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS.....	138
FIGURA 81 - RESULTADO DOS ENSAIOS DE MR DAS MISTURAS ASFÁLTICAS.....	140
FIGURA 82 - RESULTADOS DO ENSAIO DE FADIGA EM FUNÇÃO DA DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA RESILIENTE INICIAL.....	142
FIGURA 83 - RESULTADOS DO ENSAIO DE FADIGA EM FUNÇÃO DA DIFERENÇA DE TENSÕES	143
FIGURA 84 - VIDA ÚTIL DAS MISTURAS ASFÁLTICAS ESTUDADAS.....	144
FIGURA 85 - RESULTADOS DE TAXA DE AQUECIMENTO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS ESTUDADAS	146

FIGURA 86 - ÍNDICE DE AUTORREGENERAÇÃO MÉDIO DAS MISTURAS ASFÁLTICA EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA MÉDIA SUPERFICIAL COM TEMPO DE REPOUSO DE 3 HORAS.....	147
FIGURA 87 - ÍNDICE DE AUTORREGENERAÇÃO MÉDIO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS COM TEMPO DE REPOUSO DE 24 HORAS E 3 HORAS.....	151

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 - CLASSIFICAÇÃO DO CAP DE ACORDO COM A PENETRAÇÃO	37
QUADRO 2 - DIFERENÇAS ENTRE TENSÃO CONTROLADA E DEFORMAÇÃO CONTROLADA EM ENSAIOS DE FADIGA.....	46
QUADRO 3 - CARACTERÍSTICAS DAS FIBRAS E PROPRIEDADES DAS MISTURAS ESTUDADAS	76
QUADRO 4 - ESPECIFICAÇÕES DO GRAFITE	95
QUADRO 5 - CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO CAP 50/70	97
QUADRO 6 - PONTOS DE CONTROLE DE ACORDO COM O TAMANHO NOMINAL MÁXIMO DO AGREGADO.....	101
QUADRO 7 - NOMENCLATURA DAS MISTURAS ESTUDADAS.....	108
QUADRO 8 - CARACTERÍSTICAS DO PAVIMENTO SIMULADO.....	115
QUADRO 9 - RESULTADOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS.....	123
QUADRO 10 - CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO LIGANTE ASFÁLTICO, CAP 50/70	128
QUADRO 11 - GRANULOMETRIAS SELECIONADAS PARA A DOSAGEM SUPERPAVE	129
QUADRO 12 - PROPRIEDADES VOLUMÉTRICAS DOS CORPOS DE PROVA PARA CADA GRANULOMETRIA.	131
QUADRO 13 - PROPRIEDADES VOLUMÉTRICAS DOS CORPOS DE PROVA VARIANDO O TEOR DE LIGANTE ASFÁLTICO.....	133
QUADRO 14 - COMPOSIÇÃO DE MATERIAIS PARA PRODUÇÃO DE UM CORPO DE PROVA DA MISTURA R.....	135
QUADRO 15 - COMPOSIÇÃO DE MATERIAIS PARA PRODUÇÃO DE UM CORPO DE PROVA DA MISTURA EA (15% DE ESCÓRIA POR PESO DE LIGANTE) E DA MISTURA EB (65,7% DE ESCÓRIA POR PESO DE LIGANTE).....	136
QUADRO 16 - COMPOSIÇÃO DE MATERIAIS PARA PRODUÇÃO DE UM CORPO DE PROVA DA MISTURA FA (0,2% DE FIBRAS POR PESO DA MISTURA) E DA MISTURA FB (0,4% DE FIBRAS POR PESO DA MISTURA).....	136
QUADRO 17: COMPOSIÇÃO DE MATERIAIS PARA PRODUÇÃO DE UM CORPO DE PROVA DA MISTURA GA (15,0% DE PÓ DE GRAFITE POR PESO DE LIGANTE) E DA MISTURA GB (65,7% DE PÓ DE GRAFITE POR PESO DE LIGANTE).....	137
QUADRO 18 - VIDA ÚTIL COM BASE NAS CURVAS DE FADIGA.....	143

QUADRO 19 - TAXA DE AQUECIMENTO E TEMPO NECESSÁRIO PARA ATINGIR 50 °C, 75 °C E 100°C A TEMPERATURA SUPERFICIAL DE CORPOS DE PROVAS	146
QUADRO 20 - TEMPO E TEMPERATURA DE AQUECIMENTO QUE PROMOVERAM MAIOR IA COM TEMPO DE REPOUSO DE 3 HORAS	150

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

AASTHO: *American Association of Highway and Transportation Officials*
ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas
AEMC: Análise Elástica de Múltiplas Camadas
ANTP: Associação Nacional de Transportes Públicos
ASTM: *American Society of Testing and Materials*
CA: Concreto asfáltico
CAP: Cimento asfáltico de petróleo
CPA: Concreto asfáltico poroso
CGS: Compactador giratório Superpave
DMM: densidade máxima medida
DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DNER: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DRX: Difração de Raios-X
EA: Mistura asfáltica contendo 15% de escória por peso de ligante
EB: Mistura asfáltica contendo 50% da fração fíler de escória
ESAL: *Equivalent Single Axle Loads*
FA: Mistura asfáltica contendo 0,2% de fibras de aço por peso da mistura
FB: Mistura asfáltica contendo 0,4% de fibras de aço por peso da mistura
FHWA: *Federal Highway Administration*
GA: Mistura asfáltica contendo 15% de grafite por peso de ligante
GB: Mistura asfáltica contendo 50% da fração fíler de grafite
IA: Índice de autorregeneração
IPEA: Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada
ISC: Índice de suporte Califórnia
Gmb: Massa específica aparente do corpo de prova
Gmm: Densidade máxima teórica da mistura
Gsa: massa específica real seca da combinação dos agregados
Gsb: massa específica aparente seca da combinação dos agregados
Gse: Massa específica efetiva
LAMP: Laboratório de Pavimentação Professor Armando Martins Pereira
LVDT: *Linear Variable Differential Transducer*
MEV: Microscopia Eletrônica de Varredura

MR: Módulo de Resiliência

NBR: Norma Brasileira

$N_{inicial}$: Número de giros inicial

$N_{máximo}$: Número de giros máximo

$N_{projeto}$: Número de giros de projeto

PG: *Performance Grade* ou Grau de Desempenho

Ple: teor de ligante efetivo

PSR: *Present Serviceability Ratio*

RBV: Relação Betume Vazios

RT: Resistência à Tração

SHRP: *Strategic Highway Research Program*

SUPERPAVE: *Superior Performing Asphalt Pavement System*

SMA: *Stone Matrix Asphalt*

UFPR: Universidade Federal do Paraná

UTM: *Universal Test Machine* ou Ensaio em Máquina Universal

VAM: Volume de vazios do agregado mineral

VSA: Valor de serventia atual

V_v : Volume de vazios

SUMÁRIO

1.	CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	21
1.1	OBJETIVO	23
1.1.1	Objetivos Específicos	23
1.2	JUSTIFICATIVA	24
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	27
2.	CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	28
2.1.	ESTRUTURA DO PAVIMENTO ASFÁLTICO	28
2.2.	MISTURAS ASFÁLTICAS	31
2.2.1.	Agregados	32
2.2.2.	Ligantes asfálticos	34
2.2.2.1	Classificação do asfalto quanto à penetração	37
2.2.2.2.	Classificação do ligante asfáltico quanto à viscosidade	38
2.2.2.3.	Classificação do asfalto quanto ao grau de desempenho (PG)	39
2.3.	TRINCAS POR FADIGA EM MISTURAS AS ASFÁLTICAS	39
2.3.1.	Ensaio de fadiga	43
2.3.2.	Tipo de carregamento no ensaio de fadiga	43
2.3.3.	Forma de carregamento no ensaio de fadiga	46
2.3.4.	Tipos de ensaio de fadiga	48
2.3.5.	Mecanismo de fadiga	53
2.4.	AUTORREGENERAÇÃO DOS MATERIAIS	54
2.4.1.	Indução eletromagnética	58
2.4.2.	Irradiação de micro-ondas	59
2.4.3.	Microcápsulas	60
2.5.	ESTADO DA ARTE DA AUTORREGENERAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS	61
2.5.1	Métodos de avaliação da capacidade autorregenerativa de misturas asfálticas	61
2.5.2	Temperatura de aquecimento para regenerar misturas asfálticas	66
2.5.3	Equipamentos utilizados	67
2.5.4.	Adições utilizadas para regenerar misturas asfálticas	70
2.5.4.1.	Derivados de aço	70

2.5.4.2.	Escória	80
2.5.4.3.	Pó de Grafite	81
2.5.5.	Efeitos da temperatura de aquecimento no envelhecimento do ligante asfáltico	84
2.5.6.	Volume de vazios de misturas asfálticas aquecidas por indução magnética e micro-ondas.....	85
2.5.7.	Regeneração de misturas asfálticas na presença de água	85
2.6.	SÍNTESE DO CAPÍTULO	86
3.	CAPÍTULO 3 - MATERIAIS E MÉTODOS	90
3.1.	MATERIAIS	90
3.1.1	Agregados naturais	90
3.1.2.	Escória de alto forno.....	91
3.1.3	Fibras de aço.....	94
3.1.4	Pó de Grafite	95
3.1.5.	Ligante asfáltico.....	96
3.2.	MÉTODOS	98
3.2.1.	Etapa 1 - Caracterização dos Materiais.....	99
3.2.2.	Etapa 2 - Dosagem da Mistura asfáltica e produção de corpos de prova	100
3.2.2.1.	Mistura asfáltica de referência	101
3.2.2.2.	Misturas asfálticas com adições de escória de alto forno, fibras de aço e pó de grafite	104
3.2.2.3.	Produção de corpos de prova	109
3.2.3.	Etapa 3 – Caracterização mecânica.....	109
3.2.3.1.	Resistência à tração	109
3.2.3.2.	Módulo de resiliência	110
3.2.3.3.	Vida à fadiga	111
3.2.3.4.	Avaliação do desempenho das misturas asfálticas	113
3.2.4.	Etapa 4 – Determinação da taxa de aquecimento.....	115
3.2.5.	Etapa 5 - Avaliação do tempo de aquecimento no índice de autorregeneração	117
3.2.6.	Etapa 6 - Avaliação do tempo de repouso no índice de regeneração	122
4.	CAPÍTULO 4 - RESULTADOS E DISCUSSÕES	123
4.1	ETAPA 1 – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	123
4.1.1	Agregados naturais	123

4.1.2	Escória de alto forno.....	124
4.1.3.	Pó de grafite	127
4.1.4.	Ligante asfáltico.....	127
4.2.	ETAPA 2 - DOSAGEM DA MISTURA ASFÁLTICA E PRODUÇÃO DE CORPOS DE PROVA	128
4.2.1.	Mistura asfáltica de referência.....	129
4.2.2.	Produção de corpos de prova.....	135
4.3.	ETAPA 3 – CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA	137
4.3.1.	Resistência à tração	137
4.3.2.	Módulo de resiliência	139
4.3.3.	Vida à fadiga.....	142
4.3.4.	Avaliação do desempenho das misturas asfálticas	143
4.4.	ETAPA 4 – DETERMINAÇÃO DA TAXA DE AQUECIMENTO	146
4.5.	ETAPA 5 – AVALIAÇÃO DO TEMPO DE AQUECIMENTO NO ÍNDICE DE AUTORREGENERAÇÃO.....	147
4.6.	ETAPA 6 – AVALIAÇÃO DO TEMPO DE REPOUSO NO ÍNDICE DE AUTORREGENERAÇÃO.....	150
5.	CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	152
5.1	RECOMENDAÇÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	155
	REFERÊNCIAS.....	156
	APÊNDICE A.....	167
	APÊNDICE B	168
	APÊNDICE C	169
	APÊNDICE D	173

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

As estradas impulsionam a ampliação do comércio, do transporte de materiais, de produtos e passageiros aos mais diferentes lugares. As rodovias têm por finalidade ligar os sítios urbanos com o propósito de promover rapidez no transporte a baixo custo, com segurança e conforto aos usuários. No Brasil, o modal mais utilizado é o rodoviário, pois corresponde a mais de 61,1% de movimentação de cargas (CNT, 2019). Entretanto, seu desempenho é afetado por diversos fatores tais como: falta de manutenção, falta de ampliação, falta de recursos para fiscalização aos veículos com excesso de carga (KLAMT *et al.*, 2017) e falta de um método de dimensionamento de pavimento flexível normatizado mais eficiente. Visto que há pouco tempo atrás, muitos dos pavimentos existentes até os dias atuais, foram projetados de acordo com o método do DNER, o qual leva em consideração apenas a ruptura plástica do subleito (DNIT, 2006). Apesar de que, segundo Souza Júnior (2018), recentemente foi proposto um novo método de dimensionamento de pavimentos, denominado como MeDiNa (Método de Dimensionamento Nacional). O novo método além de verificar solicitações que causam ruptura por cisalhamento no subleito, também verifica ruptura por fadiga e a deformação permanente.

O tráfego de veículos sobre o pavimento gera tensões de tração e de compressão na estrutura, permitindo o surgimento de defeitos, dentre os quais se destaca o trincamento do revestimento asfáltico devido à fadiga. As trincas por fadiga em estágio inicial apresentam fissuras entrelaçadas e mais tarde desenvolvem-se em peças multifacetadas e de ângulos agudos. Este último estágio do aspecto das trincas indica que ocorreu a perda de resistência estrutural e o final da vida útil do pavimento (SUN L., 2016). Dessa forma são necessárias ações de manutenção, restauração ou reconstrução para manter a estrutura em funcionamento. Tais ações para reabilitação de revestimento asfáltico com danos de fadiga, apresentam altos custos de investimento (PAMULAPATI *et al.*, 2017). De acordo com Lavin (2003), umas das soluções tradicionais mais utilizadas para eliminar as trincas de fadiga é aplicação de uma capa selante quando as trincas não atingiram um estágio severo de deterioração, ou caso contrário, é realizado o recapeamento do pavimento, que envolve remoção do revestimento asfáltico, implicando em elevados gastos econômicos devido à

produção de novas misturas, construção de um novo revestimento além de gerar danos ambientais relacionados à extração de materiais virgens da natureza.

Atualmente, muitas pesquisas estão orientadas ao desenvolvimento de tecnologias de manutenção que permitem o aproveitamento da mistura asfáltica trincada sem a necessidade da remoção da camada de revestimento do pavimento. Uma das técnicas que está ganhando destaque na comunidade acadêmica está relacionada com o desenvolvimento de misturas asfálticas com capacidade de se regenerar das trincas produzidas pela fadiga, fechando-as e prolongando, em consequência, a vida útil do pavimento. Este fenômeno segundo Ayar, Navarro e Gámez, (2016) é denominado de autorregeneração de misturas asfálticas (*self-healing asphalt*, em inglês).

O processo de autorregeneração depende especificamente da viscosidade do ligante asfáltico que, por sua vez, pode ser diminuída mediante o incremento da temperatura da mistura asfáltica ou pelo contato do ligante com óleos ou solventes (AYAR, NAVARRO E GÁMEZ, 2016). Conforme Pamulapati *et al.* (2017), a autorregeneração é uma propriedade intrínseca de materiais asfálticos e tem sido relatada desde 1960, a qual ocorre lentamente entre períodos de repouso de carregamento e sob alta temperatura. Ainda, de acordo com Pamulapati *et al.* (2017), alguns estudos recentes mostraram que é possível acelerar o mecanismo de autorregeneração em misturas asfálticas ao inserir materiais condutivos e aquecer o material por meio de uma fonte de energia externa. Os três procedimentos mais estudados, atualmente, para acelerar a autorregeneração são o aquecimento por indução eletromagnética, aquecimento por ondas eletromagnéticas e inserção de microcápsulas, preenchidas com agentes rejuvenescedores, na mistura.

Para regenerar a mistura asfáltica mediante aquecimento por indução eletromagnética ou ondas eletromagnéticas é necessária a adição de materiais condutivos, tais como fibras ou lã de aço, fibras de carbono, pó de grafite, escória, entre outros, para que o material seja suscetível ao aquecimento com maior velocidade. A respeito da prática destes procedimentos, Dai, Wang e Hasan (2013) regeneraram mistura asfáltica com adição de lã de aço após danos por tensão de fadiga ao aquecerem por meio de indução eletromagnética. No caso do procedimento de regeneração mediante o aquecimento por ondas eletromagnéticas (micro-ondas), segundo Contreras e García (2016), os resultados de regeneração em mistura asfáltica com adição de fibras de aço mostraram-se eficaz.

A autorregeneração com microcápsulas, de acordo com Chung *et al.* (2015), consiste na produção de microcápsulas preenchidas com agentes rejuvenescedores que devem ser, posteriormente, inseridas na mistura asfáltica. As cápsulas sofrem quebra ao serem atingidas pelas trincas de fadiga no revestimento asfáltico e liberam o agente rejuvenescedor para o interior das trincas, dissolvendo o ligante asfáltico, o qual preenche os vazios das fissuras e promove a recuperação das características originais da mistura asfáltica.

O entendimento, desenvolvimento e aperfeiçoamento destes procedimentos de regeneração podem contribuir para o retardo da evolução das trincas de fadiga no revestimento asfáltico em campo, incrementando a vida útil dos mesmos e trazendo benefícios econômicos, ambientais e sociais para a sociedade. Dessa forma, o presente estudo avaliou o desempenho mecânico de misturas asfálticas contendo adições de escória de alto forno, fibras de aço e pó de grafite, a fim de verificar a viabilidade para aplicação em pavimentos em relação a misturas asfálticas convencionais. Adicionalmente, foi investigado a capacidade autorregenerativa de misturas asfálticas contendo adições de escória de alto forno, fibras de aço e pó de grafite ao serem aquecidas por ondas eletromagnéticas, após sofrerem danos por fadiga.

1.1 OBJETIVO

O objetivo principal deste trabalho é investigar a capacidade autorregenerativa de trincas por fadiga em misturas asfálticas densas com ligante asfáltico CAP 50/70, mediante a adição de fibras de aço, escória de alto forno e pó de grafite.

1.1.1 Objetivos Específicos

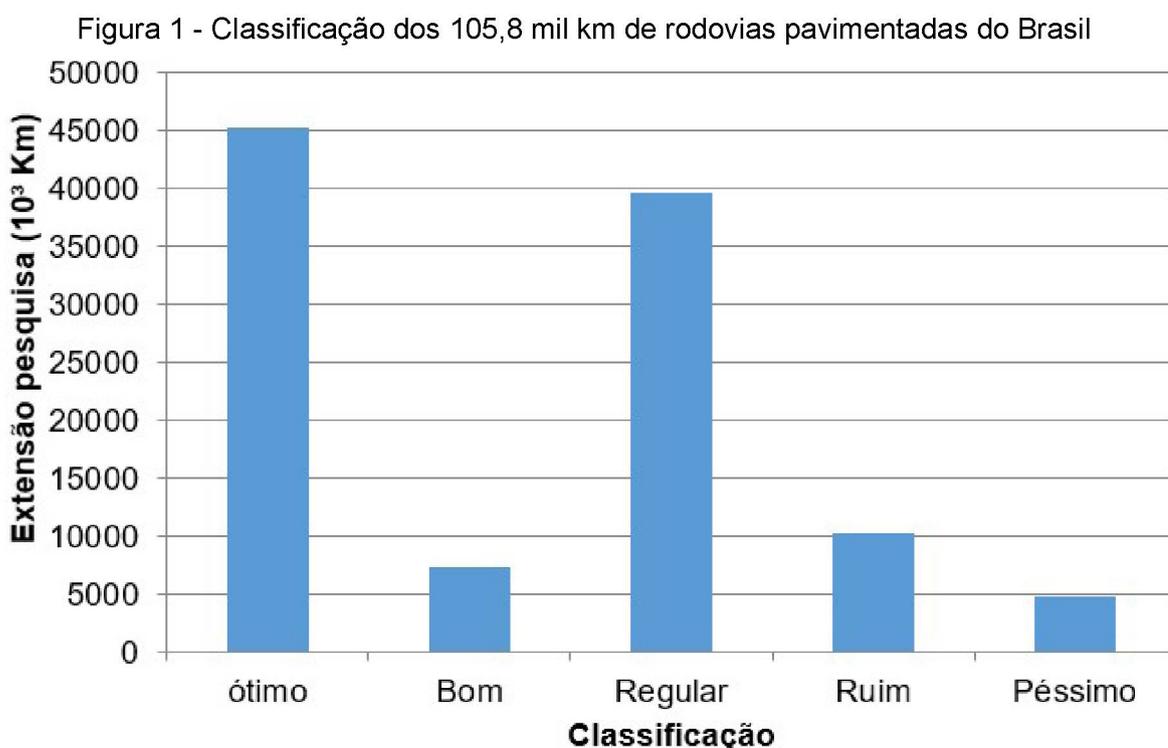
Como objetivos específicos propõem-se:

- Avaliar as características mecânicas e o desempenho das misturas asfálticas autorregenerativas em comparação com misturas asfálticas convencionais;
- Avaliar o índice de autorregeneração em quatro níveis de tempo e de temperatura de aquecimento por radiação de micro-ondas;

- Avaliar o índice de autorregeneração para dois tempos de repouso após o aquecimento da mistura asfáltica que sofreu danos por fadiga.

1.2 JUSTIFICATIVA

O Brasil tem 1,7 milhões quilômetros de rodovias, sendo que apenas 213,2 mil quilômetros são pavimentados, o que representa 12,5% de toda a malha rodoviária do país (CNT, 2019). Desta extensão, a Pesquisa CNT de Rodovias (CNT, 2018) fez um levantamento de 107,2 mil km e verificou que a qualidade de 51,% (54,6 mil km) do pavimento é considerada de regular a péssimo, conforme apresentado na Figura 1.



Fonte: Adaptado, CNT, 2018.

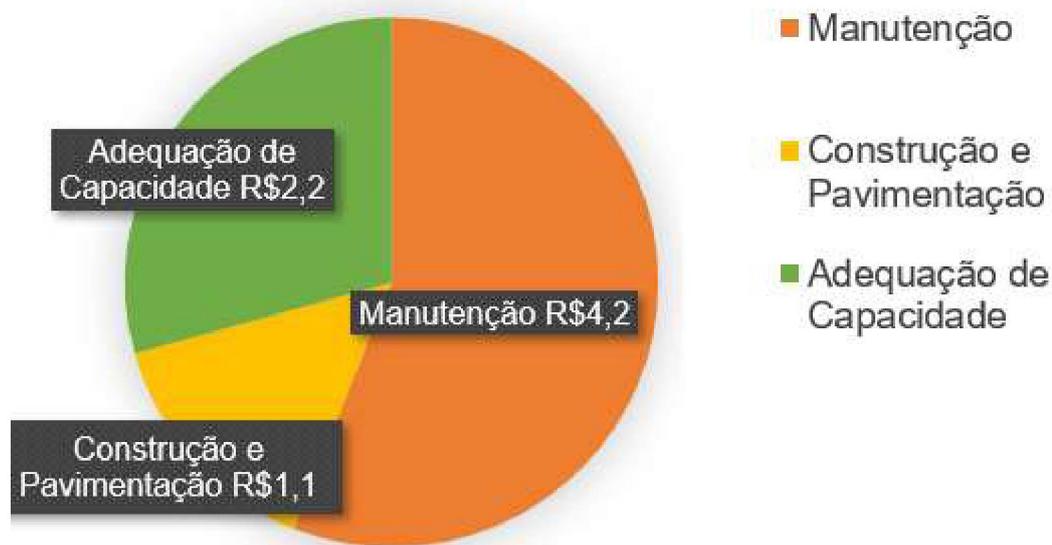
As consequências do mau estado das rodovias trazem prejuízos no desenvolvimento econômico do país. Garantir a adequada manutenção das rodovias é um dos maiores desafios do país na atualidade. Rodovias com manutenção precária geram consideráveis impactos nos custos operacionais de transporte, o que inclui gastos com manutenção dos veículos, troca de peças e maior consumo de combustível (CNT, 2018).

Cabe considerar ainda os acidentes de trânsito causados pela má condição das rodovias, o que onera o sistema público de saúde, além de ceifar muitas vidas anualmente. Em 2018 no Brasil, ocorreram 324,7 mil acidentes, sendo que 42 mil com vítimas fatais. Do total dos 42 mil acidentes com vítimas fatais, 61 acidentes ocorreram devido a defeitos na via (PRF, 2018). A condição do pavimento tem uma grande importância na segurança dos motoristas que o trafegam, pois deve apresentar uma superfície de deslocamento suave para o tráfego sob várias condições do meio ambiente.

Além disso, conforme Mallick e El-Korchi (2018), as estradas, por serem as vias de transporte mais utilizadas no Brasil, são responsáveis e importantes pelo o acesso das pessoas a serviços e a bens de consumo. Ainda, segundo Mallick e El-Korchi (2018), o desenvolvimento de um país é frequentemente medido em termos de sua quilometragem total de estrada pavimentada, sendo assim, a construção de estradas representa progresso em países em desenvolvimento, e o aprimoramento da infraestrutura, representa progresso nos países desenvolvidos. O volume de veículos é um indicador do cenário da economia em razão da sua forte correlação com o PIB interno, ou seja, é a soma anual de bens e serviços transportados em todo o país (PAPAGIANNAKIS; MASAD, 2007).

Para manter as rodovias trafegáveis, o poder público investe continuamente altos valores em contratos de manutenção e conservação da malha, nos quais grande parte dos recursos são aplicados em recuperação do pavimento asfáltico. Segundo a Pesquisa CNT de Rodovias (CNT, 2018) são necessários R\$ 48,08 bilhões apenas reconstrução, restauração e readequação das vias desgastadas, com a implementação de sinalização. Em 2018, de acordo com o Ministério dos Transportes, Portos e Aviação Civil (2018), foram gastos com manutenção de pavimentos na esfera federal 4,2 bilhões, enquanto que para a construção e a pavimentação foram gastos 1,1 bilhões e para adequação de capacidade, 2,2 bilhões (Figura 2).

Figura 2 - Investimentos aplicados em rodovias federais em 2018(R\$ bilhões)



Fonte: Adaptado, Ministério dos Transportes, Portos e Aviação Civil, 2018.

Estes dados revelam que os gastos com manutenção representam a maior parte dos investimentos com obras rodoviárias. É fundamental, portanto, que se conduzam pesquisas com o intuito de desenvolver novas técnicas de manutenção e melhorias dos pavimentos rodoviários, buscando aquelas de maior eficácia e consequentemente, maior economia.

No aspecto ambiental, as más condições dos pavimentos, que impedem o tráfego dos veículos a velocidade constante, obrigam aos motoristas a realizar várias manobras de frenagem e aceleração causando um maior consumo de combustível. Por sua vez, maiores consumos de combustível estão relacionados com maiores emissões de CO₂ (dióxido de carbono). Esse consumo adicional para veículos de cargas pode alcançar a média de 5% em rotas classificadas como regular, ruim ou péssima (CNT, 2018).

Desta forma, a possibilidade de estender a vida útil de um pavimento, reduzindo o número de intervenções de manutenção ou reconstrução, tende a gerar enormes ganhos para a sociedade, reduzindo os custos e minimizando o impacto ao meio ambiente. Nos pavimentos asfálticos, retardar a manutenção ou a reconstrução está relacionada com uma menor produção de misturas asfálticas novas, menores emissões de gases poluentes nas usinas, segurança e conforto aos motoristas, economia de energia e economia de ligante asfáltico e agregados pétreos novos.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação foi estruturada em cinco capítulos a fim de facilitar a compreensão da pesquisa como um todo. A seguir, expõe-se uma descrição sucinta dos assuntos apresentados em cada capítulo:

O Capítulo 1 - Introdução, introduz o tema da pesquisa, o objetivo geral, os objetivos específicos e a justificativa do tema.

O Capítulo 2 - Revisão Bibliográfica, apresenta uma revisão bibliográfica do tema de pesquisa. Neste capítulo são abordados o conceito de estrutura de um pavimento, as propriedades do ligante asfáltico, as manifestações patológicas, métodos tradicionais de recuperação de revestimentos asfálticos com defeitos, métodos de autorregeneração e por fim são apresentadas as contribuições de pesquisas com misturas asfálticas autorregenerativas.

O Capítulo 3 - Materiais e Métodos, explana os tipos de materiais utilizados nos ensaios laboratoriais para moldagens dos corpos de prova, os métodos de ensaios para caracterização física e química dos materiais, os métodos de ensaios utilizados para caracterização mecânica dos corpos de prova e a análise dos índices de autorregeneração das misturas asfálticas estudadas.

O Capítulo 4 - Resultados e Discussões, expõe os resultados e as análises dos mesmos a partir do programa experimental.

O Capítulo 5 - Conclusões e Recomendações, apresenta a conclusão da pesquisa e avalia se os objetivos definidos na introdução da pesquisa foram atendidos. Da mesma forma, são apresentadas as principais recomendações para a continuidade da linha de pesquisa.

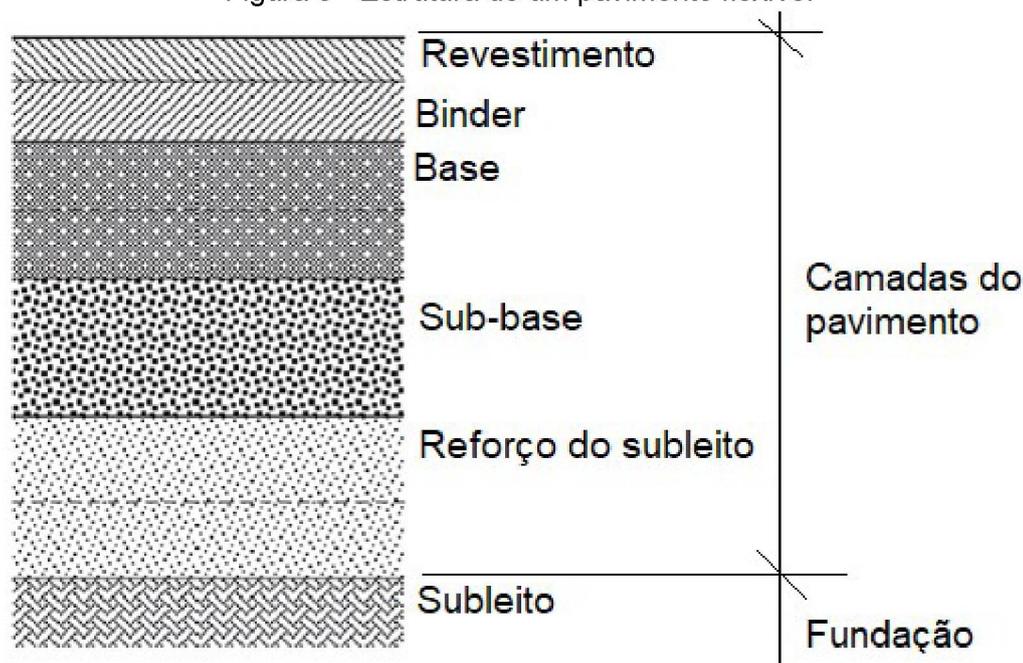
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentadas as principais referências bibliográficas que nortearam o desenvolvimento do tema de pesquisa proposto.

2.1. ESTRUTURA DO PAVIMENTO ASFÁLTICO

O pavimento é uma estrutura composta por diferentes camadas sobrepostas, construída sobre a superfície final de terraplenagem, e tem a finalidade de transferir o carregamento oriundo do tráfego de veículos de modo que as tensões resultantes fiquem abaixo das tensões admissíveis dos materiais que constituem a estrutura e ao mesmo tempo fornecer uma superfície que seja estável, resistente à derrapagem, adequadamente plana e suficientemente resistente ao desgaste (PINTO; PREUSSLER, 2002; BALBO, 2007; SPEIGHT, 2016). A estrutura do pavimento é classificada em três grupos principais, flexível, rígida e semirrígida. O pavimento de estrutura flexível é aquele em que a distribuição da carga é transferida em parcelas aproximadamente equivalentes entre as camadas e, portanto, a deformação elástica é significativa nas camadas, sob o carregamento aplicado. Um exemplo típico de estrutura de pavimento flexível, são os pavimentos constituídos de revestimento asfáltico sobre camadas de materiais granulares, as quais são suportadas pelo solo compactado. Em relação ao pavimento rígido, é aquele em que o revestimento tem uma elevada rigidez em comparação às camadas inferiores e, portanto, absorve quase que completamente as tensões oriundas do carregamento aplicado. Um exemplo típico de estrutura de pavimento rígido, são os pavimentos constituídos por revestimento em concreto de cimento Portland executado sobre o subleito ou sobre uma sub-base (PINTO; PREUSSLER, 2002; PAPAGIANNAKIS, MASAD, 2007). O pavimento semirrígido é constituído por uma base estabilizada quimicamente, tais como o solo-cimento, e revestida por uma camada asfáltica (PINTO; PREUSSLER, 2002). Em uma estrutura de pavimento asfáltico, objeto do presente estudo, estão presentes, geralmente, as camadas de reforço do subleito, sub-base, base e revestimento asfáltico (Figura 3).

Figura 3 - Estrutura de um pavimento flexível



Fonte: Adaptado, Thom, 2014.

O subleito ou terrapleno serve como solo fundação do pavimento; não fazendo parte da estrutura. O subleito usualmente é constituído de material natural consolidado e compactado quando está em uma seção de corte durante a obra de terraplenagem ou de material de preenchimento em uma depressão do terreno quando está em uma seção de aterro para atingir a cota do greide, sendo, portanto, o material de aterro transportado do local de origem e compactado. Além disso, o solo do subleito costuma ser heterogêneo e por conta disso, apresenta comportamento diferente de um local para outro. Quando o solo do subleito não atende à capacidade de suporte mínima, as técnicas de melhorias consistem, no geral, em homogeneização, reforço ou substituição do solo (MEDINA, MOTTA 2005; BALBO, 2007; DORÉ, ZUBECK, 2009).

O reforço do subleito é executado geralmente em camadas espessas devido à baixa resistência da camada de subleito ou em razão ao tráfego de cargas pesadas. A camada de reforço é caracterizada pela inserção de geotêxtil, geogrelha, malha de aço, ou adições de agentes estabilizantes tais como a cal, o cimento ou a emulsão asfáltica seguida de compactação (DORÉ, ZUBECK, 2009; SPEIGHT, 2016).

A camada de sub-base tem como função principal fornecer estabilidade, capacidade de suporte, capacidade de drenar água e mínima suscetibilidade às variações volumétricas. Como função secundária, a sub-base deve prevenir a intrusão ou o bombeamento do solo do subleito na base e promover uma plataforma de

trabalho para os equipamentos pesados utilizados durante a construção do pavimento. As sub-bases são constituídas por solos, mistura de solos, mistura de solos e materiais britados, sendo os tipos mais utilizados em sub-base: brita graduada tratada com cimento, brita graduada simples, solo brita, solo cimento e solo cimento cal (PINTO, PREUSSLER, 2002; BALBO, 2007; BERNUCCI *et al.*, 2010).

A base é a camada que tem por finalidade resistir às tensões provenientes do revestimento, distribuindo-as de forma atenuada à camada seguinte. A base é executada sobre a sub-base, subleito ou reforço do subleito devidamente regularizado e compactado. Além disso, esta camada tem a função de suporte estrutural, promovendo a rigidez e a resistência à fadiga da estrutura. A base pode ser constituída por solo estabilizado naturalmente, mistura de solos e materiais britados, brita graduada, brita graduada tratada com cimento, solo estabilizado quimicamente com aglutinante hidráulico ou asfáltico (PINTO, PREUSSLER, 2002; BALBO, 2007; DNIT 141-ES, 2010).

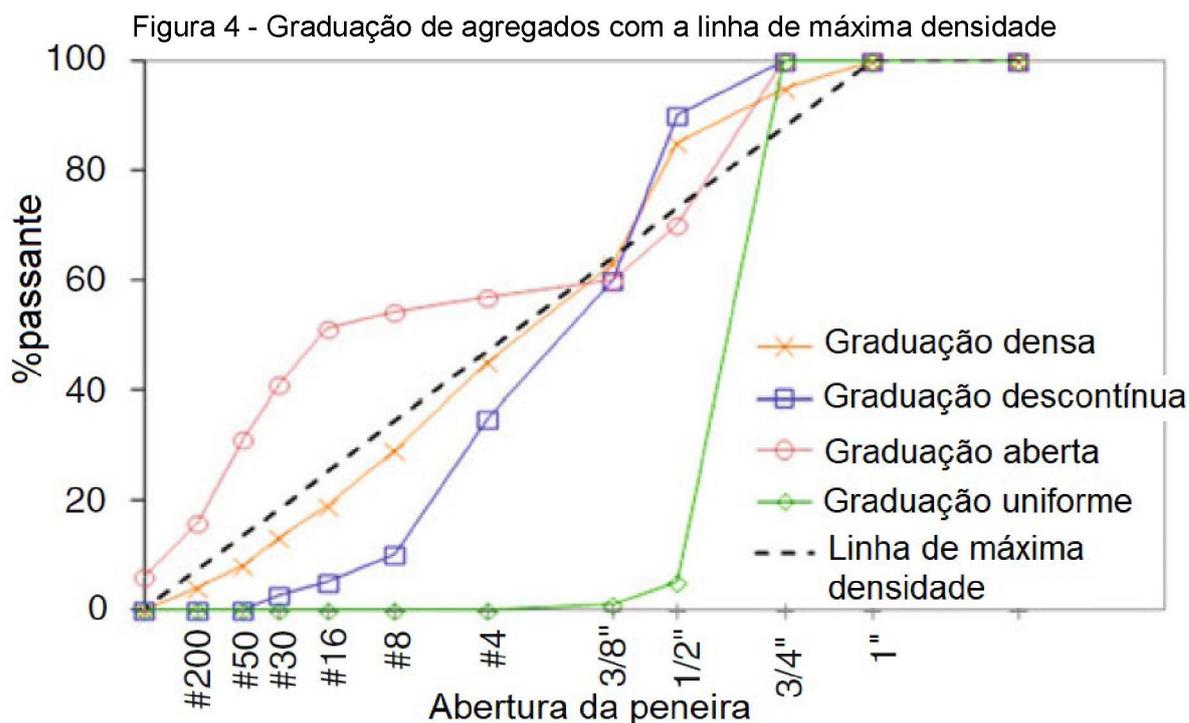
O binder, também referido como camada de ligação, é a camada inferior a camada de revestimento e não exige altos requisitos de qualidade tais como para a camada de revestimento. Dessa forma, o binder consiste em agregados de maior granulometria e com menor teor de asfalto em sua composição. Muitas vezes, a camada de revestimento é muito espessa para ser compactada em uma única camada, então utiliza-se a camada de binder ao invés de adicionar uma segunda camada de revestimento, visto que o binder é mais econômico por exigir menor teor de ligante asfáltico (HUANG, 2004).

A camada de revestimento ou capa de rolamento ou simplesmente capa, fica exposta às intempéries e recebe diretamente o carregamento dos veículos (BALBO, 2007). Sendo assim, o revestimento deve ser produzido com materiais de alta qualidade a fim de promover aderência aos veículos em tempo chuvoso, resistência à deformação, resistência ao escorregamento, resistência ao surgimento de trincas, possuir baixa permeabilidade para impedir a infiltração de água, alta durabilidade para resistir ao envelhecimento e ao carregamento e adequada textura superficial para controle de ruído. A camada de revestimento de mistura asfáltica consiste basicamente em uma mistura de agregados britados e asfalto, com ou sem aditivos (DORÉ, ZUBECK, 2009; SPEIGHT, 2016).

2.2. MISTURAS ASFÁLTICAS

A escolha do tipo de mistura asfáltica para aplicação na pavimentação irá depender de alguns fatores, tais como o nível do carregamento, a textura superficial requerida para o local, a disponibilidade do material e as condições climáticas, se é uma região quente ou fria. A dosagem da mistura asfáltica envolve testes laboratoriais que analisam a combinação de frações granulométricas dos agregados com teores de ligante asfáltico, a qual deve atender aos critérios de desempenho para os materiais selecionados e às especificações vigentes de agências reguladoras para aplicação de misturas asfálticas em pavimentos flexíveis (LAVIN, 2003). Variando a proporção de agregados em diferentes frações de tamanho, fíler e asfalto em misturas asfálticas, a mistura fornecerá uma superfície satisfatória para aplicação em rodovias, estradas secundárias, áreas de estacionamentos, quadras esportivas, pistas para pedestres e ciclistas, entre outros.

A mistura asfáltica à quente é um termo utilizado para designar a usinagem à quente de mistura de agregados e asfalto. Entretanto, para diferentes misturas usinadas à quente, há diferentes graduações que são classificadas em quatro tipos principais: graduação densa, graduação aberta, graduação descontínua e graduação uniforme, conforme ilustrado na Figura 4. A linha de máxima densidade representada na Figura 4 compreende uma granulometria que não permitiria um volume adequado de ligante e tornaria a mistura com baixo volume de vazios permeável. Em contrapartida, em composições granulométricas com pouca participação de uma determinada granulometria, forma-se uma lacuna que promove alto volume de vazios na mistura asfáltica, e como consequência, a mistura é mais permeável (LAVIN, 2003; BERNUCCI, *et al.*, 2010; LITTLE, ALLEN e BHASIN, 2018).



Fonte: Adaptado de Little, Allen e Bhasin, 2018.

As misturas asfálticas com granulometria densa possuem curva granulométrica com alta densidade. Por este motivo, transferem as tensões no pavimento de forma mais eficiente e são mais econômicas devido à redução da quantidade de ligante na mistura asfáltica, em função do pouco espaço cedido pelos agregados (MALLICK, EL-KORCHI, 2018; NIKOLAIDES, 2015; LITTLE, ALLEN, BHASIN; 2018).

2.2.1. Agregados

Os agregados utilizados na pavimentação podem ser oriundos de rochas britadas, resíduo de minério, escória, material de demolição, material reciclado e entre outros, os quais devem atender aos critérios de desempenho mecânico e de propriedades físicas e químicas para serem utilizadas nas camadas do pavimento (NIKOLAIDES, 2015). É necessário que os agregados para revestimentos asfálticos sejam limpos, resistentes, possuem dureza, resistência à derrapagem, à abrasão e preservem a adesividade com o ligante (NICHOLLS, 2004). Adicionalmente, a distribuição granulométrica e as dimensões dos agregados afetam a resistência, a densidade e o custo de um pavimento, bem como o teor de ligante, pois quanto maior a área específica do agregado, maior é o consumo do ligante da mistura asfáltica. A

granulometria também tem grande influência na resistência, na rigidez, na trabalhabilidade, na permeabilidade e na resistência à derrapagem em misturas asfálticas (O'FLAHERTY, 2007). Com base no seu tamanho, o agregado pode ser dividido em gráudo, miúdo e fíler. Segundo a norma do DNER 367-EM (1997), o tamanho fíler refere-se ao agregado que apresenta uma porcentagem passante de 65% ou mais pela peneira com abertura de 75 μm (peneira número #200). O fíler pode ser cal hidratada, cimento Portland, escória britada ou outro material, como por exemplo o pó de grafite. No caso desta pesquisa, foram utilizados escória britada e pó de grafite como fíler nas misturas asfálticas estudadas.

Além dos agregados naturais, os quais são oriundos das rochas naturais conforme definição de Papagiannakis e Masad (2007), há também a utilização de agregados reciclados na engenharia rodoviária com o advento de novas técnicas mais sustentáveis. Segundo Nicholls (2004), os agregados reciclados se dividem em duas grandes categorias: resíduos e materiais de demolição da indústria da construção e materiais secundários, sendo que este último se refere aos subprodutos e resíduos que contemplam os rejeitos de mina de carvão e escória de aciaria ou de alto forno. Os rejeitos de mina de carvão que compreendem pedras mineiras, siltitos, xistos, terras, arenitos e às vezes calcários, são utilizados como fíler em misturas asfálticas. Há também a utilização de cinza de combustível pulverizada como substituta do cimento e para produção de blocos leves.

A escória é produzida durante o processamento metalúrgico de aço, ferro, estanho e cobre (PAPAGIANNAKIS; MASAD, 2007). Conforme a maneira de obtenção, as escórias podem ser classificadas em escória de alto-forno ou em escória de aciaria. As escórias de alto forno, são obtidas na produção de ferro em alto-forno, a uma temperatura da ordem de 1.500 $^{\circ}\text{C}$, quando a escória flutua na superfície do ferro em fusão. A escória de aciaria é considerada uma mistura por fusão de óxidos e silicatos, que se forma na produção e beneficiamento do aço (SENÇO, 2001). As escórias variam dependendo de sua composição química, peso específico e porosidade. O uso de escórias na engenharia rodoviária é geralmente limitado a obras que são realizadas a uma distância relativamente próxima das fábricas de produção. As escórias são usadas principalmente como um substituto de agregados não só em bases ou sub-bases, mas também na produção de misturas asfálticas; apenas em alguns casos elas são usadas como fíler (NIKOLAIDES, 2015). De acordo com O'Flaherty (2007), a escória de alto-forno refrigerada ao ar, após a produção de ferro,

possui boas propriedades antiderrapantes e promovem um alto valor de atrito interno devido a angularidade. Complementarmente, revestimentos asfálticos com escória são normalmente muito estáveis; no entanto, é necessária uma quantidade adicional de ligante (em relação aos agregados de rocha natural) para compensar o teor de ligante absorvido pelos poros da escória.

2.2.2. Ligantes asfálticos

Os materiais betuminosos são associações de hidrocarbonetos solúveis em bissulfeto de carbono e promovem aderência aos agregados. Os materiais betuminosos são classificados em asfalto e alcatrão. O asfalto é de origem do petróleo e o alcatrão, do carvão e da madeira (SOUZA, 1980).

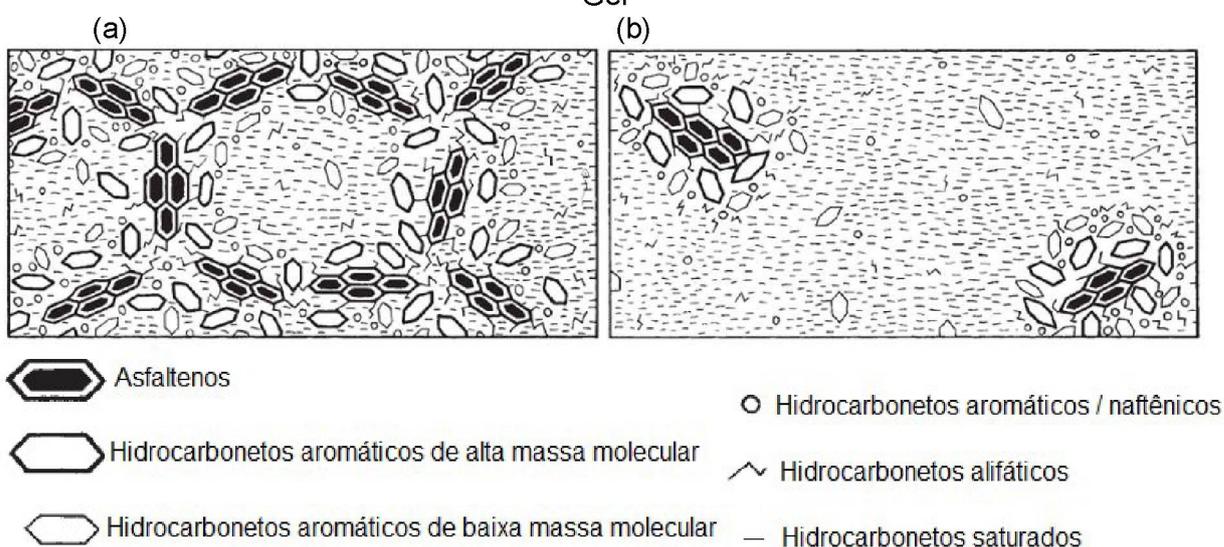
O asfalto constitui-se de uma composição química tão complexa a ponto de ser quase impossível realizar uma análise química completa. No entanto, é possível caracterizar os constituintes por uma ampla variedade de métodos, como a solubilidade em diferentes solventes, por peso molecular ou por tipo químico (NICHOLLS, 2004). Dessa forma, o ligante asfáltico é dividido em dois grupos químicos denominados de asfaltenos e maltenos; por sua vez, os maltenos são subdivididos em saturados, aromáticos e resinas. Os quatro grupos não são bem definidos e há alguma sobreposição entre eles (SHELL BITUMEN, 2015).

Os saturados são óleos viscosos, não polares, de cor clara que consistem em hidrocarbonetos de cadeia linear e ramificada. Os aromáticos geralmente são óleos viscosos, na cor marrom escuro, apresentando menor peso molecular no asfalto e constituem 40 a 65% do peso ligante. As resinas são solúveis em n-heptano e são em grande parte compostos de hidrogênio e carbono, que contêm um pequeno número de átomos de oxigênio, enxofre e nitrogênio. As resinas são de cor marrom escuro, sólida ou semi-sólida, polar e fortemente adesiva e são os agentes dispersantes para os asfaltenos, podendo compor entre 5 a 50% do peso do ligante. A proporção de resinas para asfaltenos governa, até certo ponto, o comportamento do ligante em solução (sol) ou gelatina (gel). Os asfaltenos constituem 5 a 25% do peso ligante, são sólidos amorfos, pretos ou marrons, insolúveis em n-heptano, contendo além de carbono e hidrogênio, um pouco de nitrogênio, enxofre e oxigênio. Os asfaltenos são geralmente considerados altamente polares e têm um efeito significativo nas características reológicas do asfalto. O aumento do teor de asfaleno produz um

asfalto mais rígido, mais viscoso, e como consequência, com menor penetração e maior ponto de amolecimento (NICHOLLS, 2004; SHELL BITUMEN, 2015).

Os quatro compostos químicos contidos no ligante asfáltico formam um sistema coloidal, em que os asfaltenos estão presentes como micelas dispersas nos maltenos. As micelas de asfaleno são estabilizadas por uma bainha composta predominantemente de resinas. As micelas de asfaleno revestidas são dispersas no meio 'oleoso' de aromáticos e saturados (NICHOLLS, 2004). Em determinada quantidade de resinas e aromáticos, os asfaltenos são totalmente dissolvidos, e as micelas resultantes têm boa mobilidade dentro do asfalto. Estes são conhecidos como ligante "tipo sol" ilustrado na Figura 5 (a). Se a fração aromática / resina não estiver presente em quantidades suficientes para dissolver micelas, ou tem poder de solvência insuficiente, o sistema coloidal será uma estrutura irregular e aberta de micelas ligadas, em que os vazios internos são preenchidos por um fluido intermicelar de constituição mista. Estes são conhecidos como ligante tipo "gel", como representado na Figura 5 (b) (SHELL BITUMEN, 2015).

Figura 5 - Representação esquemática do ligante asfáltico de comportamento: (a) Sol e (b) Gel



Fonte: Adaptado, Shell Bitumen, 2015.

Para aplicações em pavimentação, os asfaltos não são especificados pelas suas propriedades químicas em razão da complexidade e da variabilidade. Desse modo, os asfaltos são especificados pelas suas propriedades físicas, dentre as quais, as propriedades reológicas são as mais importantes (LAVIN, 2003).

Um fluido de comportamento newtoniano é definido quando as tensões resultantes e atuantes são linearmente proporcionais à taxa de deformação local e a viscosidade é independente da taxa de deformação. Todavia, um fluido com comportamento newtoniano terá a viscosidade dependente da temperatura, ou seja, quanto maior a temperatura, menor será a viscosidade. Em temperaturas próximas ou acima de 60 °C e com taxas de cisalhamento muito baixas, o ligante asfáltico tende a exibir o comportamento newtoniano. Em uma taxa de cisalhamento alta o suficiente, um líquido exibirá um comportamento "não-newtoniano". Alguns líquidos exibem o que é conhecido como espessamento por cisalhamento e são denominados "dilatante", pois a viscosidade aparente aumenta. Quando alguns líquidos têm a redução da viscosidade aparente à medida que a taxa de cisalhamento aumenta, são chamados de "pseudoplásticos" (NICHOLLS, 2004; SHELL BITUMEN, 2015).

O comportamento dos fluidos sob diferentes condições de cisalhamento pode ser descrito usando modelos matemáticos. O comportamento do ligante segue o modelo da Lei da Potência e é representado pela Equação 1 abaixo (MENOZZI *et al.*, 2015; SHELL BITUMEN, 2015):

$$\eta^* = m \cdot |\omega|^{n-1} \quad (1)$$

Sendo " ω " a frequência de cisalhamento, " η^* " a viscosidade complexa, e " m " e " n " são constantes positivas de cada material. O " n " é denominado de índice de comportamento do fluido. Quando " n " é igual a 1, corresponde a um líquido newtoniano, quando " n " é menor que 1, reflete um maior grau de pseudoplástico, no qual a viscosidade do fluido decresce e quando " n " é maior que 1, o fluido é considerado dilatante. A transição do " n " entre 0,9 a 1 é conhecido como comportamento quase newtoniano (MENOZZI *et al.*, 2015; SHELL BITUMEN, 2015).

O asfalto é um material viscoelástico em razão de possuir propriedades puramente viscosas ou propriedades puramente elásticas ou ainda, (o mais comum) a combinação das propriedades de um sólido elástico e de um líquido viscoso, dependendo da temperatura e da taxa de carregamento (NICHOLLS, 2004; PAPAGIANNAKIS, MASAD, 2007). Vale dizer que uma propriedade viscosa é análoga ao colocar o pé na areia e deixar uma pegada, uma propriedade elástica é análoga a uma mola retornar à sua forma original depois de ser esticada (LAVIN, 2003; O' FLAHERTY, 2007).

O asfalto quando aquecido a temperatura muito alta, exala vapor que pode inflamar-se e causar risco de explosão. Além disso, o asfalto perde componentes por volatilização e oxidação, quando exposto ao ar, ao oxigênio e /ou a alta temperatura, e sendo assim, pode sofrer uma mudança drástica nas propriedades. De fato, o asfalto tende a se tornar “mais rígido” com o tempo (MALLICK; EL-KORCHI, 2018).

Há três metodologias principais para especificar ou classificar o asfalto, que é por meio do ensaio de penetração, do ensaio de viscosidade e da classificação por desempenho. Outras propriedades físicas, como o ponto de amolecimento, o ponto de ruptura Fraass e a ductilidade complementam a especificação do asfalto, conforme ditado pela prática local (LAVIN, 2003).

2.2.2.1 Classificação do asfalto quanto à penetração

O ensaio de penetração, tem por finalidade medir a consistência por meio da medida da profundidade, em décimos de milímetros, que uma agulha padrão de 100 g penetra, durante 5 segundos, em uma amostra de material betuminoso mantida à temperatura de 25°C. A penetração da agulha será maior quanto mais macio for o material. O ensaio de penetração dá apenas a ideia de consistência, não traduzindo a má ou boa qualidade do material, exceto quando o ensaio é feito com material recuperado de pavimentos existentes. Nessa situação, uma penetração normal abaixo de 20 está quase sempre associada a materiais quebradiços, que produzem fissuras (SOUZA, 1980). No Quadro 1 são apresentadas algumas das diferentes classificações por penetração encontradas na literatura internacional:

Quadro 1 - Classificação do CAP de acordo com a penetração

País	Duros	Médios	Macios
Brasil	CAP 30/45	CAP50/70, CAP 85/100	CAP 150/200
França	CAP 20/30	CAP 40/50, CAP 60/70, CAP 80/100	CAP 180/220
EUA	CAP 40/50	CAP 60/70, CAP 85/100	CAP 120-150, CAP 200-300

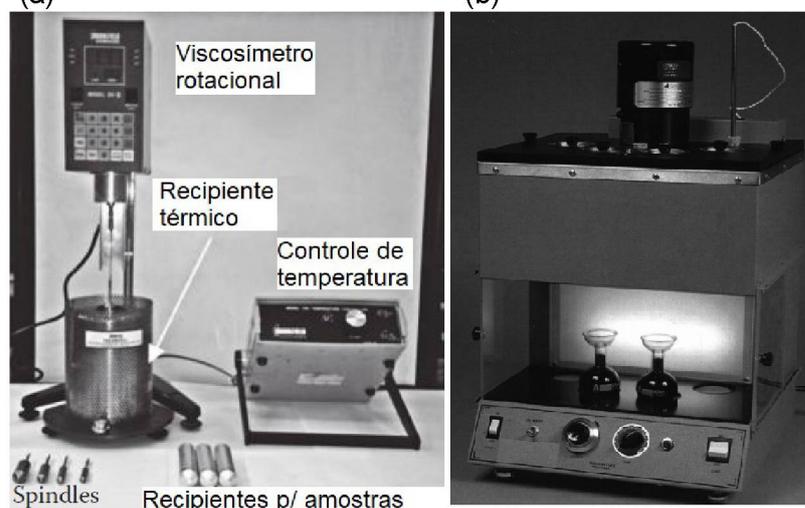
Fonte: Adaptado, Balbo, 2007.

2.2.2.2. Classificação do ligante asfáltico quanto à viscosidade

A viscosidade é a medida da resistência ao escoamento de um fluido, ou seja, quanto mais viscoso for o fluido, maior será a sua resistência ao escoamento. A viscosidade do ligante asfáltico em alta temperatura é de grande interesse na usinagem de misturas asfálticas e na compactação, pois se a viscosidade for muito baixa durante a usinagem, os agregados serão facilmente revestidos, porém o ligante poderá escoar durante o transporte; ao contrário, quando a viscosidade for alta, a mistura poderá ser impraticável (O' FLAHERTY, 2007).

Dessa forma, é possível determinar a faixa de temperatura de usinagem e de compactação de misturas asfálticas por meio do viscosímetro de *Brookfield* (Figura 6 (a)) ou do viscosímetro de *Saybolt-Furol* (Figura 6 (b)). O ensaio de viscosímetro rotacional também conhecido como viscosímetro *Brookfield* consiste em um equipamento que rotaciona uma haste (*spindle*) com uma amostra de ligante asfáltico a uma determinada temperatura, medindo o torque necessário para manter velocidade de rotação constante. No final do ensaio é obtido a viscosidade e é traçado uma curva de viscosidade *versus* a temperatura (MALLICK; EL-KORCHI, 2018). Segundo, Little, Allen e Bhasin (2018) a especificação Superpave recomenda que a temperatura de usinagem seja para qual a viscosidade esteja entre 0,15 a 0,19 Pa.s (quando utilizado viscosímetro de *Brookfield*), e a temperatura de compactação para valores em que a viscosidade do ligante esteja entre 0,25 a 0,31 Pa.s.

Figura 6 - Viscosímetro: (a) de *Brookfield*; (b) de *Saybolt-Furol*.



Fonte: adaptado, DAER/RS, 2011; Nikolaides, 2015.

2.2.2.3. Classificação do asfalto quanto ao grau de desempenho (PG)

O *Strategic Highway Research Program* (SHRP) foi um programa criado pelo governo dos Estados Unidos para realizar pesquisa do desempenho, da durabilidade e da segurança das estradas. Um dos resultados deste programa foi um conjunto de especificações para asfaltos que se baseiam em propriedades reológicas. Estas especificações ficaram conhecidas como Superpave (*Superior Performing Asphalt Pavements*) ou PG (*Performance Grade* ou grau de desempenho em português). Os principais elementos da especificação abordam as propriedades de desempenho do asfalto na temperatura de aplicação (usinagem e compactação) e também na temperatura de serviço para evitar falhas prematuras devido às trincas por fadiga, à deformação permanente e/ou ao trincamento térmico. Em resumo, um asfalto classificado com a nomenclatura PGXX-YY é aplicável em pavimentos asfálticos com temperatura máxima de XX e uma temperatura mínima de -YY (NICHOLLS, 2004; BERNUCCI *et al.*, 2010; LITTLE, ALLEN, BHASIN; 2018).

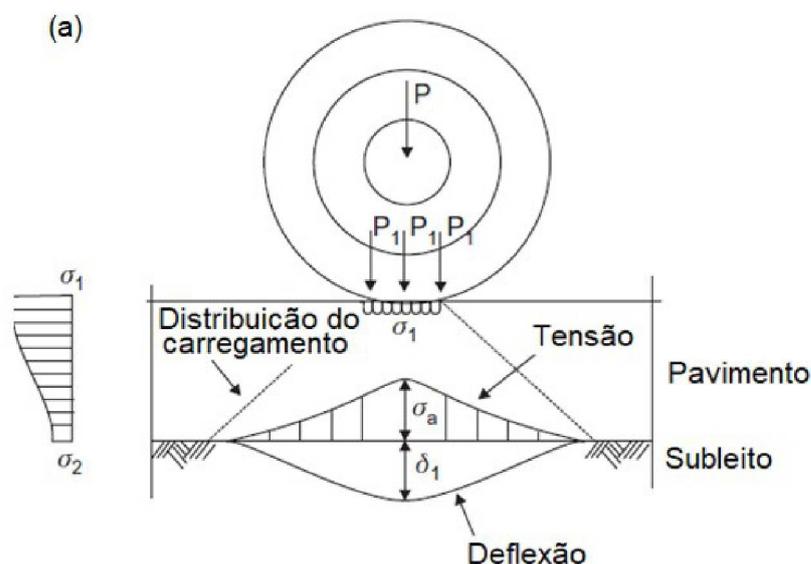
2.3. TRINCAS POR FADIGA EM MISTURAS AS ASFÁLTICAS

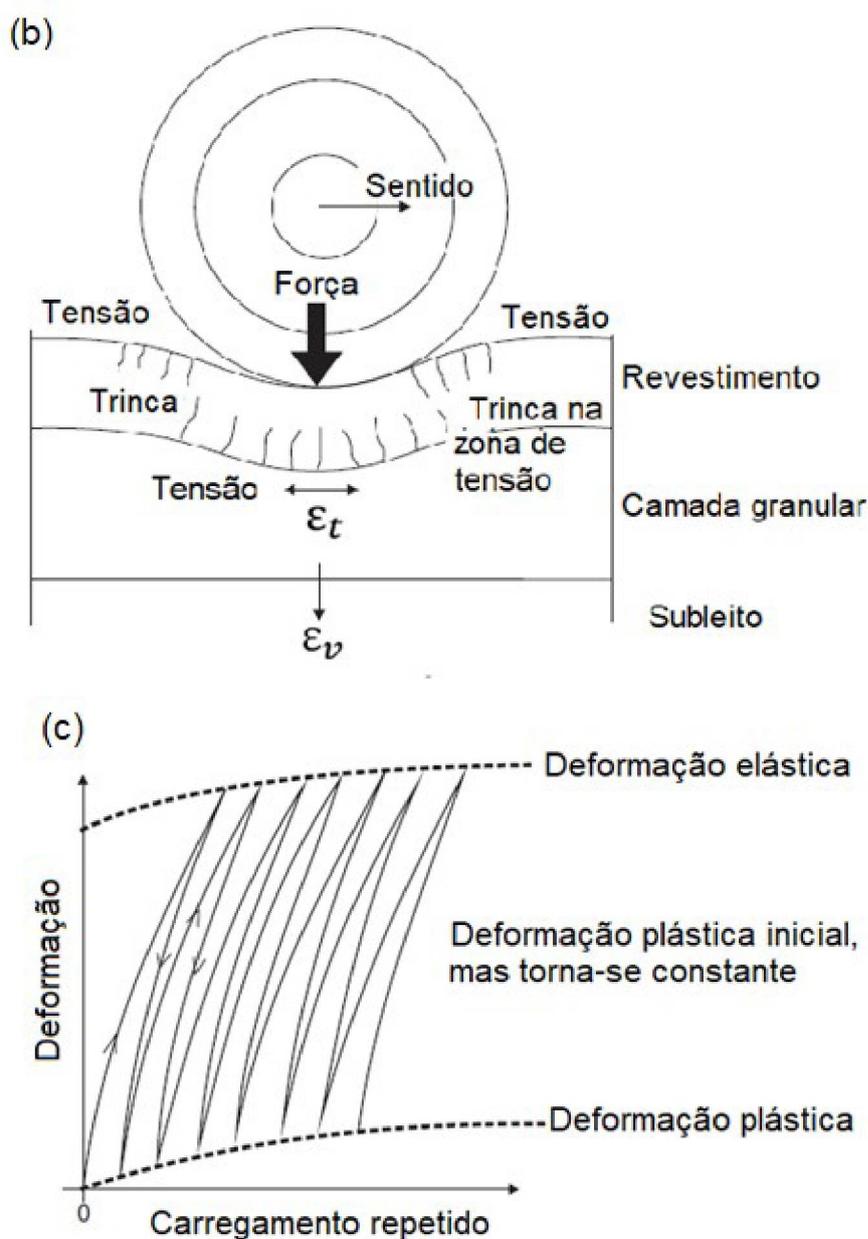
Os danos no pavimento asfáltico consistem principalmente em trincas, deformações, defeitos na superfície e outras falhas. Cada tipo de patologia aparece em muitas diferentes formas no pavimento (SUN, L.; 2016). Os danos no pavimento são causados pelo tráfego de cargas, fatores ambientais, má drenagem, materiais deficientes ou práticas inadequadas de construção. No entanto, em vez de uma causa, a maioria das falhas do pavimento pode ser atribuída a uma combinação desses fatores. Por exemplo, um solo com baixa capacidade de suporte pode não ser um problema a menos que haja tráfego pesado e umidade (SPEIGHT, 2016).

Dentre as várias manifestações patológicas que atingem o pavimento, as trincas de fadiga são de particular interesse para o desenvolvimento do presente trabalho. Estas trincas normalmente ocorrem após vários carregamentos e, em seguida, aumentam rapidamente quando o pavimento enfraquece. Em climas com grandes variações de temperatura ou temperatura muito baixa, desenvolvem-se muitas trincas transversais e longitudinais, as quais evoluem para panela sob a ação do tráfego (HUANG, 2004).

Segundo Pearson (2012), materiais asfálticos não seguem, exclusivamente, a lei de Hooke (deformações elásticas), pois as deformações em materiais asfálticos não são apenas elásticas, mas também plásticas, visco-elásticas e portanto, a relação entre tensão e deformação não é linear (Figura 7 c). De acordo com Balbo (2007), o asfalto possui comportamento dúctil, ou seja, absorve deformações plásticas significativas antes de romper, mas que dependendo do grau de deformação atinge-se um limite em que se inicia a formação de microfissuras. Estas microfissuras com aplicação de carga repetida vão progredindo até culminar na ruptura do material. Ademais, Pearson (2012) reitera que o efeito do tempo, da carga e do efeito do clima contribuem na deterioração e na deformação permanente do pavimento. Conforme apresentado na Figura 7 (a) e (b), as trincas iniciam-se no interior da zona de tensão, e à medida que a roda do veículo se desloca sobre o revestimento do pavimento, desenvolvem-se trincas tanto na parte superior como na parte inferior do revestimento. As tensões causadas pela passagem de cargas geram microfissuras e deformação permanente nas camadas do pavimento em razão do comportamento viscoelástico, ou seja, parte da deformação gerada pelas tensões não é recuperada (deformação plástica/residual) após a passagem da carga provada pela roda do veículo (Figura 7 c) (PEARSON, 2012). De acordo com Huang e Di Benedetto (2015), a fadiga baseia-se na hipótese de que as aplicações repetidas de carga de roda geram danos acumulados e progressivos que culminam nas trincas em trilhas de rodas.

Figura 7 - Fenômeno de fadiga no pavimento: (a) transferência de um carregamento de uma pressão de uma roda através da estrutura de um pavimento (b) clássica fissura por fadiga (c) progressão da deformação residual





Fonte: Adaptado, Pearson, 2012.

Segundo Shahin (2002), as trincas de fadiga (Figura 8), denominadas de couro de jacaré, são uma série de trincas interligadas causadas pelo rompimento do revestimento asfáltico sob carga repetida do tráfego. As trincas iniciam na parte inferior do revestimento asfáltico (ou base estabilizada) onde a tensão de tração e a deformação encontram-se em maior intensidade sob uma carga de roda. As trincas se propagam para a superfície inicialmente como uma série de fissuras longitudinais paralelas. Após repetidas cargas de tráfego, as trincas se conectam, formando muitos lados, peças de ângulos agudos que desenvolvem um padrão semelhante a pele de um jacaré. De acordo com Medina e Motta (2015), as trincas também podem ter início

na superfície quando em revestimentos espessos. Ainda de acordo com os autores, “o trincamento é o início de uma fase de deterioração estrutural que altera o estado de tensões e deformações dos pavimentos asfálticos e tem por consequência a queda do seu desempenho”.

Figura 8 - Trincamento por fadiga em revestimento asfáltico



Fonte: Pearson, 2012.

As trincas ocorrem em áreas sujeitas a cargas repetidas do tráfego e por isso desenvolvem-se nas trilhas de roda, portanto, não é comum a ocorrência deste defeito em toda área do pavimento, a menos que toda a área fosse sujeita ao carregamento do tráfego (SHAHIN, 2002).

As trincas por fadiga também ocorrem quando à camada de revestimento asfáltica é muito delgada ou quando possui baixa resistência, ou da passagem de uma carga muito alta ou de uma alta pressão dos pneus, ou ainda quando um subleito e/ou base e /ou subbase possui alto teor de umidade (HUANG; DI BENEDETTO, 2015).

Embora o trincamento por fadiga em pavimentos asfálticos ainda não é completamente entendido, há o consenso de que vários fatores inerentes a composição das misturas asfálticas afeta a resistência à fadiga. Um dos fatores mais importantes que afetam esta resistência é o teor de ligante asfáltico, visto que uma

mistura asfáltica com baixo teor de ligante tende a ser menos resistente a este fenômeno. Além disso, um alto volume de vazios na mistura (geralmente resultado de uma má compactação) aumentará a permeabilidade do pavimento, o que permitirá a entrada de ar e água no pavimento. Ambos os efeitos podem causar danos ao pavimento asfáltico e aumentar a taxa de trincamento (SPEIGHT, 2016).

2.3.1. Ensaio de fadiga

Os ensaios laboratoriais para caracterização do comportamento à fadiga dos materiais de pavimentação permitem a aplicação de carregamento dinâmico e cíclico em amostras *in situ* ou moldadas. Para a execução dos ensaios adota-se um carregamento inferior à tensão de ruptura do material e obtém-se como resultado o número de ciclos aplicados que gera o processo de ruptura por fadiga (BALBO, 2007).

2.3.2. Tipo de carregamento no ensaio de fadiga

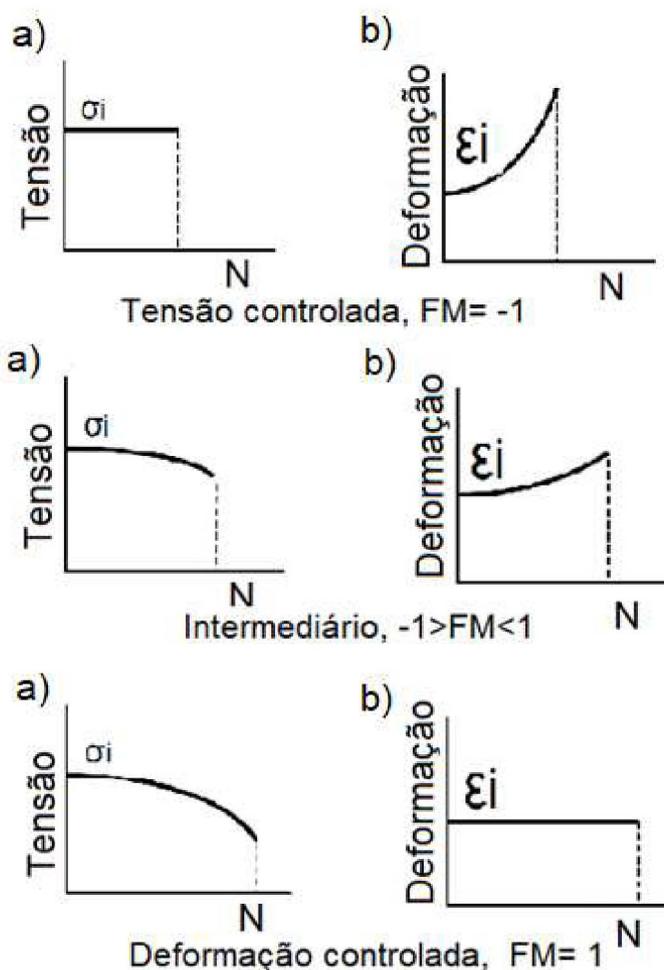
O ensaio de fadiga pode ser à tensão controlada (TC) ou à deformação controlada (DC) (CERVO, 2004). Conforme Huang (2004), a deformação aumenta gradativamente com o número de aplicações de cargas no ensaio configurado à tensão constante. Já no ensaio à deformação controlada, a carga ou a tensão é reduzida com o número de aplicações de cargas e a deformação se mantém constante. O ensaio à tensão constante é aplicável em pavimentos com revestimento asfáltico mais espessos ou mais rígidos em relação ao seu suporte pois as tensões são absorvidas pela camada asfáltica, enquanto que o ensaio à deformação controlada é aplicável em pavimentos com revestimento asfáltico delgado ou que apresente uma rigidez menor frente à estrutura de suporte, pois a deformação na camada asfáltica é governada pelas camadas subjacentes e não é afetada por uma redução considerável na rigidez a ponto de causar uma variação significativa no nível de deformação (HUANG, 2004). Pinto (1991) explica que o comportamento à tensão ou à deformação controlada dependerá da espessura e do módulo de rigidez do revestimento asfáltico, bem como do módulo de rigidez da estrutura subjacente.

Monismith e Deacon (1969) introduziram o conceito de Fator de Modo (FM) por meio da Equação 2, o qual é capaz de quantificar se o modo de carregamento é a tensão controlada ou à deformação controlada.

$$FM = \frac{|A| - |B|}{|A| + |B|} \quad (2)$$

Onde $|A|$ e $|B|$ são, respectivamente, as variações percentuais da tensão de tração e da deformação horizontal, correspondentes a uma determinada rigidez inicial. Dessa forma, no ensaio à tensão controlada o valor de $|A|$ é igual a zero e, portanto, FM é igual a -1. No ensaio à deformação controlada, o valor de $|B|$ é igual a zero e, portanto, FM é igual a 1. No modo intermediário, representa ensaios com variações de tensões e de deformações durante a aplicação do carregamento cíclico. A Figura 9 apresenta os tipos de carregamento (MONISMITH; DEACON, 1969).

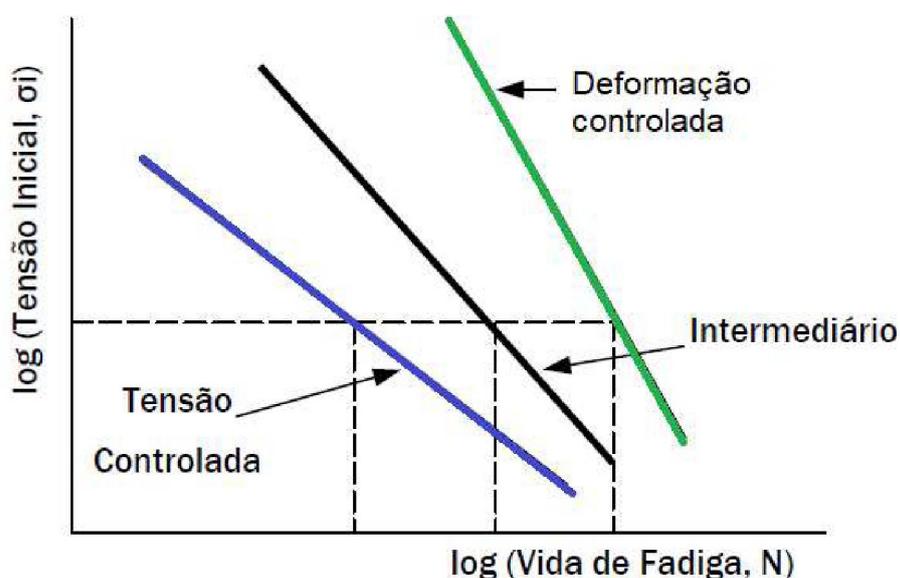
Figura 9 - Representação esquemática dos tipos de carregamento dinâmicos, a) vida à fadiga em função da tensão e b) vida à fadiga em função da deformação.



Fonte: Adaptado de Pinto, 1991.

A Figura 10 apresenta um gráfico de vida à fadiga, hipotético, com três modos de solicitação mecânica. Nota-se que os ensaios à tensão controlada são mais severos em razão dos níveis de deformação serem superiores aos demais. Por consequência, os ensaios à tensão controlada fornecem resultados de menor vida à fadiga enquanto que os ensaios à deformação controlada fornecem resultados com maior vida à fadiga (PINTO, 1991).

Figura 10 - Influência do tipo de carregamento na vida à fadiga de uma mistura asfáltica.



Fonte: Adaptado de Pinto, 1991.

Uma avaliação comparativa da vida à fadiga determinada entre os tipos de ensaios à tensão controlada e à deformação controlada em relação a influência de algumas variáveis é apresentada resumidamente no Quadro 2 seguinte (SOULIMAN, 2012):

Quadro 2 - Diferenças entre tensão controlada e deformação controlada em ensaios de fadiga

Variáveis	Tensão controlada	Deformação controlada
Espessura da camada asfáltica	Vinculada a camadas asfálticas mais espessas	Vinculada a camadas asfálticas mais finas
Critério de falha (número de ciclos)	Bem definida a partir da fratura corpo de prova	Arbitrária, o ensaio é interrompido quando o nível do carregamento é reduzido, em determinada proporção do carregamento inicial
Dispersão dos resultados	Maior dispersão	Menor dispersão
Número necessário de corpos de prova	Menor número	Maior número
Simulação da influência do envelhecimento	Envelhecimento leva a maior rigidez e maior vida à fadiga	Envelhecimento leva a maior rigidez e menor vida à fadiga
Magnitude da vida à fadiga, N	Geralmente vida menor	Geralmente vida maior
Efeito das variáveis da mistura	Mais sensível	Menos sensível
Taxa de dissipação de energia	Mais rápida	Mais lenta
Taxa de propagação de trincas	Mais rápida do que ocorre em campo	Mais representativa das condições em campo
Efeitos benéficos de períodos de repouso	Maiores efeitos benéficos	Menores efeitos benéficos

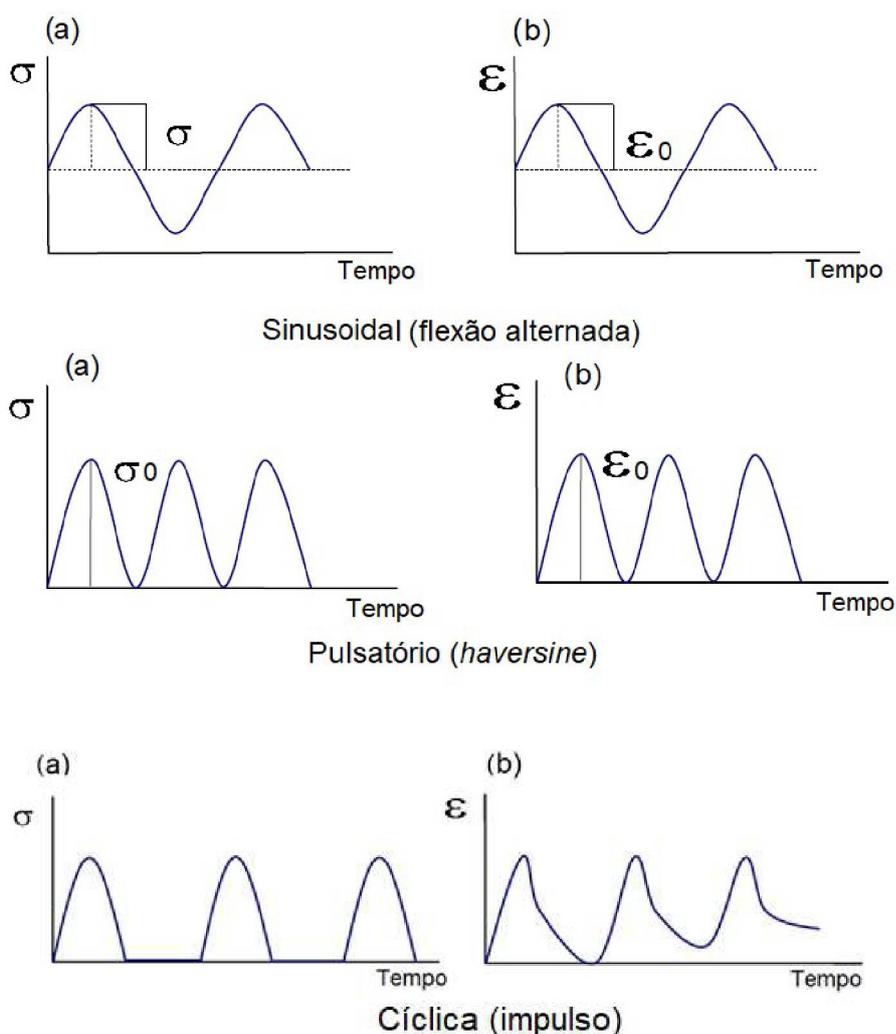
Fonte: Souliman, 2012

2.3.3. Forma de carregamento no ensaio de fadiga

A reprodução do tipo de carregamento que ocorre em campo não é simples de ser representada em laboratório em função dos sinais de solicitações oriundas das passagens de veículos variarem por diversos parâmetros. Adicionalmente, existem as características específicas de cada veículo (peso, velocidade, configuração dos eixos, etc.), do pavimento (idade dos materiais, tipo, espessura e entre outros) e ambientais (temperatura, umidade e outros). Estes parâmetros comandam a forma do sinal do carregamento quanto ao nível de amplitude, distribuição das tensões e das deformações ao longo das camadas do pavimento e da velocidade de aplicação da carga. Contudo, é possível avaliar a vida à fadiga em laboratório por meio de variadas condições de carregamento (BAAJ, 2002).

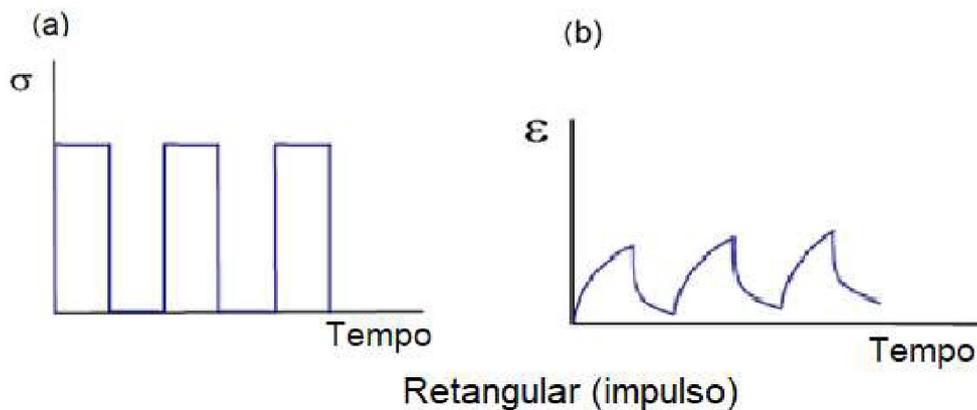
A forma de carregamento aplicada no ensaio de fadiga pode ser sinusoidal, pulsatória (ou *haversine*), cíclica ou retangular conforme apresentado na Figura 11 (a) e Figura 12 (a) e a respectiva resposta em modo de deformação na Figura 11 (b) e na Figura 12 (b) (FONTES, 2009). A forma de carregamento sinusoidal consiste na aplicação de carregamento na amostra com o mesmo nível de deslocamento tanto para o lado inferior quanto para o lado superior, com amplitudes de deslocamentos constantes e alternadas com o mesmo tempo. Este tipo de carregamento ocorre em ensaios à flexão. Em relação a forma de carregamento pulsatória (ou *haversine*), esta consiste na aplicação de um carregamento na amostra em uma mesma amplitude de deslocamento e em um único sentido, inferior ou superior (COLPO, 2014).

Figura 11 - Forma de carregamento no ensaio de fadiga (sinusoidal, pulsatória e cíclica) (a) ensaio à TC e (b) ensaio à DC



Fonte: Adaptado de Said, 1988 *apud* Fontes, 2009

Figura 12 - Carregamento retangular no ensaio de fadiga, (a) ensaio à TC e (b) ensaio à DC

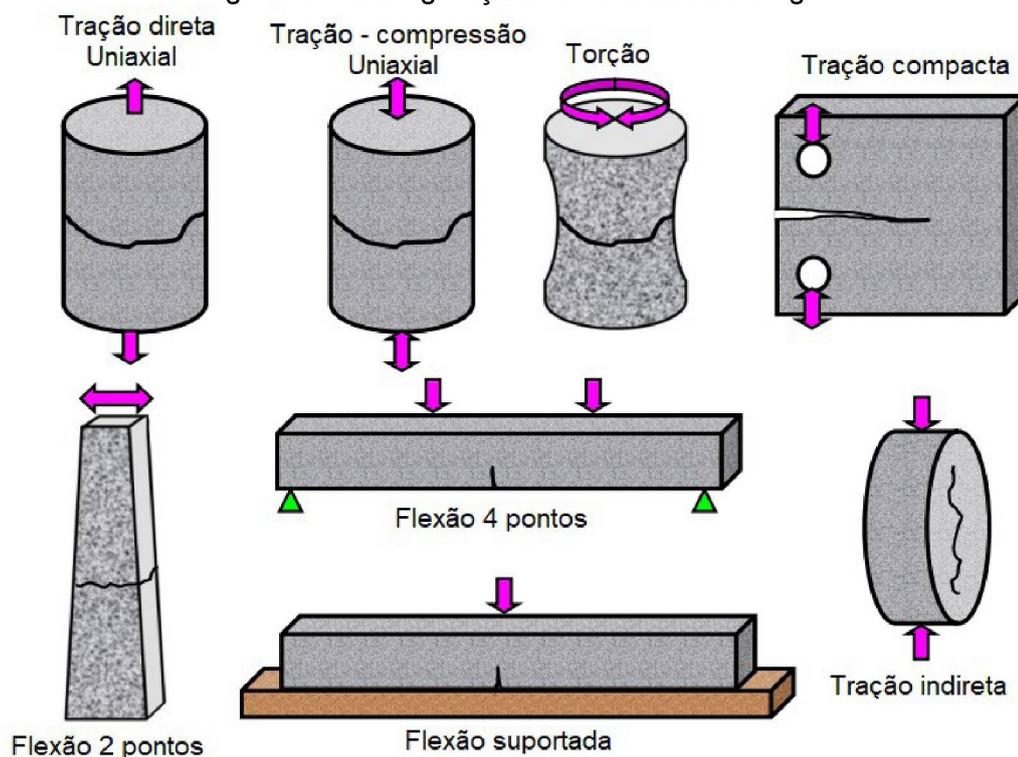


Fonte: Adaptado de Said, 1988 *apud* Fontes, 2009.

2.3.4. Tipos de ensaio de fadiga

O ensaio de fadiga pode ser realizado em diversas configurações que foram desenvolvidas ao longo das últimas décadas. A escolha da metodologia de ensaio mais adequada depende da precisão do método para simular as condições presentes em campo, tais como o carregamento, os apoios, o estado de tensões e o meio ambiente (temperatura). Adicionalmente, a adoção da metodologia de ensaio é influenciada pela disponibilidade e custo do equipamento, além da facilidade de uso. A Figura 13 apresenta de forma esquemática as metodologias de ensaios (ZEIADA, 2012).

Figura 13 - Configurações de ensaios de fadiga



Fonte: Zeiada, 2012.

O ensaio de flexão em viga de quatro pontos permite avaliar a vida à fadiga em diversas condições ambientais (vários níveis de temperatura) e de carregamento (deformação ou a tensão controlada) (WU; TSAI; HARVEY, 2009). O ensaio utiliza corpos de prova prismáticos, com uma dimensão predominante, aplicando-se uma força vertical nos dois terços do comprimento da amostra prismática, podendo a força ser aplicada em um ou em ambos os sentidos de uma mesma direção. No segundo caso, o ensaio é denominado de flexão alternada, visto que a face inferior e superior estará sujeita, alternadamente, por tensões de tração na flexão (CERVO, 2004). Uma das vantagens do ensaio de fadiga em viga de quatro pontos reside, teoricamente, no surgimento de um momento fletor puro no terço médio da viga, sem qualquer deformação proveniente de esforços cisalhantes e, por isso, a fratura do corpo de prova se dá exclusivamente pelo momento fletor, sem influência dos esforços cortantes (WU; TSAI; HARVEY, 2009).

O ensaio de flexão em dois pontos com corpos de prova trapezoidal consiste em engastar a extremidade maior do corpo de prova e aplicar um carregamento sinusoidal na extremidade menor. A ruptura do corpo de prova ocorre

aproximadamente a metade da altura do corpo de prova, em razão das tensões de flexão serem maiores nesta região do que na base (TANGELLA *et al.*, 1990).

O ensaio por compressão diametral determina o comportamento de fadiga por meio de aplicação de uma carga cíclica e repetida. As amostras são de forma cilíndrica e possuem diâmetro de 100 mm e espessura de pelo menos 40 mm, quando o tamanho máximo de agregado é até 25 mm. Se o tamanho máximo do agregado for maior, até 38 mm, as amostras devem ter diâmetro de 150 mm e uma espessura mínima de 60 mm (NIKOLAIDES, 2015).

Segundo a norma europeia EN 12697-24 (2018), no ensaio de fadiga por compressão diametral, a forma do carregamento é pulsatória e o corpo de prova é submetido a cargas compressivas repetidas que desenvolvem uma tensão de tração relativamente uniforme perpendicular à direção da carga aplicada e ao longo do plano diametral vertical, que faz com que a amostra falhe ao se dividir ao longo da parte central do diâmetro. A deformação horizontal resultante da amostra é medida e é adotado o coeficiente de Poisson para determinar a tensão no centro da amostra. Os níveis de tensão devem ser adotados de forma que a vida à fadiga resulte entre mil a um milhão de ciclos. Três níveis diferentes de tensão de tração constante são aplicados às amostras a 0,1 segundos de carregamento e 0,4 segundos de descarregamento, conforme a prescrições da norma europeia. As amostras são condicionadas à temperatura de ensaio especificada por pelo menos 4 horas antes do ensaio.

Uma das vantagens do ensaio por compressão diametral reside em utilizar corpos de provas em formato cilíndricos produzidos em moldes padronizados pela metodologia Marshall ou metodologia Superpave. Enquanto que os ensaios de fadiga que utilizam corpos de prova em forma de vigotas, são produzidos em dimensões maiores e após são serrados nas dimensões especificadas em normas. Ademais, o ensaio é de fácil execução, o equipamento que realiza o ensaio pode realizar outros ensaios, como por exemplo, o ensaio de módulo resiliente e resistência a tração por compressão diametral. O estado biaxial de tensões no centro do corpo de prova é, possivelmente, a melhor representação das condições em campo e o trincamento inicia em uma zona uniforme de tensões (TAYEBALI *et al.*, 1994).

Em relação as desvantagens, consiste na condição de carregamento não necessariamente representar as condições de campo, isto é, durante o ensaio em laboratório produz-se um estado biaxial de tensões no centro do corpo de prova, no

qual não é possível replicar a mesma relação de tensão horizontal e vertical em um determinado ponto crítico do pavimento, em campo. Ademais, durante a realização do ensaio ocorre deformações permanentes junto aos frisos em que se aplica o carregamento, o que não é desejável no ensaio de fadiga, pois resulta em uma vida à fadiga subestimada (TAYEBALI *et al.*, 1994).

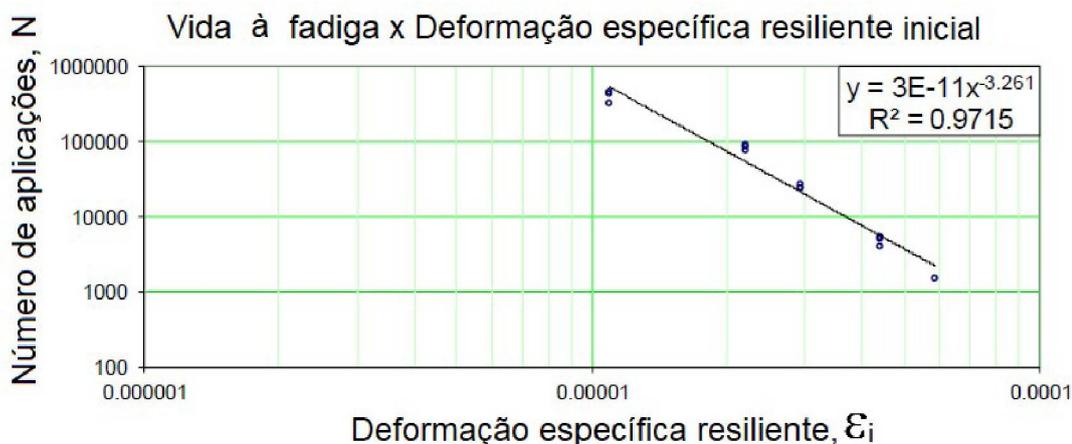
A vida à fadiga da mistura asfáltica é definida em vida da fratura (Nf) ou vida de serviço (Ns). A vida de fratura (Nf) é o número total de ciclos de aplicação de uma carga até atingir a ruptura da amostra. A vida à fadiga em relação a vida de serviço (Ns) é definida como o número total de ciclos de aplicações de uma carga que reduza o desempenho ou a rigidez inicial do material (BERNUCCI *et al.*, 2010; NIKOLAIDES, 2015).

Huang (2004) argumenta que os resultados do ensaio de fadiga são expressos em um gráfico com os dados da tensão ou da deformação utilizados no ensaio pelo número de ciclos de carga até a falha do material, em escala logarítmica. De acordo com Medina e Motta (2015), o comportamento da vida à fadiga é representado por meio das equações (Equação 3) abaixo, a partir dos dados de ensaio:

$$N = K_2 \left(\frac{1}{\varepsilon_i} \right)^{n_2} \quad \text{ou} \quad N = K_1 \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{n_1} \quad (3)$$

Sendo N o número de ciclos de carga em que ocorrerá a fadiga do pavimento (também denominado de vida à fadiga), ε_i é a deformação específica resiliente inicial na camada asfáltica do pavimento; $\Delta\sigma$ é a diferença de tensões no centro do corpo de prova e K e n parâmetros de fadiga determinados nos ensaios. Apenas como exemplo, a Figura 14 ilustra resultados de ensaio de fadiga por tração indireta em função da deformação de tração resiliente e a Figura 15 ilustra resultados de ensaio de fadiga em função da diferença de tensões, sendo que a diferença de tensões é a diferença entre as tensões verticais e horizontais.

Figura 14 - Resultados de ensaio de fadiga em um gráfico: vida à fadiga x deformação



Fonte: DNIT 183, 2018.

Figura 15 - Resultado de ensaio de fadiga em um gráfico: diferença tensões e vida à fadiga



Fonte: DNIT 183, 2018.

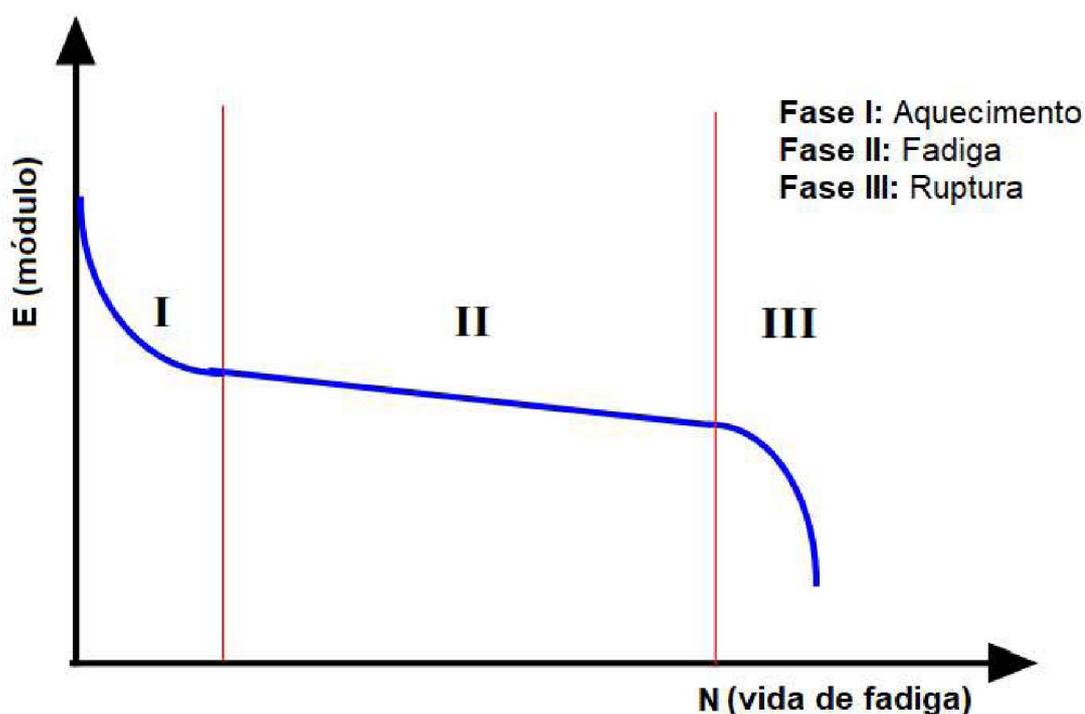
As curvas de vida à fadiga determinadas em laboratório devem ser calibradas a fim de considerar as condições específicas de campo. O número que correlaciona a vida à fadiga determinada em laboratório com a vida à fadiga obtida em campo é definido como fator campo-laboratório (*shift factor*), e depende das seguintes condições: porcentagem da área trincada e da severidade do trincamento por fadiga que é adotado como critério de falha, das propriedades da mistura asfáltica, da espessura do revestimento asfáltico, do volume e da composição do tráfego, da variação da temperatura durante o dia, da oxidação do revestimento e do tipo de ensaio de fadiga (PINTO, 1991; SOULIMAN, 2012). Pinto (1991) em estudos

realizados no Brasil, determinou o fator campo-laboratório entre 10 a 1000 para o pavimento atingir aproximadamente 20% de área trincada, na temperatura de referência de 25 °C. Segundo Franco (2007), diversos órgãos e institutos de pesquisa brasileiros vêm utilizando o fator campo laboratório igual a 1000.

2.3.5. Mecanismo de fadiga

No ensaio de fadiga, independente da carga imposta, há três fases que caracterizam a evolução do módulo de rigidez em função do tempo ou do número de ciclos. As fases são divididas em Fase I, Fase II e Fase III, conforme descrito a seguir e apresentado no gráfico da Figura 16 (BAAJ, 2002):

Figura 16 - Distinção das três fases em um ensaio de fadiga



Fonte: Baaj, 2002.

- Fase I ou fase de aquecimento: esta fase resulta em uma queda rápida no valor do módulo.
- Fase II ou fase de fadiga: uma reta levemente inclinada reflete o estabelecimento de um regime estável, quase linear e uma lenta evolução dos danos.

- Fase III ou fase de ruptura: declíneo acelerado do módulo com rápido desenvolvimento trincas e microfissuração que conduzem a ruptura do corpo de prova.

2.4. AUTORREGENERAÇÃO DOS MATERIAIS

Segundo Huang e Di Benedetto (2015), evidências experimentais de autorregeneração em misturas asfálticas remontam a 1967, quando Bazin e Saunier desenvolveram equipamentos de teste automatizados para medir o módulo dinâmico e trincas por fadiga. Em seus experimentos, eles também reconheceram que, além da fadiga, a autorregeneração estava ocorrendo e os períodos de repouso prolongavam a vida útil do pavimento. De acordo com Thom (2014), o efeito autorregenerativo possibilita diferenças entre os ensaios de fadiga, dependendo dos detalhes da frequência do pulso de carga e de qualquer "período de repouso" permitido entre pulsos de carga.

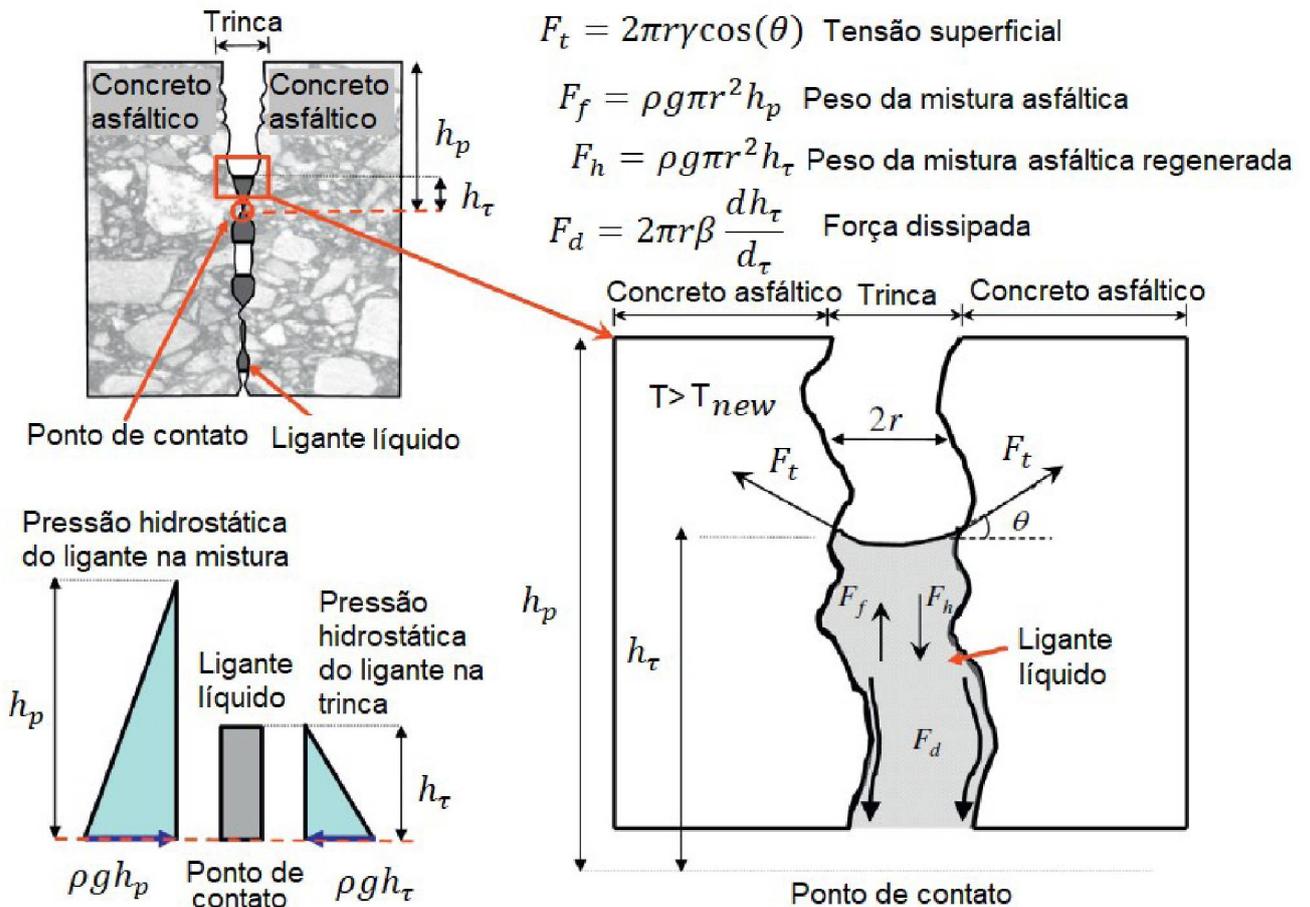
A autorregeneração pode ser definida como o fenômeno de regeneração das propriedades originais da mistura asfáltica durante um período de repouso após a perda da resistência devido ao intenso tráfego. Este fenômeno ainda não é claramente entendido e tem sido estudado extensivamente nos últimos anos por muitos pesquisadores. Até o momento, entende-se como um processo em que microfissuras formadas na mistura asfáltica durante a passagem das cargas de tráfego pesado se fundem de volta quando o material se encontra em repouso, por meio da fluidez do asfalto que preenche as microfissuras, e é acelerada pela pressão confinante. Uma observação importante, é que nem todas as misturas asfálticas se regeneram na mesma proporção. Variações na composição do asfalto causam grandes diferenças na propensão à regeneração (HUANG, DI BENEDETTO; 2015).

O processo de autorregeneração não é perpétuo e a sua eficiência é afetada pela magnitude do dano sofrida pela mistura asfáltica. Neste sentido, Zhu *et al.* (2017) concluíram que quando as tensões de fadiga reduzem em 60% o módulo de rigidez inicial (módulo dinâmico), a recuperação da vida à fadiga é reduzida significativamente. Da mesma forma, Liu *et al.* (2011) observaram em um experimento que misturas asfálticas de concreto asfáltico denso que sofreram redução em 70% do módulo de rigidez inicial, a regeneração alcançada foi baixa em razão da deformação permanente ou da quebra dos agregados. Ainda, de acordo com Menozzi

et al. (2015) a autorregeneração apenas recupera trincas até uma determinada largura.

O ligante comporta-se como um fluido newtoniano quando a temperatura varia entre 30 °C a 70 °C. Acima da temperatura de 70°C, o ligante flui através de qualquer possível fissura aberta no pavimento, conhecido como o fenômeno de fluxo capilar. O fenômeno capilar inicia quando alguns pontos em ambas as faces de uma trinca estiverem em contato, e vai se estendendo através da abertura da trinca enquanto a temperatura do ligante asfáltico é alta o suficiente para o ligante comportar-se como um fluido newtoniano. Uma possível explicação da autorregeneração em materiais asfálticos, mas que ainda não é um consenso, considera o ligante asfáltico como um líquido, com densidade ρ , tensão superficial γ e ângulo de contato com a superfície molhada θ . O fenômeno da capilaridade é entendido como o equilíbrio de forças exercidas pelo peso do ligante autorregenerado preenchendo a fissura (F_h) sob a gravidade g , pela força hidrostática exercida pelo peso da mistura asfáltica F_f , pela dissipação da força causada pelo movimento do ligante contra as paredes da trinca F_d e pela força exercida pela tensão superficial do ligante F_t (Figura 17). Este processo capilar ocorrerá mesmo se o material asfáltico não estiver sob compressão. Isso acontece naturalmente quando a temperatura é alta o suficiente, por exemplo, durante o verão, embora também possa ser promovido artificialmente por aquecimento por indução ou por aquecimento de micro-ondas (GARCÍA *et al.*, 2012a; García *et al.*, 2013b)

Figura 17 - Esquema das forças que atuam em uma trinca de concreto asfáltico durante o processo de autorregeneração



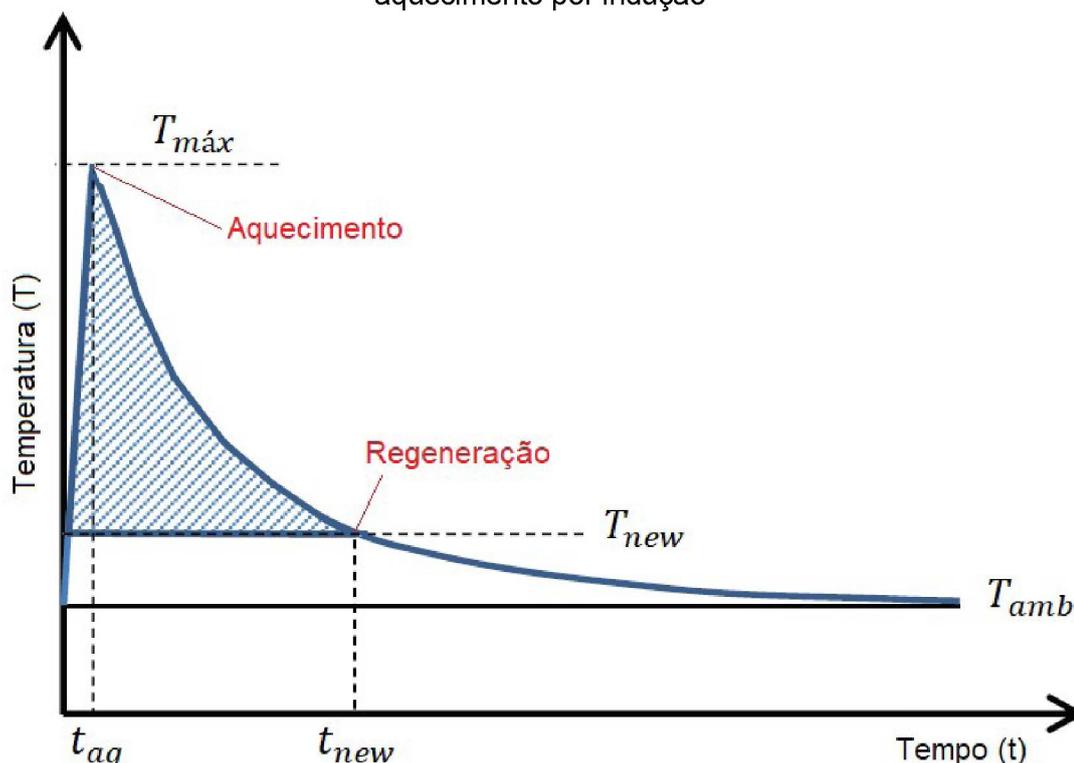
Fonte: Adaptado, García *et al.*, 2013b.

O índice de autorregeneração de um material asfáltico aumenta com o aumento da temperatura. Para isso, é necessário aquecer a mistura asfáltica por um período de tempo acima da temperatura em que o ligante asfáltico está próximo de um fluido de comportamento Newtoniano. Se o tempo de aquecimento for insuficiente ou a temperatura for baixa, o dano não será totalmente recuperado, mas se o tempo de aquecimento é muito longo ou a temperatura for muito alta, a amostra de mistura asfáltica irá se deformar e a resistência mecânica reduzirá. A temperatura mínima, para regenerar a mistura asfáltica coincide com a temperatura em que o ligante começa a comportar-se como um fluido newtoniano (GARCÍA *et al.*, 2012a; GARCÍA *et al.*, 2013b).

A autorregeneração de mistura asfáltica não ocorre unicamente durante o tempo de aquecimento (t_{aq}), mas principalmente durante o tempo de resfriamento, desde que a temperatura do ligante asfáltico esteja acima da temperatura newtoniana do ligante (t_{new}), e é tão efetiva quanto à temperatura de concreto asfáltico (T_{new})

acima da temperatura Newtoniana do ligante asfáltico (T_{new}). Por esta razão, o tempo de regeneração da mistura asfáltica é abordado como o tempo necessário de resfriamento da mistura asfáltica até a temperatura igualar a temperatura newtoniana do ligante (T_{new}) conforme apresentado na Figura 18 (GARCÍA *et al.*, 2014).

Figura 18 - Alterações na temperatura em concreto asfáltico denso em função de aquecimento por indução



T_{amb} : Temperatura ambiente, $T_{máx}$: Temperatura máxima; T_{new} : temperatura newtoniana do ligante; t_{aq} : tempo de aquecimento, t_{new} : tempo para atingir a temperatura newtoniana.

Fonte: adaptado, García *et al.*, 2014.

Tang *et al.* (2016) orientam que tanto ligante asfáltico novo como o envelhecido apresentam como ponto de temperatura ótima para recuperação de trincas, o ponto de temperatura em que o ligante asfáltico está próximo do estado de fluido newtoniano. Os autores também alegam que a temperatura ótima de aquecimento está associada à idade e ao tipo de ligante, ou seja, dependendo do tipo de ligante, a viscosidade é diferente para uma determinada temperatura e quando o ligante está envelhecido, necessita de uma temperatura mais alta de aquecimento para reduzir a viscosidade e por fim realizar o tratamento de trincas. Isso significa dizer que ao aplicar a técnica de autorregeneração em campo, a temperatura de aquecimento no revestimento asfáltico deverá ser mais alta que a utilizada para um ligante novo.

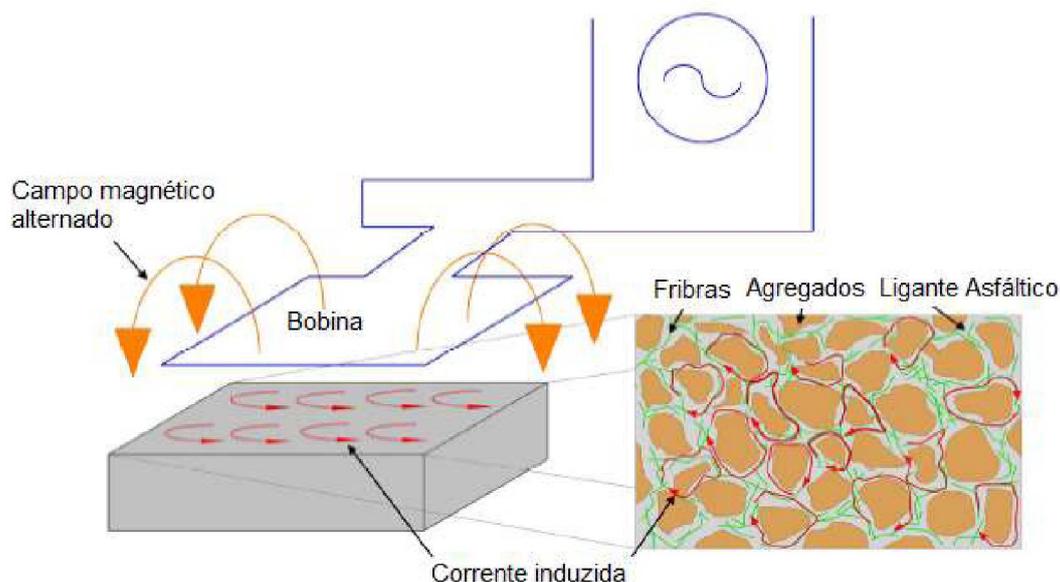
A autorregeneração é muito lenta em temperatura ambiente e é mais efetiva quanto maior o tempo de repouso entre as passagens de cargas (ZHU *et al.*, 2017). Todos os autores estudados coincidem que o aquecimento do material por meio de uma fonte de energia externa é uma forma de acelerar o processo de auto regeneração artificialmente. O aquecimento de misturas asfálticas usualmente é realizado por ondas eletromagnéticas ou por micro-ondas. Existe também a possibilidade da adição de cápsulas preenchidas com substâncias que permitem baixar a viscosidade do ligante na ocorrência de uma trinca, promovendo a sua regeneração. A seguir, serão apresentados os principais métodos de autorregeneração.

2.4.1. Indução eletromagnética

Os equipamentos de aquecimento por indução possuem uma tecnologia conhecida há muito tempo e atualmente são utilizados em diversas aplicações, tais como fusão ou aquecimento de metais nas indústrias e cozimento de alimentos por meio de fogões de indução (CALLEBAUT, 2014).

Conforme García, *et al.* (2011), o processo de aquecimento por indução eletromagnética se dá por meio de corrente induzida que aquece a mistura asfáltica consoante com o princípio físico de Joule, reduzindo a viscosidade do ligante asfáltico com o aumento de temperatura e conseqüentemente com a fluidez do material para os vazios gerados pelas trincas. Todavia, é necessária a adição de materiais eletricamente condutivos na mistura asfáltica para induzir correntes de *Foucault* (corrente induzida), pois as fibras condutivas funcionam como estradas para os elétrons percorrerem. A Figura 19 ilustra um esquema de aquecimento por indução eletromagnética sobre uma amostra de mistura asfáltica contendo fibras condutivas.

Figura 19 - Esquema de aquecimento por indução eletromagnética

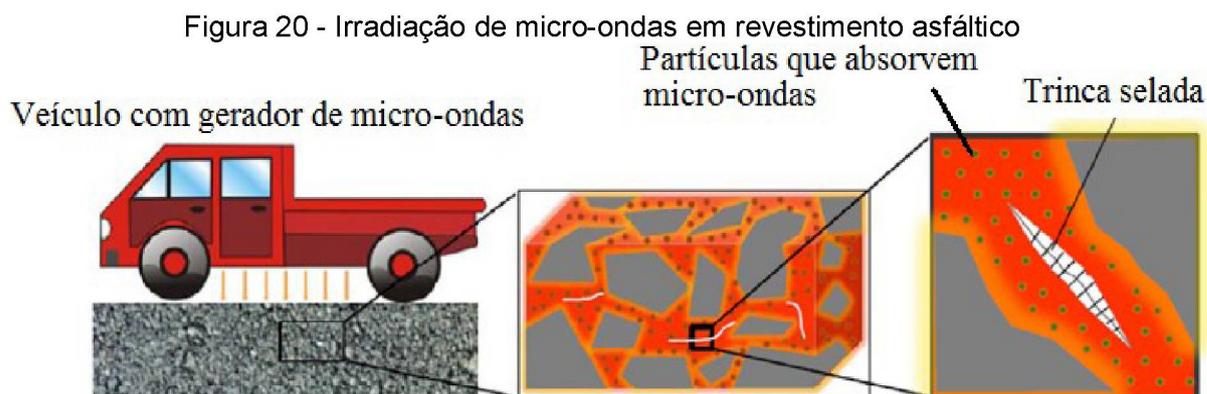


Fonte: Adaptado, García, *et al*, 2011.

2.4.2. Irradiação de micro-ondas

Outra maneira de elevar a temperatura do material asfáltico a fim de acelerar o processo de autorregeneração, visto que o processo é altamente dependente da temperatura, é a utilização de micro-ondas. As micro-ondas são ondas eletromagnéticas, tais como ondas de rádio, luz visível e ondas de Raios-X. A diferença entre os tipos de ondas está relacionada com o comprimento da onda. As micro-ondas têm comprimento entre 3 mm a 3 m, as quais correspondem a uma frequência entre 100 MHz a 100 GHz. Um forno de micro-ondas típico apresenta ondas com frequência de 2.45 GHz e comprimento de onda de 120 mm (GALLEGO, *et al.*, 2013).

O processo de aquecimento por ondas eletromagnéticas consiste em adicionar partículas que promovam uma maior suscetibilidade da mistura asfáltica em absorver ondas eletromagnéticas, tais como fibras de aço, ferrite, grafites e escórias de siderurgia. As partículas adicionadas convertem a energia absorvida em calor, causando aquecimento do material asfáltico que ao atingir o ponto de fluidez, permitirá selar as trincas do pavimento (CONTRERAS, *et al.*, 2016). A Figura 20 apresenta um modelo de aplicação de aquecimento por um veículo adaptado com um gerador de micro-ondas sobre um pavimento asfáltico.

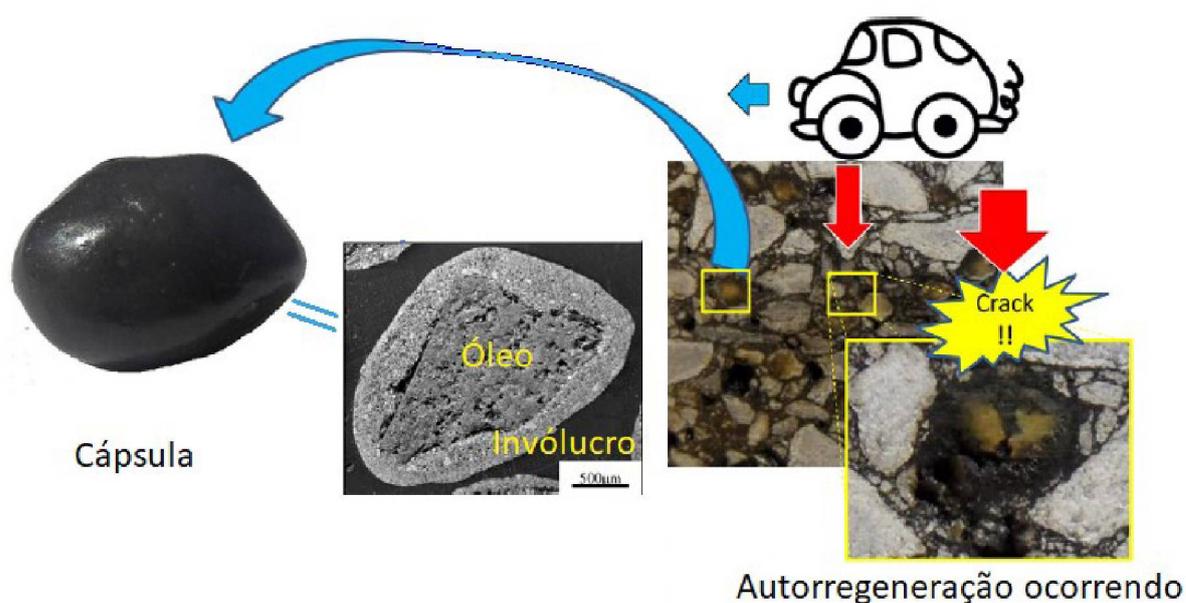


Fonte: Adaptado, ZHU *et al.*, 2017.

2.4.3. Microcápsulas

Segundo Chung, *et al.* (2015), a autorregeneração com microcápsulas consiste em microcápsulas preenchidas com agentes rejuvenescedores e inseridas na mistura asfáltica. As trincas no revestimento asfáltico ao se propagarem irão atingir as microcápsulas provocando o rompimento das mesmas, conforme o esquema apresentado na Figura 21. O agente rejuvenescedor das microcápsulas fluirá para o interior das trincas dissolvendo o ligante asfáltico o qual preencherá os vazios e efetivará a recuperação das características originais do material.

Figura 21 - Esquema de autorregeneração com cápsulas



Fonte: Adaptado, García, Jelfs e Austin, 2015.

Atualmente, existem dois tipos de cápsulas contendo rejuvenescedores: cápsulas com tamanho menor que 100 μm , que consistem em uma gota de óleo revestida por um polímero rígido; e, cápsulas com tamanho acima de 100 μm , as quais consistem de um núcleo poroso de areia impregnado com óleo e revestida por um invólucro rígido de enchimento e epóxi. As cápsulas na mistura asfáltica substituem frações de agregados e devem resistir aos procedimentos de mistura durante a produção do material asfáltico e romper somente na presença das trincas (GARCÍA, JELFS, AUSTIN; 2015).

2.5. ESTADO DA ARTE DA AUTORREGENERAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Por ser um tema relativamente não totalmente compreendido no cenário mundial e por não ter, ainda, nenhum estudo desta natureza realizado no Brasil, o presente item apresenta, principalmente, a metodologia utilizada e os principais resultados obtidos por pesquisadores que relataram suas experiências em artigos publicados em revistas internacionais com a finalidade de embasar os métodos utilizados no presente estudo.

2.5.1 Métodos de avaliação da capacidade autorregenerativa de misturas asfálticas

Basicamente, a avaliação da capacidade autorregenerativa de misturas asfálticas por meio de aquecimento consiste no seguinte ciclo: aplicar um dano no corpo de prova, aquecê-lo, deixá-lo em repouso, aplicar o dano novamente e comparar a resistência obtida do último ensaio com a resistência do primeiro ensaio (WANG, *et al.*, 2016a). Entretanto, não há uma padronização do tipo de ensaio para avaliação da capacidade autorregenerativa, tampouco no tempo de repouso.

Um dos ensaios utilizados para causar o dano no corpo de prova é o ensaio de flexão em viga de três pontos, em que o corpo de prova é apoiado nas extremidades com aplicação do carregamento no centro do corpo de prova sob uma deformação constante. O critério de paralisação do ensaio de flexão a três pontos também apresenta variações. Alguns pesquisadores interrompem o ensaio quando atinge uma

determinada carga que corresponde a formação de uma microfissura ou então quando atinge uma carga máxima ou rompe o corpo de prova (GARCÍA, *et al.*; 2013a, LIU, WU, SCHLANGEN; 2013, CONTRERAS; CONCHA, 2016; WANG, *et al.*; 2016b, ZHU, *et al.*; 2017). A Figura 22 ilustra o ensaio de flexão em viga de três pontos em dois tipos de equipamentos, sendo que em um dos equipamentos se utiliza corpos de prova semicircular e no outro, retangular. Observa-se na Figura 22 que é realizado um corte no centro do corpo de prova para que a trinca seja direcionada na região central do material.

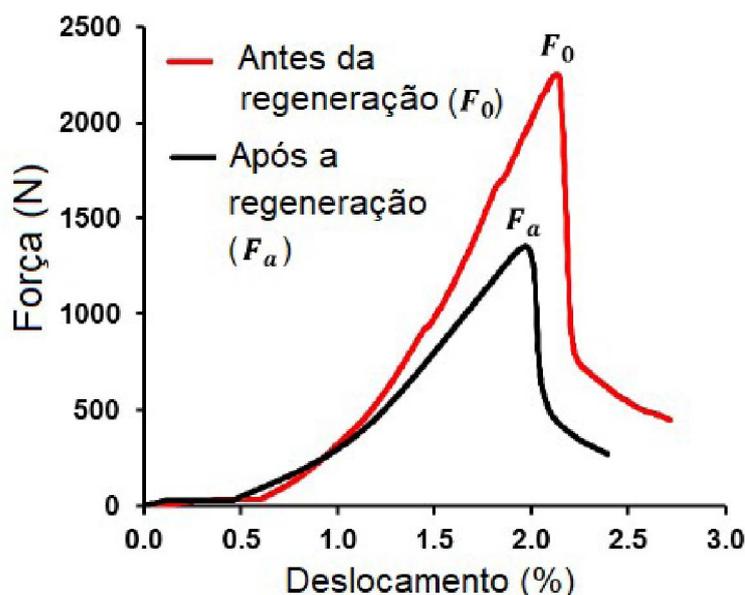
Figura 22 - Flexão em viga de 3 pontos com corpo de prova semicircular à direita e retangular à esquerda



Fonte: adaptado de Liu, Wu e Schlangen, 2013 e Contreras; García, 2016.

O índice de autorregeneração (IA) usualmente é determinado com a relação da carga máxima após a regeneração (P_a) com a carga máxima antes da regeneração (P_0), ou seja, $IA = P_a / P_0$ (CONTRERAS; GARCÍA, 2016). A Figura 23 ilustra o ciclo de autorregeneração obtido quando utilizado o ensaio de flexão em viga de três pontos.

Figura 23 - Ensaio de flexão em viga de três pontos antes e após a regeneração



Fonte: Adaptado de Contreras e García, 2016.

O ensaio de fadiga por flexão em viga de quatro pontos (Figura 24) também é um dos ensaios adotado na avaliação da capacidade autorregenerativa em que o critério de paralisação do ensaio normalmente é a redução em 50% do módulo de rigidez (módulo dinâmico) (MING; WEIDONG, 2016; ZHAO *et al.*, 2017; ZHU *et al.*, 2017). Danos por fadiga com redução acima de 50% de módulo de rigidez acarretam danos estruturais no corpo de prova que reduzem sensivelmente a capacidade autorregenerativa (ZHU *et al.*, 2017). Quando os danos causados em misturas asfálticas por tensões de fadiga reduzem em 60% o módulo de rigidez inicial, a recuperação da extensão a vida à fadiga é reduzida significativamente. Zhu *et al.* (2017) verificaram que o índice de autorregeneração era reduzido de 1,33 para 0,24, quando o módulo de rigidez era reduzido de 50% para 60%.

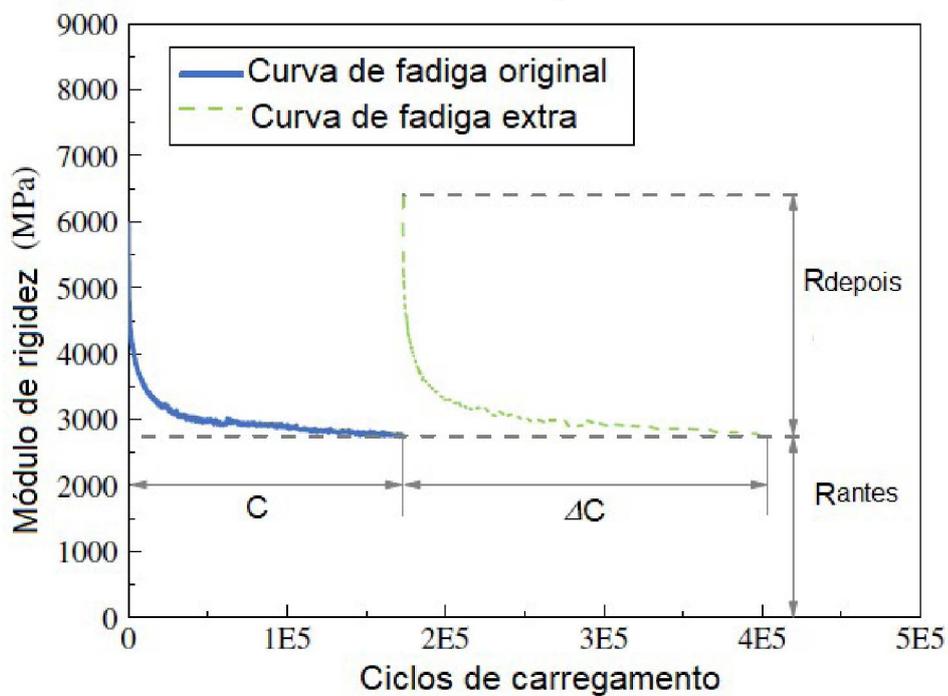
O índice de autorregeneração é quantificado de duas maneiras, usualmente, por meio da taxa de extrapolação da vida à fadiga (IA_1) e por meio de da taxa de recuperação do módulo de rigidez (IA_2). A taxa de extrapolação da vida à fadiga é definida como $IA_1 = \Delta C / C$, sendo ΔC o número de ciclos de fadiga extra após a regeneração e C o número de ciclos de fadiga original (antes de regenerar o corpo de prova). A taxa de recuperação do módulo de rigidez é obtida da relação $IA_2 = R_{depois} / R_{antes}$, sendo R_{antes} o módulo de rigidez final do primeiro ensaio e R_{depois} , o módulo de rigidez inicial do segundo ensaio após a regeneração, conforme o esquema ilustrado na Figura 25 (ZHAO *et al.*, 2017).

Figura 24 - Aparato à quatro pontos



Fonte: Ming e Weidong, 2016.

Figura 25 - Ciclo de ensaio fadiga em viga de quatro pontos seguido de repouso e após ensaio de fadiga

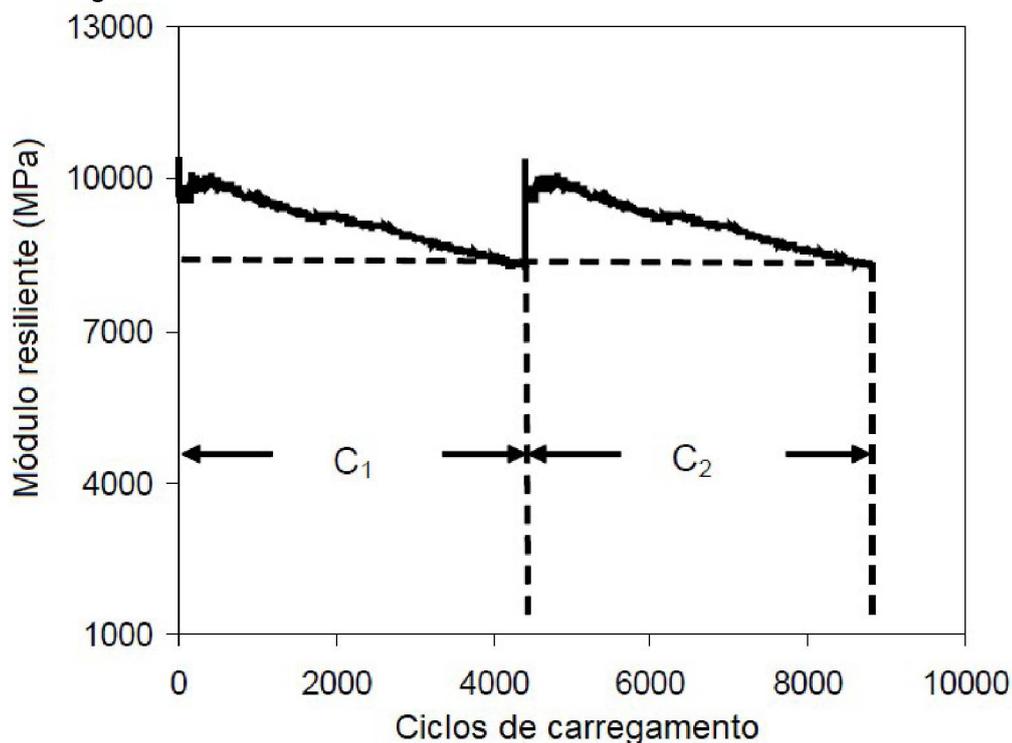


Fonte: adaptado, Zhao *et al.*, 2017.

Zhu *et al.* (2017) consideram o índice de autorregeneração por meio da recuperação do módulo de rigidez como $IA_2 = (R_{depois} - R_{antes}) / (R_{inicial} - R_{antes})$, sendo R_{antes} o módulo de rigidez final do primeiro ensaio de fadiga, o R_{depois} o módulo de rigidez inicial do segundo ensaio após a regeneração e $R_{inicial}$ o módulo de rigidez inicial determinado no quinquagésimo ciclo no ensaio de fadiga em viga de quatro pontos. Os pesquisadores Zhu *et al.* (2017) concluíram em estudos que a taxa de recuperação do módulo de rigidez não é um parâmetro suficiente para avaliar a capacidade autorregenerativa de misturas asfálticas, uma vez que apenas deixar o material que sofreu danos por tensões de fadiga em repouso, por um determinado período, poderá apresentar recuperação do módulo de rigidez, porém a taxa de extrapolação da vida à fadiga ainda se manterá baixa. Portanto, o mais adequado é avaliar a capacidade autorregenerativa por meio da taxa de extrapolação da vida à fadiga.

A avaliação da capacidade autorregenerativa por meio do ensaio de fadiga por compressão diametral foi utilizado por Liu *et al.* (2010a) e Menozzi *et al.* (2015). Liu *et al.* (2010a) realizaram o ensaio de fadiga por compressão diametral com aplicação de carga de 0,2 segundos e período de descanso de 0,3 segundos. O nível de carga utilizado no ensaio correspondia a 0,82 MPa, equivalente a 40% da resistência à tração. O critério de parada do ensaio era a redução de 20 a 30% do módulo resiliente inicial. O índice de autorregeneração adotado pelos pesquisadores era a relação do número de ciclos após a regeneração (C2) pelo número de ciclos antes da regeneração (C1) conforme ilustrado na Figura 26.

Figura 26 - Ciclo de ensaio de fadiga por compressão diametral seguido de repouso e após ensaio de fadiga



Fonte: Liu *et al.*, 2010a.

Após aplicar o dano no corpo de prova e aquecê-lo durante o ciclo de autorregeneração, mantém-se o corpo de prova em repouso para que ocorra a regeneração no decorrer do resfriamento. O tempo de repouso adotado por pesquisas apresenta divergências na literatura, por exemplo, García *et al.*, (2013b) adotaram duas horas como tempo de repouso após aquecer os corpos de provas, Zhu *et al.*, (2017) e Zhao *et al.*, (2017) adotaram três horas, Menozzi *et al.* (2015) adotaram seis horas e há estudos que adotaram mais de 24 horas de tempo de repouso (LIU *et al.*, 2010a; MING; WEIDONG, 2016, CONTRERAS; CONCHA, 2016; CONTRERAS; GARCÍA, 2016).

2.5.2 Temperatura de aquecimento para regenerar misturas asfálticas

A temperatura tem grande influência sobre a capacidade autorregenerativa de misturas asfálticas. Há uma faixa de temperatura de aquecimento em que a capacidade autorregenerativa irá aumentar com o aumento da temperatura. Entretanto, quando a temperatura é maior que um determinado valor crítico, a capacidade autorregenerativa reduz (ZHU *et al.*, 2017). De acordo com García *et al.* (2013b) a

forma mais apropriada para regenerar mistura asfáltica é aquecer em uma temperatura acima da temperatura de transição newtoniana e mantê-la por um determinado período de tempo.

A temperatura ideal para autorregenerar misturas asfálticas ainda não apresenta um consenso na literatura. Um dos motivos da divergência quanto à temperatura ideal na promoção da capacidade autorregenerativa está relacionado a falta de padronização no método empregado entre os pesquisadores, tais como o tipo de equipamento que aplica o dano no corpo de prova e o tempo de repouso. Dessa forma, há muitas pesquisas em busca da temperatura ideal que propicia maior capacidade autorregenerativa. Segundo Liu *et al.* (2012) a temperatura de aquecimento entre 70 a 85 °C promove um aumento na capacidade autorregenerativa de misturas asfálticas de concreto asfáltico poroso. Zhu *et al.* (2017) ao testarem regeneração em vários níveis de temperatura concluíram que o aquecimento até 55°C de misturas asfálticas de SMA promove maior índice de autorregeneração. Em misturas asfálticas densa contendo CAP 70/100, Menozzi *et al.* (2015) verificaram que a temperatura de 55 °C promove maior índice de autorregeneração. Liu, Wu e Schlangen (2013) sugeriram a temperatura de 85 °C como a ideal para regenerar misturas asfálticas de mastique asfáltico com CAP 70/100. Pamulapati *et al.* (2017) avaliaram autorregeneração em misturas asfálticas de concreto asfáltico poroso com CAP PG 76-22, modificado com polímero, aquecidas lentamente até atingir 110 °C. García *et al.* (2013b) concluíram que a temperatura para promover maior índice de autorregeneração é 100 °C.

Segundo Contreras e García (2016), o aquecimento de misturas asfálticas por micro-ondas aumenta a temperatura do ligante asfáltico e não dos agregados. Como consequência, a temperatura média superficial do corpo de prova é menor do que a temperatura do CAP. Quando a temperatura do CAP está acima do ponto de fulgor, o aquecimento por micro-ondas pode causar danos na estrutura química do material.

2.5.3 Equipamentos utilizados

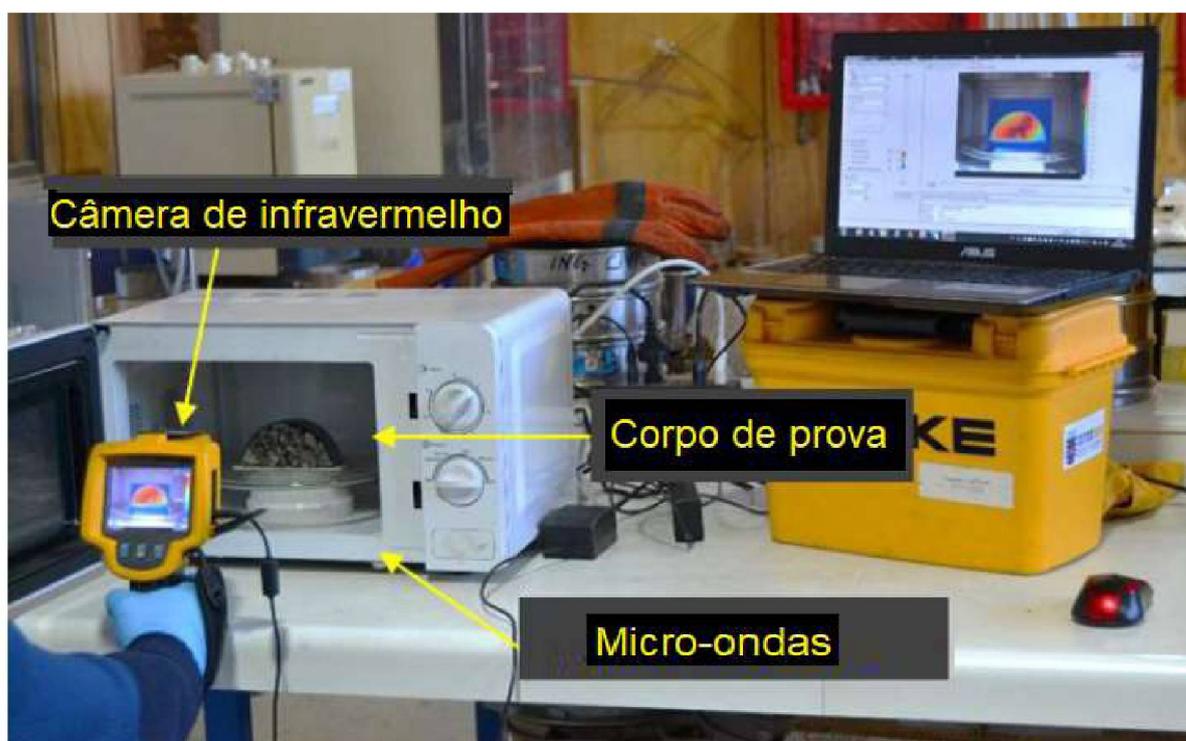
O tipo de equipamento utilizado por muitos autores para aquecer misturas asfálticas por ondas eletromagnéticas é o forno micro-ondas, o qual é encontrado no comércio comum no Brasil. O equipamento utilizado pelos pesquisadores possui potência entre 100W à 1200W e frequência de 2,45 GHz (GALLEGO *et al.*, 2013;

FRANESQUI; YEPES; GONZÁLEZ, 2017; ZHU *et al.*, 2017; WANG *et al.*, 2016a; WANG *et al.*, 2017).

A temperatura superficial dos corpos de prova durante ou após o aquecimento é obtida por intermédio de uma câmera térmica de infravermelho e com auxílio de um software, obtém-se a temperatura média superficial. Alguns pesquisadores registram a temperatura superficial dos corpos de prova em determinados intervalos de tempo, como por exemplo a cada 20 segundos; para isto, abre-se o micro-ondas, registra-se a temperatura com a câmera de infravermelho (Figura 27 a) e fecha-se novamente o micro-ondas, sendo todo o processo controlado dentro de cinco segundos. Outros pesquisadores, a fim de determinar a temperatura interna de um corpo de prova, efetuam um furo no centro da amostra e meçam a mesma por meio de um termômetro químico ou digital conforme apresentado na Figura 27 b) (ZHU *et al.*, 2017).

Figura 27 - Temperatura de corpos de prova aquecidos por micro-ondas: a) uso da câmera de infravermelho; b) uso de termômetro químico

a)



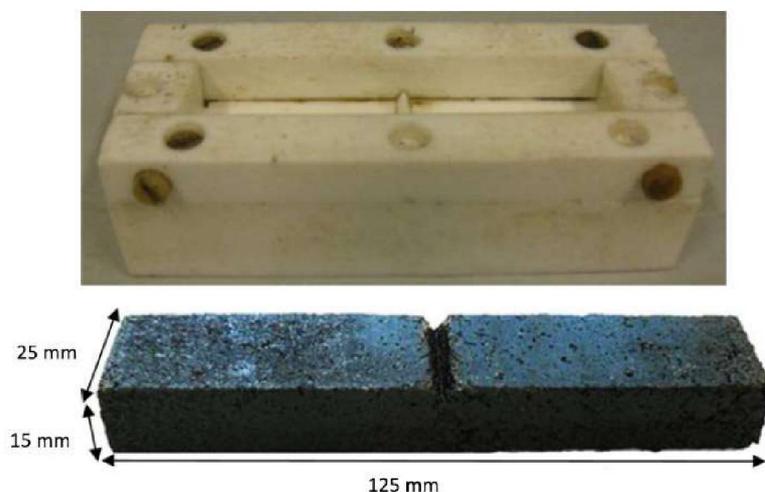
b)



Fonte: Adaptado, Gallego *et al.*, 2013 e Contreras e Garcia, 2016.

Alguns estudos utilizam um molde (Figura 28) para colocar o corpo de prova após o aquecimento a fim de manter o formato original devido a deformação após aquecimento em determinada temperatura (LIU; WU; SCHLANGEN, 2013; ZHU, *et al.*, 2017). Menozzi *et al.* (2015) utilizaram uma caixa preenchida com areia para confinar um corpo de prova aquecido durante o ciclo de regeneração.

Figura 28 - Molde de polipropileno utilizado após aquecimento de corpo de prova durante o tempo de repouso



Fonte: Liu; Wu e Schlangen, 2013.

2.5.4. Adições utilizadas para regenerar misturas asfálticas

Diversas adições podem ser utilizadas para promover a regeneração das misturas asfálticas. Alguns exemplos desses materiais são as fibras de aço, o fíler de aço, a escória, o pó de grafite, o ferrite, as fibras de carbono, os nanotubos de carbono e até resíduos de aço. A partir do material bibliográfico existente, pode-se estabelecer que para que um material possa ser utilizado na regeneração da mistura asfáltica pelo processo de micro-ondas ou indução eletromagnética, deverá cumprir com as seguintes exigências (GALLEGO *et al.*, 2013; García, Contreras e Partl, 2013); García, 2013a; Wang *et al.*;2016b) :

- Suscetível ao aquecimento por ondas eletromagnéticas;
- possuir boa distribuição; e,
- quando fibras de aço possuírem diâmetro grosso e serem curtas.

Todas estas exigências são necessárias para que, quando estimulados pela radiação de micro-ondas ou indução eletromagnética, os materiais sofram um incremento de temperatura e consigam aumentar a temperatura do asfalto, permitindo que a viscosidade do mesmo diminua e consiga preencher as fissuras causadas pela fadiga na mistura asfáltica.

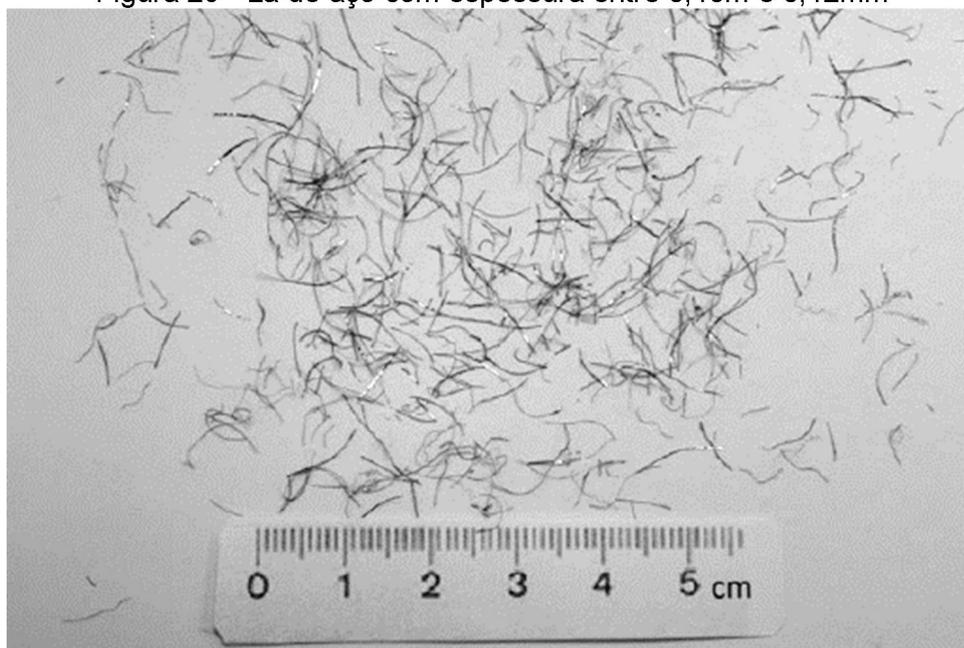
A seguir, será apresentada a contribuição de algumas pesquisas referentes às adições com derivados de aço, escória e grafite para promover misturas asfálticas autorregenerativas. Adições de fíler de aço, ferrite, fibras de carbono e até nanotubos de carbono, podem ser utilizadas e permitem um índice de autorregeneração expressivo segundo os autores Wang *et al.* (2016a), Pérez *et al.* (2016), Peinado *et al.* (2014) e Zhu *et al.* (2017), entretanto não foram incluídas no estado da arte por não serem de interesse do presente trabalho.

2.5.4.1. Derivados de aço

As fibras de aço utilizadas em pesquisas de autorregeneração de misturas asfálticas concernem com fibras encontradas no mercado comum (Figura 29), tais como produtos abrasivos. Alguns pesquisadores, utilizam resíduos de perfis metálicos, latas de refrigerante ou outro material metálico que é cortado em pequenos

pedaços para serem adicionados em misturas asfálticas conforme ilustrado na Figura 30.

Figura 29 - Lã de aço com espessura entre 0,10m e 0,12mm



Fonte: Gallego *et al.*, 2013.

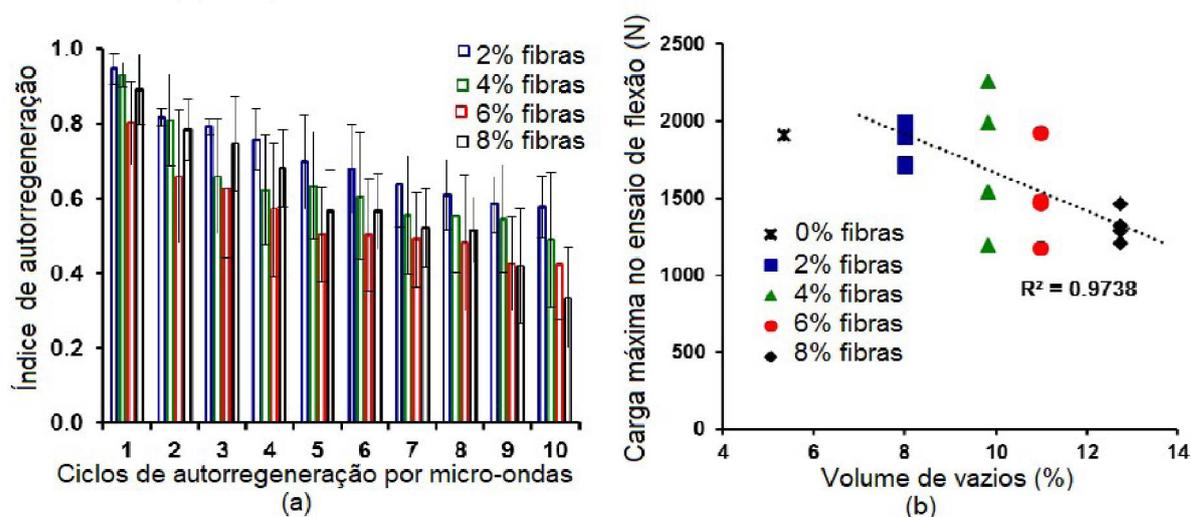
Figura 30 - Lã de aço e lata de alumínio fragmentados para serem utilizados em misturas asfálticas



Fonte: Pamulapati *et al.*, 2017.

Adições em grandes quantidades de fibras de aço não contribuem de forma significativa na capacidade autorregenerativa e na resistência à flexão de misturas asfálticas, em razão da distribuição do volume de vazios e da distribuição das fibras, uma vez que um alto teor de fibras tende a formar grumos de fibras dentro do material asfáltico e aumentar o teor de vazios, acarretando dessa forma uma má distribuição na temperatura de aquecimento (CONTRERAS *et al.*, 2016). Portanto, misturas asfálticas com baixo volume de vazios e adequada distribuição das fibras, apresentam maior capacidade de autorregeneração. Segundo os pesquisadores Contreras e Concha (2016), misturas asfálticas contendo 2% de adição de fibras por volume de ligante asfáltico alcançaram maior capacidade autorregenerativa após serem aquecidas em micro-ondas em relação a misturas contendo 4, 6 e 8% de fibras conforme os resultados apresentados na Figura 31.

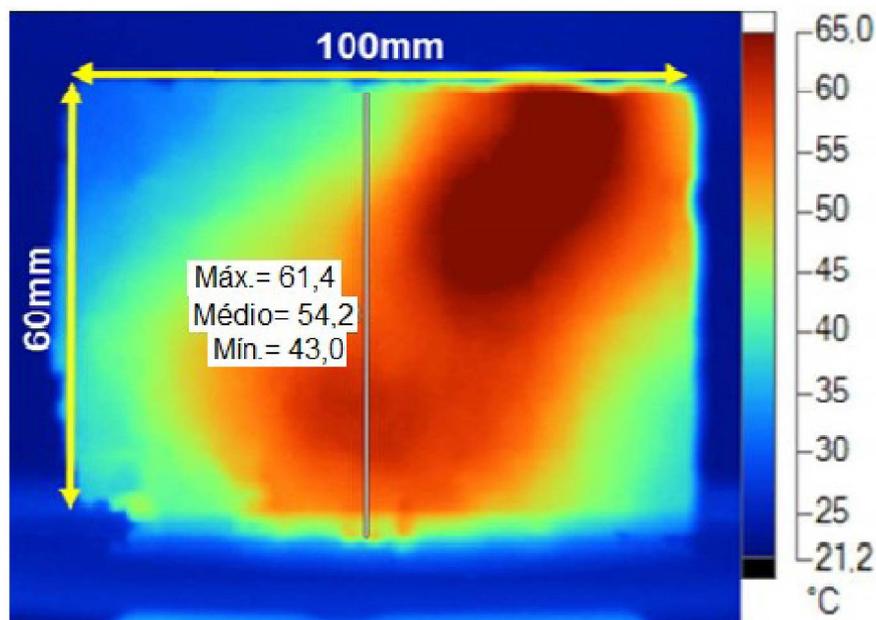
Figura 31 - (a) Índice de autorregeneração versus ciclos de autorregeneração por micro-ondas, e (b) Carga máxima de flexão versus volume de vazios na mistura asfáltica



Fonte: adaptado, Contreras e Concha, 2016.

Misturas asfálticas com elevado teor de fibras de aço, formam grumos que ocasionam alta densidade de fibras. Neste ponto da mistura asfáltica com alta concentração de fibras, haverá uma temperatura mais elevada do que no restante da amostra ao ser aquecida por ondas eletromagnéticas, consoante com o ilustrado na Figura 32. A Figura 32 ilustra um corpo de prova aquecido em micro-ondas, cuja temperatura não foi homogênea em função do gradiente de temperatura ao longo da espessura do corpo de prova, indicando pontos com maior aquecimento (CONTRERAS, CONCHA; 2016).

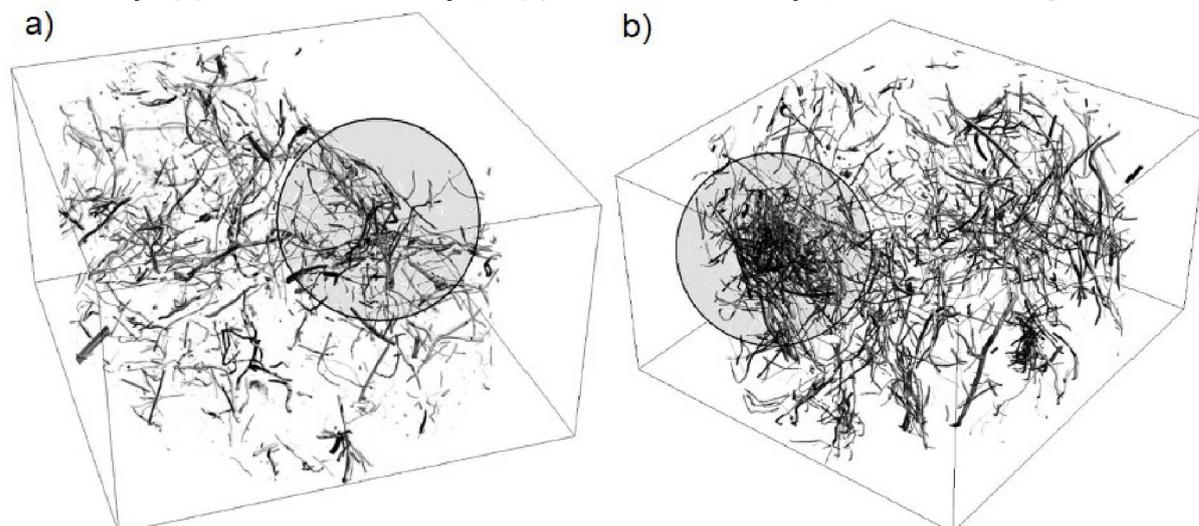
Figura 32 - Distribuição da temperatura superficial em corpo de prova de mistura asfáltica com adição de 6% de fibras de aço



Fonte: adaptado de Contreras e Concha, 2016.

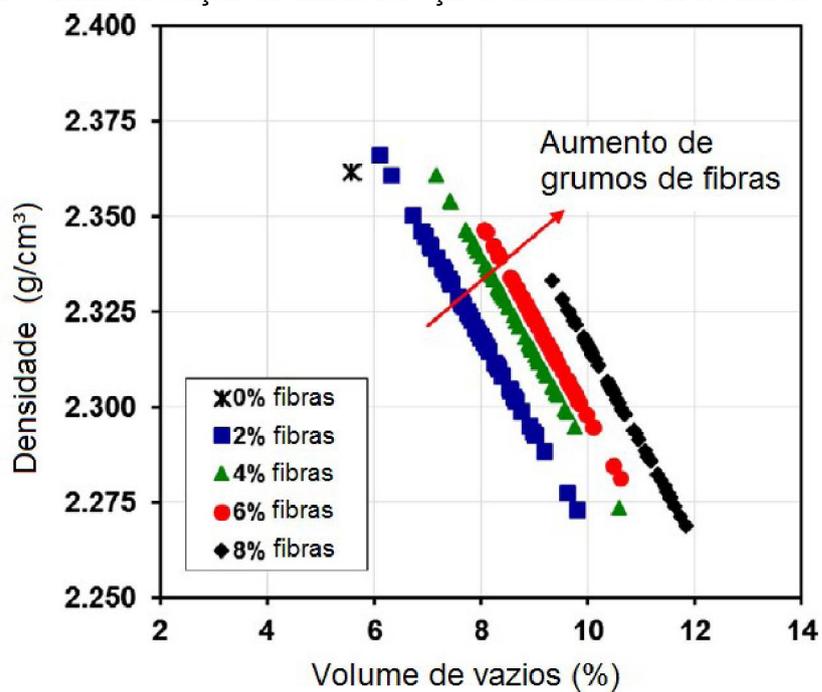
A tendência da formação de grumos de fibras de aço é maior quanto maior a quantidade de fibras presentes na mistura asfáltica. Contreras *et al.*, (2016) confirmaram a formação de grumos em misturas asfálticas ao obterem imagens de tomografia computadorizada de corpos de prova (Figura 33). Quanto maior o teor de fibras de aço, maior será o volume de vazios e por consequência, menor será a densidade da mistura asfáltica, conforme Figura 34. A adição de fibras de aço em misturas asfálticas aumenta o volume de vazios em função da quantidade de ligante asfáltico e de agregados serem mantidos constantes na mistura. De acordo com García, Contreras e Partl (2013) as fibras de aço possuem grande área específica e por isso consomem parte do teor de ligante asfáltico necessário para cobrir os agregados, ocasionando maior volume de vazios.

Figura 33 - Modelos 3D de fibras dentro de uma amostra de mistura de asfáltica com fibras de aço (a) 4% de fibras de aço, e (b) 8% de fibras de aço, em volume de ligante.



Fonte: Contreras *et al.*, 2016.

Figura 34 - Efeito de adição de fibras de aço na densidade de misturas asfálticas

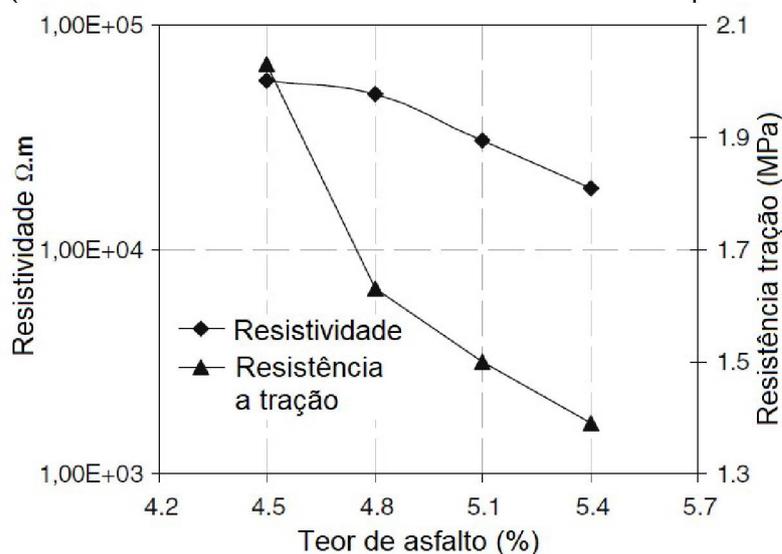


Fonte: adaptado de Contreras *et al.*, 2016.

Liu *et al.* (2010b) verificaram que ao adicionar maior quantidade de ligante asfáltico para compensar o consumo do mesmo pelas fibras de aço presentes na

mistura, ocorre o aumento da condutividade elétrica da mistura, porém reduz à resistência à tração (Figura 35).

Figura 35 - Efeito da quantidade de ligante asfáltico na resistividade elétrica e RTI (Resistência a tensão indireta em concreto asfáltico poroso).



Fonte: adaptado, Liu *et al.*, 2010b.

García, Contreras e Partl (2013) realizaram um estudo com a finalidade de avaliar a influência do comprimento e do diâmetro das fibras na mistura asfáltica em relação à formação de grumos e nas propriedades volumétricas. A verificação da influência das fibras em misturas asfálticas foi obtida por meio da moldagem de diversas amostras com adições de 2%, 4% e 6% de fibras de aço por volume de ligante asfáltico, sendo que foram utilizados quatro tipos de diâmetro de fibras (0,02855; 0,03642; 0,08389 e 0,15498 mm) e dois tipos de comprimentos médios de fibras, as quais contemplaram fibras curtas com aproximadamente 2,5 mm e fibras longas com aproximadamente 7,5 mm. Além de avaliarem o volume de vazios na mistura asfáltica devido a adição de fibras de aço, foi verificado o comprimento inicial das fibras antes de serem adicionadas na mistura e após a compactação. Frente a isso, os resultados da pesquisa seguem apresentados no Quadro 3.

Quadro 3 - Características das fibras e propriedades das misturas estudadas

Tipo de fibras	Características da fibra			Propriedades volumétricas da mistura		
	DF (mm)	CI (mm)	CF (mm)	PF (%)	VV (%)	PG (%)
Curtas	0,02855	2,77	1,129	2	2,01	0
				4	5,213	0,398
				6	8,12	0,862
	0,03642	1,999	1,155	2	1,881	0,112
				4	4,758	0,629
				6	7,212	0,668
	0,08389	2,275	1,679	2	2,347	0,081
				4	4,345	0,461
				6	5,665	0,471
	0,15498	2,435	1,894	2	1,98	0,05
				4	4,174	0,237
				6	5,685	0,282
Longas	0,02855	6,211	1,001	2	5,866	0,243
				4	6,594	0,5
				6	8,003	0,7
	0,03642	6,146	1,198	2	5,818	0,25
				4	6,146	0,48
				6	6,519	0,472
	0,08389	7,233	1,456	2	3,386	0,186
				4	5,083	0,479
				6	6,11	0,543
	0,15498	7,753	1,981	2	2,287	0,178
				4	4,168	0,412
				6	5,883	0,467
-				1,511	-	

DF: diâmetro da fibra; CI: comprimento inicial; CF: comprimento final; PF: porcentagem de fibra; VV: Volume de vazios; PG: porcentagem de grumos.

Fonte: adaptado, García, Contreras e Partl, 2013.

Os resultados obtidos no Quadro 3 por García, Contreras e Partl (2013), apontaram que o comprimento inicial das fibras é reduzido em alguns casos mais do que seis vezes após a mistura e a compactação da mistura asfáltica. Todavia, as fibras que possuem maior diâmetro sofrem menor redução no comprimento final após a mistura e a compactação em razão da maior resistência à tração do que as fibras mais finas. A terceira conclusão obtida com os resultados foi que as fibras com maior

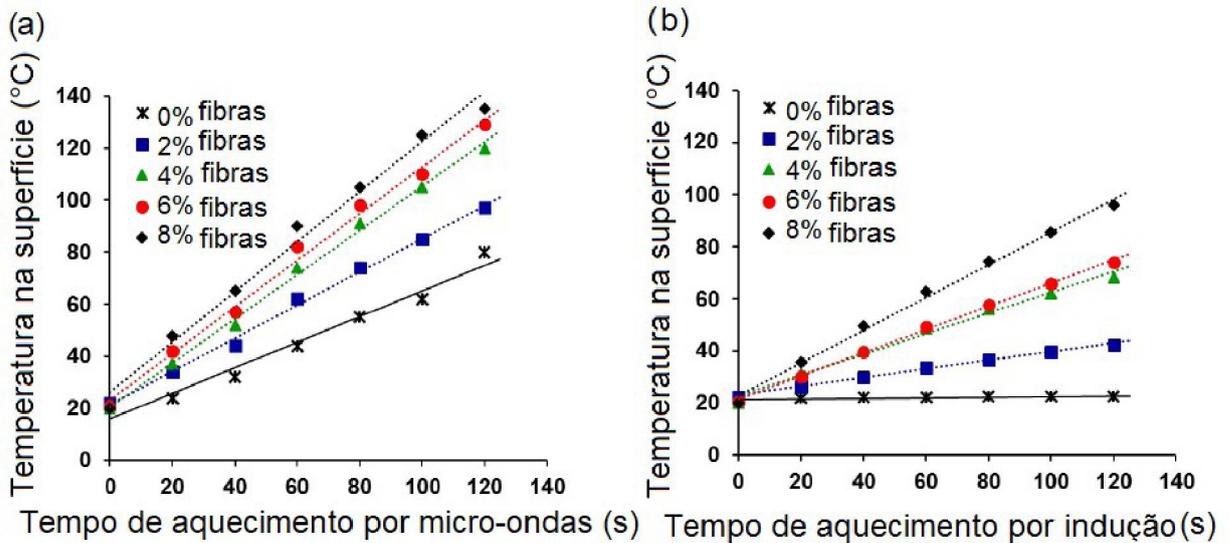
comprimento e mais finas tendem a produzir maiores porcentagens de grumos na mistura. Dessa forma, os autores indicaram que fibras mais curtas e de maior diâmetro atenuam os efeitos (acréscimo de volume de vazios) nas propriedades volumétricas de misturas asfálticas.

Wang *et al.* (2016b) avaliaram o comprimento de fibras de aços incorporadas em misturas asfálticas e concluíram que o comprimento mínimo de fibras de aço deve ser no mínimo 9,6 mm quando objetivo é possuir fibras de aço que minimizem a propagação de trincas, pois as fibras longas permeiam entre as trincas e retardam a propagação das mesmas. Entretanto, os pesquisadores alertam que fibras longas tendem a formar mais grumos em misturas asfálticas. Segundo García (2013a), as fibras de aço quando não forem bem dispersa na mistura asfáltica podem prejudicar o desempenho mecânico. Os pesquisadores também recomendam fibras com 2 mm de comprimento no máximo e diâmetro de pelo menos 0,15 mm (tipo 3) ou maior.

Gallego *et al.* (2013) compararam a taxa de aquecimento (velocidade de aquecimento) de misturas asfálticas contendo 0,2%, 0,4%, 0,6%, 1,2% e 1,8% de adição de aço por massa da mistura asfáltica, e concluíram que o teor de 0,2% com comprimento de 10 mm possibilita incremento satisfatório na taxa de aquecimento de misturas asfálticas aquecidas em micro-ondas, enquanto que teores acima de 0,2% de aço não há incremento significativamente maior. Adicionalmente, as quantidades necessárias para aquecer misturas asfálticas em forno micro-ondas são 10 vezes menores que as quantidades utilizadas em misturas aquecidas por indução eletromagnética, as quais estão entre 4 a 6 %. Dessa forma, nota-se que há um ganho econômico na quantidade de adições de aço aquecidas por micro-ondas ao comparar com indução eletromagnética.

Adicionalmente, de acordo com Contreras e García (2016), a temperatura de misturas asfálticas aquecidas é maior quanto maior o tempo de aquecimento e o teor de fibras de aço. A Figura 36 apresenta os resultados de aquecimento por micro-ondas e indução eletromagnética de várias amostras de misturas asfálticas contendo 2%, 4%, 6%, 8% de fibras de aço e sem adição de fibras. Na Figura 36 (a), observa-se, por exemplo, o incremento de temperatura de uma amostra contendo 2% de fibras de aço, aquecida por um micro-ondas com 700W, durante 120 segundos, que atingiu 97 ° C e por indução com 6 kW e frequência máxima de 350 kHz atingiu 43 ° C em 120 segundos (Figura 36 b).

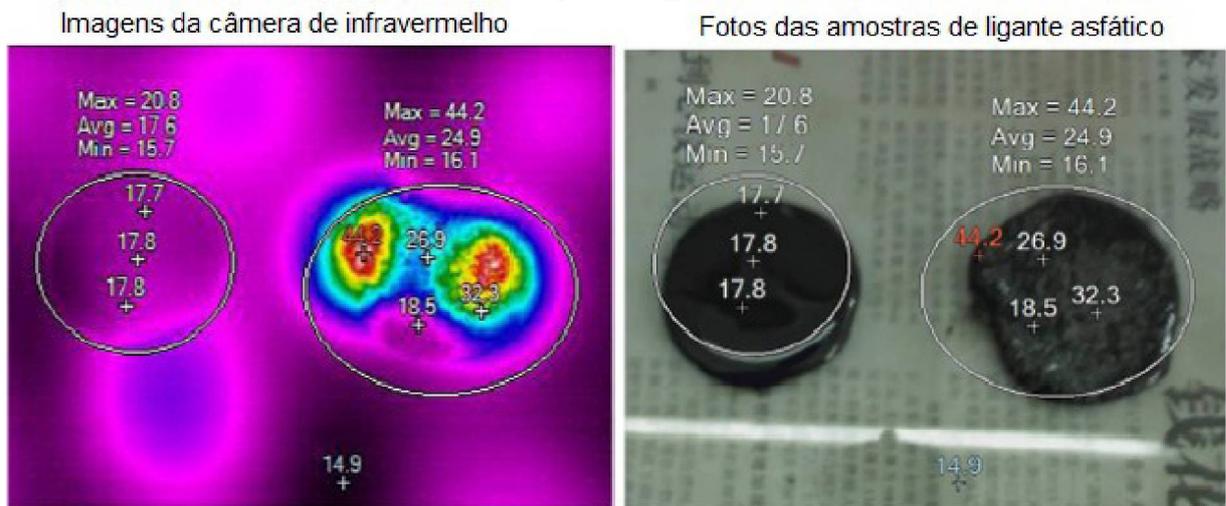
Figura 36 - Tempo de aquecimento versus a temperatura de superfície da amostra: (a) aquecimento por micro-ondas; (b) aquecimento por indução eletromagnética



Fonte: Adaptado, Contreras e García, 2016.

Sun *et al.* (2017) compararam a taxa de aquecimento de amostras de ligante asfáltico sem e com adição fibras de aço e verificaram que o aquecimento por micro-ondas atingiu 44,2 °C em apenas cinco segundos, conforme a Figura 37.

Figura 37 - asfalto (à esquerda) e asfalto com fibras de aço (à direita) aquecidos com micro-ondas por 5 segundos



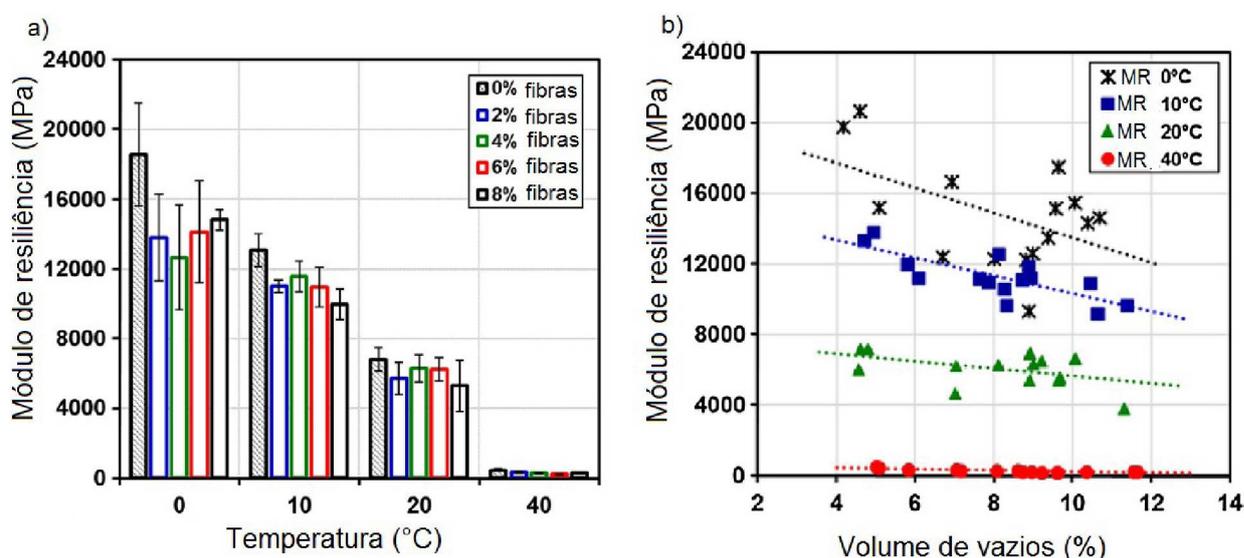
Fonte: Sun *et al.*, 2017.

Segundo Contreras e García (2016), o aquecimento de misturas asfálticas por micro-ondas aumenta a temperatura do ligante asfáltico e não dos agregados. Como consequência, a temperatura média superficial do corpo de prova é menor do que a

temperatura do ligante. Como resultado, é mais difícil controlar a temperatura do ligante durante o aquecimento da mistura asfáltica.

O módulo de resiliência em misturas asfálticas contendo fibras de aço é reduzido com o aumento da temperatura devido ao comportamento visco-elástico do ligante, o qual resulta em perdas da viscosidade das misturas. Ademais, o módulo de resiliência reduz ligeiramente com o aumento de volume de vazios, e aumenta com da redução da temperatura em função da solidificação do ligante asfáltico (Figura 38 a). Contudo a adição de fibras de aço em misturas asfálticas não altera de forma significativa o módulo resiliente da mistura (Figura 38 b) (CONTRERAS *et al.*, 2016).

Figura 38 - Módulo de resiliência em amostras em função de (a) temperatura da mistura e (b) volume de vazios. A barra de erro representa o desvio padrão.



Fonte: adaptado de Contreras *et al.*, 2016.

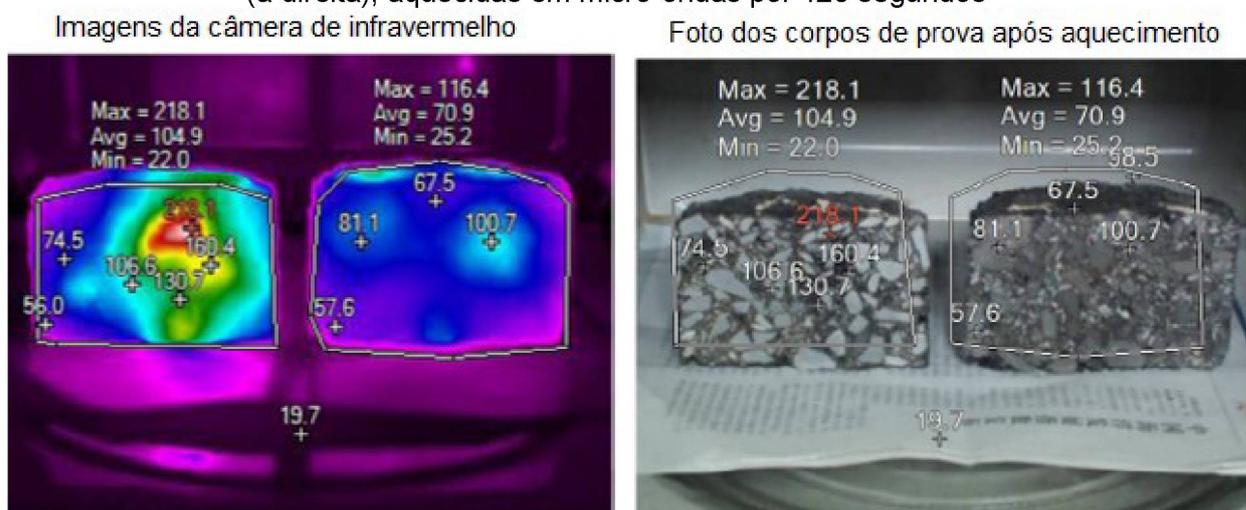
Segundo Contreras e Concha (2016) a resistividade elétrica reduz com o aumento de quantidades de fibras de aço presentes na mistura, resultando em um aumento da condutividade elétrica. Este efeito ocorre em função do aumento gradual da adição de fibras promoverem um caminho mais fácil para os elétrons percorrerem até um limite em que o teor de fibras não promoverá mais o aumento significativo da condutividade elétrica. Por outro lado, a condutividade térmica em misturas asfálticas é reduzida com adições de 4%, 6% e 8% de fibras de aço em razão do aumento do volume de vazios, que por sua vez atuam como uma barreira na transferência de calor. A mistura asfáltica contendo 2% de fibras foi a que melhor alcançou nível de

condutividade térmica, inclusive superior à mistura asfáltica sem adição de fibras no estudo de Contreras e Concha (2016).

2.5.4.2. Escória

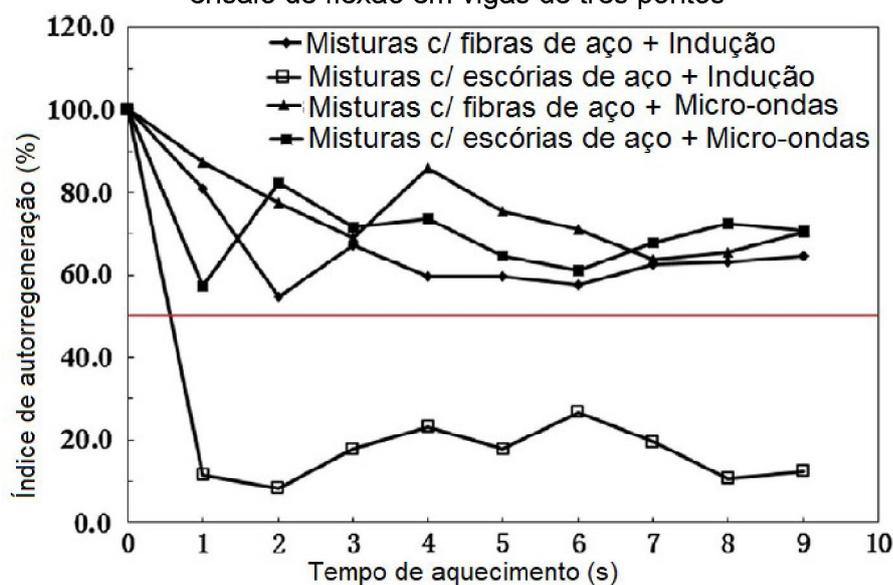
Sun *et al.* (2017) concluíram que misturas asfálticas contendo escória como agregados são mais suscetíveis ao aquecimento por micro-ondas em função do aumento da taxa de aquecimento no material asfáltico quando comparadas com misturas contendo somente agregados naturais. Misturas asfálticas contendo adição de escória apresentam maior uniformidade na distribuição da temperatura do que misturas com adição de fibras de aço, devido aos agregados de escória ocuparem de maneira mais uniforme o volume da mistura asfáltica (Figura 39). Em consequência da melhor distribuição da temperatura, estas misturas tendem a atingir melhores resultados de índice de autorregeneração do que as misturas com fibras de aço ao serem aquecidas por micro-ondas (Figura 40).

Figura 39 - mistura asfáltica com fibras de aço (à esquerda) e mistura asfáltica com escória (à direita), aquecidas em micro-ondas por 120 segundos



Fonte: Sun *et al.*, 2017.

Figura 40 - Índice de autorregeneração em misturas asfálticas que sofreram fadiga em ensaio de flexão em vigas de três pontos



Fonte: Sun *et al.*, 2017.

Pasetto e Baldo (2012) avaliaram as propriedades mecânicas de misturas asfálticas contendo escória de alto forno e concluíram que a adição de 30% de escória como agregado graúdo, apresentou ótimos resultados de desempenho ao comportamento de fadiga.

Sun *et al.* (2014) adicionaram escória em torno de 30% da composição de agregados em mistura asfáltica ao substituir a fração de agregados com granulometria menor que 2,36mm e verificaram que a adição de escória aumenta a taxa de aquecimento de misturas asfálticas aquecidas por micro-ondas.

2.5.4.3. Pó de Grafite

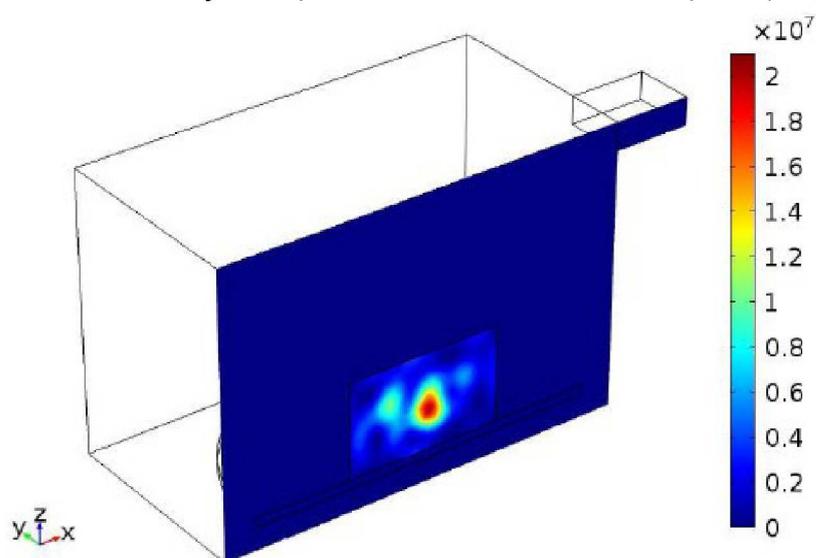
Atualmente existem softwares que realizam simulações numéricas para obter as propriedades de aquecimento de misturas asfálticas, tal como o *COMSOL Multiphysics*, o qual foi utilizado por Wang *et al.* (2017) a fim de comparar os resultados obtidos do programa com os resultados obtidos em ensaios laboratoriais. No estudo, os autores avaliaram duas misturas asfálticas contendo adição de 1,3% de pó de grafite por peso da amostra; este pó (Figura 41) funciona como fíler na mistura. O ligante asfáltico utilizado é semelhante ao ligante com características do PG 64-22.

Figura 41 - Grafite



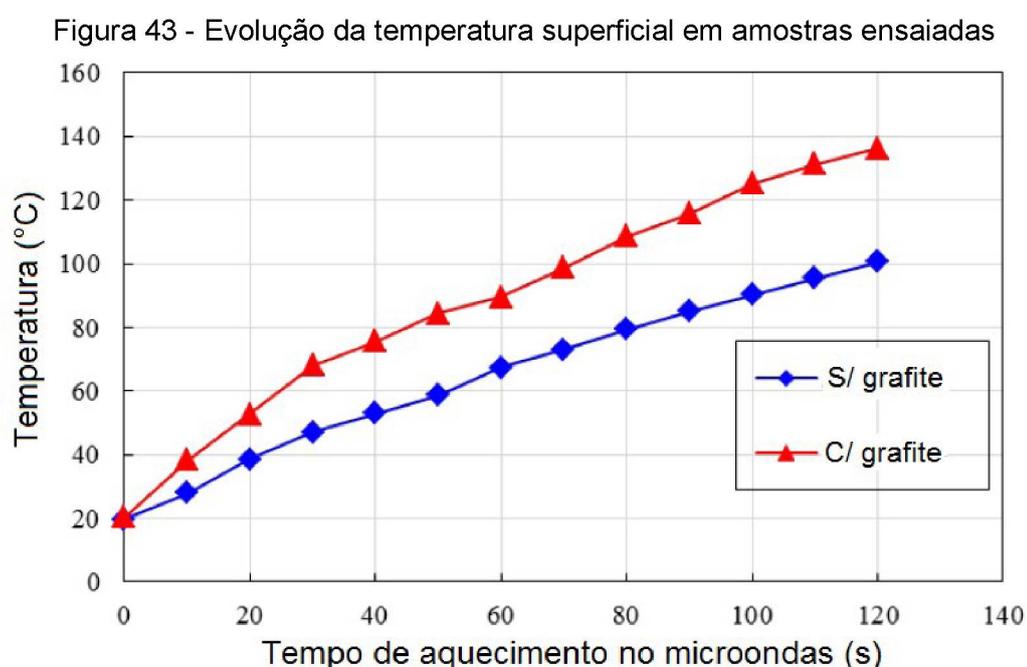
Fonte: Wang *et al.*, 2017.

Para obter os resultados no software *COMSOL Multiphysics*, Wang *et al.* (2017) introduziram como dados de entrada no programa, os dados do forno de micro-ondas utilizado no laboratório, as propriedades da mistura asfáltica e as equações a serem resolvidas pelo software. A Figura 42 apresenta o resultado da simulação do aquecimento de mistura asfáltica. Os autores verificaram que a quantidade de energia absorvida pela amostra foi 49% (243 W) da potência de entrada do forno de micro-ondas (500W).

Figura 42 - Distribuição da potência do micro-ondas dissipada (W/m^3)

Fonte: Adaptado de Wang *et al.*, 2017.

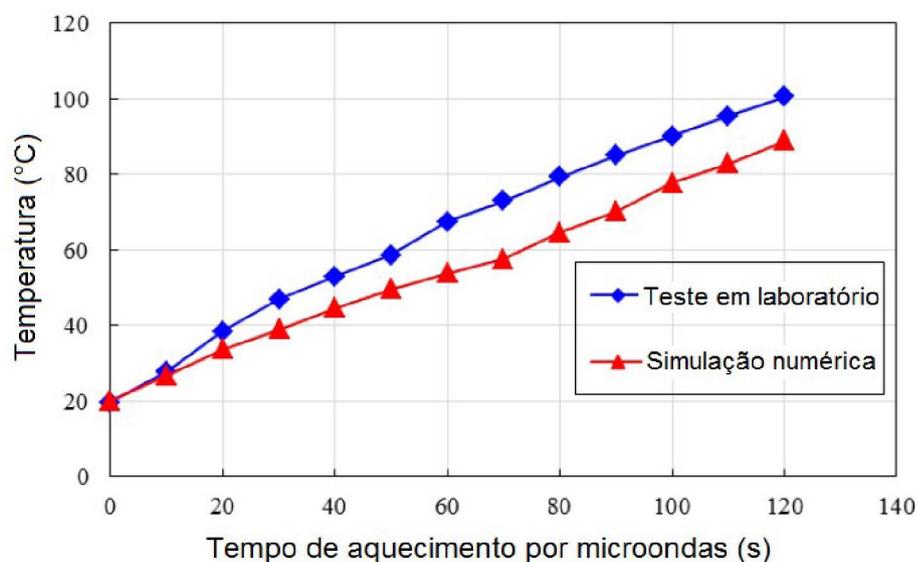
Durante os testes de aquecimento de misturas asfálticas com e sem adição de grafite em micro-ondas durante 120 segundos, a pesquisa concluiu que a taxa de aquecimento é maior em misturas asfálticas contendo grafite do que em misturas somente contendo agregado natural, conforme os resultados apresentados na Figura 43. O aumento da velocidade de aquecimento é devido ao aumento de condutividade térmica que o grafite promove na mistura asfáltica. Adicionalmente, a temperatura interna em amostras de misturas asfálticas aquecidas em forno de micro-ondas será maior que a temperatura superficial em função da dissipação do calor ser muito mais alta na superfície do que no interior do corpo de prova (Wang *et al.*, 2017).



Fonte: Adaptado, Wang *et al.*, 2017.

A comparação entre os resultados obtidos com a simulação numérica e os resultados de amostras aquecidas em forno de micro-ondas mostrou-se muito próxima, estando os resultados da simulação numérica um pouco abaixo dos resultados do laboratório conforme apresentado na Figura 44. A diferença entre os resultados comparados é em razão dos parâmetros utilizados no modelo numérico serem de uma mistura asfáltica sem adição de grafite (WANG *et al.*, 2017).

Figura 44 - Temperatura superficial comparada entre ensaio laboratorial e simulação numérica



Fonte: Adaptado de Wang *et al.*, 2017.

Kök, Yilmaz e Erkus (2017) avaliaram misturas asfálticas com adição de grafite, em peso, 10%, 15% e 20%, de ligante e concluíram que o teor de 15% de grafite alcançou melhores resultados no comportamento mecânico da mistura asfáltica em relação aos resultados de módulo de resiliência, fadiga e deformação.

2.5.5. Efeitos da temperatura de aquecimento no envelhecimento do ligante asfáltico

A pesquisa de Liu, Wu e Schlagen (2013) verificou o potencial de envelhecimento do ligante asfáltico aquecido por indução magnética até 100 °C por meio de ensaios com espectroscopias por transformada de Fourier no infravermelho (FTIR) em amostras aquecidas e não aquecidas como referência. Frente a isso, o estudo concluiu que não há efeitos significativos de envelhecimento do ligante asfáltico devido ao aquecimento até a temperatura de 100°C. A composição do material estudada era de areia, filer, ligante asfáltico 70/100 e variadas adições condutivas tais como lã de aço, fibras de aço e escória de aciaria.

2.5.6. Volume de vazios de misturas asfálticas aquecidas por indução magnética e micro-ondas

Segundo Contreras e García (2016), o volume de vazios em misturas asfálticas expostas a ciclos de aquecimento por indução eletromagnética não é alterado em valores significativos, pois quando o volume de vazios foi inspecionado nas amostras estudadas por meio de reconstrução 3D, os pesquisadores perceberam que a quantidade de vazios era praticamente a mesma; todavia não permaneciam na mesma posição que estavam antes do aquecimento por indução. Essa característica é uma possível razão do índice de regeneração reduzir a cada ciclo de autorregeneração. O aquecimento de misturas asfálticas por micro-ondas altera a estrutura de volume de vazios contido na mistura asfáltica, afetando a resistência mecânica. Como resultado do aquecimento por micro-ondas, algumas áreas das amostras reduzem o volume de vazios, enquanto que outras áreas aumentam.

2.5.7. Regeneração de misturas asfálticas na presença de água

A velocidade de aquecimento de misturas asfálticas com adição e sem adição de fibras aço aquecidas por micro-ondas na presença de umidade é significativamente expandida. A velocidade de aquecimento para os dois tipos de misturas é similar em função da habilidade da água absorver maior energia das micro-ondas do que o próprio asfalto, agregado e outros materiais (SUN, Y. *et al.*, 2016).

De acordo com Sun Y. *et al.* (2016) a presença de umidade reduz significativamente o índice de autorregeneração de misturas asfálticas tanto aquecidas por indução quanto por micro-ondas. Como a água tem melhor capacidade de absorver energia de micro-ondas, ocorre o superaquecimento em algumas partes do corpo de prova que contêm umidade, gerando danos na resistência estrutural. Sendo assim, o índice de autorregeneração é limitado em condições úmidas. Portanto, é recomendado que a regeneração de misturas asfálticas ocorra em condições secas, ou seja, deve-se evitar a autorregeneração em campo após a ocorrência de chuva.

A oxidação de fibras metálicas não afeta a resistência das misturas asfálticas, conforme os resultados do estudo de García *et al.* (2012b) ao deixar imerso em água, à temperatura de 40 C°, durante cinco dias, amostras de misturas asfálticas. Os resultados do ensaio não apontaram nenhum efeito na resistência mecânica das

amostras, inclusive quando as fibras estavam oxidadas conforme apresentado na Figura 45. Entretanto, caso permaneça um fluxo de água contínuo na mistura asfáltica, as fibras oxidadas podem ser carregadas e iniciar a formação de vazios na mistura asfáltica, causando a perda de resistência. Adicionalmente, a pesquisa não avaliou o índice de autorregeneração em misturas asfálticas com fibras oxidadas.

Figura 45 - Amostra de mistura asfáltica com fibras oxidadas



Fonte: Adaptado de García *et al.*, 2012b.

2.6. SÍNTESE DO CAPÍTULO

A seguir, são apresentados de forma sucinta os pontos mais importantes abordados no presente capítulo:

- as escórias são classificadas em escórias de alto-forno ou em escórias de aciaria. Sendo que a escória de alto forno se obtém na produção de ferro e a escória de aciaria, na produção do aço;
- fadiga em misturas asfálticas decorre da passagem repetida da carga de roda, que gera danos acumulados e progressivos até culminar em trihas de roda;
- A autorregeneração é o fenômeno de regeneração das propriedades originais da mistura asfáltica durante um período de repouso após a perda da resistência devido ao tráfego;

- uma das explicações do efeito da autorregeneração, mas que ainda não é um consenso na literatura, é que o efeito decorre devido ao fenômeno de capilaridade. O asfalto em uma determinada viscosidade, fluirá entre as microfissuras e preencherá os espaços vazios;
- a autorregeneração em misturas asfálticas prolonga a vida útil do pavimento e seu efeito causa diferenças entre ensaios de fadiga dependendo dos detalhes da frequência do pulso de carga e de qualquer "período de repouso" permitido entre pulsos de carga;
- variações na composição da mistura asfáltica causam grandes diferenças na capacidade autorregenerativa;
- a autorregeneração não é perpetua e a capacidade autorregenerativa de misturas asfálticas depende do dano sofrido. A redução do módulo de rigidez maior que 50% no ensaio de fadiga, atenua o efeito autorregenerativo;
- a autorregeneração por aquecimento de misturas asfálticas faz com que o asfalto alcance uma determinada viscosidade e flua por entre as microfissuras, regenerando o dano existente. O aquecimento do material por meio de uma fonte de energia externa é uma forma de acelerar o processo de autorregeneração;
- o processo de autorregeneração inicia a partir de uma determinada temperatura que corresponde ao momento em que o asfalto apresente comportamento de um fluido newtoniano, continua após cessar o aquecimento e finaliza após determinado tempo de repouso, quando o material atinge temperatura ambiente;
- não há, atualmente, uma padronização do tipo de ensaio para avaliação da capacidade autorregenerativa (fadiga em viga de três pontos, fadiga em viga de quatro pontos, fadiga por compressão diametral), também não há um consenso na literatura da temperatura ideal de aquecimento, tampouco do tempo de repouso;
- o tempo de repouso adotado por pesquisadores, no geral, varia entre duas a três horas. Contudo, há pesquisas que adotaram seis horas e outras 24 horas;

- há pesquisas que concluíram que o aquecimento de misturas asfálticas até 55 °C, alcançou maior índice de autorregeneração, enquanto que outras pesquisas concluíram a temperatura de 85 °C e, outras, a temperatura de 100 °C. O aquecimento excessivo de misturas asfálticas por micro-ondas pode causar danos na estrutura química do material, portanto a temperatura de aquecimento não pode ser alta a ponto de deteriorar o material e nem tão baixa que não regenerará a mistura;
- o índice de autorregeneração (IA) é extrapolação da vida à fadiga, ou seja, é o número de ciclos de fadiga acrescentado ao material após a regeneração. Sendo que o critério de falha no ensaio a fadiga é a redução em 50% do módulo de rigidez inicial. Portanto, o IA é determinado a partir da relação $\Delta C / C$, em que ΔC são os ciclos de fadiga extra após a regeneração e C , os ciclos de fadiga antes da regeneração;
- as adições de materiais suscetíveis ao aquecimento por micro-ondas, em misturas asfálticas, devem promover boa distribuição na mistura a fim de produzirem um aquecimento mais homogêneo em todo o material. Adicionalmente, as fibras de aço devem possuir diâmetro espesso e serem curtas para evitar a formação de grumos e fornecer misturas asfálticas mais homogêneas;
- há estudos que avaliaram adições de fibras de aço com 10 mm de comprimento e verificou-se um incremento satisfatório na taxa de aquecimento de misturas asfálticas aquecidas por micro-ondas;
- há um teor ótimo de adição de fibras de aço, em que adições acima do teor ótimo não contribuirá de forma significativa na capacidade autorregenerativa, em razão da distribuição do volume de vazios e da distribuição das fibras, uma vez que um alto teor de fibras tende a formação de grumos de fibras e como consequência, maior volume de vazios e má distribuição do aquecimento;
- misturas asfálticas contendo 2% de adição de fibras por volume de ligante asfáltico alcançaram maior capacidade autorregenerativa em relação a misturas contendo 4, 6 e 8% de fibras;
- a adição de 0,2% de fibras de aço por massa da mistura asfáltica promove o incremento satisfatório na taxa de aquecimento;

- adicionar maior quantidade de ligante asfáltico para compensar o consumo do mesmo pelas fibras de aço presentes em uma mistura, reduzirá à resistência à tração;
- misturas asfálticas contendo adição de escória apresentam maior uniformidade na distribuição da temperatura do que misturas com adição de fibras de aço, devido aos agregados de escória ocuparem de maneira mais uniforme o volume da mistura asfáltica; e
- misturas asfálticas contendo pó de grafite, aumentam a taxa de aquecimento por micro-onda. Ademais, adições em peso, de 15% de ligante apresentam resultados promissores no comportamento mecânico.

CAPÍTULO 3 - MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão apresentados e descritos os materiais e os ensaios de caracterização física e mecânica realizados na pesquisa. Da mesma forma, serão descritos os métodos utilizados na avaliação da capacidade autorregenerativa das misturas asfálticas produzidas.

3.1. MATERIAIS

Na presente pesquisa, foram utilizados os seguintes materiais: agregados, pó de grafite, fibras de aço, escória de alto forno e CAP 50/70. Algumas características dos materiais mencionados são descritas a continuação.

3.1.1 Agregados naturais

Os agregados são provenientes de um maciço de gnaiss¹. Após a coleta, os agregados foram separados em três frações: brita ¾, pedrisco e pó de pedra conforme apresentados na Figura 46.

Figura 46 - Agregados utilizados na pesquisa: (a) pó de pedra; (b) pedrisco; (c) brita ¾



Fonte: A autora, 2019.

¹ Os agregados utilizados foram doados pela Pedreira Central, localizada na BR 277, sentido Curitiba/Ponta Grossa, km 7,5, na cidade de Campo Largo / PR.

3.1.2. Escória de alto forno

A escória de alto forno² utilizada é oriunda da produção do ferro gusa, com resfriamento rápido. O processo produtivo da escória de alto forno utilizada no presente estudo é descrito de forma sucinta a seguir:

- Uma carga contendo peças de ferro Gusa, ferro fundido, sucata de aço, coque de carvão mineral e calcário é lançada no alto forno (Figura 47 a);
- Durante o processo produtivo do ferro Gusa há formação da escória pela fusão das impurezas do minério de ferro juntamente com as adições de calcário e as cinzas do carvão mineral;
- A escória é retirada do alto forno por meio de uma calha em alta temperatura (Figura 47 b);
- Na saída do alto forno, a escória é direcionada para um tambor com água a fim de resfriá-la rapidamente (Figura 47 c); e
- A escória é armazenada em um local específico para posteriormente ser coletada e receber um destino final (Figura 47 d).

Uma vez coletadas, as amostras de escória foram quarteadas e secas em estufa, na temperatura de 105°C, por no mínimo 24 horas. Após este processo, a escória foi moída no tambor giratório utilizado no ensaio de abrasão *Los Angeles* (Figura 48), propriedade da UFPR, até completar 500 revoluções com 12 esferas. Após o processo de moer no tambor de abrasão *Los Angeles*, foi moída novamente no britador de mandíbula, seguido pelo moinho de bolas, ambos são de propriedades do Instituto Lactec (Figura 49). Como resultado dos processos de moagem, obteve-se uma escória de menor granulometria, conforme apresentado na Figura 50. O processo de moagem foi necessário para poder reduzir a escória a um tamanho capaz de substituir o agregado natural da fração fíler nas misturas asfálticas a serem produzidas.

² A escória de alto forno utilizada foi doada pela Fundação Araquari, filial do grupo Franklin Electric, localizada no município de Araquari/SC.

Figura 47 - Processo produtivo da escória de alto forno: (a) Forno onde ocorre a fusão do minério de ferro; (b) Saída da escória do forno; (c) resfriamento da escória e (d) pilhas de escória

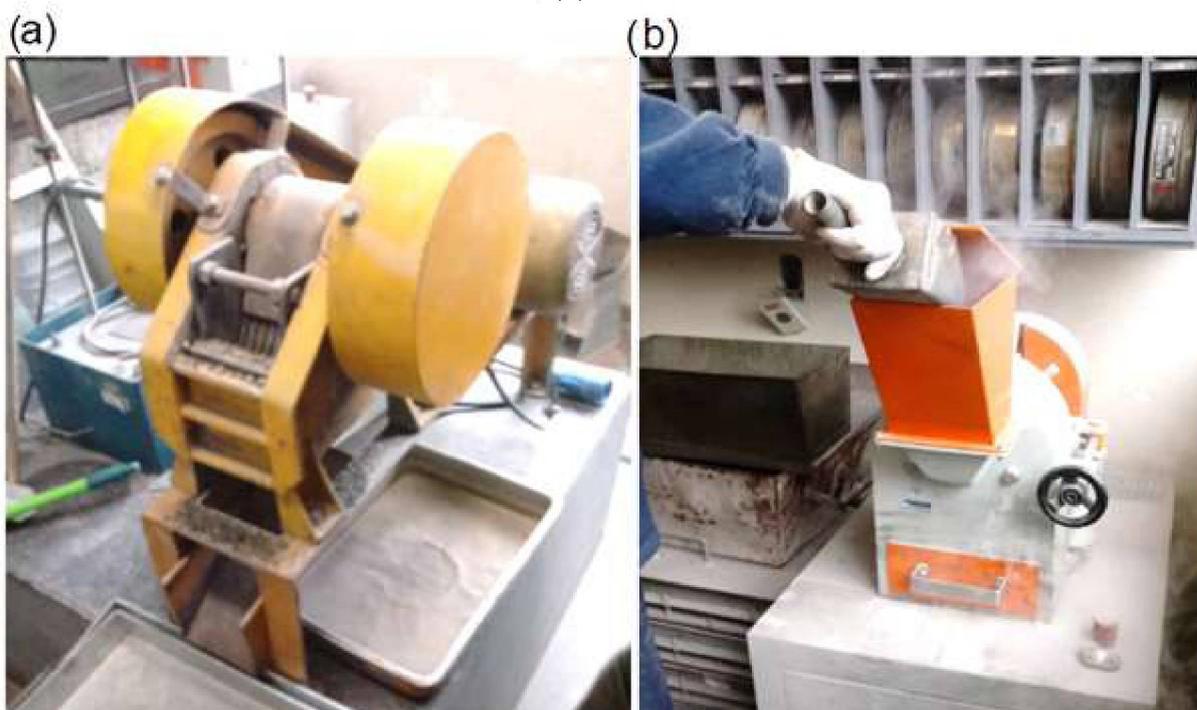


Fonte: A autora, 2019.

Figura 48 - Equipamento de abrasão *Los Angeles*

Fonte: A autora, 2019.

Figura 49 - Equipamentos utilizados para moer a escória de alto forno: (a) britador de mandíbula; (b) moinho de bolas



Fonte: A autora, 2019.

Figura 50 - Escória granulada utilizada nas misturas asfálticas: (a) britada no britador de mandíbula (b) britada no moinho de bolas



Fonte: A autora, 2019.

3.1.3 Fibras de aço

As fibras de aço utilizadas são do Tipo 2, grossa (Figura 51) e são comercializadas como um produto abrasivo. As fibras foram adquiridas no comércio local em pequenos rolos contendo 22 g, conforme ilustrado na Figura 51 (a), e foram cortadas manualmente com uma tesoura em comprimentos aproximados de 10 mm para serem adicionadas nas misturas asfálticas (Figura 51 b).

O corte das fibras manual em comprimento inferior a 10 mm é um pouco difícil em relação à precisão do tamanho final e, por isso, empregaram-se fibras com aproximadamente 5 a 15 mm. Wang *et al.* (2016b) indica fibras de aço com comprimento de 10 mm quando se pretende amenizar a propagação de trincas e evitar a formação de grumos.

Não foi possível o uso de fibras de maior diâmetro e menor comprimento, mais grossas e curtas, as quais segundo García, Contreras e Partl, (2013); García *et al.* (2013a) e Wang *et al.* (2016b) seriam adequadas para evitar a formação de grumos, devido à falta de fibras com essas características no comércio local.

Figura 51 - Lã de aço: (a) em rolos de 22g; (b) cortadas



Fonte: A autora, 2019.

3.1.4 Pó de Grafite

O Quadro 4 apresenta algumas especificações do pó de grafite (Figura 52) utilizado³:

Quadro 4 - Especificações do grafite

Carbono (perda ao fogo)	Mín. 72 %	Máx. 100 %
Cinzas	Mín. 00 %	Máx. 280 %
Umidade	Mín. 00 %	Máx. 0,50 %

Fonte: Dipil, 2017.

³ O grafite foi adquirido da empresa Dipil Indústria Química.

Figura 52 - Pó de grafite utilizado em misturas asfálticas



Fonte: A autora, 2019.

3.1.5. Ligante asfáltico

O ligante asfáltico utilizado é do tipo CAP 50-70⁴ (Figura 53). As características físicas do ligante fornecido são apresentadas no Quadro 5.

Figura 53 - CAP 50/70 utilizado no estudo



Fonte: A autora, 2019.

⁴ O ligante asfáltico utilizado foi doado pela empresa CBB Asfaltos, localizada no município de Curitiba/PR.

Quadro 5 - Caracterização física do CAP 50/70

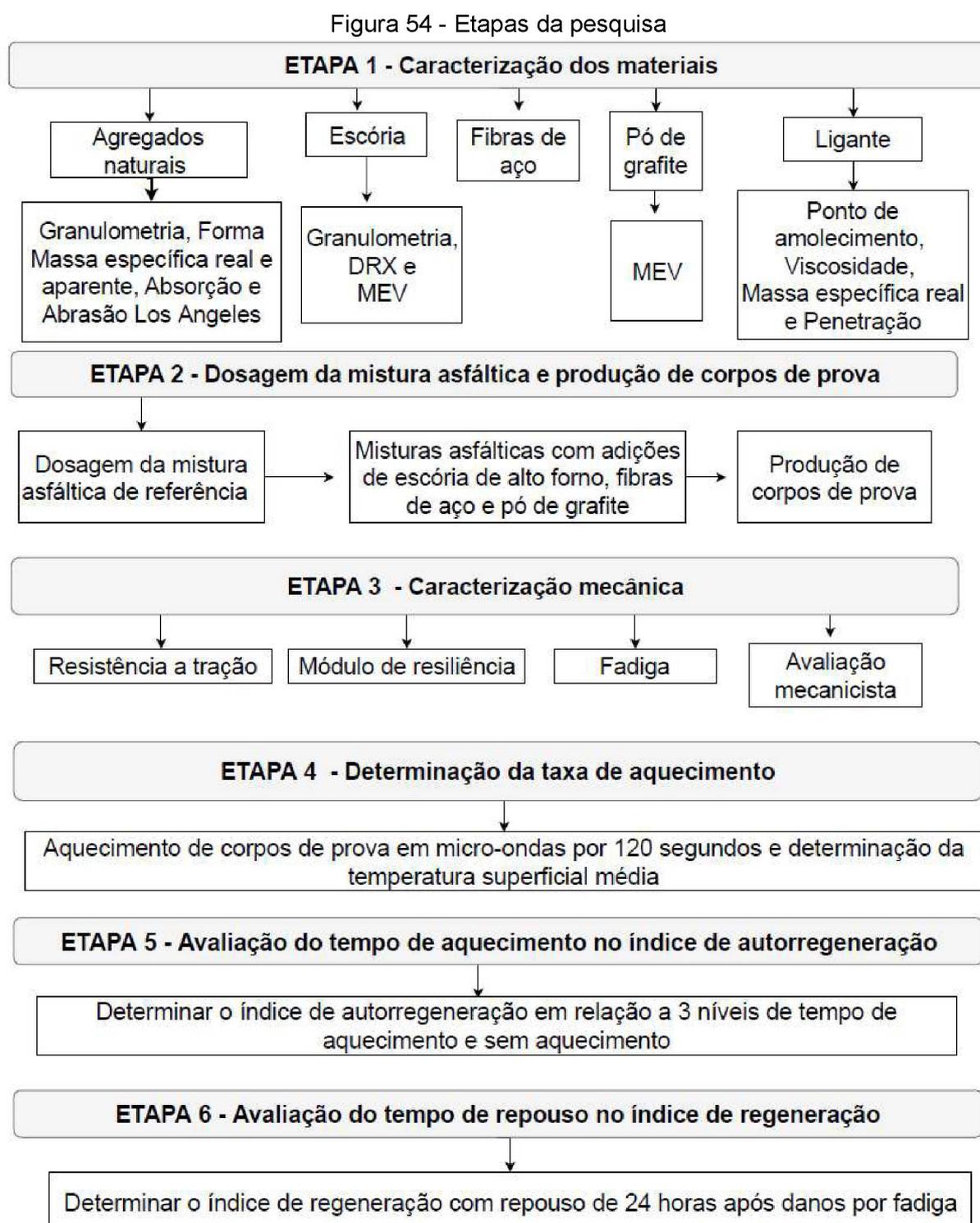
Características	Método	Especificação	Resultado	Unidade
RTFOT Penetração retida	ASTM D5	55 mín.	69	%
RTFOT aumento do ponto de amolecimento	ASTM D36	8 máx.	3,7	°C
RTFOT - Ductilidade a 25°C	ASTM D113	20 mín.	> 100	cm
RTFOT variação em % massa	ASTM D2872	-0,50 a 0,50	-0,056	%
Ductilidade a 25°C	ASTM D113	60 mín.	> 100	cm
Solubilidade no tricloroetileno	ASTM D2042	99,5 mín.	99,9	% massa
Ponto de fulgor	ASTM D92	235 mín.	316	°C
Densidade relativa a 20/4°C	D70	(1)	1,006	-

Nota: (1) Ensaio não faz parte da especificação

Fonte: CBB Asfaltos, 2018.

3.2. MÉTODOS

A Figura 54 apresenta o fluxograma com as etapas e ensaios realizados para atingir os objetivos da presente pesquisa.



Fonte: A autora, 2019.

Conforme apresentado na Figura 54, a pesquisa consistiu na caracterização física e química de todos os materiais utilizados para, posteriormente, ser realizada a dosagem de uma mistura asfáltica convencional, utilizada como referência, segundo as recomendações da metodologia Superpave. Os resultados da dosagem serviram para a produção de amostras de mistura asfáltica sem e com adição de escória, fibras de aço e grafite.

Após a moldagem das amostras, foi realizada a caracterização mecânica das misturas estudadas, que contemplou os ensaios de resistência a tração, módulo de resiliência e fadiga. Nas etapas seguintes foi determinado a taxa de aquecimento das misturas asfálticas em forno micro-ondas e avaliada a capacidade de regeneração das misturas produzidas. Todas as etapas foram realizadas nas instalações do Laboratório de Pavimentação Professor Armando Martins Pereira (LAMP) da Universidade Federal do Paraná e são descritas, com maior detalhe, a continuação.

3.2.1. Etapa 1 - Caracterização dos Materiais

Nesta etapa, foram realizados os ensaios de caracterização física e química dos materiais utilizados. No caso das frações de agregados, brita ¾", pedrisco e pó de pedra, foram realizados os seguintes ensaios:

- Ensaio de granulometria de acordo com a norma do DNER-ME 083/98
- Ensaio de absorção de acordo com a norma do DNER-ME 081/98;
- Determinação da massa específica real e aparente de agregados graúdos de acordo com a norma do DNER-ME 081/98;
- Determinação da massa específica real de agregados miúdos de acordo com a norma do DNER-ME 084/95;
- Determinação da massa específica aparente de agregados miúdos de acordo com a norma da ABNT NBR NM 52/09;
- Ensaio de abrasão Los Angeles de acordo com a norma do DNER-ME 035/98; e
- Ensaio de forma de acordo com a norma ABNT NBR 7809/06.

Para as amostras de escória de alto forno foram realizados os ensaios de:

- Ensaio de granulometria de acordo com a norma do DNER-ME 083/98;
- Determinação qualitativa da composição mineralógica mediante o ensaio de difração de raios-X (DRX). O equipamento utilizado para realização do ensaio de DRX é um difratômetro de raios X de monocristal Bruker, modelo D8 Venture. O ensaio foi realizado no Laboratório de Difractometria de Raios X de Monocristal, da UFPR; e
- Análise qualitativa física mediante o ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV) para determinação da morfologia das partículas do agregado. O equipamento de MEV utilizado é da marca Tescan, modelo VEGA3 LMU, e foi realizado no Centro de Microscopia Eletrônica, da UFPR.

Para as amostras de pó de grafite foi realizado o ensaio de:

- Análise qualitativa física mediante o ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV) para determinação da morfologia e das dimensões das partículas do agregado. O equipamento de MEV utilizado é da marca Tescan, modelo VEGA3 LMU, e foi realizado no Centro de Microscopia Eletrônica, na UFPR.

Os ensaios realizados nas amostras de ligante asfáltico foram:

- Penetração conforme a norma do DNIT 155/2010;
- Ponto de amolecimento conforme a norma do DNIT 131/2010;
- Massa específica e densidade relativa conforme a norma do DNER-ME 193/96; e
- Viscosidade, utilizando o viscosímetro rotacional *Brookfield*, conforme a norma da ABNT NBR 15184 (2004).

3.2.2. Etapa 2 - Dosagem da Mistura asfáltica e produção de corpos de prova

Os procedimentos realizados para a dosagem e produção dos corpos de prova das misturas asfálticas estudadas são descritos a seguir.

3.2.2.1. Mistura asfáltica de referência

Nesta etapa, foi realizada a dosagem de uma mistura asfáltica, utilizada como referência, seguindo as recomendações da metodologia Superpave (FHWA, NHI, 2000). A mistura de referência foi produzida com CAP 50/70 e agregados naturais e foi adotada em razão de ser o tipo de mistura comumente empregada nos pavimentos rodoviários no Brasil. Os parâmetros de composição granulométrica e teor de ligante da mistura de referência, obtidos após a dosagem da mesma, foram utilizados como base na produção das misturas com adição de escória de alto forno, fibras de aço e pó de grafite.

A composição granulométrica da mistura asfáltica foi definida seguindo as orientações da metodologia Superpave (FHWA, NHI, 2000). Para tal, foram determinadas três composições granulométricas densas enquadradas tanto na Faixa C do DNIT (DNIT 031; 2006) quanto dentro da faixa delimitada pelos pontos de controle para um tamanho nominal máximo do agregado de 19 mm e tamanho máximo de 25 mm. Os pontos de controle e as três composições granulométricas utilizadas são mostradas no Quadro 6.

Quadro 6 - Pontos de controle de acordo com o tamanho nominal máximo do agregado

Pontos de controle		
Abertura (mm)	Porcentagem em massa, passando	
	19 mm	
	Mín	Máx
50		
37,5		
25	100	
19	90	100
12,5		90
9,5		
4,75		
2,36	23	49
0,075	2	8

Fonte: Adaptado, Ceratti, Bernucci e Soares, 2015.

Posteriormente, foram moldados dois corpos de prova de mistura asfáltica para cada curva granulométrica, com 5% de ligante. Durante o processo de dosagem, foram adotadas as temperaturas de usinagem e compactação da mistura como sendo de 155 °C e 140 °C, respectivamente. Estas temperaturas correspondem aos valores de viscosidade de 170 cP e 280 cP, respectivamente, e foram determinadas a partir do gráfico de viscosidade-temperatura do ligante asfáltico CAP 50/70 utilizado na pesquisa.

A usinagem de cada corpo de prova, tanto durante a dosagem como na confecção das amostras para os ensaios de caracterização mecânica e de regeneração foram realizadas de forma manual e individual. A usinagem foi realizada misturando os agregados com o ligante asfáltico numa panela aquecida em um fogareiro, sendo confeccionado um corpo de prova por vez (Figura 55).

Figura 55 - Mistura de agregados e ligante: a) mistura manual; b) mistura manual pronta.



Fonte: A autora, 2019.

Para a moldagem dos corpos de prova, as amostras usinadas foram compactadas no Compactador Giratório Superpave (CGS) modelo *Servopac* da empresa IPC Global (Figura 56 a). As configurações do CGS para realização da moldagem dos corpos de prova (Figura 56 b e c) foram as seguintes:

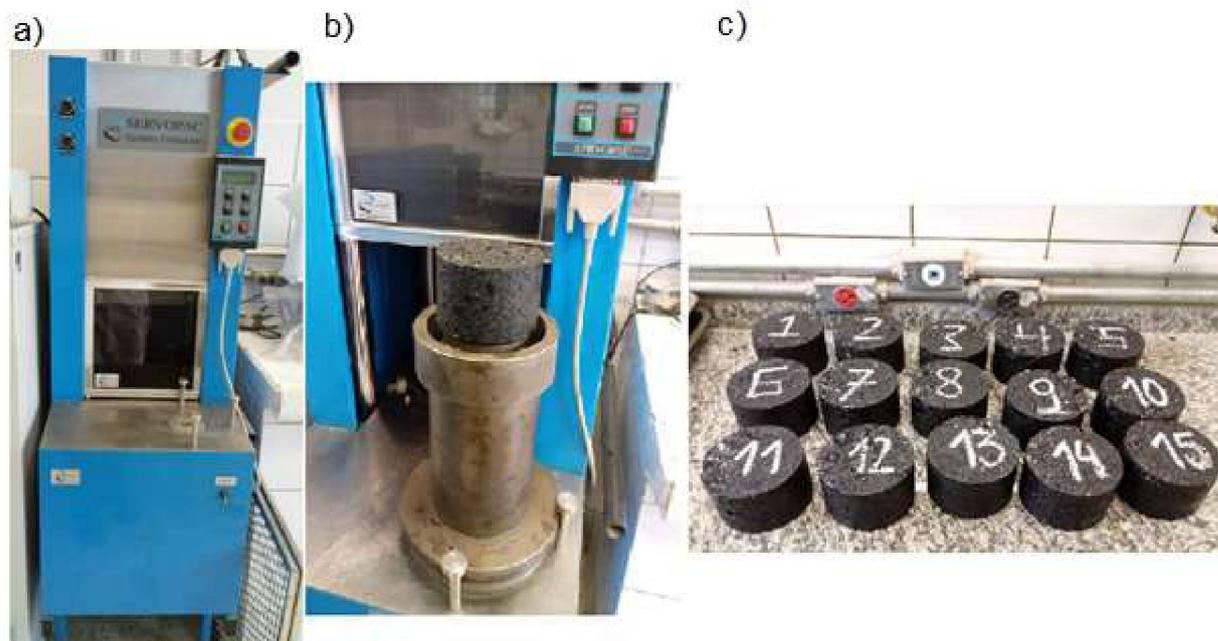
- ângulo de giro de $1,25 \pm 0,2^\circ$;
- rotação de 30 giros por minuto; e,
- pressão vertical durante os giros de 600 kPa.

As amostras foram compactadas em cilindros de 100 mm apesar da especificação Superpave requerer cilindros de 150 mm (FHWA, NHI, 2000). Contudo, com objetivo de produzir corpos de prova nas dimensões requeridas dos ensaios de caracterização mecânica e otimizar a quantidade disponível de agregados e asfalto, foi adotado o molde de 100 mm. Adicionalmente, Jackson e Czor (2003) verificaram que não há diferença significativa no percentual de vazios para os corpos de provas moldados com cilindros de 100 e 150 mm. Porém, os pesquisadores orientam que o uso do molde de 100 mm é limitado para misturas com tamanho máximo de agregado de 25,4 mm ou menor. Diante do exposto, o tamanho máximo do agregado no presente estudo é de 25,4 mm.

O nível de giros adotado corresponde a um tráfego de médio a alto (entre 3 a 10 milhões de ESALs), o qual corresponde a 100 giros ($N_{projeto}$). O tráfego foi empregado em razão de que para um tráfego maior, seria necessário avaliar o desempenho mecânico das misturas asfálticas estudadas em três níveis de temperatura, de acordo com os requisitos da metodologia Superpave (BERNUCCI *et al.*, 2010), que por sua vez, não haveria tempo suficiente para conclusão de todos os ensaios.

Adicionalmente, foram usinadas duas amostras de 1.500 g de cada composição granulométrica proposta, para determinação da massa específica máxima (Gmm) por meio do ensaio Rice (ABNT NBR 15.619; 2016). A partir dos parâmetros volumétricos dos corpos de prova, foi adotada a composição granulométrica 1 para dar continuidade à dosagem da mistura de referência.

Figura 56 - Compactação dos corpos de prova: a) compactador giratório; b) corpo de prova extraído do molde; c) corpos de prova cilíndricos:



Fonte: A autora, 2019.

Após definir a granulometria da mistura de referência, prosseguiu-se para a determinação do teor de ligante adotando os critérios de parâmetros volumétricos do Nível 1 da metodologia Superpave (FHWA, NHI, 2000). Dessa maneira, foram moldados oito corpos de prova: dois corpos de prova para os teores de ligante avaliados em 4,0, 4,5%, 5,5% e 6%. Após a compactação das amostras, os corpos de prova foram pesados de acordo com as orientações da norma da AASHTO T166 (2015) para a determinação da densidade aparente e realizado o ensaio Rice para determinação da densidade máxima medida (ABNT NBR 15.619; 2016). O teor ótimo de ligante da mistura de referência, que permite que a mesma atinja um volume de vazios de 4%, foi fixado em 4,3%.

3.2.2.2. Misturas asfálticas com adições de escória de alto forno, fibras de aço e pó de grafite

As misturas com adições foram produzidas utilizando a mesma composição granulométrica e teor ótimo de ligante da mistura de referência. Procedeu-se desta forma para minimizar a influência do teor de ligante no desempenho e no índice de

regeneração de todas as misturas produzidas, possibilitando, assim, um comparativo entre os resultados das misturas com características semelhantes.

As adições utilizadas no presente estudo foram: escória de alto forno, fibras de aço e pó grafite. Estes materiais foram escolhidos em razão de serem materiais suscetíveis ao aquecimento por ondas eletromagnéticas, visto que o método adotado no presente estudo para avaliação da autorregeneração foi por meio de aquecimento de misturas asfálticas em forno micro-ondas.

MISTURAS COM ESCÓRIA DE ALTO FORNO

Esta adição foi escolhida por aumentar a taxa de aquecimento e promover o bom comportamento mecânico nas misturas asfálticas (PASETTO, BALDO; 2012; SUN *et al.*,2014). Como a escória coletada apresentava uma forma e tamanho irregular, foi realizado a moagem do material com a finalidade de reduzir o tamanho dos grãos e permitir, desta forma, que o mesmo possa substituir parte da fração fíler do agregado natural para a produção de misturas asfálticas.

Como parte da pesquisa, foram estudadas duas misturas com substituição do agregado mineral da fração fíler por escória; a primeira, contendo 15% de escória (7,8 g), por peso do ligante; e, a segunda contendo 65,7% (33,9 g), por peso do ligante. Conforme será apresentado em item mais adiante, o peso de ligante asfáltico necessário para a produção de um corpo de prova de 1200 g foi de 51,6 g. Estes mesmos teores foram, posteriormente, adotados para as misturas com adição de pó de grafite, para permitir a comparação dos resultados de ambas as misturas.

Uma das maiores dificuldades na produção de misturas asfálticas contendo escória, foi a moagem do material, o qual precisou ser repetido quatro vezes para que o mesmo pudesse ser reduzido até o tamanho compatível com a fração fíler. A usinagem e a compactação das misturas processaram-se de forma semelhante as misturas de referência em relação a homogeneidade e ao número de giros para compactação no CGS.

MISTURAS COM FIBRAS DE AÇO

Nas misturas produzidas com fibra de aço, não houve substituição de nenhum dos materiais constituintes da mistura; somente a adição da fibra durante a usinagem.

Portanto, a proporção de agregados e teor de ligante foi a mesma que a da mistura de referência acrescida de 0,2% e 0,4% de fibras de aço, em relação ao peso total da mistura.

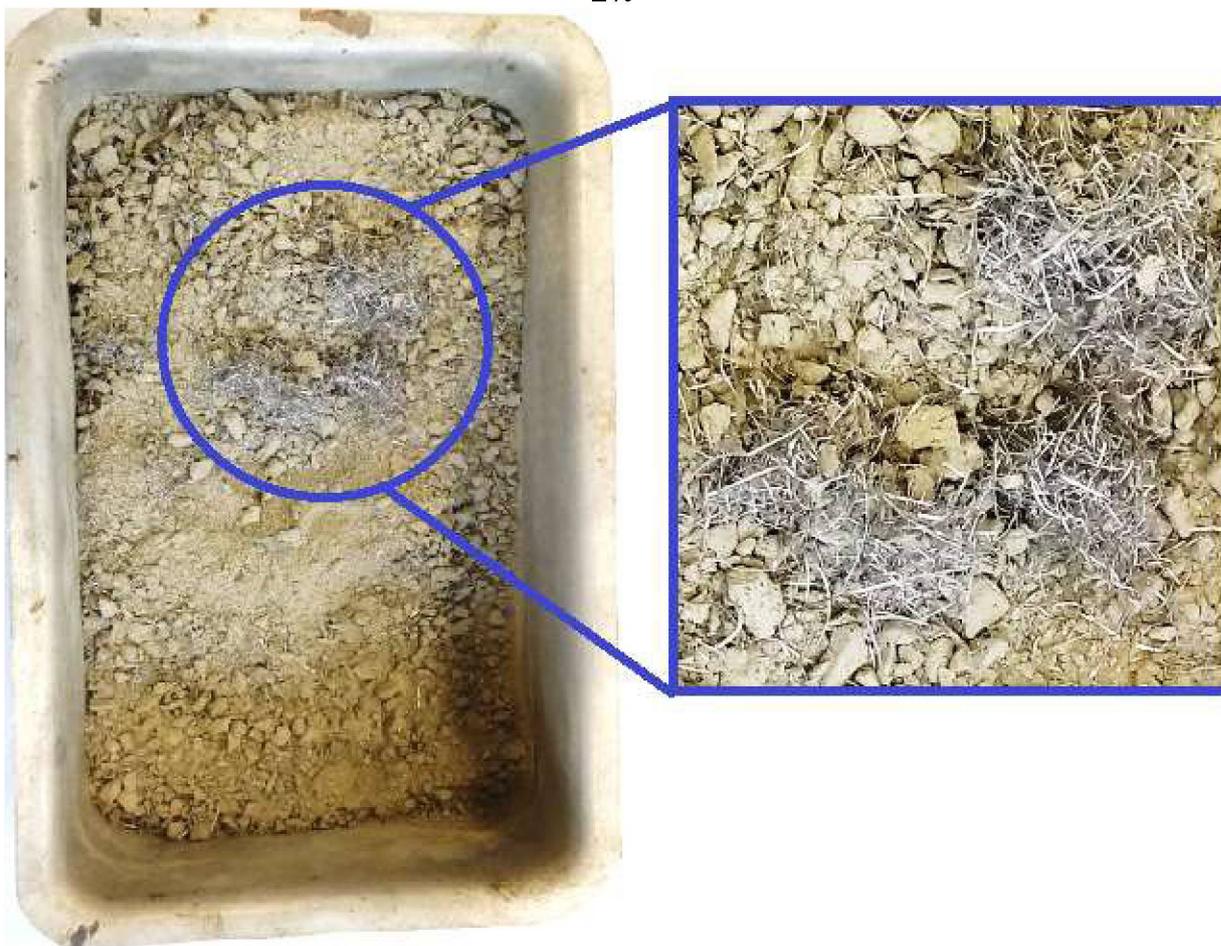
A porcentagem de 0,2% de fibras a serem adicionadas na mistura foi proposta após a análise dos resultados obtidos por Gallego *et al.* (2013), os quais, após comparar a taxa de aquecimento (velocidade de aquecimento) de misturas asfálticas contendo 0,2%, 0,4%, 0,6%, 1,2% e 1,8% de adição de aço por massa da mistura asfáltica, concluíram que o teor de 0,2% com comprimento de 10 mm possibilita um incremento satisfatório na taxa de aquecimento de misturas asfálticas aquecidas em micro-ondas.

Adicionalmente, foi considerado o estudo de Contreras e Concha (2016), os quais verificaram uma maior capacidade autorregenerativa em misturas asfálticas contendo 2% de fibras do que teores de 4, 6 e 8% de fibras, em função do volume total de ligante asfáltico. Foi com base nessas conclusões que, durante a presente pesquisa, foi proposto, também, avaliar a capacidade autorregenerativa de misturas asfálticas contendo 2% de fibras de aço por volume de ligante, porém não se obteve sucesso em realizar uma mistura homogênea em função da formação de grumos de fibras de aço (Figura 57), as quais impediram a correta usinagem das misturas.

Para esta segunda opção, realizaram-se tentativas de homogeneizar a mistura asfáltica contendo 2% de fibras de aço de várias maneiras, tais como adicionar as fibras aos poucos durante a mistura manual de agregados e ligante asfáltico, sendo que um operador realizava a mistura e o outro lançava as fibras lentamente. A outra tentativa foi misturar as fibras aos poucos com os agregados e depois adicionar o ligante asfáltico. Contudo, em nenhuma das tentativas obteve-se êxito e a usinagem desta mistura foi, portanto, descartada.

Após as várias tentativas realizadas, foi decidido realizar a usinagem de uma mistura asfáltica com 0,4% de adição de fibras de aço do peso total da mistura. Esta porcentagem foi escolhida em função de ser a maior proporção de fibras que podem ser adicionadas na mistura que não propicia a formação excessiva de grumos e que aparenta, visualmente, resultar em misturas homogêneas.

Figura 57 - Mistura de agregados com formação de grumos de fibras de aço com adição de 2%



Fonte: A autora, 2019.

MISTURAS COM PÓ DE GRAFITE

As misturas produzidas com pó de grafite tiveram uma composição similar ao da mistura de referência, com a diferença de que nas misturas, foi realizada a substituição de 15% (7,8 g) e 65,7% (33,9 g) da fração fíler por grafite. O primeiro teor de grafite foi escolhido com base nos estudos de Wang *et al.* (2017), o qual argumenta que o pó de grafite é suscetível ao aquecimento por ondas eletromagnéticas e com apenas 1,3% de pó de grafite na fração fíler por peso da amostra é possível incrementar a taxa de aquecimento da mistura, e de Kök, Yilmaz e Erkus (2017), os quais compararam diversos teores de pó de grafite em misturas asfálticas e concluíram que a adição de 15% por peso de ligante asfáltico, frente as adições de 10 e 20%, propicia melhor comportamento mecânico. Deste modo, a partir das conclusões dos pesquisadores mencionados, buscou-se investigar a capacidade

autorregenerativa de misturas asfálticas contendo 15% de pó de grafite por peso de ligante na fração fíler.

Adicionalmente, foi proposto a investigação de misturas com substituição de 100% da fração fíler por pó de grafite, porém a compactação no CGS exigiu um grande número de giros para atingir um volume de vazios de 4%. Obteve-se resultados 6,72% de volume de vazios (V_v) médio em corpos de provas compactados com 200 giros.

Devido a essa dificuldade, foi proposto a segunda mistura, a qual teve como objetivo investigar a substituição da fração fíler por 65,7% de pó de grafite, em peso de ligante asfáltico, a fim de avaliar a autorregeneração em um teor mais elevado. Ainda assim, a compactação das misturas contendo 65,7% de grafite exigiu um maior número de giros no CGS para atender o V_v de 4% em relação as outras misturas. Além do mais, as misturas com 65,7% grafite aparentavam possuir pouco ligante, ou seja, com aparência de estarem seca. Este aspecto deve-se ao fato de o pó de grafite ser muito fino, possuir maior área específica e, portanto, exigir maior quantidade de ligante para cobrir os grãos.

Finalmente, a partir da definição dos teores de escória, grafite e fibras de aço nas misturas asfálticas estudadas, optou-se em utilizar uma nomenclatura para cada tipo de mistura com objetivo de facilitar a discriminação. A nomenclatura é apresentada no Quadro 7 a seguir:

Quadro 7 - Nomenclatura das misturas estudadas

Misturas asfálticas	Nomenclatura
Mistura de referência	R
Mistura contendo escória substituiu o agregado natural da fração fíler, na quantidade equivalente a 15% do peso do ligante	EA
Mistura contendo escória substituiu o agregado natural da fração fíler, na quantidade equivalente a 65,7% do peso do ligante	EB
Mistura contendo grafite substituiu o agregado natural da fração fíler, na quantidade equivalente a 15% do peso do ligante	GA
Mistura contendo grafite substituiu o agregado natural da fração fíler, na quantidade equivalente a 65,7% do peso do ligante	GB
Mistura com adição de fibras de aço com adição de 0,2% por peso total da mistura	FA
Mistura com adição de fibras de aço com adição de 0,4% por peso total da mistura	FB

Fonte: A autora, 2019.

3.2.2.3. Produção de corpos de prova

Para a realização da presente pesquisa foram necessários 28 corpos de prova (100 mm de diâmetro e 63,5 mm de altura) para cada mistura asfáltica estudada, sendo o total 196 corpos de prova. Para a etapa de avaliação de autorregeneração, a qual emprega aquecimento das misturas, foram selecionados os corpos de prova que apresentassem volume de vazios mais próximo possível de 4,0% em razão dos vazios de ar agirem como uma barreira na transferência de calor (CONTRERAS; CONCHA, 2016).

Durante a compactação, no CGS, o volume de vazios dos corpos de prova foi controlado, indiretamente, a partir da densidade da mistura. Este controle foi realizado com emprego do software Servopac, responsável pela aquisição de dados do CGS.

3.2.3. Etapa 3 – Caracterização mecânica

Os corpos de prova produzidos, sem e com adições, foram submetidos aos ensaios de resistência à tração, módulo de resiliência e fadiga. Os procedimentos adotados para execução desses ensaios são descritos com maior detalhe a seguir.

3.2.3.1. Resistência à tração

O ensaio de resistência à tração (Figura 58) foi realizado seguindo as diretrizes da norma 136-ME do DNIT (2018), com os corpos de provas acondicionados em 25 °C. A resistência à tração de cada mistura foi determinada através da média aritmética de três corpos de prova, calculada pela Equação 4.

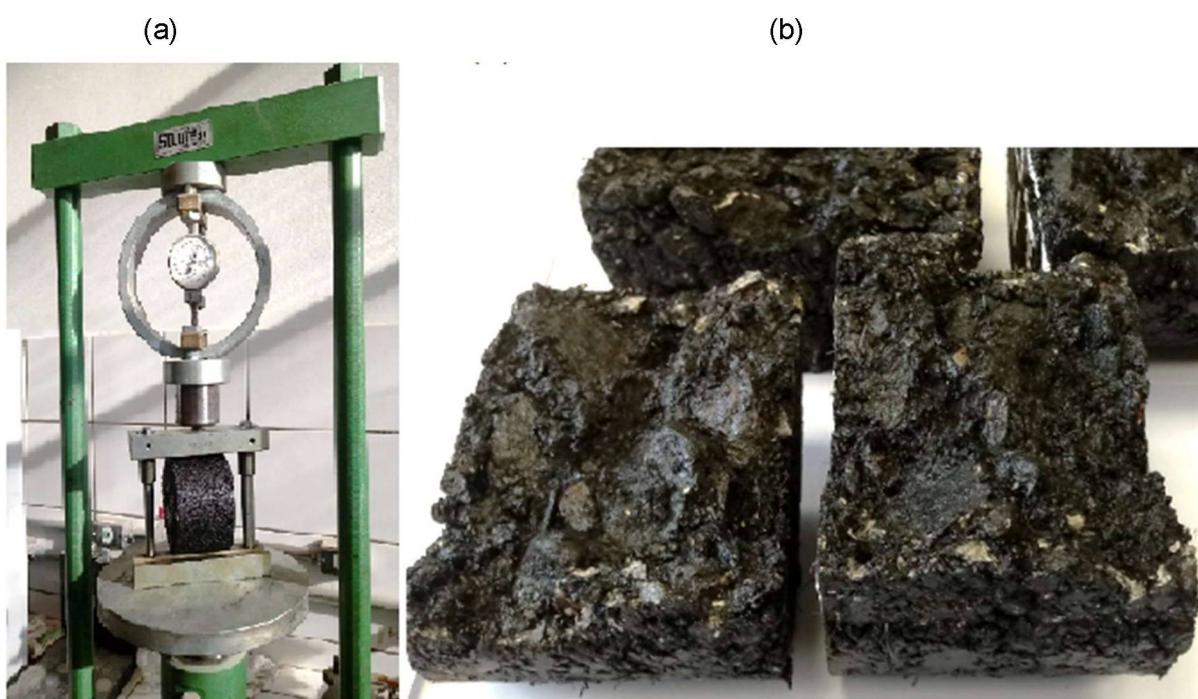
$$RT = \frac{2F}{100\pi Dh} \quad (4)$$

Onde: RT é a resistência a tração em MPa;
F é a carga de ruptura em N;
D é o diâmetro do corpo de prova em centímetros; e,
h é altura do corpo de prova em centímetros.

A ruptura dos corpos de prova foi realizada numa prensa mecânica com anel dinamométrico. A carga lida no anel foi corrigida por um fator de calibração para ser convertida na carga F em Newtons, onde:

$$F = 18049304,3789725 * \text{Carga lida} + 38,9663552434085.$$

Figura 58 - (a) Prensa de ensaio do LAMP e (b) corpo de prova rompido



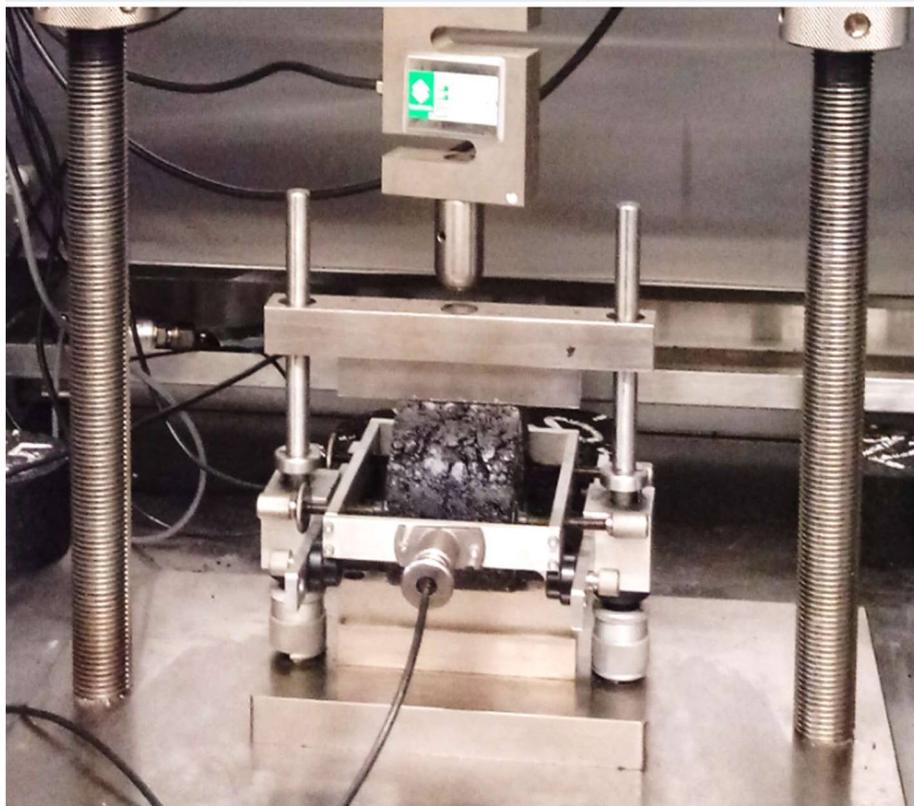
Fonte: A autora, 2019.

3.2.3.2. Módulo de resiliência

O ensaio de módulo de resiliência (Figura 59) foi realizado numa máquina universal, UTM (*Universal Test Machine*) desenvolvida pela IPC Global. Para o ensaio foram adotadas as prescrições da norma ASTM D 4123 (1982) em razão do equipamento apresentar na configuração apenas metodologias de normas estrangeiras. A carga aplicada no ensaio foi de 20% da carga máxima da tensão de tração, sendo a forma do carregamento do tipo pulsatória (*haversine*) e o módulo de Poisson adotado igual a 0,30 (BERNUCCI *et al.*, 2010).

Os corpos de prova previamente acondicionado em 25 °C foram submetidos a 50 ciclos de aplicação de carga para condicionamento e mais cinco ciclos para determinação do módulo. A frequência de aplicação do carregamento foi de 60 ciclos por minuto (1Hz), com duração de 0,10 segundos e repouso de 0,9 segundos. O módulo resiliente de cada mistura foi obtido média aritmética dos resultados de três corpos de prova

Figura 59 - Ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral



Fonte: A autora, 2019.

3.2.3.3. Vida à fadiga

O ensaio de fadiga por compressão diametral foi realizado na máquina universal, UTM (*Universal Test Machine*) da IPC Global (Figura 60), seguindo as diretrizes da norma europeia EN 12697-24 (2018) em razão do equipamento apresentar na configuração apenas metodologias de normas estrangeiras. O ensaio foi realizado por tensão controlada devido a configuração do equipamento não realizar a aplicação da carga por deformação controlada.

Os ensaios foram realizados em três níveis de tensão correspondentes a 20%, 30% e 40% da tensão obtida no ensaio de resistência à tração. Os corpos de prova foram acondicionados em 25 °C durante três horas, antes da realização do ensaio. A frequência foi de 2 Hz com aplicação da carga em 0,1 segundos e repouso de 0,4 segundos. O ensaio finalizava quando se rompia o corpo de prova (Figura 61). No ensaio, foram ensaiados três corpos de prova por nível de tensão, totalizando 9 corpos de prova por mistura.

Figura 60 - Ensaio de fadiga por compressão diametral



Fonte: A autora, 2019.

Figura 61 - Corpo de prova rompido no ensaio de Fadiga



Fonte: A autora, 2019.

A Figura 61 ilustra um corpo de prova rompido no ensaio de fadiga em que se verifica o encolhimento por tensões de compressão na direção vertical e dilatação na direção horizontal por tensões de tração.

3.2.3.4. Avaliação do desempenho das misturas asfálticas

A partir dos resultados de caracterização mecânica, foi realizada análise mecanicista de um pavimento flexível hipotético em que a camada de revestimento consiste nas misturas asfálticas estudadas.

Inicialmente, a estrutura do pavimento foi dimensionada por meio do método do DNER (1981) e foi adotado um tráfego hipotético de N igual $8,01 \times 10^6$. Logo, foi realizada análise mecanicista por meio do programa computacional AEMC (Análise Elástica de Múltiplas Camadas), associado ao programa MeDiNa (FRANCO, 2018) e, com base nos resultados fornecidos, foi determinado o número de repetições de carregamento (eixo padrão de 8,2 toneladas) necessário para romper o revestimento asfáltico por fadiga. O carregamento da estrutura foi simulado com a passagem de um eixo simples de roda dupla com 8,2 toneladas, em que a pressão de contato da roda com o pavimento foi de $5,6 \text{ kgf/cm}^2$ e a distância entre as cargas foi de 32,4 cm. A

única variável para avaliação do desempenho das misturas asfálticas foi o valor do módulo de resiliência (MR), o qual foi determinado durante os ensaios.

Ao modelar a estrutura do pavimento no AEMC, determinaram-se as deformações específicas resilientes iniciais (ε_i) na fibra inferior do revestimento para cada uma das misturas estudadas. Em seguida, determinou-se a vida à fadiga substituindo o resultado da deformação específica resiliente inicial (ε_i) no modelo de fadiga obtido dos ensaios, de acordo com o modelo apresentado na Equação 5. Além disso, foi considerado um fator campo laboratório de 10^4 , conforme resultado dos estudos de Pinto (1991) ao calibrar curvas de fadiga por compressão diametral determinadas em laboratório com trechos experimentais.

$$N = K_2 \left(\frac{1}{\varepsilon_i} \right)^{n_2} \quad (5)$$

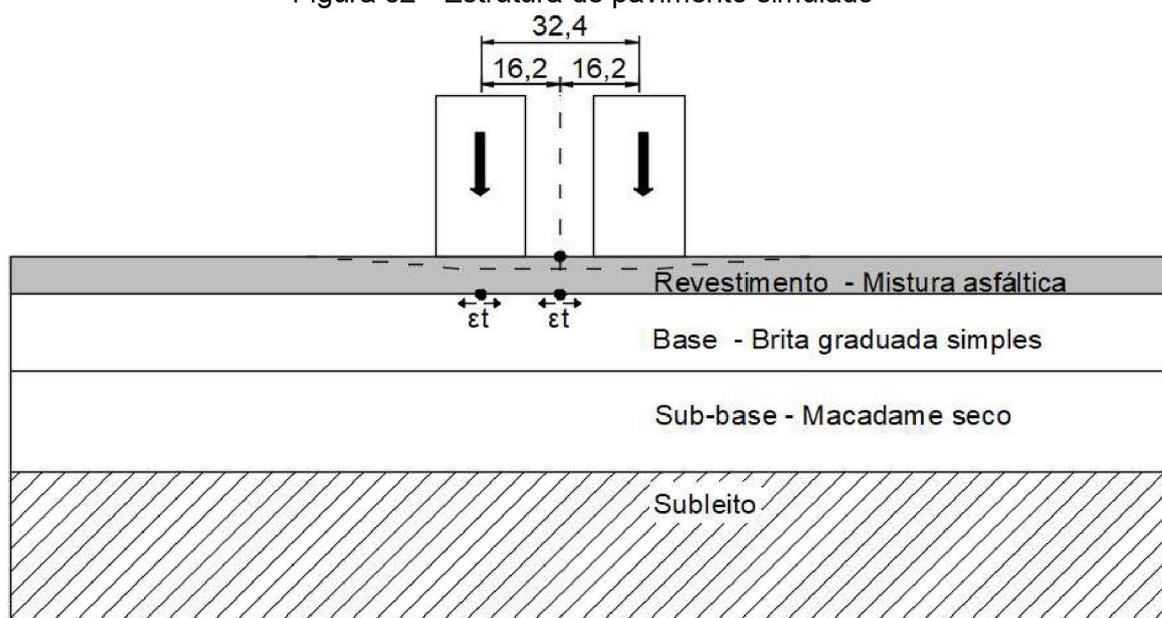
Onde, N é vida à fadiga;

ε_i é a deformação específica resiliente inicial; e

K e n são parâmetros de fadiga determinados nos ensaios.

A espessura das camadas e as características da estrutura do pavimento flexível analisada são apresentadas na Figura 62 e no Quadro 8.

Figura 62 - Estrutura de pavimento simulado



Fonte: A autora, 2019.

Quadro 8 - Características do pavimento simulado

Camada	MR (MPa)	Espessura (cm)	ISC (%)	Poisson
Revestimento	Variável	7,5	-	0,30
Base	300	15	80	0,35
Sub-base	200	20	20	0,35
Subleito	80	-	8	0,40

Fonte: A autora, 2019.

Os dados de entrada referentes aos módulos resilientes e coeficientes de Poisson foram adotados de acordo com os valores referenciais encontrados na Instrução de Projeto IP-DE-P00/001 do DER/SP (2006).

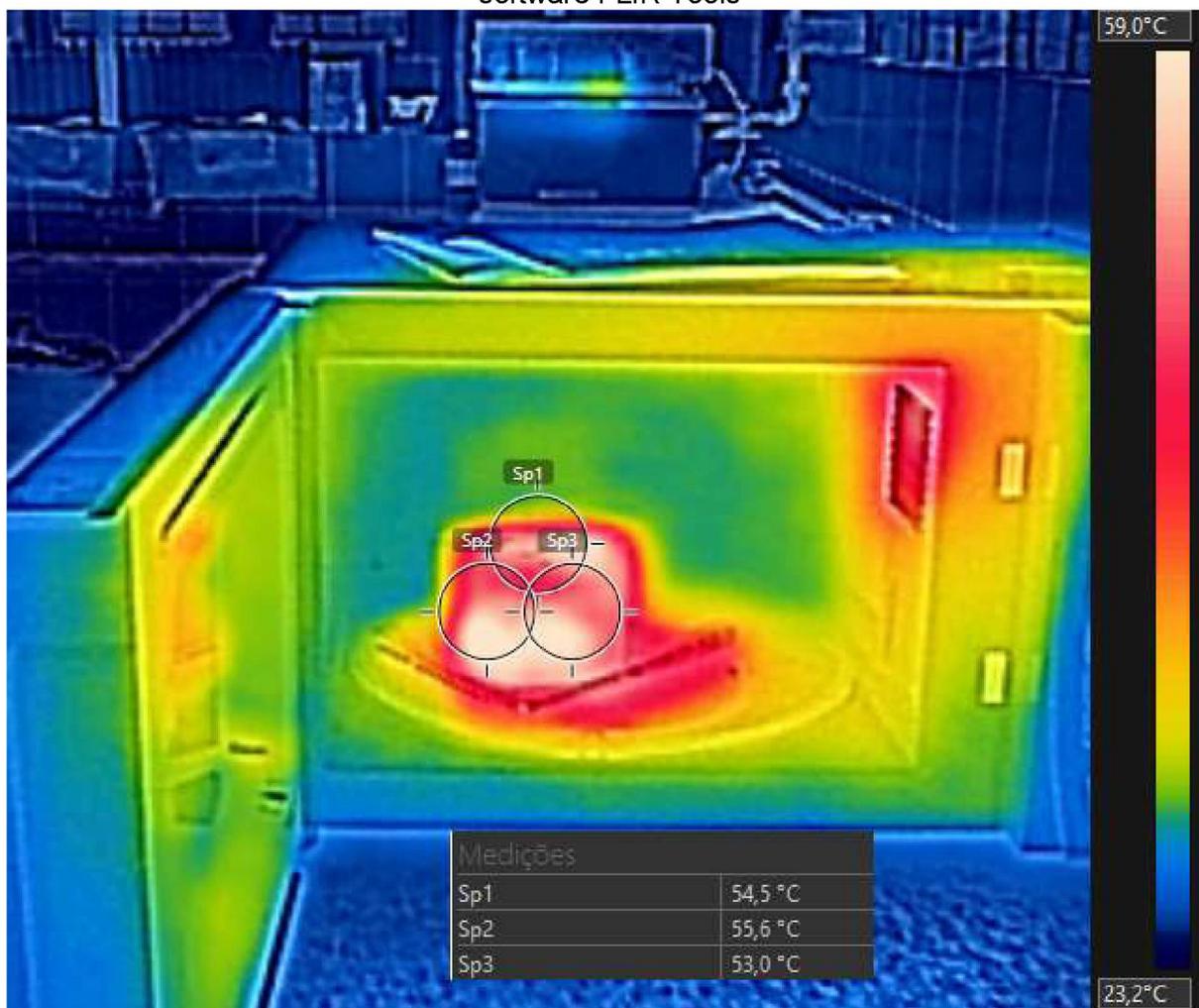
3.2.4. Etapa 4 – Determinação da taxa de aquecimento

Esta etapa teve como finalidade determinar o tempo necessário para cada mistura atingir uma dada temperatura sob a incidência de ondas eletromagnéticas. Para isto, amostras de mistura asfáltica contendo 100 mm de diâmetro e 63,5 mm de altura (mistura de referência, mistura com escória, mistura com fibras de aço e mistura com pó de grafite) foram aquecidas por um tempo de 120 segundos no interior de um micro-ondas.

Antes e após o aquecimento foi registrada a temperatura superficial do corpo de prova por intermédio de uma câmera de infravermelho de 640 x 480 pixels, da marca Flir e modelo C2. As imagens da câmera foram transferidas para um computador e processadas no software FLIR Tools (FLIR SYSTEMS, 2016) que permitiu realizar análises sobre imagens de infravermelho. O micro-ondas utilizado é da marca Panasonic, modelo Dia a Dia, com capacidade de 21 L, 700 W e 110V.

Na presente pesquisa, a temperatura superficial foi determinada a partir da média de três pontos escolhidos aleatoriamente sobre a superfície do corpo de prova, sendo que um ponto estava localizado sobre a superfície superior do corpo de prova, outro ponto estava localizado sobre a lateral esquerda e o terceiro ponto estava localizado sobre a lateral direita. Em cada ponto escolhido aferia-se a temperatura por meio do software FLIR Tools (FLIR SYSTEMS, 2016), conforme ilustrado na Figura 63.

Figura 63 - Análise da temperatura superficial em imagens de infravermelho por meio do software FLIR Tools



Fonte: A autora, 2019.

A taxa de aquecimento foi determinada como sendo a relação do acréscimo da temperatura média superficial do corpo de prova e o tempo de aquecimento de 120 segundos. Para este procedimento a taxa de aquecimento média foi determinada a partir de três corpos de prova. Os corpos de prova utilizados nesta etapa apresentaram volume de vazios semelhante para cada mistura, visto que esta característica tem influência no aquecimento do corpo de prova em virtude de atuar como uma barreira na transferência de calor (CONTRERAS; CONCHA, 2016).

A pesquisa referente a misturas asfálticas autorregenerativas realizada por Zhu *et al.* (2017) indica que para a determinação da taxa de aquecimento em micro-ondas, a temperatura superficial dos corpos de prova deve ser aferida a cada 20 segundos. Entretanto verificou-se que o tempo necessário para registrar a temperatura com a câmara de infravermelho mantendo a porta do micro-ondas aberta afetava na

temperatura final, pois a amostra sempre perdia um pouco de calor para o ambiente. Desta forma, para evitar esse inconveniente, foi decidido que o aquecimento do corpo de prova deveria ser realizado durante 120 segundos sem interrupção, após os quais a temperatura da mistura seria registrada.

3.2.5. Etapa 5 - Avaliação do tempo de aquecimento no índice de autorregeneração

A Etapa 5 teve como objetivo avaliar a temperatura alvo de aquecimento das amostras com 100 mm de diâmetro e 63,5 mm de altura que resulte em um maior índice de autorregeneração. Nesta etapa, foram utilizados oito corpos de prova divididos em quatro grupos de dois corpos de prova, sendo que cada grupo corresponde a uma temperatura de aquecimento em micro-ondas (50 °C, 75 °C, 100°C e sem aquecimento). Vale mencionar que cada corpo de prova foi submetido, uma única vez, ao seguinte ciclo de atividades:

GERAÇÃO DO DANO POR FADIGA NO CORPO DE PROVA

Inicialmente, foi gerado um dano através do ensaio de fadiga por compressão diametral em corpos de prova cilíndricos, previamente climatizados em 25°C e seguindo as diretrizes da norma europeia EN 12697-24 (2018). As amostras foram submetidas às cargas cíclicas, características do ensaio de fadiga, e tiveram como critério de falha a redução em 50% do módulo resiliente inicial (Zhu *et al.*, 2017), o qual corresponde ao módulo após 100 ciclos de aplicação da carga iniciais. Durante o ensaio de fadiga, o software que controla o CGS apresenta o módulo resiliente a cada ciclo de carregamento, permitindo saber o momento em que ocorre a redução do módulo em 50%.

O nível de tensão aplicado ao corpo de prova ensaiado corresponde a 30% da tensão de tração máxima, pois a intenção do ensaio não é de caracterizar o comportamento a fadiga do material, mas sim de criar danos por fadiga no corpo de prova, o qual poderia regenerado posteriormente. Um nível de tensão de tração abaixo de 30% tornaria o ensaio muito moroso, pois costuma prolongar-se em média 8 horas conforme verificado nos ensaios realizados durante a Etapa 3. Por outro lado, um nível de tensão acima de 30% produz deformações permanentes no corpo de prova, o que

seria um efeito indesejável no ensaio de fadiga. A frequência dos ensaios foi, assim como na Etapa 3, dois ciclos por segundo, ou seja, 2 Hz.

AQUECIMENTO DA AMOSTRA EM MICRO-ONDAS

Após finalizar o ensaio de fadiga, o corpo de prova era aquecido em forno micro-ondas, no tempo determinado a partir da taxa de aquecimento obtida durante a Etapa 4, ou seja, se taxa de aquecimento era 0,4 °C/s, então seriam necessários 63 segundos para aquecer um corpo de prova que estava em 25 °C até 50 °C. Assim, colocava-se o corpo de prova no interior do micro-ondas e aquecia no tempo desejado. Após o aquecimento, a temperatura média superficial era medida com a câmara de infravermelho adotando-se o mesmo procedimento da Etapa 4.

O aquecimento das misturas asfálticas foi investigado em quatro níveis de temperatura 25 °C (sem aquecimento, corpo de prova após sofrer danos por fadiga, ficava em repouso em uma câmara climatizada na temperatura de 25 °C), 50 °C, 75 °C e 100 °C. A temperatura de 50° C foi empregada em razão de ser a temperatura de amolecimento do CAP 50/70 do presente estudo, ou seja, é a temperatura em que o CAP começaria a fluidificar e fecharia as trincas. A temperatura de 50°C está próxima de 55 °C que segundo Menozzi *et al.* (2015) e Zhu *et al.* (2017) é a temperatura ideal de aquecimento para promover maior capacidade autorregenerativa. A temperatura de 100 °C foi adotada a fim de investigar os resultados de autorregeneração ao aquecer em um nível de temperatura mais alto, visto que existem pesquisas que avaliaram a autorregeneração nesta magnitude (GARCÍA *et al.*, 2013b; PAMULAPATI *et al.*, 2017). A temperatura de 75 °C foi empregada por intermediar 50 °C e 100 °C e por intercalar a faixa de temperatura entre 70 a 85 °C, a qual é sugerida por Liu *et al.* (2012) para promoção de maior capacidade autorregenerativa. Adicionalmente foi avaliado a regeneração sem aquecimento para comparar com os resultados de corpos de prova aquecidos.

REPOUSO DO CORPO DE PROVA

Finalizado o aquecimento, o corpo de prova foi retirado do micro-ondas e colocado em um molde cilíndrico metálico como ilustrado na Figura 64, deixando-o em repouso por três horas para permitir o fechamento das trincas e o esfriamento da

mistura a uma temperatura de 25°C. O tempo de repouso de três horas foi adotado com base nos estudos de Zhao *et al.* (2017) e de Zhu *et al.* (2017) os quais avaliaram a capacidade autorregenerativa de misturas asfálticas por meio de ensaio de fadiga.

Os corpos de prova que foram ensaiados à fadiga, mas que não passaram pelo processo de aquecimento (temperatura ambiente de 25 °C) também foram colocados em um molde cilíndrico durante o tempo de repouso. O molde cilíndrico tem a finalidade de manter a forma original do corpo de prova quando deformado devido à alta temperatura após o aquecimento e também a finalidade de simular a pressão de confinamento da mistura asfáltica em campo (LIU; WU; SCHLANGEN, 2013; ZHU, X. *et al.*, 2017).

Figura 64 - Corpo de prova em molde cilíndrico durante o repouso de três horas: (a) cilindro dentro da câmara climatiza em 25°C; (b) Corpo de prova dentro do molde.



Fonte: A autora, 2019.

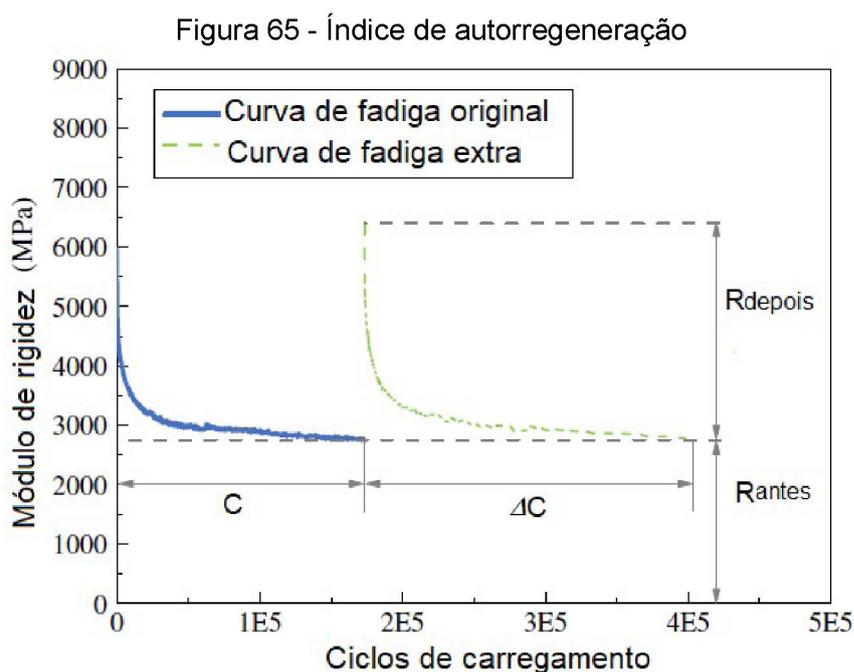
SEGUNDO ENSAIO DE FADIGA

Após o repouso dos corpos de prova durante três horas, foi realizado um segundo ensaio de fadiga que utilizou como critério de falha a redução do módulo de resiliência do corpo de prova em um valor similar ao estabelecido no primeiro ensaio de fadiga; o qual corresponde à redução de 50% do módulo de resiliência inicial no

primeiro ensaio. O índice de autorregeneração foi determinada a partir da relação do número de ciclos, até a falha, do segundo ensaio de fadiga com o número de ciclos, até a falha, do primeiro ensaio de fadiga, conforme a Equação 6 a seguir (Zhu *et al.*, 2017) e a ilustração da Figura 65 :

$$IA = \frac{\Delta C}{C} * 100 \quad (6)$$

Onde: IA (%) é o índice de autorregeneração;
 C é o número de ciclos do primeiro ensaio de fadiga que reduziu em 50% o módulo resiliente inicial; e
 ΔC é o número de ciclos do segundo ensaio de fadiga que reduziu em 50% o módulo resiliente inicial determinado no primeiro ensaio de fadiga.



Fonte: Zhao *et al.*, 2017.

ÍNDICE DE AUTORREGENERAÇÃO

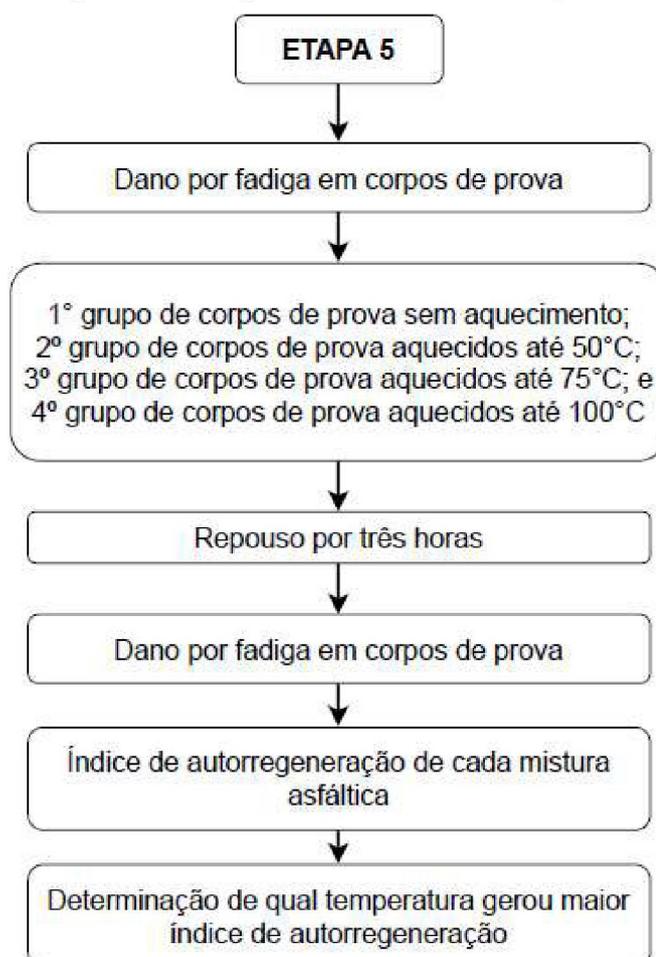
O índice de autorregeneração foi determinada como a média dos resultados de dois corpos de prova de cada mistura asfáltica desenvolvida (mistura de referência, mistura com escória, mistura com grafite e mistura com fibras de aço).

TEMPERATURA MAIS ADEQUADA PARA A AUTORREGENERAÇÃO

Após os ensaios realizados nesta Etapa, foi determinada a temperatura de aquecimento mais eficiente na autorregeneração dentre as temperaturas de 50, 75 e 100 °C, assim como a porcentagem e o tipo de adição mais efetivos para a regeneração das misturas asfálticas estudadas. Os resultados foram comparados com amostras acomodadas em uma câmara na temperatura de 25 °C, ou seja, sem aquecimento após o dano por fadiga.

A Figura 66 apresenta o diagrama das atividades que foram realizadas na Etapa 5 para maior clareza da metodologia empregada.

Figura 66 - Diagrama atividades da etapa 5



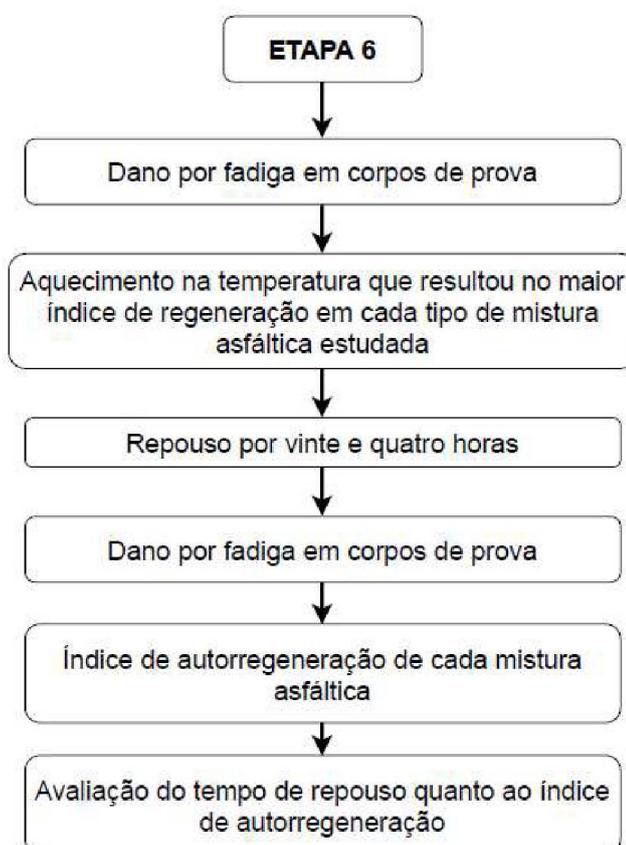
Fonte: A autora, 2019.

3.2.6. Etapa 6 - Avaliação do tempo de repouso no índice de regeneração

A última etapa da presente pesquisa refere-se à avaliação do tempo de repouso dos corpos de prova após sofrerem danos por fadiga. O objetivo foi avaliar se o tempo de três horas de repouso é suficiente para desenvolver a regeneração visto que não há um consenso na bibliografia do tempo mínimo de repouso para avaliar a capacidade autorregenerativa. Os pesquisadores Contreras e Concha (2016) e Contreras e García (2016) empregaram em suas pesquisas o tempo de repouso igual a 24 horas para avaliação da autorregeneração.

Dessa forma, após a determinação da temperatura de aquecimento que promoveu maior índice de autorregeneração, foi realizado o mesmo procedimento da Etapa 5, porém, com uma mudança no tempo de repouso dos corpos de prova após falha por fadiga, o qual passou a ser de 24 horas ao invés de três. A Figura 67 apresenta o diagrama das atividades que foram realizadas na Etapa 6 para maior clareza da metodologia empregada.

Figura 67 - Diagrama atividades da etapa 6



Fonte: A autora, 2019

CAPÍTULO 4 - RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos durante a realização da presente pesquisa. Inicialmente serão apresentados os resultados de caracterização dos materiais utilizados, os parâmetros volumétricos para dosagem da mistura asfáltica de referência e os resultados de caracterização mecânica das misturas asfálticas desenvolvidas, tais como: resistência a tração, módulo de resiliência e fadiga. Por fim, são apresentados os resultados de taxa de aquecimento das misturas asfálticas e o índice de autorregeneração.

4.1 ETAPA 1 – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

A seguir, apresentam-se os resultados da caracterização dos agregados naturais, da escória e do ligante asfáltico.

4.1.1 Agregados naturais

Os resultados dos ensaios de caracterização física dos agregados naturais são apresentados no Quadro 9.

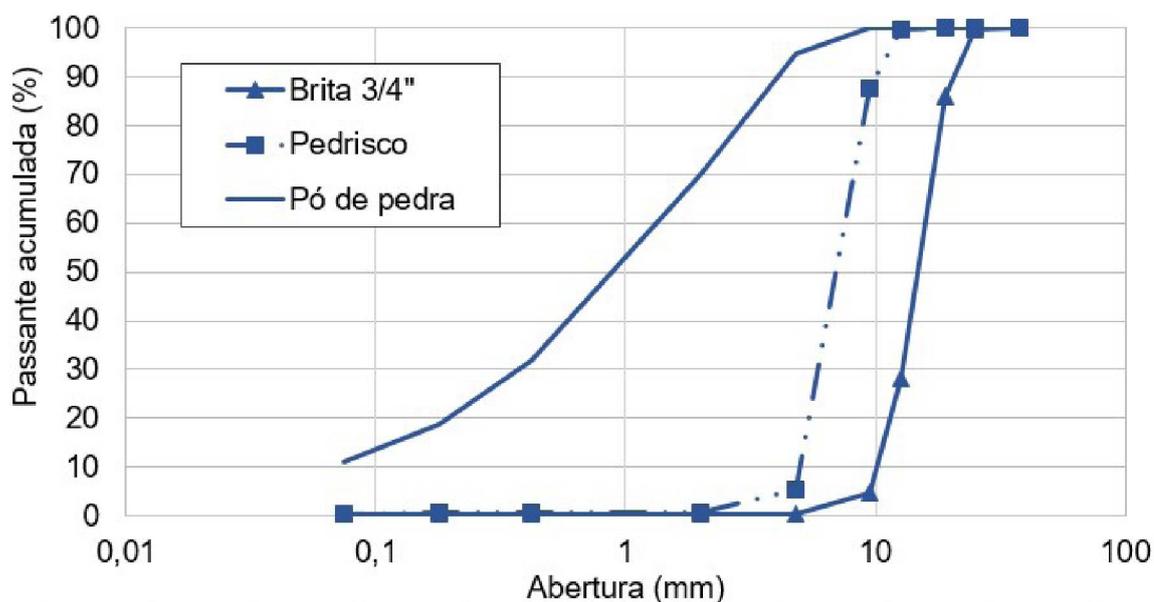
Quadro 9 - Resultados de caracterização dos agregados

Parâmetro	Brita ¾"	Pedrisco	Pó de pedra
Massa específica aparente (g/cm ³)	2,707	2,728	2,610
Massa específica real (g/cm ³)	2,771	2,806	2,797
Absorção de água (%)	0,85%	1,01%	-
Índice de forma	2,2	-	-
Abrasão <i>Los Angeles</i> (%)	20,2	-	-

Ao analisar os resultados da Quadro 9, verifica-se que o pedrisco apresentou maior massa específica em comparação com o pó de pedra e a Brita ¾". Ademais, o pó de pedra foi o que apresentou a menor massa específica real. O pedrisco apresentou maior absorção de água, 1,01%, frente à Brita ¾" que resultou em 0,85%. A absorção de água está relacionada à porosidade do agregado, que por sua vez reflete em maior consumo de ligante quanto mais poroso for o agregado (CERATTI; REIS, 2014).

A Brita $\frac{3}{4}$ " apresentou 20,2 % de desgaste no ensaio de *Abrasão Los Angeles*, o que configura um resultado adequado, pois de acordo com a norma 031- ES do DNIT (2006) que estabelece os parâmetros para aceitação dos materiais na produção de misturas asfálticas usinadas à quente, o desgaste do agregado graúdo deve ser inferior a 50%. O índice de forma da Brita $\frac{3}{4}$ " resultou em 2,2, o qual está acima do limite de 2,00 estabelecido pela norma NBR 12948 da ABNT (1993) que trata das condições para aceitação de materiais para usinagem de misturas asfálticas à quente. A norma 031- ES do DNIT (2006) utiliza o parâmetro do índice de forma obtido por meio de conjunto de peneiras com crivos e não com a utilização do paquímetro, sendo este último o tipo equipamento utilizado para determinação do índice de forma dos agregados da presente pesquisa. A curva granulométrica dos agregados naturais é apresentada na Figura 68. Nota-se que a curva granulométrica do pó de pedra apresenta-se de forma contínua, alongando-se no eixo horizontal suavemente, enquanto que a curva granulométrica da Brita $\frac{3}{4}$ " e do pedrisco apresentam-se de maneira mais uniforme, alongando-se no eixo vertical.

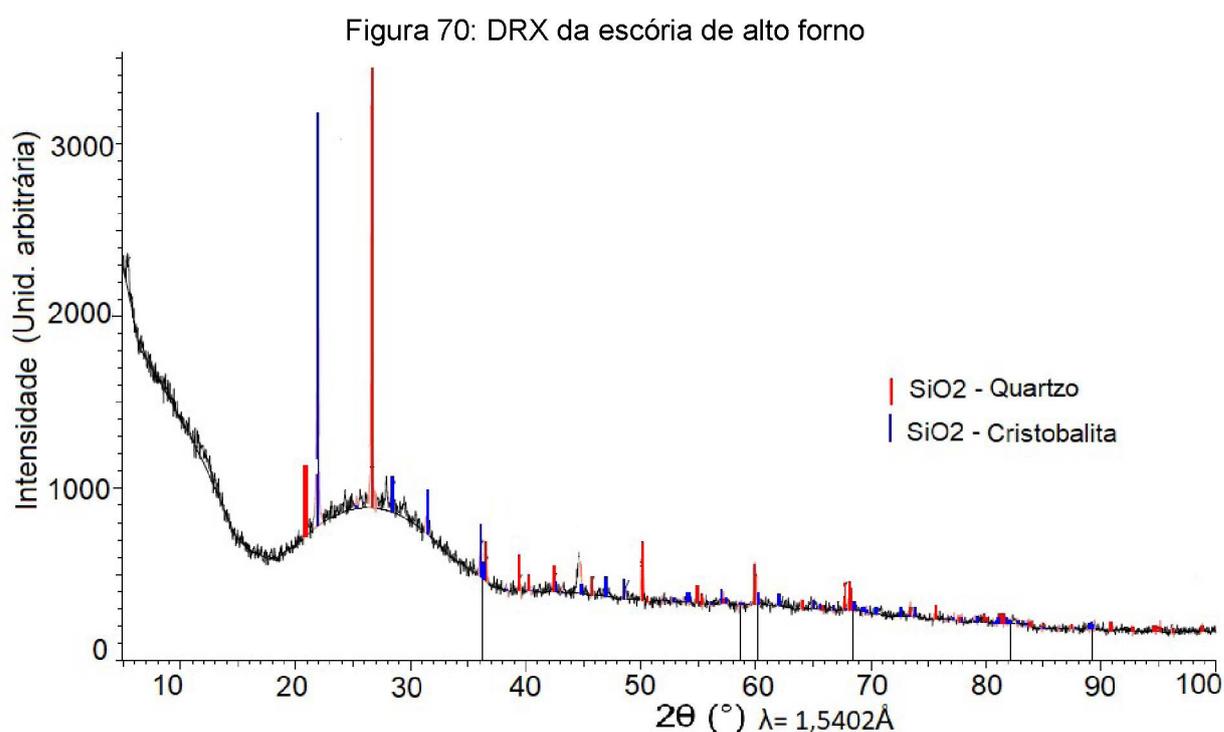
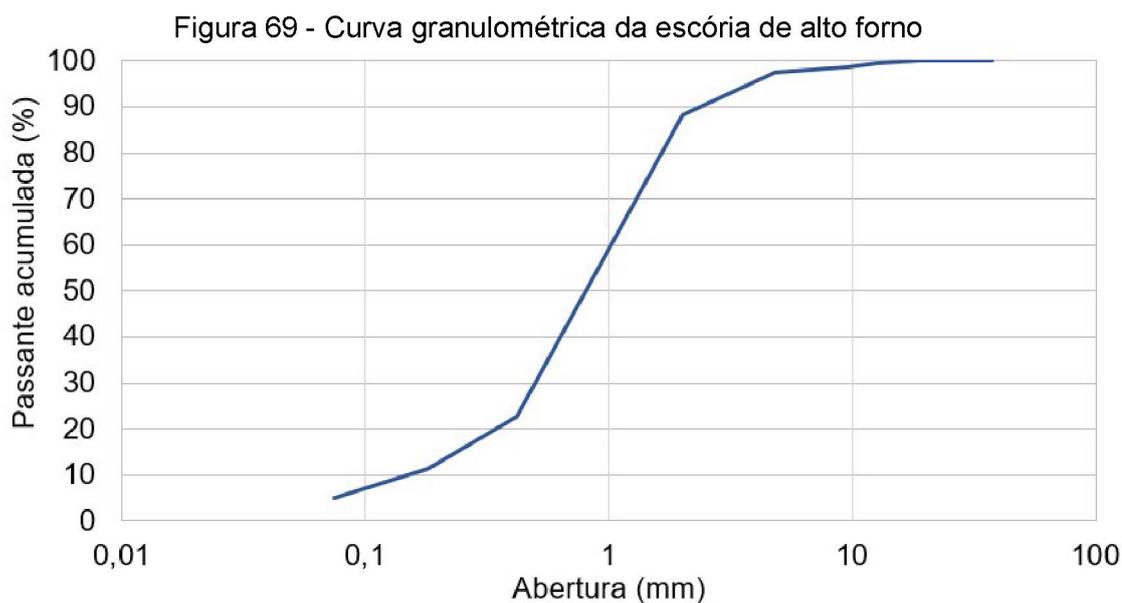
Figura 68 - Curva granulométrica dos agregados naturais - Brita $\frac{3}{4}$ ", pedrisco e pó de pedra



4.1.2 Escória de alto forno

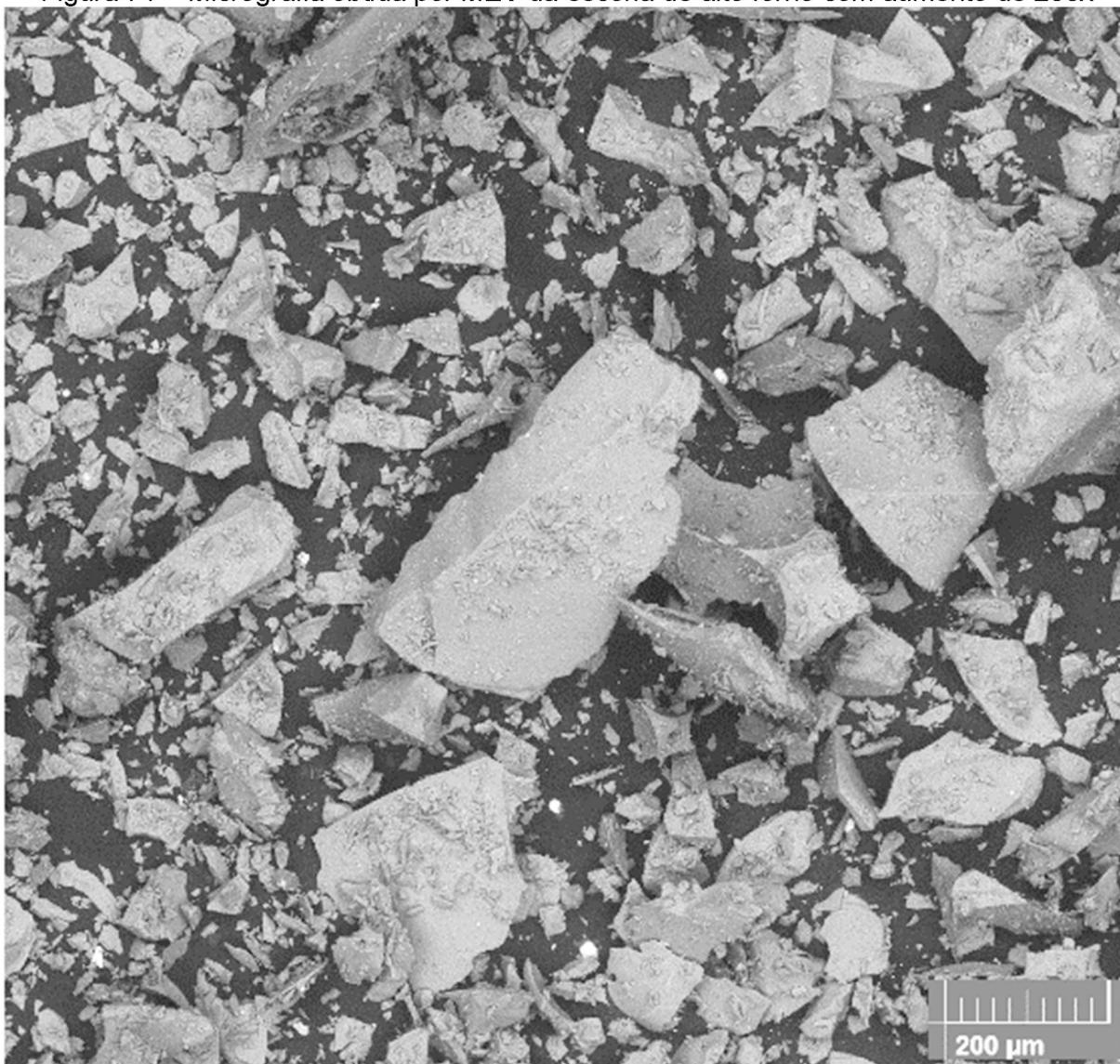
A Figura 69 apresenta a curva granulométrica da escória antes de ser britada para compor a fração fíler das misturas asfálticas estudadas. Já a Figura 70 apresenta

o resultado do ensaio de difração de Raios – X (DRX) da escória de alto forno em um gráfico, em que se observa a curva com pouca presença de picos, portanto pouca formação de cristais (29,4%) e predominando uma estrutura amorfa (70,6%); a predominância dessa última deveu-se ao processo de resfriamento rápido durante o processo produtivo da escória. Os principais cristais identificados no ensaio foram o quartzo e a cristobalita.



A micrografia obtida por MEV da escória de alto forno está apresentada na Figura 71.

Figura 71 - Micrografia obtida por MEV da escória de alto forno com aumento de 200x

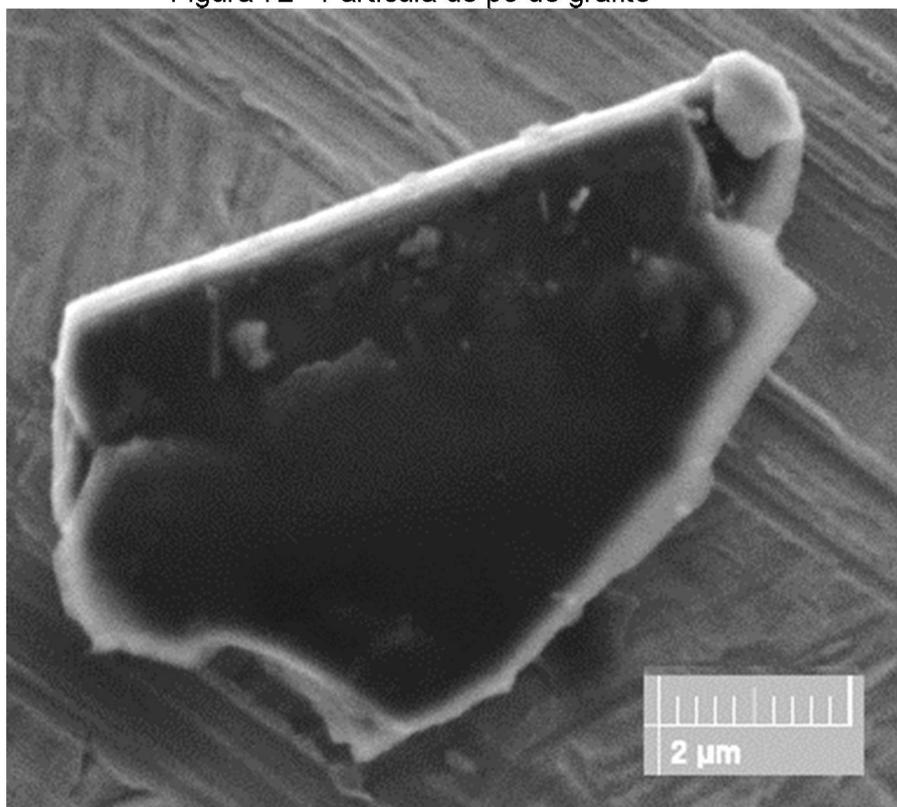


A análise da imagem obtida por meio do ensaio de MEV revelou a presença de compostos como a calcita e o quartzo. Adicionalmente, nota-se, a partir da imagem, que a escória após moída apresenta forma angulosa e cúbica, sendo esta última a forma predominante, característica que pode promover maior intertravamento no esqueleto da mistura. Os grãos observados na imagem não apresentam partículas maiores que 500 µm.

4.1.3. Pó de grafite

A micrografia obtida por MEV do pó de grafite está apresentada na Figura 72.

Figura 72 - Partícula de pó de grafite



A análise da imagem obtida por meio do ensaio de MEV mostrou que o formato de uma das partículas de pó de grafite é em grande parte do tipo lamelar. Este formato poderia causar uma demanda maior de asfalto, durante a usinagem da mistura asfáltica, para preenchimento dos vazios do agregado mineral (VAM) (ASPHALT INSTITUTE, 2007 *apud* CERATTI; REIS 2014). Quanto ao tamanho, a partir da imagem de uma única partícula de pó de grafite, o tamanho é aproximadamente 7 µm, o qual é muito menor ao tamanho da escória de alto forno.

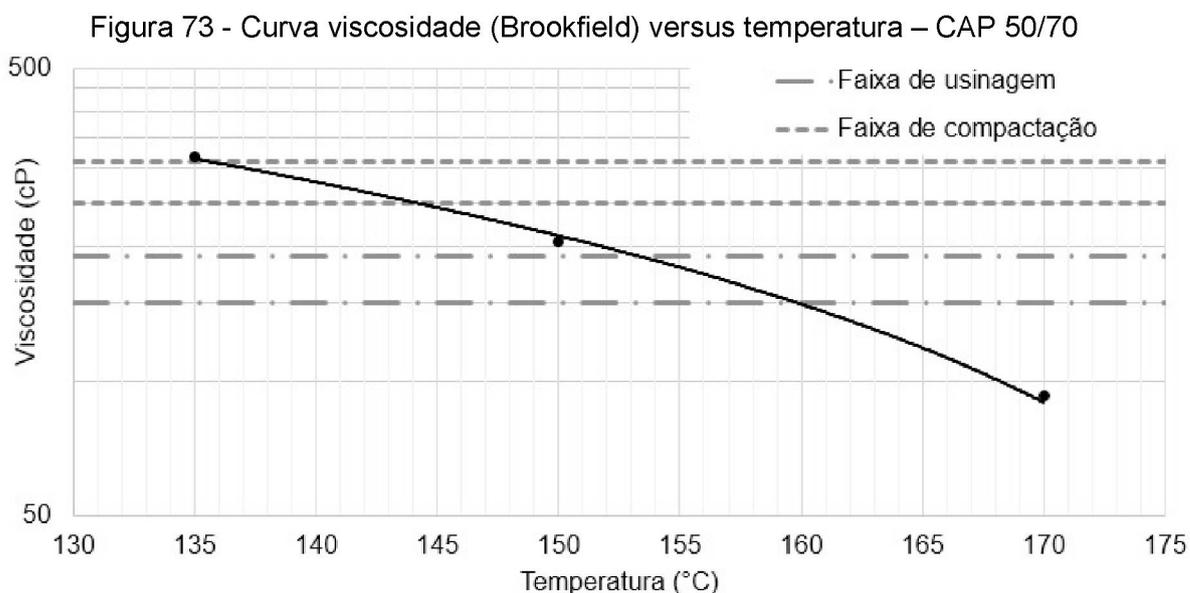
4.1.4. Ligante asfáltico

O Quadro 10 apresenta os resultados de caracterização do ligante asfáltico, CAP 50/70, utilizado na pesquisa.

Quadro 10 - Caracterização física do ligante asfáltico, CAP 50/70

Característica		CAP 50/70
Viscosidade <i>Brookfield</i>	135 °C (cP)	317,5
	150 °C (cP)	204,3
	177 °C (cP)	93,5
Penetração (0,1 mm)		40,3
Ponto de amolecimento (°C)		51,5
Massa específica (g/cm ³)		0,99

A curva de viscosidade *versus* temperatura para o ligante CAP 50/70 é apresentada na Figura 73.



A faixa de temperatura de usinagem determinada por meio do ensaio de viscosidade foi de 153,1 à 159,8 °C e a faixa temperatura de compactação da mistura asfáltica foi de 135,8 à 144,2 °C.

4.2. ETAPA 2 - DOSAGEM DA MISTURA ASFÁLTICA E PRODUÇÃO DE CORPOS DE PROVA

No presente item são apresentados os resultados da dosagem Superpave das misturas asfálticas sem e com adições.

4.2.1. Mistura asfáltica de referência

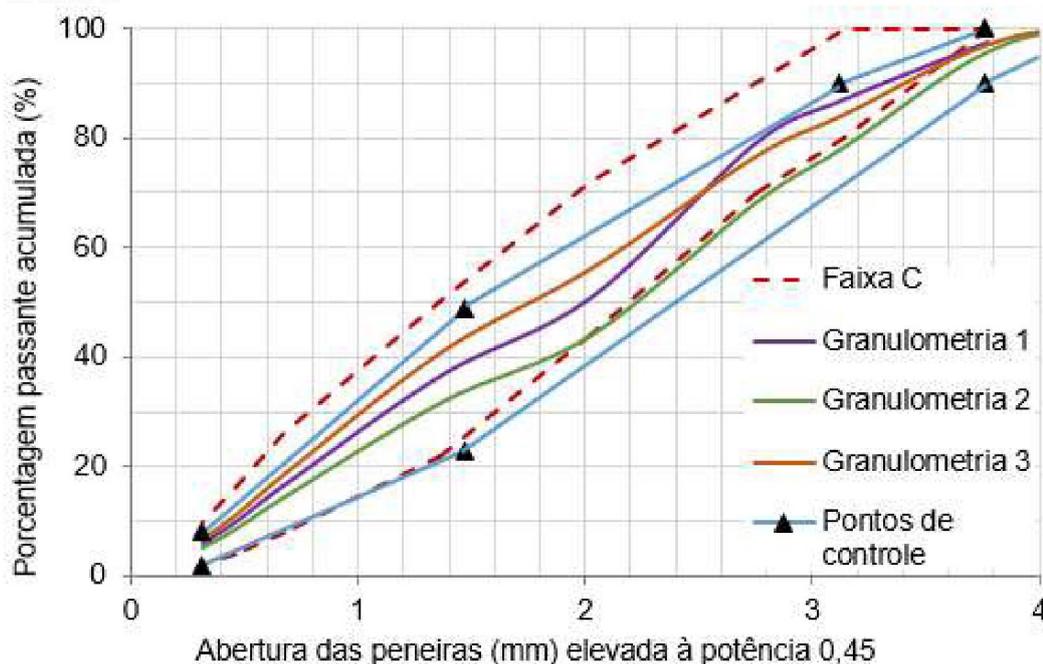
A partir da combinação de diferentes porcentagens da brita $\frac{3}{4}$, pedrisco e pó de pedra foram selecionadas três curvas para definição da composição granulométrica das misturas asfálticas estudadas, as quais são apresentadas no Quadro 11.

Quadro 11 - Granulometrias selecionadas para a dosagem Superpave

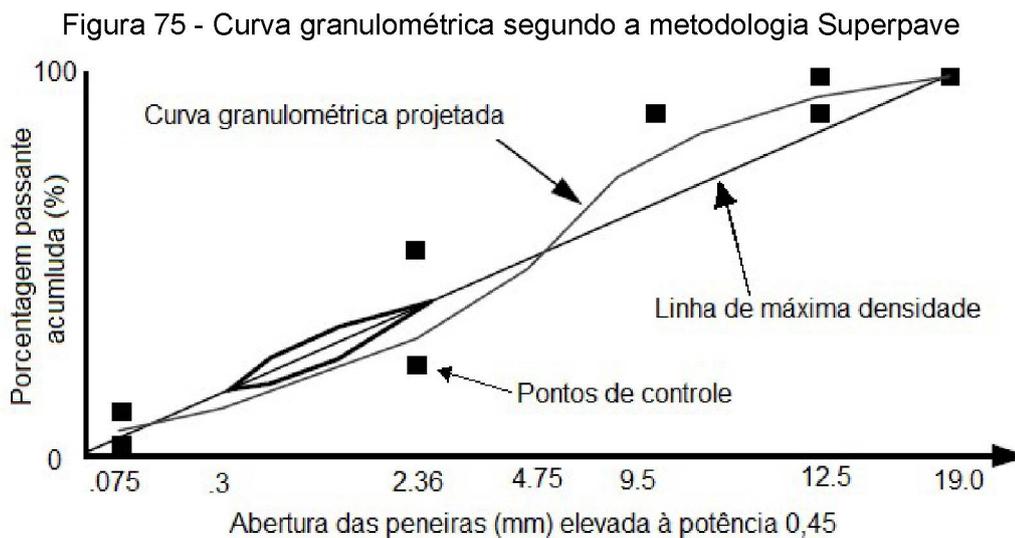
N° da Peneira	Abertura (mm)	Porcentagem passante acumulada, %		
		Granulometria 1	Granulometria 2	Granulometria 3
1 1/2"	37,5	100,0	100,0	100,0
1"	25	100,0	100,0	100,0
3/4"	19,1	97,5	95,8	96,9
1/2"	12,7	87,0	78,4	84,1
3/8"	9,5	79,2	68,4	76,6
N° 4	4,8	50,9	44,0	56,0
N° 10	2	36,7	31,8	40,8
N° 40	0,42	16,7	14,5	18,6
N° 80	0,18	10,0	8,7	11,1
N° 200	0,075	5,9	5,1	6,6
Brita 3/4", %		18	30	22
Pedrisco, %		30	25	20
Pó de pedra, %		52	45	58

A Figura 74 apresenta as três curvas granulométricas com os pontos de controle especificados pela metodologia Superpave e os limites da Faixa C prevista na norma 031-ES do DNIT (2004).

Figura 74 - Composições granulométricas dos traços avaliados inicialmente para a misturas asfáltica.



Nota-se, a partir dos dados do Quadro 11, que a fração denominada pó de pedra tem a maior participação nas três composições granulométricas, o que pode promover, de forma significativa, a presença de material fino nas misturas a serem dosadas. De acordo com as orientações da metodologia Superpave, o ideal é ter pouca participação de material fino, sendo que o mesmo poderia estar próximo do limite inferior dos pontos de controle correspondentes à peneira #200, de abertura igual a 0,075 mm, ilustrado na Figura 75 (FHWA; NHI, 2000). No entanto, devido à granulometria da fração do pó de pedra, não foi possível construir outra granulometria que possuísse menor participação de material fino e que pudesse atender simultaneamente os pontos de controle da metodologia Superpave.



Fonte: FHWA; NHI, 2000.

Na etapa de usinagem, para cada granulometria foram produzidos dois corpos de provas com teor de ligante asfáltico fixado em 5,0%. As propriedades volumétricas determinadas para cada corpo de prova foram: massa específica real seca da combinação dos agregados (G_{sa}), massa específica aparente seca da combinação dos agregados (G_{sb}), massa específica efetiva (G_{se}), grau de compactação inicial (% G_{mm} no $N_{inicial}$), grau de compactação de projeto (% G_{mm} no $N_{projeto}$), volume de vazios (V_v), volume de vazios no agregado mineral (VAM), relação betume vazios (RBV), teor de ligante efetivo (P_{le}) e proporção de pó/asfalto (P/P_{le}); os resultados dessas propriedades são apresentados no Quadro 12.

A curva de densificação ou grau de compactação pelo número de giros no CGS em relação a cada composição granulométrica ensaiada é apresentada na Figura 76. Os resultados no gráfico são oriundos da média de dois corpos de provas.

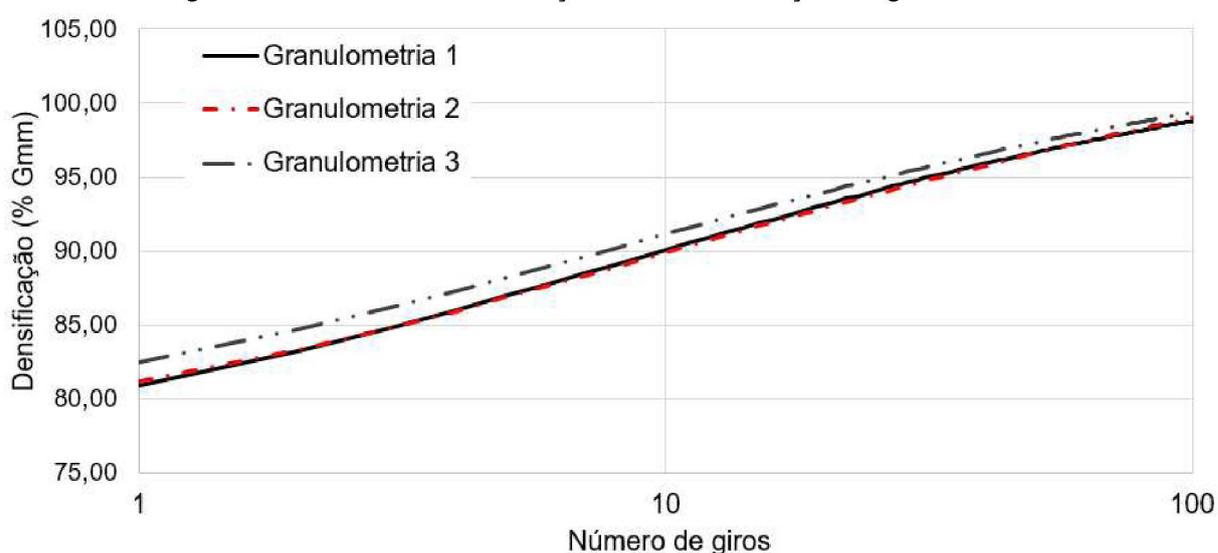
Quadro 12 - Propriedades volumétricas dos corpos de prova para cada granulometria.
(Continuação)

Parâmetros Volumétricos	Granulometria 1	Granulometria 2	Granulometria 3	Critérios Superpave
G_{sa}	2,795	2,791	2,793	-
G_{sb}	2,662	2,667	2,654	-
G_{se}	2,765	2,785	2,772	-
% G_{mm} $N_{inicial}$	89	88,9	90,2	> 89%
% G_{mm} $N_{projeto}$	98,8	99	99,4	= 96%

(Conclusão)

Parâmetros Volumétricos	Granulometria 1	Granulometria 2	Granulometria 3	Critérios Superpave
V _v , %	1,2	0,9	0,6	= 4%
RBV	88,6	90,1	93,3	65 -75
P _{ie} , %	3,7	3,5	3,5	-
P/ P _{ie}	1,6	1,5	1,9	0,6 a 1,2

Figura 76 - Curva de densificação média em função da granulometria



A partir dos resultados coletados, foi verificado que a curva correspondente à Granulometria 1 foi a que apresentou menor densificação e mais próxima de atender os parâmetros volumétricos requeridos na Metodologia Superpave. Portanto, Granulometria 1 foi escolhida como a faixa granulométrica a ser utilizada do presente estudo para a realização dos próximos ensaios.

Para definição do teor ótimo de ligante asfáltico, foram usadas misturas asfálticas com a Granulometria 1, porém variando o teor de ligante asfáltico em 4,0%, 4,5%, 5,5% e 6,0%. Os resultados dos parâmetros volumétricos são apresentados no Quadro 13. Os parâmetros volumétricos determinados foram: massa específica real seca da combinação dos agregados (G_{sa}), massa específica aparente seca da combinação dos agregados (G_{sb}), massa específica efetiva (G_{se}), grau de compactação inicial (% G_{mm} no $N_{inicial}$), grau de compactação de projeto (% G_{mm} no

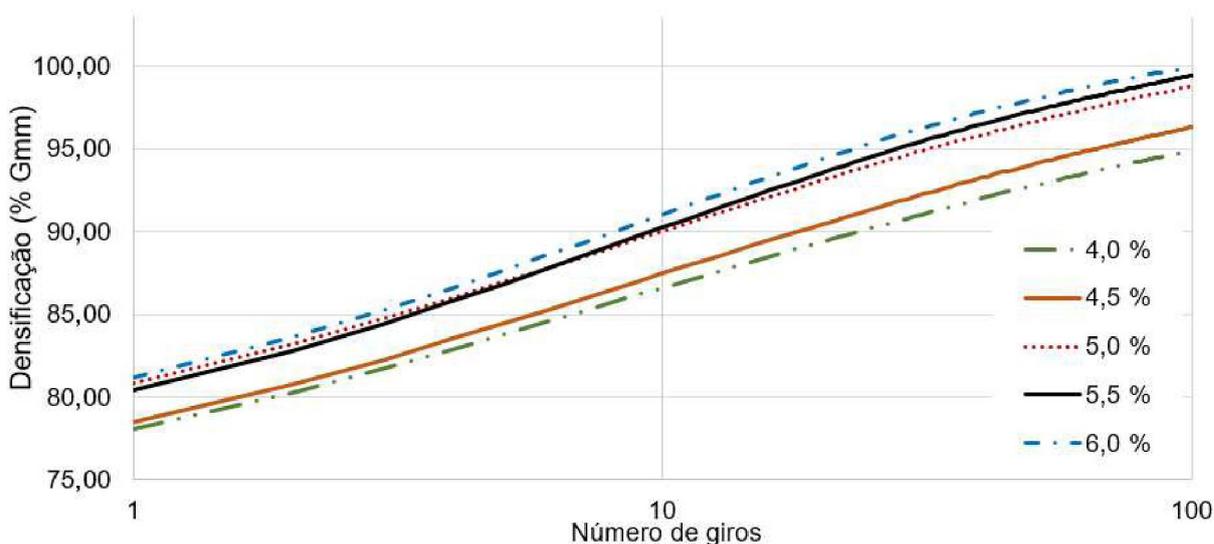
$N_{projeto}$), volume de vazios no agregado mineral (VAM), relação betume vazios (RBV), teor de ligante efetivo (P_{le}) e proporção de pó/asfalto (P/P_{le}).

Quadro 13 - Propriedades volumétricas dos corpos de prova variando o teor de ligante asfáltico

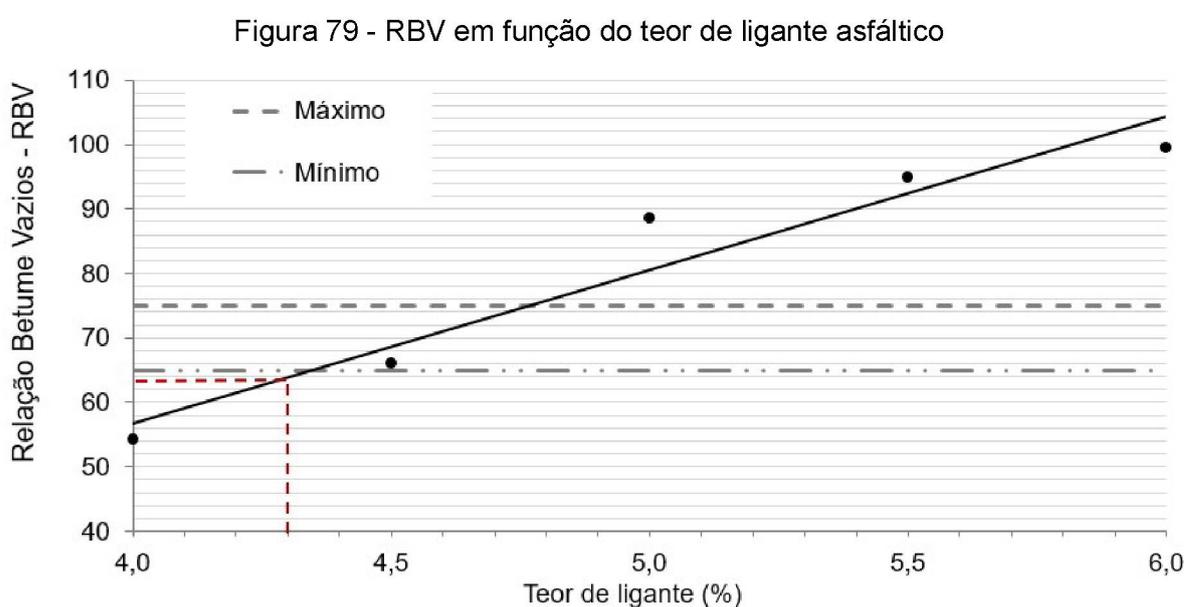
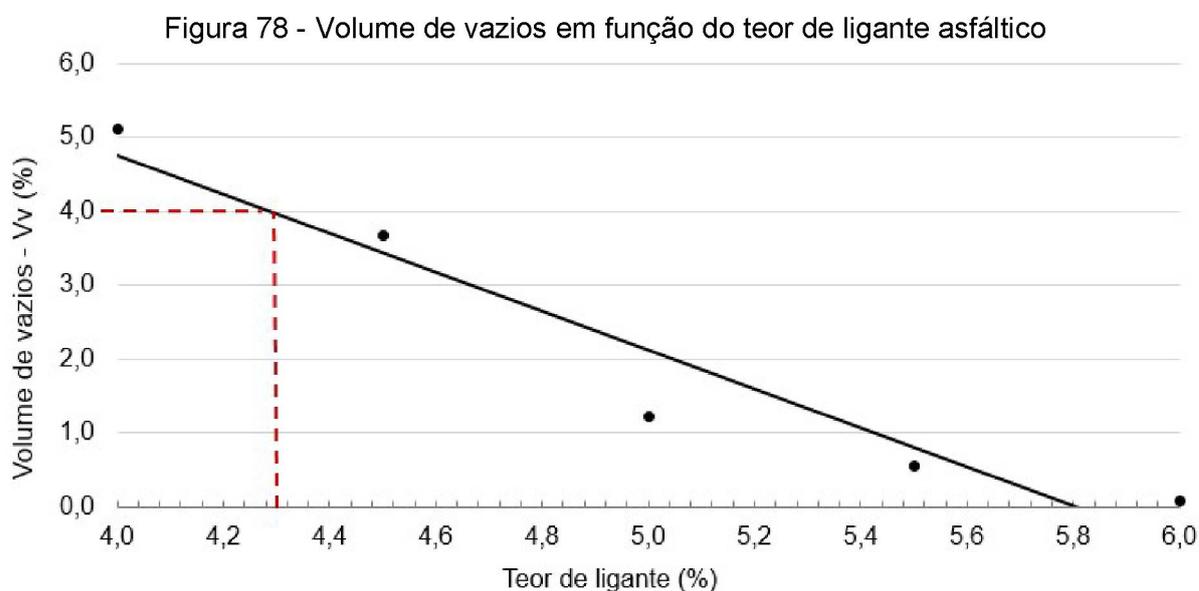
Parâmetros Volumétricos	Teor de ligante asfáltico (%)					Critérios Superpave
	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	
G_{sa}	2,795	2,795	2,795	2,795	2,795	-
G_{sb}	2,662	2,662	2,662	2,662	2,662	-
G_{se}	2,785	2,793	2,765	2,779	2,784	-
$\%G_{mm} N_{inicial}$	85,7	86,5	89	89,2	89,9	> 89%
$\%G_{mm} N_{projeto}$	94,9	96,3	98,8	99,4	99,9	= 96%
$V_v, \%$	5,1	3,7	1,2	0,6	0,1	= 4%
VAM, %	11,1	10,8	10,5	10,8	11,4	> 13%
RBV	54,2	65,9	88,3	94,8	99,3	65 -75
$P_{le}, \%$	2,4	2,8	3,7	4	4,5	-
P/P_{le}	2,4	2,1	1,6	1,5	1,3	0,6 a 1,2

A curva de densificação ou grau de compactação pelo número de giros no CGS em relação ao teor de ligante asfáltico é apresentada na Figura 77. Os resultados no gráfico são oriundos da média de dois corpos de provas. Observa-se a partir dos resultados de densificação ilustrados na Figura 77 que quanto maior o teor de ligante asfáltico, maior é a densificação da mistura asfáltica.

Figura 77 - Curva de densificação média em função do teor de ligante asfáltico



A partir dos parâmetros volumétricos apresentados no Quadro 13 foram traçados os gráficos de V_v (Figura 78) e de RBV (Figura 79), ambos em função do teor de ligante.



Conforme as instruções da norma 031-ES do DNIT (2006), o teor ótimo de ligante deve ser adotado de forma a atender ao V_v de 4,0 % e aos limites de RBV (65 a 75). A metodologia Superpave estabelece que o teor de ligante asfáltico é definido de forma a atender o V_v , o VAM, o RBV, a proporção de pó/asfalto (*dust/asfalto*), a % G_{mm} $N_{inicial}$ e a % G_{mm} $N_{máximo}$. Sendo que os limites de V_v (4%) e VAM (> 13%) são determinados de acordo com o Tamanho Máximo Nominal do agregado (19 mm no

caso do presente estudo). Os limites de RBV (65 a 75) são determinados em função do volume de tráfego (N igual $8,01 \times 10^6$ no caso do presente estudo). Os limites da proporção de pó/asfalto (0,6 A 1,2), %G_{mm} N_{inicial} (<89%) e % G_{mm} N_{projeto} (96%) são constantes para todos os níveis de tráfego (FHWA; NHI, 2000).

As linhas tracejadas nos gráficos supracitados indicam o teor de 4,3% como o teor ótimo de ligante. Ademais, verifica-se que o teor de 4,3% de ligante resultou em um RBV de 63,5, o qual não atende ao limite mínimo de 65,0. Ademais, o teor de 4,3 % resultou em um VAM de 10,8%, que está abaixo do mínimo requerido de 13% e resultou em uma proporção de pó/asfalto de 2,2, o que está fora da faixa de 0,6 a 1,2. No entanto, optou-se por atender o V_v de 4,0 %, visto que o objetivo principal do presente estudo não é dosar uma mistura asfáltica que atenda a todos os parâmetros volumétricos. Para atender a todos os parâmetros volumétricos seria necessário substituir ou acrescentar algum outro tipo agregado, para modificar a curva granulométrica da mistura, e avaliar novamente os resultados de volumetria.

O Quadro 14 apresenta a composição de materiais adotada para produção de um corpo de prova da mistura R (referência) com 1200 g e 4,3% de teor de ligante asfáltico.

Quadro 14 - Composição de materiais para produção de um corpo de prova da mistura R

N° da Peneira	Abertura (mm)	Passante (%)	Retido (%)	Retido (g)
1"	25	100	0	0
3/4"	19,1	97,5	2,5	28,7
1/2"	12,7	87	10,5	120,6
3/8"	9,5	79,19	7,8	89,6
N° 4	4,8	50,87	28,32	325
N° 10	2	36,65	14,22	163,1
N° 40	0,42	16,72	19,93	229,7
N° 80	0,18	10	6,72	76,9
N° 200	0,075	5,92	4,08	47,1
FUNDO		0	5,92	67,8
Teor de ligante (%)				4,3
Massa do ligante asfáltico (g)				51,6
Massa dos agregados (g)				1148,4

4.2.2. Produção de corpos de prova

A seguir é apresentada a composição de materiais adotada para produção de um corpo de prova das misturas: EA e EB, com 1200 g e 4,3% de teor de ligante

asfáltico (Quadro 15); FA e FB, com 1200 g e 4,3% de teor de ligante asfáltico (Quadro 16); e, GA e GB, com 1200 g e 4,3% de teor de ligante asfáltico (Quadro 17).

Quadro 15 - Composição de materiais para produção de um corpo de prova da mistura EA (15% de escória por peso de ligante) e da mistura EB (65,7% de escória por peso de ligante)

N° da Peneira	Abertura (mm)	Quantidade retida - Mistura EA (g)		Quantidade retida - Mistura EB (g)	
		Agregado natural	Escória	Agregado natural	Escória
1"	25	0	0	0	0
3/4"	19,1	28,7	0	28,7	0
1/2"	12,7	120,6	0	120,6	0
3/8"	9,5	89,6	0	89,6	0
N° 4	4,8	325	0	325	0
N° 10	2	163,1	0	163,1	0
N° 40	0,42	229,7	0	229,7	0
N° 80	0,18	76,9	0	76,9	0
N° 200	0,075	47,1	0	47,1	0
FUNDO		60	7,8	33,9	33,9
Teor de ligante (%)		4,3		4,3	
Massa do ligante asfáltico (g)		51,6		51,6	
Massa dos agregados (g)		1148,4		1148,4	

Quadro 16 - Composição de materiais para produção de um corpo de prova da mistura FA (0,2% de fibras por peso da mistura) e da mistura FB (0,4% de fibras por peso da mistura)

N° da Peneira	Abertura (mm)	Quantidade retida - Mistura FA (g)		Quantidade retida - Mistura FB (g)	
		Agregado natural		Agregado natural	
1"	25	0		0	
3/4"	19,1	28,7		28,7	
1/2"	12,7	120,6		120,6	
3/8"	9,5	89,6		89,6	
N° 4	4,8	325		325	
N° 10	2	163,1		163,1	
N° 40	0,42	229,7		229,7	
N° 80	0,18	76,9		76,9	
N° 200	0,075	47,1		47,1	
FUNDO		67,8		67,8	
Teor de ligante (%)		4,3		4,3	
Massa do ligante asfáltico (g)		51,6		51,6	
Massa dos agregados (g)		1148,4		1148,4	
Massa de fibras de aço (g)		2,4		4,8	

Quadro 17: Composição de materiais para produção de um corpo de prova da mistura GA (15,0% de pó de grafite por peso de ligante) e da mistura GB (65,7% de pó de grafite por peso de ligante)

N° da Peneira	Abertura (mm)	Quantidade retida - Mistura GA (g)		Quantidade retida - Mistura GB (g)	
		Agregado natural	Grafite	Agregado natural	Grafite
1"	25	0	0	0	0
3/4"	19,1	28,7	0	28,7	0
1/2"	12,7	120,6	0	120,6	0
3/8"	9,5	89,6	0	89,6	0
N° 4	4,8	325	0	325	0
N° 10	2	163,1	0	163,1	0
N° 40	0,42	229,7	0	229,7	0
N° 80	0,18	76,9	0	76,9	0
N° 200	0,075	47,1	0	47,1	0
FUNDO		60	7,8	33,9	33,9
Teor de ligante (%)		4,3		4,3	
Massa do ligante asfáltico (g)		51,6		51,6	
Massa dos agregados (g)		1148,4		1148,4	

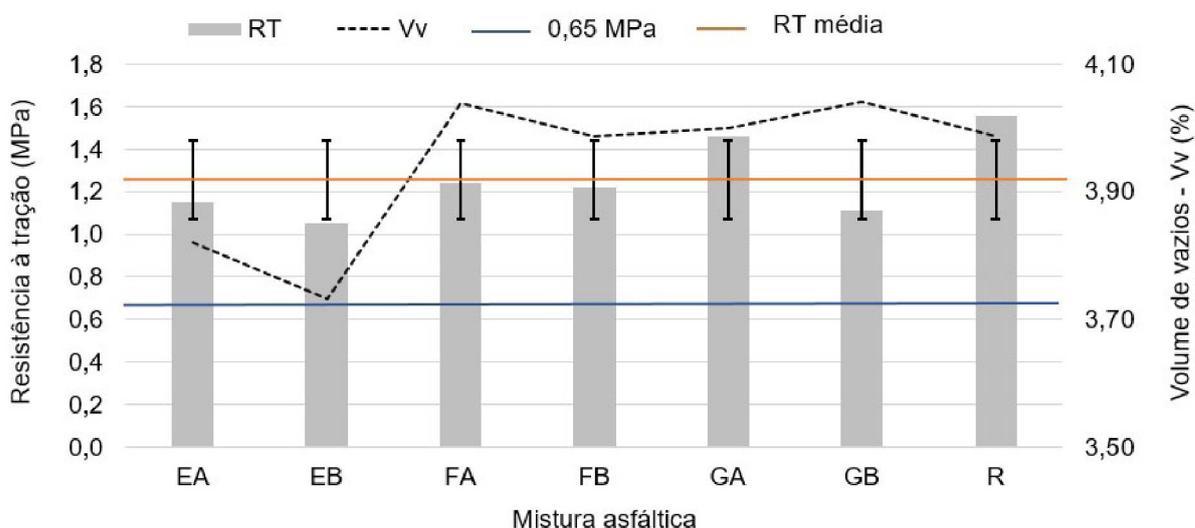
4.3. ETAPA 3 – CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

Neste item serão apresentados os resultados de resistência à tração, módulo de resiliência e vida à fadiga determinados para a mistura de referência, mistura contendo fibras de aço, escória e pó de grafite.

4.3.1. Resistência à tração

A Figura 80 apresenta os resultados de resistência à tração obtida da média de três corpos de prova para cada mistura asfáltica. Adicionalmente, os resultados individuais de cada corpo de prova são apresentados no Apêndice A, com a respectiva média, o desvio padrão (SD) e o coeficiente de variância (CV). Os resultados de resistência à tração apresentaram desvio padrão muito baixo, o que significa que ocorreu uma baixa dispersão dos valores em relação à média.

Figura 80 - Resistência à tração das misturas asfálticas



Nota-se que a mistura R foi a que obteve maior resistência à tração, 1,56 MPa, e a mistura EB obteve a menor resistência à tração, 1,05 MPa. Entretanto, todas as misturas ultrapassaram o valor mínimo de resistência à tração de 0,65 MPa estabelecido pela norma 031-ES do DNIT (2006). A redução da resistência das misturas com escória de alto forno em relação a mistura de referência pode estar relacionada com o fato da escória ser um material mais poroso (O' FLAHERTY, 2007), e em consequência com maior área superficial, que o agregado natural. Desta forma, este material tende a absorver mais asfalto do que o agregado natural e pode contribuir para que exista uma menor adesão entre os agregados devido a haver uma menor quantidade de asfalto disponível para recobrir todas as partículas. Assim esse fenômeno poderia explicar o motivo pelo qual a mistura EB, a qual tem maior quantidade de escória, apresentou uma menor resistência à tração do que a mistura EA.

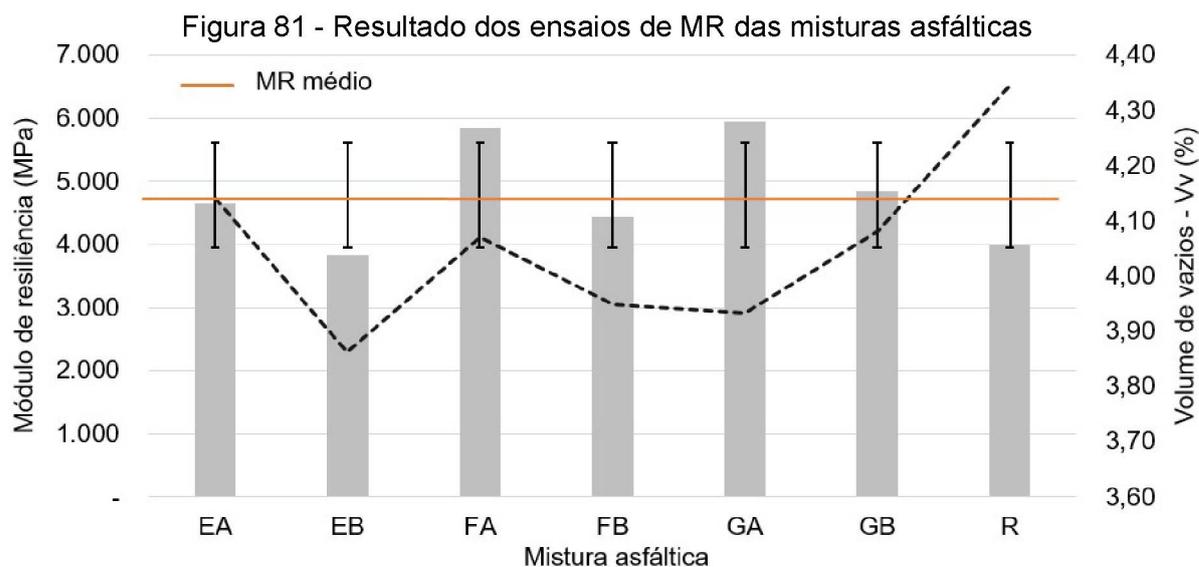
As misturas asfálticas contendo pó de grafite apresentaram redução na resistência à tração frente as misturas de referência devido ao pó de grafite possuir uma granulometria menor do que o tamanho correspondente à fração fíler do agregado natural. Sendo assim, o grafite possui maior área específica, que por sua vez necessita um maior teor de asfalto para conseguir o recobrimento total das suas partículas. Portanto, de forma similar ao ocorrido com as misturas com escória, as misturas contendo pó de grafite tiveram uma menor quantidade de asfalto para recobrimento dos agregados, resultando em uma menor adesão dentro do corpo de

prova compactado. A mistura GB teve menor resistência à tração que a mistura GA devido possuir maior teor de grafite. Contudo, a resistência à tração média da mistura GA (1,46 MPa) foi de apenas 6,2% menor que a mistura R (1,56 MPa), o que indica que a perda de resistência não foi tão grande como nas misturas com escória.

Um comportamento similar aos apresentados ocorreu para as misturas asfálticas contendo fibras de aço, pois parte do asfalto da mistura pode ter ficado em volta das fibras de aço, reduzindo a quantidade de asfalto disponível para recobrimento das partículas de agregados, o que pode ter limitado a adesão da mistura. Entretanto, as misturas FA e FB apresentaram valores médios de resistência à tração um pouco inferiores aos da mistura R. Apesar da mistura FB possuir um maior teor de fibras que a mistura FA, a diferença da resistência entre ambas não foi tão expressiva. Uma das hipóteses para esse comportamento é que devido à área superficial das fibras não ser tão grande quanto à da escória ou do pó de grafite, não houve uma perda tão grande da resistência entre as misturas FA e FB; ou seja, o incremento do teor de fibras na mistura não causou uma grande diferença na resistência entre as mesmas. Adicionalmente, a resistência à tração das misturas pode ter se beneficiado da contribuição à resistência da própria fibra de aço, compensando, em parte, a falta de ligante asfáltico para recobrimento total das partículas.

4.3.2. Módulo de resiliência

Os resultados dos valores médios obtidos no ensaio de módulo de resiliência são apresentados na Figura 81. Os resultados individuais de módulo de resiliência de cada corpo de prova são apresentados no Apêndice B, bem como a média, o desvio padrão (SD) e o coeficiente de variação (CV). O coeficiente de variação máximo foi de 14,44%, denotando baixa dispersão dos valores de módulo resiliente das misturas asfálticas estudadas.



Exceto a mistura EB, todas as misturas asfálticas estudadas apresentaram um valor de módulo de resiliência superior ao da mistura R, ou seja, são misturas asfálticas mais rígidas que a mistura R, a qual apresentou um valor de módulo igual a 3981,60 MPa. Porém, não seria correto afirmar que quanto maior o módulo, melhor é o desempenho; o ideal seria que as misturas usinadas tivessem flexibilidade suficiente para suportar as deformações oriundas das solicitações do tráfego e ao mesmo tempo possuíssem rigidez compatível com a dos materiais das demais camadas do pavimento (MENDES, 2011).

Nas misturas com adição de escória, a mistura asfáltica EA apresentou um valor de módulo de resiliência médio igual a 4.646,83 MPa, o qual representa um acréscimo de 16,7% na rigidez em relação a mistura R. Já a mistura EB apresentou um módulo de resiliência médio igual a 3.832,87 MPa, valor muito próximo ao da mistura R, sendo esta diferença irrelevante. A mistura EA teve maior aumento na rigidez devido, possivelmente, à porosidade da escória utilizada na fração filer; neste caso, a escória pode ter absorvido parte do asfalto, promovendo um maior intertravamento no esqueleto mineral e por isso a rigidez da mistura foi incrementada. Esta suposição estaria fundamentada nas pesquisas de Motta e Leite (2000), *apud* Bardini, Klinsky e Fernandes Jr. (2009), as quais afirmam que quando o filer reduz a quantidade livre de asfalto, a rigidez da mistura asfáltica aumenta. Entretanto há um determinado teor de filer, em que adições superiores ao mesmo não irão agregar uma maior rigidez à mistura. Esta situação poderia ter relação com o comportamento da

mistura EB, na qual a substituição da fração filer do agregado natural foi de 50% de escória, e que, em consequência, apresentou uma redução na rigidez da mistura.

Quanto às misturas com fibras, a mistura FA ficou na segunda posição quanto à rigidez com um módulo de resiliência médio de 5.845,40 MPa, o qual seria equivalente a 46,8% de acréscimo em relação à mistura R (3.981,6 MPa). No caso da mistura FB, a mesma atingiu 4.425,27 MPa, que seria equivalente a 11,1% de acréscimo com relação à mistura R. Uma explicação para o incremento da rigidez destas misturas poderia estar relacionada com o fato de que a adição das fibras de aço na mistura teria reduzido a quantidade de asfalto disponível para recobrimento dos agregados; desta forma, devido à diminuição de asfalto, o contato entre grãos teria ficado mais íntimo e a mistura mais rígida. Outra explicação poderia ser formulada com base nos estudos de Wang *et al.* (2016b), os quais sugerem que as fibras de aço com 10 mm de comprimento atuam como obstáculos na propagação das trincas, tornando as misturas mais rígidas.

No entanto, ao que parece, existiria uma quantidade limite de fibras a ser adicionada à mistura que permitiria o incremento de rigidez; sendo que quantidades acima desse limite poderiam causar a diminuição do valor do módulo. Isto explicaria o motivo pelo qual a mistura FB, que tem mais fibras teve um acréscimo na rigidez um pouco menor do que a mistura FA.

No caso das misturas com adição de pó de grafite, a mistura GA alcançou um valor de módulo resiliente médio de 5.940,93 MPa, equivalente a 49,2% de acréscimo em relação a mistura R e a mistura GB alcançou um valor de módulo resiliente médio de 4.836,40 MPa, equivalente a 21,5% de acréscimo. A mistura GA apresentou maior rigidez, possivelmente, em razão da granulometria do grafite ser mais fina que o agregado natural da fração filer. Segundo Motta e Leite (2000) *apud* Bardini, Klinsky e Fernandes Jr. (2009), quanto mais fino for o filer, maior é a incorporação do mineral no ligante asfáltico, que por sua vez aumenta a rigidez devido aos finos na matriz do asfalto atuarem como uma barreira na propagação das microfissuras. A mistura GB teve aumento da rigidez um pouco inferior que a mistura GA, em virtude, talvez, da quantidade de pó de grafite ter ultrapassado o limite que contribui para aumento da rigidez de misturas asfálticas.

Assim, é possível verificar, a partir dos dados coletados, que as misturas com valores baixos de adição atingiram valores altos de módulo de resiliência; enquanto

que as misturas com quantidades de adição maiores, apresentaram valores menores de módulo, ainda que superiores aos da mistura de referência.

4.3.3. Vida à fadiga

Os resultados do ensaio de fadiga por compressão diametral em função da deformação específica resiliente e da diferença de tensões são apresentados na Figura 82 e na Figura 83, respectivamente. Os modelos de fadiga para cada mistura asfáltica estudada são apresentados nos gráficos da Figura 82 e da Figura 83. Os resultados individuais de vida à fadiga de cada corpo de prova ensaiado são apresentados no Apêndice C.

Nota-se, que o coeficiente de determinação (R^2) ficou acima de 0,89 nas equações de fadiga determinadas em função da deformação específica resiliente inicial, para todas as misturas asfálticas estudadas, o que representa boa correlação. Para os modelos de fadiga determinados em função das diferenças de tensões, o coeficiente de determinação (R^2) ficou acima de 0,81, o que também indica boa correlação.

Seria muito difícil realizar uma análise das curvas de fadiga apresentadas e indicar qual seria a melhor mistura, só com base nas equações determinadas. Portanto, para poder emitir uma opinião mais acertada sobre o possível desempenho de cada mistura em campo, foi realizada uma análise mecanicista a fim de determinar a vida útil do pavimento ao levar em conta o módulo de resiliência e modelo de fadiga.

Figura 82 - Resultados do ensaio de fadiga em função da deformação específica resiliente inicial

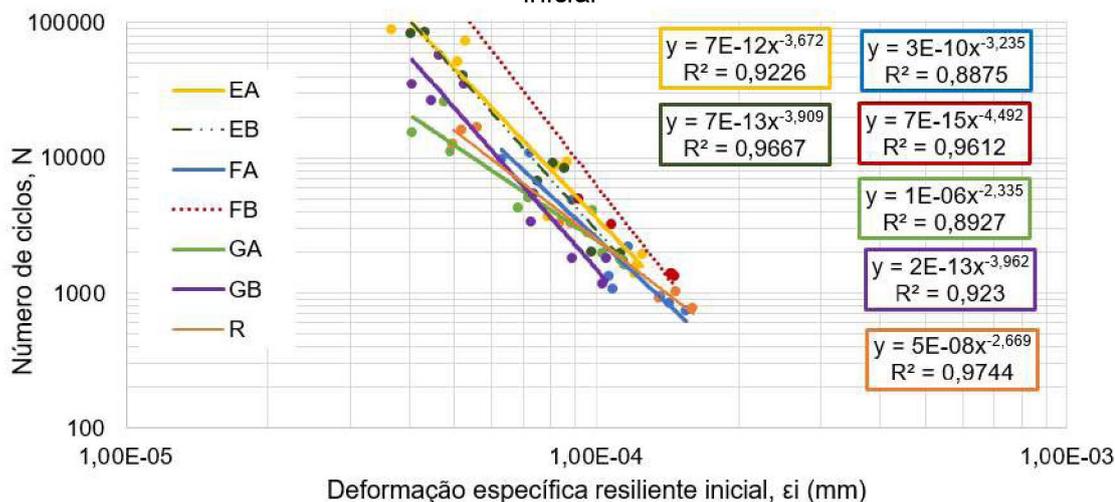
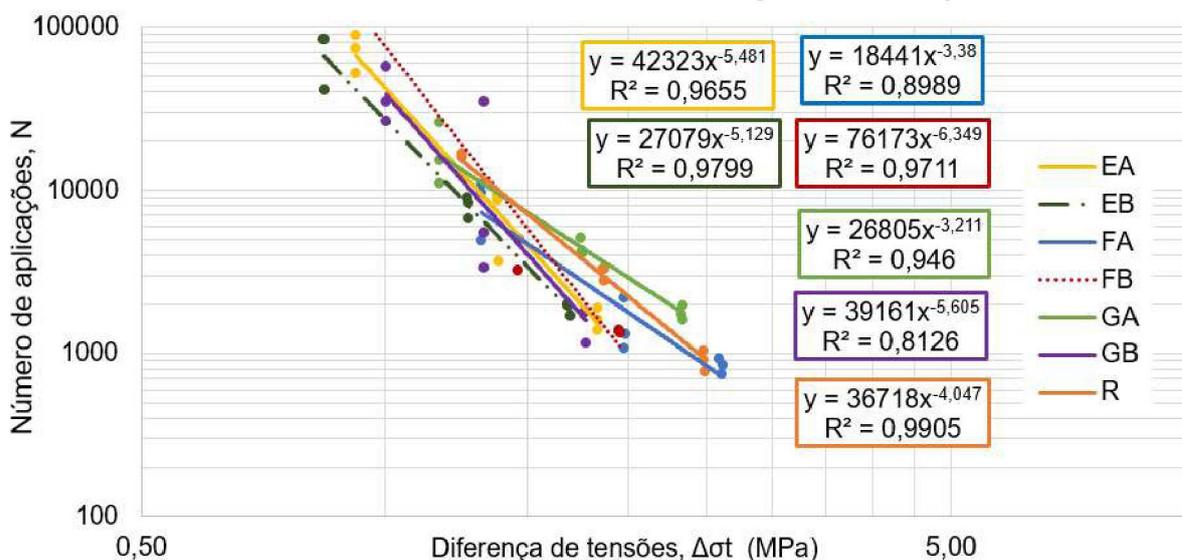


Figura 83 - Resultados do ensaio de fadiga em função da diferença de tensões

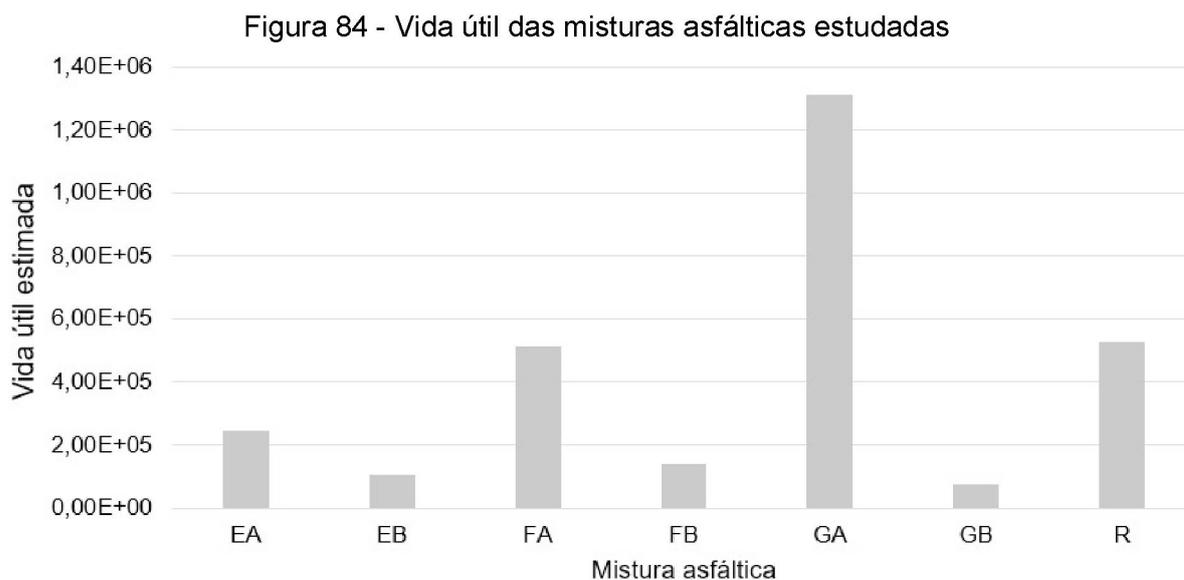


4.3.4. Avaliação do desempenho das misturas asfálticas

Os resultados da vida útil estimada para cada mistura asfáltica estudada são apresentados no Quadro 18. Estes dados foram determinados a partir da análise mecanicista realizada pelo programa computacional AEMC (Análise Elástica de Múltiplas Camadas), associado ao programa MeDiNa (FRANCO, 2018). A Figura 84 ilustra, em forma de gráfico, os resultados da vida útil das misturas asfálticas estudadas.

Quadro 18 - Vida útil com base nas curvas de fadiga

Tipo de mistura asfáltica	MR (MPa)	Modelo de fadiga	Modelo vida à fadiga $N=k_2*(1/\epsilon t)^{n_2}$		Deformação específica de tração (ϵt)	Vida útil estimada
			k_2	n_2		
EA	4647,00	$y= 7E-12 \epsilon t^{-3,672}$	7,0E-12	3,672	0,000383	2,47E+05
EB	3833,00	$y=7E-13 \epsilon t^{-3,909}$	7,0E-13	3,909	0,000425	1,06E+05
FA	5845,00	$y= 3E-10 \epsilon t^{-3,235}$	3,0E-10	3,235	0,000337	5,15E+05
FB	4425,00	$Y=7E-15 \epsilon t^{-4,492}$	7,0E-15	4,492	0,00039	1,39E+05
GA	5941,00	$y= 1E-06 \epsilon t^{-2,335}$	1,0E-06	2,335	0,000334	1,31E+06
GB	4836,00	$Y= 2E-13 \epsilon t^{-3,962}$	2,0E-13	3,962	0,000375	7,53E+04
R	3982,00	$y= 5E-08 \epsilon t^{-2,669}$	5,0E-08	2,669	0,000416	5,27E+05



A partir dos resultados de vida útil estimada, verifica-se que nenhuma das misturas asfálticas estudadas e aplicadas sobre a estrutura do pavimento proposto atenderia ao fluxo de veículos que foi adotado inicialmente e hipoteticamente, ou seja, N igual a $8,01 \times 10^6$. Sendo assim, seria necessário redimensionar a estrutura do pavimento com outras espessuras para atendimento do N de projeto.

Os resultados determinados a partir da simulação da estrutura de pavimento no AEMC mostraram que a vida útil estimada das misturas estudadas apresentou valores muito diferentes entre si, chegando a ter uma diferença significativa de uma ordem de grandeza entre a mistura mais durável e a menos durável.

No caso das misturas com escória, tanto a mistura EA como a EB apresentaram valores de vida útil estimada menores aos da mistura R. A mistura EA teve menor desempenho em relação à mistura R devido, possivelmente, ao fato da alta porosidade da escória, utilizada na fração fíler, ter absorvido parte do asfalto total da mistura, reduzindo dessa maneira a quantidade de ligante disponível para promover o recobrimento adequado dos agregados. Essa diminuição da quantidade de asfalto, pode ter diminuído a adesão entre as partículas de agregados e enfraquecido a capacidade de recuperação elástica da mistura. A mistura EB, por sua vez, teve um desempenho a vida à fadiga menor que a mistura EA, visto que a mistura EB possui uma maior quantidade de escória na mistura, podendo ter absorvido uma maior quantidade de asfalto e diminuindo, ainda mais, a adesão entre os agregados. Para

compensar estas perdas de adesão, seria recomendável dosar as misturas com escória com uma quantidade maior de asfalto.

Quanto às misturas com fibra, a mistura FA apresentou vida útil semelhante à da mistura R, apesar da mistura FA ser uma mistura mais rígida, com maior valor de módulo de resiliência. Misturas asfálticas mais rígidas são mais suscetíveis ao dano por fadiga, devido à baixa taxa de relaxação e por isso, há maiores taxas de acúmulo de dano (BUCHWEITZ; FAXINA, 2017). No entanto, para o caso da mistura FA, a adição de 0,2% de fibras de aço, por peso da mistura, compensou o aumento da rigidez devido as fibras de aço atuarem como barreira na propagação das microfissuras. Da mesma forma, a elasticidade das fibras de aço pode ter contribuído para diminuir a intensidade do dano por fadiga durante o ensaio. Já a mistura FB, que tem maior teor de fibras de aço, apresentou uma queda no desempenho a fadiga em relação a mistura FA. Uma hipótese para tal situação, deve-se ao fato da mistura FB possuir menor quantidade de asfalto disponível para recobrir a superfície dos agregados e fibras, e, portanto, menor adesão entre as partículas para resistir as tensões de tração, causando um comportamento similar ao das misturas com escória.

Finalmente, nas misturas com pó de grafite, a mistura GA foi a que apresentou maior desempenho em relação à vida útil, ou seja, a que resistiu ao maior número de ciclos de carga de todas as misturas estudadas. Uma hipótese para este comportamento estaria relacionada ao fato do teor de finos de pó de grafite, os quais estão incorporados na matriz de asfalto, atuarem como uma barreira na propagação de microfissuras de forma mais efetiva do que as misturas com adição de escória ou fibras. Adicionalmente, verifica-se que embora a rigidez da mistura FA e da GA são, estatisticamente iguais, a vida útil estimada para a mistura GA é quase 20 vezes maior do que a mistura FA. No caso da mistura GB, a mesma teve um desempenho inferior ao da mistura GA em razão, possivelmente, da menor quantidade de asfalto disponível para resistir as tensões de tração. Este comportamento pode ser similar ao da mistura EB; no entanto, enquanto a diferença na vida útil estimada entre as misturas EA e EB, com 15% e 50% de substituição do filer por escória, foi de pouco de 100%, no caso das misturas GA e GB, com 15% e 50% de substituição do filer por pó de grafite, foi de, aproximadamente, 1.700%.

Assim, ao que parece, a substituição de pequenas porcentagens de filer por pó de grafite, pode contribuir com o incremento da vida útil da mistura asfáltica. Nesse sentido, se faz necessário o estudo mais aprofundado deste tipo de misturas,

abordando uma quantidade maior de porcentagens de adição de pó de grafite além dos já estudados.

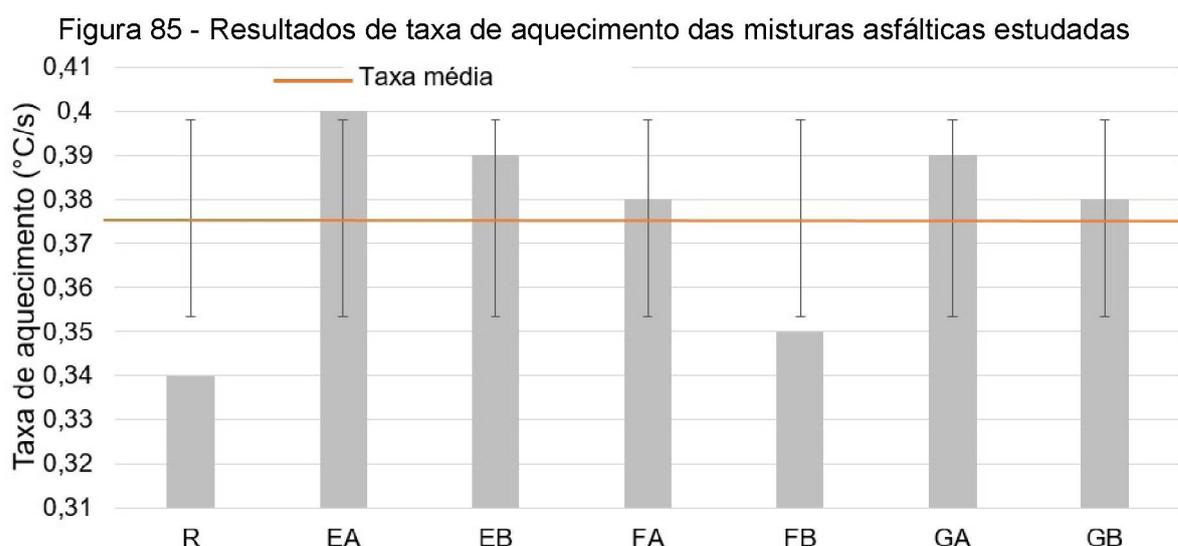
4.4. ETAPA 4 – DETERMINAÇÃO DA TAXA DE AQUECIMENTO

Os corpos de provas antes de serem aquecidos, foram climatizados em uma câmara na temperatura de 25 °C. A partir da taxa de aquecimento, determinou-se o tempo necessário para aquecer a superfície dos corpos de provas em 50°C, 75°C e 100°C. Os resultados são apresentados no Quadro 19.

Quadro 19 - Taxa de aquecimento e tempo necessário para atingir 50 °C, 75 °C e 100°C a temperatura superficial de corpos de provas

Tipo de mistura	Taxa (°C /s)	Tempo necessário para aquecer (s)		
		50 °C	75 °C	100 °C
R	0,34	74	147	221
EA	0,40	63	125	188
EB	0,39	65	129	194
FA	0,38	66	131	197
FB	0,35	71	142	212
GA	0,39	65	129	194
GB	0,38	66	133	199

A Figura 85 apresenta os resultados da taxa de aquecimento das misturas asfálticas estudadas.



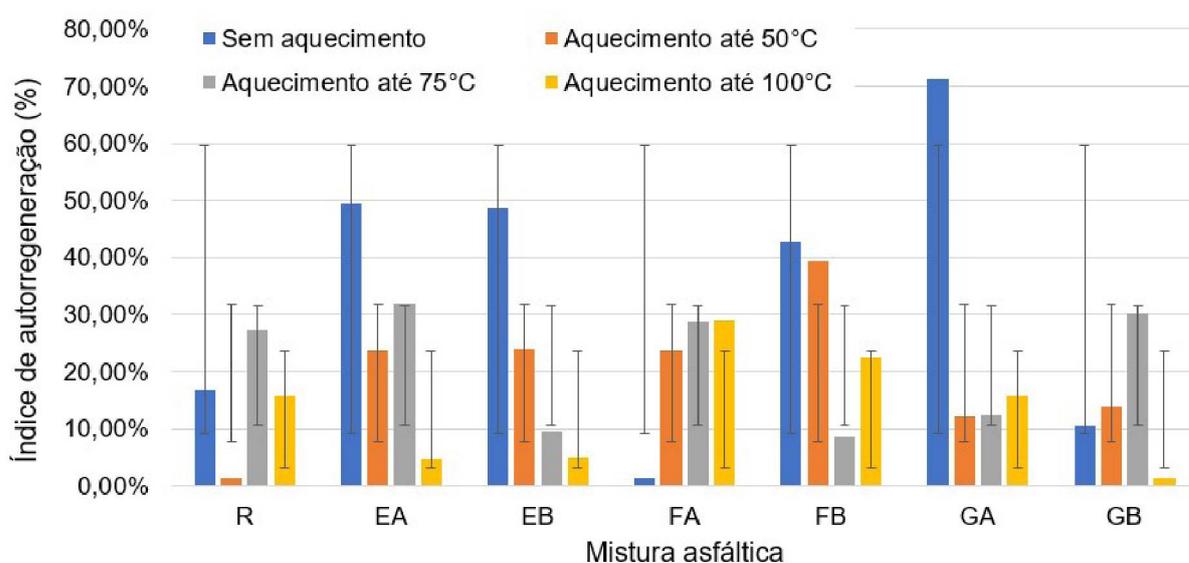
Ao analisar os resultados da taxa de aquecimento, verifica-se que todas as adições independentes do teor, promoveram maior taxa de aquecimento em relação

a mistura R (0,34 °C/s). A taxa de aquecimento média foi maior nas misturas contendo escória de alto forno e grafite em razão destas adições promoverem misturas mais homogêneas, permitindo que o aquecimento ocorra de forma mais distribuída. As misturas contendo fibras de aço sofreram maior aquecimento nos pontos em que há maior concentração de fibras de aço e menor aquecimento onde há falta das fibras resultando dessa forma, num aquecimento médio não tão eficiente.

4.5. ETAPA 5 – AVALIAÇÃO DO TEMPO DE AQUECIMENTO NO ÍNDICE DE AUTORREGENERAÇÃO

A Figura 86 apresenta os resultados do índice de autorregeneração das misturas asfálticas estudadas, os quais foram obtidos a partir das médias de duas amostras. Os corpos de provas foram aquecidos em micro-ondas em um determinado tempo, o qual corresponde ao tempo necessário para a temperatura média superficial do corpo de prova atingir a temperatura de 50 °C, 75 °C e 100 °C. O tempo adotado para atingir os níveis de temperatura supracitados são apresentados no Quadro 19. Após o aquecimento os corpos de prova ficaram em repouso por três horas e em seguida, efetuou-se o ensaio de fadiga. Os resultados individuais do ciclo de regeneração das misturas asfálticas são apresentados no Apêndice D.

Figura 86 - Índice de autorregeneração médio das misturas asfáltica em função da temperatura média superficial com tempo de repouso de 3 horas



Ao avaliar os resultados dos ensaios verifica-se que as misturas EA, EB, FB e GA alcançaram regeneração sem aquecimento, acima de 40%, a qual é superior à

regeneração obtida pelas mesmas misturas com aquecimento. Uma possibilidade para a regeneração sem aquecimento ter ocorrido após o período de repouso está relacionada ao fenômeno tixotrópico que é diferente do fenômeno de autorregeneração. A tixotropia é a característica de materiais asfálticos alterarem a microestrutura, que por sua vez altera a viscosidade do asfalto. Durante o ensaio de fadiga ocorre a perda de rigidez devido ao dano por fadiga, mas também devido a mudanças microestruturais que reduzem a viscosidade do asfalto. Durante o período de repouso, a rigidez é recuperada em função do retorno das microestruturas iniciais (SUN *et al.*, 2018). Neste caso, o fenômeno tixotrópico das misturas avaliadas sem aquecimento, parece ter tido maior influência na regeneração do que o efeito do aquecimento.

Nas misturas com escória, a mistura EA obteve o IA de 23,7% ao ser aquecida até 50°C e de 31,8% ao ser aquecida até 75°C. Portanto, desprezando-se os resultados de autorregeneração sem aquecimento, conclui-se que a temperatura de 75°C é a temperatura ideal para promover maior IA na mistura EA. A mistura EB obteve o IA de 24% ao ser aquecida até 50°C e IA de 9,53% ao ser aquecida até 75°C. Sendo assim, para a mistura EB a temperatura de 50°C foi a que promoveu maior IA. Adicionalmente, verifica-se que a mistura EA apresentou desempenho um pouco melhor em relação a autorregeneração do que a mistura EB devido a mistura EA possuir maior quantidade de asfalto disponível para fluir entre as microfissuras. Portanto, a substituição da fração fíler em 15%, do peso do ligante, por escória de alto forno em misturas asfálticas, promove um desempenho melhor em relação a níveis de autorregeneração do que misturas contendo 50% da fração fíler por escória de alto forno. A temperatura de 100 °C não promoveu um IA satisfatório para ambas as misturas EA e EB (IA menor que 10%) em virtude de o aquecimento ter, possivelmente, amolecido o ligante até o ponto do mesmo ter ficado tão fluído que causou a mudança na distribuição dos materiais, heterogeneidade, dentro do corpo de prova; ou seja, o asfalto pode ter fluído para espaços localizados na base do corpo de prova, deixando a parte próxima do topo com menor quantidade de asfalto. Essa mudança na distribuição do asfalto pode ter diminuído a resistência da mistura às tensões de tração aplicadas durante o ensaio de fadiga.

Quanto às misturas com fibras, a mistura FA obteve um IA de 23,7% ao ser aquecida até 50°C e 28,7% ao ser aquecida até 75°C. O aquecimento em até 100°C resultou em um IA de 29,0 %. Portanto, conclui-se que o aquecimento das misturas

FA acima de 50°C, não acrescenta um IA expressivo ao comparar com os resultados de 50°C. Sendo assim, 50°C seria a temperatura ideal para promover autorregeneração em mistura FA. A mistura FB obteve IA de 39,5% ao ser aquecida até 50°C, IA de 8,7% ao ser aquecida até 75°C e IA de 22,6% ao ser aquecida até 100°C. Assim, conclui-se que a temperatura de 50°C é, também, a temperatura ideal para promover a autorregeneração nessa mistura. Nota-se que a mistura FB apresentou taxa de autorregeneração maior que a mistura FA ao ser aquecida até 50°C, logo, é possível, concluir que adições de 0,4% de fibras de aço por peso total nas misturas asfálticas favorecem uma maior autorregeneração do que adições de 0,2%. O melhor resultado de autorregeneração em misturas contendo 0,4% de fibras pode estar relacionado com o fato de a mistura possuir maior quantidade de fibras distribuída na sua matriz, favorecendo o aquecimento em mais regiões internas da mistura asfáltica, que por sua vez promoveu a fluidez do asfalto para fechamento das microfissuras.

Nas misturas com pó de grafite, a mistura GA obteve um IA de 12,2%, 12,4% e 15,7% para o aquecimento em até 50°C, 75°C e 100°C, respectivamente. Deste modo, a temperatura de aquecimento de 50°C é a mais eficiente para regenerar a mistura GA, visto que o acréscimo no IA em uma temperatura maior, não foi tão relevante. A mistura GB apresentou IA de 13,9%, 30,1% e 0,0% para aquecimento em até 50°C, 75°C e 100°C, respectivamente. Portanto, a temperatura de aquecimento em até 75°C foi a mais eficaz na regeneração da mistura GB devido ao maior IA. Ademais, a mistura GB apresentou melhor IA que a mistura GA, especialmente ao ser aquecida em 75°C. Uma possibilidade para o melhor desempenho da mistura GB ao nível de regeneração é devido ao maior teor de grafite, o qual promoveu o aquecimento interno em mais regiões que a mistura GA, fazendo com que o asfalto possa fluir e preencher as microfissuras causadas pelo dano de fadiga.

Neste ponto, a mistura GA sem aquecimento apresentou um resultado de regeneração muito promissor, com um IA de 71,3%, o qual foi o maior valor para todas as misturas estudadas. Para esta situação, a hipótese do processo de autorregeneração apresentada neste trabalho não se aplica, sendo necessário buscar outras hipóteses e realizar ensaios adicionais que permitam avaliar mais profundamente o processo regenerativo do asfalto contendo adições de pó de grafite, sem aquecimento.

Quando se comparam os três tipos de adições estudadas, escória de alto forno, fibras de aço e pó de grafite, os maiores resultados de IA com tempo de repouso de 3 horas foram semelhantes. A mistura EA apresentou IA de 31,8%, a mistura FB resultou em 39,5% e a GB em 30,1%; a diferença entre os valores é pouco mais de 10%.

Conclui-se, então, a partir dos dados analisados, que a faixa de temperatura entre 50°C e 75°C para as misturas asfálticas estudadas foi a que promoveu maior IA (desconsiderando os resultados de autorregeneração sem aquecimento). Dessa forma, foi avaliado o IA das misturas para um período de repouso de 24 horas, sendo que o tempo de aquecimento adotado correspondente ao tempo que promoveu maior IA com repouso de 3 horas. No geral, percebe-se que o IA para as misturas que foram aquecidas, não foram superiores a 40%. A autorregeneração não foi maior, possivelmente em razão do dano aplicado no ensaio de fadiga por compressão diametral (redução em até 50% do módulo de resiliência) ter sido muito agressivo, visto que se observava no final do ensaio, a amostra deformada, dano que não é recuperável. O Quadro 20 apresenta o tempo de aquecimento adotado com a respectiva temperatura final para cada mistura estudada.

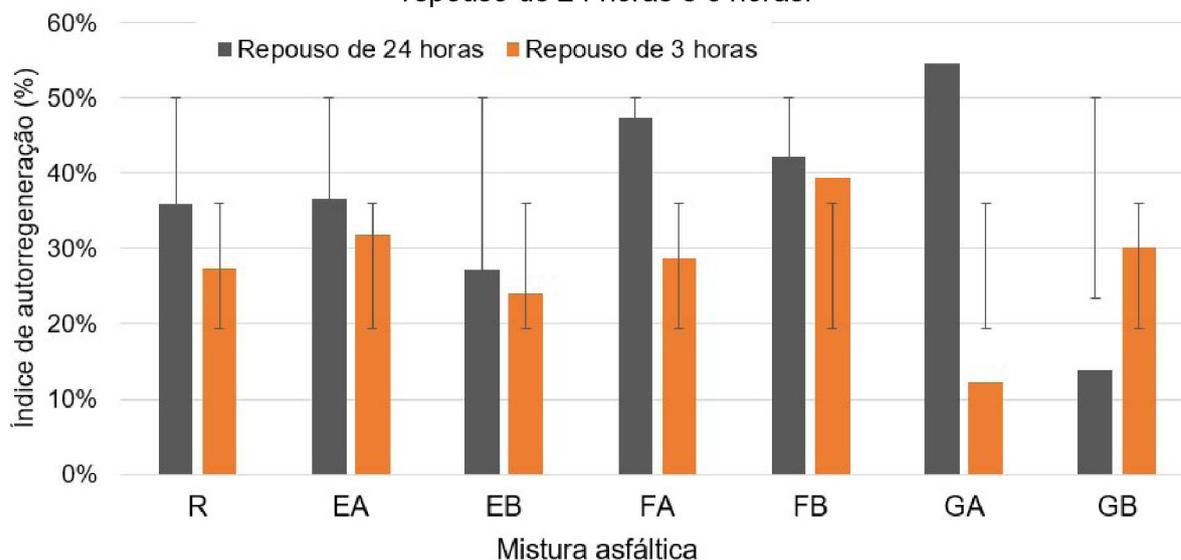
Quadro 20 - Tempo e temperatura de aquecimento que promoveram maior IA com tempo de repouso de 3 horas

Tipo de mistura	Tempo necessário (s)	Temperatura (C°)	IA (%)
R	147	75	30,9
EA	125	75	31,8
EB	65	50	24,0
FA	131	75	28,7
FB	71	50	39,5
GA	65	50	12,2
GB	133	75	30,1

4.6. ETAPA 6 – AVALIAÇÃO DO TEMPO DE REPOUSO NO ÍNDICE DE AUTORREGENERAÇÃO

A Figura 87 compara os resultados do índice de autorregeneração (IA) das misturas asfálticas com repouso de 24 horas e de 3 horas. Os resultados individuais do ciclo de regeneração das misturas asfálticas são apresentados no Apêndice D.

Figura 87 - Índice de autorregeneração médio das misturas asfálticas com tempo de repouso de 24 horas e 3 horas.



Ao avaliar a Figura 87, verifica-se que o IA da maioria das misturas estudadas incrementou-se quando o tempo de repouso foi de 24 horas, comparado com o tempo de repouso de 3 horas. Assim, é possível perceber que quanto maior o tempo de repouso maior é o IA. A razão pela qual o incremento do IA promovido pelo maior tempo de repouso não apresenta uma percentagem constante ou proporcional para todas as misturas estudadas pode depender de muitos fatores: tipo de adição, temperatura de aquecimento, heterogeneidade da mistura, entre outros. A autorregeneração em misturas asfálticas é complexa pois envolve o conhecimento aprofundado do comportamento viscoelástico do asfalto, bem como separar os efeitos da autorregeneração dos efeitos da tixotropia. Foram encontrados pouquíssimos estudos sobre misturas asfálticas autorregenerativas, sendo que muitas destas são recentes, mostrando que o assunto é inovador e necessita ser aprofundado em vários aspectos.

CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O presente estudo investigou a capacidade autorregenerativa de trincas por fadiga em misturas asfálticas densa com ligante asfáltico CAP 50/70 sem e com a adição de fibras de aço, escória de alto forno e pó de grafite. Posteriormente, foram avaliadas características mecânicas e o desempenho da mistura convencional (mistura R) e das misturas contendo escória de alto forno (mistura EA e EB), fibras de aço (mistura FA e FB) e pó de grafite (mistura GA e GB). A seguir, são listadas as principais conclusões e considerações sobre o presente estudo:

Caracterização mecânica – Resistência à tração:

- Todas as misturas asfálticas estudadas, sem e com adições, alcançaram resultados de resistência à tração superior a 0,65 MPa, o qual é o mínimo exigido pela norma do DNIT 031-ES (2006);
- A menor resistência das misturas com adições pode estar relacionada com o fato de a quantidade de asfalto utilizada não ser a adequada para as misturas, visto que as mesmas foram moldadas com o mesmo teor de ligante do que a mistura de referência. No caso das misturas com escória de alto forno e pó de grafite, as mesmas podem apresentar valores de área específica superiores aos da mistura de referência. Adicionalmente, a escória de alto forno possui alta porosidade e por isso absorve mais asfalto; e
- O maior valor de resistência, tomando em consideração cada tipo de adição, foi registrado para a mistura com a menor porcentagem de adição. Dessa forma, é possível concluir que, quanto maior a quantidade da adição da mistura, menor a resistência à tração.

Caracterização mecânica – Módulo de resiliência:

- As misturas com adições apresentaram valores de módulo de resiliência superiores ao da mistura de referência (mistura R). Este comportamento pode estar relacionado com a diminuição da elasticidade decorrente da

diminuição da quantidade de asfalto disponível para recobrimento das partículas, nas misturas com adições; e

- Os valores dos módulos das misturas com adições reduziram quando a porcentagem da adição na mistura aumentava. No caso das misturas com fibras, estas adições podem ter promovido um maior intertravamento entre as partículas de agregados. No caso das misturas com pó de grafite, o mesmo, por ser um material muito fino é facilmente incorporado na matriz de asfalto, pode ter atuado como uma barreira na propagação das microfissuras, e, por isso, favoreceu o aumento da rigidez da mistura.

Caracterização mecânica – Desempenho à fadiga:

- Quanto à simulação realizada para avaliação da vida útil do pavimento, os resultados mostraram que quase todas as misturas, com exceção da mistura GA, com 15% de adição de pó de grafite em substituição do fíler, apresentaram um desempenho inferior ao da mistura de referência;
- No caso da mistura GA, apesar de mesma ser uma mistura mais rígida, pode ter sido favorecida pelo teor de finos do grafite que incorporado na matriz de asfalto atuou como uma barreira na propagação de microfissuras e melhorou a resistência da mistura ao dano por fadiga; e
- A mistura asfáltica FA, contendo 0,2% de fibras de aço por peso total da mistura, apesar de ser mais rígida que a mistura de referência, apresentou um desempenho à fadiga similar a mistura de referência, possivelmente, em razão das fibras atuarem como barreira na propagação das microfissuras e contribuírem para a elasticidade da mistura.

Taxa de aquecimento:

- As adições de pó de grafite, escória de alto e fibras de aço nas misturas asfálticas estudadas, promoveram um incremento na taxa de aquecimento das misturas asfálticas;
- O incremento da taxa de aquecimento não foi proporcional à porcentagem de adição dentro da mistura. Nesse caso, é possível que os resultados

tenham sido influenciados pela forma em que a adição ficou distribuída na mistura asfáltica; e,

Tempo de aquecimento no índice de autorregeneração

- O tempo de aquecimento ideal para promover maior regeneração das misturas asfálticas correspondente ao tempo necessário para que a temperatura superficial atinja entre 50 e 75°C;
- Nas misturas com adição de escória e de fibras, a temperatura de aquecimento para promover IA foi menor quanto maior o teor de escória ou de fibras presente na mistura. Apenas para a mistura contendo pó de grafite que o resultado foi inverso;
- Os resultados para índice de autorregeneração, após aquecimento, mostraram que a adição de escória de alto forno é mais efetiva para regenerar a mistura asfáltica do que o pó de grafite. Os resultados podem ter relação com a quantidade de asfalto disponível para fluir, que seria menor para as misturas com pó de grafite, as quais tem uma área superficial maior; e
- Quanto às misturas asfálticas com fibras de aço, a mistura contendo 0,4% de adição de fibras apresentou um índice de autorregeneração maior ao da mistura com 0,2% de fibras.

Tempo de repouso no índice de autorregeneração

- A misturas estudadas, com exceção da mistura GB, apresentaram um incremento no índice de autorregeneração quando o tempo de repouso variou de três para 24 horas; e,
- O tempo de repouso de 24 horas após o dano por fadiga, seguida de aquecimento em micro-ondas não teve influência significativa no índice de autorregeneração, em comparação com o tempo de repouso de 3 horas para as misturas asfálticas R, EA, EB e FB. Esta influência, porém, foi significativa nos ensaios realizados nas misturas FA, GA e GB.

5.1 RECOMENDAÇÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Para futuros trabalhos de misturas asfálticas autorregenerativas, sugere-se como principais recomendações, o seguinte:

- Avaliar o índice de regeneração com aplicação de níveis de tensão de tração maiores e menores no ensaio de fadiga por compressão diametral
- Avaliar se a redução em 50% do módulo de resiliência é satisfatória como critério de paralisação de ensaio de fadiga por compressão diametral para regenerar a mistura asfáltica;
- Comparar o índice de regeneração de misturas asfálticas que sofreram danos por fadiga no ensaio por compressão diametral com misturas que sofreram danos por fadiga no ensaio de fadiga por flexão em quatro pontos;
- Investigar de forma mais aprofundada a capacidade autorregenerativa de misturas asfálticas contendo 15% de grafite, sem aquecimento; e,
- Avaliar a taxa de aquecimento e o índice de autorregeneração em misturas asfálticas com teores de adição diferentes aos avaliados no presente estudo.

REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T 166-15**: Standard Method of Test for Bulk specific gravity of compacted asphalt mixtures using saturated surface-dry specimens. Washington, 2015.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D 5 - 06: Standard Test Method for Penetration of Bituminous Materials. Philadelphia, Pa., 2006.

_____. **ASTM D 36**: Standard Test Method for Softening Point of Bitumen (Ring-and-Ball Apparatus). Philadelphia, Pa., 2009.

_____. **ASTM D 70**: Standard Test Method for Specific Gravity and Density of Semi-Solid Bituminous Materials (Pycnometer Method). Philadelphia, Pa., 1994.

_____. **ASTM D 92**: flash and fire points by Cleveland open cup. Philadelphia, Pa., 1978

_____. **ASTM D 113**: ductility of bituminous materials. Philadelphia, Pa., 1994.

_____. **ASTM D 2042**: solubility of asphalt materials in trichloroethylene. Philadelphia, Pa., 1994.

_____. **ASTM D 2872**: Standard Test Method for Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test). Philadelphia, Pa., 2009.

_____. **ASTM D 4123**: Standard Specification for Indirect Tension Test for Resilient Modulus of Bituminous Mixtures. Philadelphia, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR NM 52**: Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NBR 7809**: Agregado graúdo — Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro — Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR 12948**: Materiais para concreto betuminoso usinado a quente. Rio de Janeiro, 1993.

_____. **NBR 15184**: Materiais betuminosos - Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando um viscosímetro rotacional. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR 15619**: Misturas asfálticas - Determinação da densidade máxima teórica e da massa específica máxima teórica em amostras não compactadas. Rio de Janeiro, 2016.

AYAR, P.; NAVARRO, F. M.; GÁMEZ, M. C. R. The healing capability of asphalt pavements: a state of the art review. **Cleaner Production**, 113, p. 28-40, 2016. Disponível em <<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0959652615018582>>. Acesso em: 08 out. 2017.

BAAJ, H. **Comportement a la fatigue des matériaux granulaires traités aux liants hydrocarbonés**. Tese de doutorado - Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2002.

BALBO, José Tadeu. **Pavimentação Asfáltica**: materiais, projetos e restauração. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BARDINI, Vivian Silveira dos Santos, KLINSKY, Luis Miguel Gutiérrez; FERNANDES JR, José. A importância do fíler para o bom desempenho de misturas asfálticas. **Revista Minerva**, pesquisa e tecnologia, v. 7, 2009.

BERNUCCI, Liedi Bariani *et al.* **Pavimentação Asfáltica**: formação básica para engenheiros. 4. ed. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2010. 504 p.

BRASIL. DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM – DAER. **Manual de ensaios**, v. 2. Rio Grande do Sul, 2011.

BRASIL. DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGEM – **Instrução de Projeto IP-DE-P00/001**. São Paulo, 2006.

BRASIL. DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGENS - DNER. Método de projeto de pavimentos flexíveis. Ministério dos Transportes. Dep. Nacional de Estradas de Rodagem. 1981

BRASIL. DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGENS – **NORMA DNER- 031/06 – ES**: Pavimentos flexíveis - Concreto asfáltico - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NORMA DNER 035/1998 - ME**: Agregados – determinação da abrasão “Los Angeles” - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1998.

_____. **NORMA DNER 081/1998 - ME**: Agregados – determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1998.

_____. **NORMA DNER 083/1998 - ME**: Agregados – análise granulométrica - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1998.

_____. **NORMA DNER 084/1995 - ME**: Agregado miúdo – determinação da densidade real - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1995.

_____. **NORMA DNIT 131/2010 - ME**: Materiais asfálticos – Determinação do ponto de amolecimento – Método do Anel e Bola - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NORMA DNIT 136/2018 - ME:** Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018.

_____. **NORMA DNIT 141/2010 - ES:** Pavimentação - Base estabilizada granulometricamente - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NORMA DNIT 155/2010 - ME:** Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas – Determinação da penetração– Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NORMA DNIT 183/2018 - ME:** Pavimentação asfáltica – Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NORMA DNER 193/96 – ME:** Materiais betuminosos líquidos e semi-sólidos – determinação da densidade e da massa específica. Rio de Janeiro, 1996.

_____. **NORMA DNER 367/97 – EM:** Materiais de enchimento para misturas betuminosas. Rio de Janeiro, 1997.

_____. **Manual de pavimentação.** Rio de Janeiro, 2006.

BRASIL. MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES, PORTOS E AVIAÇÃO CIVIL. **Execução Orçamentário-Financeira: principais resultados.** Brasília, 2018. 82p. Disponível em: < <http://transportes.gov.br/ultimas-noticias/8424-minist%C3%A9rio-divulga-balan%C3%A7o-de-obras-e-investimentos-realizados-em-2018.htm> >. Acesso em: 26 jul. 2018.

BUCHWEITZ, Andrise; FAXINA, Adalberto Leandro. **Comportamento à fadiga de misturas asfálticas finas com adição de mistura asfáltica fresada e resíduo de óleo de xisto.** XXXI ANPET - Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes. Recife, 2017.

CALLEBAUT, Jean. **Application note: induction heating.** Out. 2014. 13p. Disponível em: <<https://pt.slideshare.net/sustenergy/cu0123-an-induction-heating-v2> >. Acesso em: 28 jul. 2019.

CBB Asfaltos. Certificado de ensaio, nº 0212-2018, 2018.

CERATTI, J. A. P.; BERNUCCI, L. B.; SOARES, J. B. **Utilização de ligantes asfálticos em serviços de pavimentação.** ABEDA - Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfaltos. Rio de Janeiro, 2015. 144p.

CERATTI, Jorge Augusto Pereira; REIS, Rafael Marçal Martins. **Manual de dosagem de concreto asfáltico.** Oficina de Textos. São Paulo, 2014. 149p.

CERVO, T. C. **Estudo da resistência à fadiga de concretos de cimento Portland para pavimentação.** Tese de doutorado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004. 242p.

COLPO, G. B. **Análise de fadiga de misturas asfálticas através do ensaio de flexão em viga quatro pontos**. Dissertação de mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2014.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE – CNT. Pesquisa CNT de rodovias 2018: relatório gerencial. Brasília: CNT : SEST SENAT, 2018. Disponível em: < <https://pesquisarodovias.cnt.org.br/Paginas/relatorio-gerencial> > Acesso em: 22 de jul. 2019.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE – CNT. Boletim Estatístico. Brasília: CNT, fevereiro 2019. Disponível em: < <https://www.cnt.org.br/boletins> > Acesso em: 22 de jul. 2019.

CONTRERAS, J. N., *et al.* Effect of fibres addition on the physical and mechanical properties of asphalt mixtures with crack-healing purposes by microwave radiation. **Materials & design**, v. 106, p. 404-414, 2016. Disponível em: < <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0264127516307006> >. Acesso em: 19 abr. 2017.

CONTRERAS, J. N.; CONCHA, J. L. Self-healing of asphalt mixtures via microwave heating. In **ISAP 2016 Symposium**, 2016, Jackson, Wyoming. United States. Disponível em: < https://www.researchgate.net/publication/305847215_Self-healing_of_asphalt_mixtures_via_microwave_heating >. Acesso em: 30 jul. 2017.

CONTRERAS, J. N.; GARCÍA, A. Self-healing of asphalt mixture by microwave and induction heating. **Construction and Building Materials**, v. 127, p. 369-382, 2016. Disponível em: < <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061816316099> >. Acesso em: 25 jul. 2017.

CHUNG, K. *et al.* Preparation and characterization of microcapsule-containing self-healing asphalt. **Journal of industrial and Engineering Chemistry**, v. 29, p. 330-337, 2015. Disponível em: < <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1226086X15001409> >. Acesso em: 11 out. 2017.

DAI, Q.; WANG, Z.; HASAN, M. R. M. Investigation of induction healing effects on electrically conductive asphalt mastic and asphalt concrete beams through fracturehealing tests. **Construction and Building Materials**, v. 49, p.729-737, 2013. Disponível em: < <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061813008325> >. Acesso em: 14 abr. 2017.

DIPIL INDÚSTRIA QUÍMICA. Ficha Técnica. Disponível em: < http://dipil.com.br/wp-content/uploads/2017/08/FT_MADEGRAFITE_Fev_2016.pdf >. Acesso em: 10 Jun. 2018.

DORÉ, G., ZUBECK, H. K. Cold Regions Pavement Engineering. Estados Unidos: McGraw-Hill books, 2009.

EN 12697-24: 2018. Bituminous mixtures. Test methods. Part 24: Resistance to fatigue. Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas, 2018.

FHWA, FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION; NHI, NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE. **Superpave Fundamentals Reference Manual**, FHWA-NHI-131053, 2000.

FLIR SYSTEMS. SOFTWARE FLIR TOOLS. 2016.

FONTES, L. P. T. da L. **Optimização do desempenho de misturas betuminosas com betume modificado com borracha para reabilitação de pavimentos**. Tese de doutorado - Universidade do Minho, Escola de Engenharia, Minho, 2009. Disponível em: <http://repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/9601>. Acesso em: 24 jun. 2018.

FRANCO, F.A.C.P., **Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos - SISPAV**, 2007, 294p. Tese (Doutorado em ciências em engenharia civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

FRANCO, F.A.C.P. **MeDiNa**. Versão 1-1-1. São Paulo, 2018.

FRANESQUI, M. A.; YEPES, J.; GONZÁLEZ, C. G. Top-down cracking self-healing of asphalt pavements with steel fíler from industrial waste applying microwaves. **Construction and Building Materials**, v. 149, p.612-620, 2017. Disponível em: < <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061817310553>>. Acesso em: 10 ago. 2017.

GALLEGO, J. *et al.* Heating asphalt mixtures with microwaves to promote self-healing. **Construction and Building Materials**, v. 42, p.1-4, 2013. Disponível em: < <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061812009634>>. Acesso em: 14 jul. 2017.

GARCÍA, Alvaro; CONTRERAS, José Norambuen; PARTL, Manfred N. A parametric study on the influence of steel wool fibers in dense asphalt concrete. **Materials and Structures**, v.47, n.9, p.1559-1571, jul. 2013. Disponível em: < https://www.researchgate.net/publication/247158351_A_parametric_study_on_the_influence_of_steel_wool_fibers_in_dense_asphalt_concrete>. Acesso em: 12 abr. 2017.

GARCÍA, Alvaro. *et al.* Crack repair of asphalt concrete with induction energy. **Heron**, v. 56, 2011. Disponível em:<<https://www.researchgate.net/publication/236683573>>. Acesso em: 24 mar. 2017.

GARCÍA, Alvaro *et al.* Self-healing of open cracks in asphalt mastic. **Fuel**, v.93, p.264-272, mar. 2012a. Disponível em: <

<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0016236111005497> >. Acesso em: 09 jun. 2018

GARCÍA, Alvaro *et al.* Optimization of composition and mixing process of a self-healing porous asphalt. **Construction and Building Materials**, v.30, p. 59-65, dez. 2012b. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061811006647>>. Acesso em: 30 mar. 2017.

GARCÍA, Alvaro *et al.* Uniformity and mechanical properties of dense asphalt concrete with steel wool fibers. **Construction and Building Materials**, Switzerland, v.43, p.107-117, mar. 2013a. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061813000949>>. Acesso em: 18 mar. 2017.

GARCÍA, Alvaro *et al.* Induction healing of dense asphalt concrete. **Construction and Building Materials**, Switzerland, v.49, p.01-07, dez. 2013b. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061813007289>>. Acesso em: 18 mar. 2017.

GARCÍA, Alvaro *et al.* Single and multiple healing of porous and dense asphalt concrete. **Journal of Intelligent Material Systems and Structures**. 2014. Disponível em: <<https://www.researchgate.net/publication/261223244>>. Acesso em: 27 abr. 2017.

GARCÍA, A.; JELFS, J.; AUSTIN, C. J. Internal asphalt mixture rejuvenation using capsules. **Construction and Building Materials**, v.101, p.309-316, 2015. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061815304839>>. Acesso em: 07 nov. 2017.

HUANG, y. h. **Pavement Analysis and Design**. 2 ed. Estados Unidos: Pearson Prentice Hall, 2004. 785 p.

HUANG, S.; DI BENEDETTO, H. **Advances in Asphalt Materials Road and Pavement Construction**. Reino Unido: Elsevier Ltd, 2015. 472 P.

JACKSON, N.M.; CZOR, L.J. 100 mm diameter mold used with Superpave gyratory compactor. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 15, 2003.

KLAMT, RODRIGO ANDRÉ; SPECHT, LUCIANO PIVOTO; BUDNY, JAELSON; KNIERIM, LUCIÉLE DA SILVA. A influência da sobrecarga nos pavimentos e a importância da fiscalização de pesagem veicular nas rodovias brasileiras. **Revista CIATEC – UPF**, v.9, n. 2, p. 52-65, 2017.

KÖK, B. V.; YILMAZ, M.; ERKUS, Y. Effects of graphite on mechanical properties of stone mastic asphalt pavement. **Journal of civil engineering and management**, v. 23, n. 8, p.1013-1020, 2017. Disponível em: <<https://www.researchgate.net/publication/321185784> Effects of graphite on me

[chanical properties of stone mastic asphalt pavement](#)>. Acesso em: 12 abr. 2018.

LAVIN, G. P. A practical guide to design, production, and maintenance for engineers and architects. Nova York: Spon Press. 463 p.

LITTLE, D. N.; ALLEN, D. H., BHASIN, A. **Modeling and Design of Flexible Pavements and Materials**. Estados Unidos: Springer, 2018. 702p.

LIU, Q. *et al.* Healing of porous asphalt concrete via induction heating. **Journal Road Materials and Pavement Design**, v.11, 2010a. Disponível em:< https://www.researchgate.net/publication/232850236_Healing_of_Porous_Asphalt_Concrete_via_Induction_Heating >. Acesso em: 22 abr. 2017.

LIU, Q. *et al.* Induction heating of electrically conductive porous asphalt concrete. **Construction and Building Materials**, v.24, p. 1207-1213, jan. 2010b. Disponível em:<<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061809004309>>. Acesso em: 27 abr. 2017.

LIU, Q. *et al.* Induction healing of asphalt mastic and porous asphalt concrete. **Construction and Building Materials**, v.25, p.3746-3752, abr. 2011. Disponível em: < <https://www.researchgate.net/publication/229439179> >. Acesso em: 25 mar. 2017.

LIU, Quantao *et al.* Evaluation of the induction healing effect of porous asphalt concrete through four point bending fatigue test. **Construction and Building Materials**, v.29, p. 403-409, abr. 2012. Disponível em:<<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061811006076>>. Acesso em: 12 mar. 2017.

LIU, Q.; WU, S.; SCHLANGEN, E. Induction heating of asphalt mastic for crack control. **Construction and Building Materials**, v.41, p.345-351, 2013. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061812009117>>. Acesso em: 03 mai. 2017.

MALLICK, R.B.; EL-KORCHI T. **Pavement engineering: principles and practice**. 3 ed. Nova York: CRC Press, 2018. 659 p.

MEDINA, J. de; MOTTA, L. G. M. **Mecânica dos Pavimentos**. 3. Ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2015. 5640 p.

MENDES, L. O. **Utilização do método Bailey para a seleção de agregados em dosagem de misturas asfálticas**. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora - MG, 2011.

MENOZZI, Alessandro *et al.* Induction healing of fatigue damage in asphalt test samples. **Construction and Building Materials**, v.74, p. 162-168. 2015. Disponível em:< <https://www.researchgate.net/publication/267928694> >. Acesso em: 31 mar. 2017.

MING, Huang. WEIDONG, Huang. Laboratory investigation on fatigue performance of modified asphalt concretes considering healing. **Construction and Building Materials**, v.113, p. 68-76. 2016. Disponível em:<<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061816301428>>. Acesso em: 31 jun. 2017.

MONISMITH, C.L.; DEACON, J.A. Fatigue of asphalt paving mixture. **Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Transportation Engineering Journal**, v. 95, USA, 1969.

NICHOLLS, C. **Asphalt Surfacing**. Londres: E & FN SPON, 2004. 425p.

NIKOLAIDES, A. **Highway Engineering Pavements: Materials and Control of Quality**. Nova York: CRC Press, 2015. 868 p.

O'FLAHERTY, C. A. *et al.* **Highways**: The location, design, construction and maintenance of road pavements. 4ed. Grã-Bretanha: Elsevier Ltd., 2007.571p.

PAMULAPATI, Yashwanth *et al.* Evaluation of self-healing of asphalt concrete through induction heating and metallic fibers. **Construction and Building Materials**, v.146, p. 66-75, 2017. Disponível em:<<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061817307171>>. Acesso em: 25 abr. 2017.

PAPAGIANNAKIS, A.T., MASAD, E.A. **Pavement design and materials**. Nova Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 2007. 544 pg.

PASETTO, M.; BALDO, N. Fatigue Performance of Asphalt Concretes with RAP Aggregates and Steel Slags. **RILEM 2012**, pp. 719–727, 2012. Disponível em:<https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-94-007-4566-7_70>. Acesso em: 25 abr. 2017.

PEARSON, D. **Deterioration and Maintenance of Pavements**. Londres: ICE Publishing, 2012. 304p.

PEINADO, Francisco *et al.* Open-grade wearing course of asphalt mixture containing ferrite for use as ferromagnetic pavement. **Composites: part B**, v.57, p. 262-268. 2014. Disponível em:<<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1359836813005830>>. Acesso em: 15 ago. 2017.

PÉREZ, Ignacio *et al.* Self-healing of asphalt mixes, containing conductive modified bitumen, using microwave heating. In **E&E Congress 2016 - 6th Eurasphalt & Eurobitume Congress**, 2016, Praga, República Checa. Disponível em:<https://www.researchgate.net/publication/312325898_Self-healing_of_asphalt_mixes_containing_conductive_modified_bitumen_using_microwave_heating>. Acesso em: 08 ago. 2017.

PINTO, Salomão. Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos, 1991, 489 p. Tese (Doutorado

em ciências em engenharia civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

PINTO, Salomão; PREUSSLER, Ernesto. **Pavimentação rodoviária: Conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis**. 2. ed. Rio de Janeiro: Copiadora e Artes Gráficas, 2002. 659p.

POLÍCIA RODOVIÁRIA FEDERAL – PRF. Disponível em: <<https://www.prf.gov.br/portal/dados-abertos/acidentes/acidentes>>. Acesso em: 24 jul. 2019.

SENÇO, Wlastermiller. **Manual de Técnica de Pavimentação**. São Paulo: Pini, v. 2, 1ed., 2001. 671p.

SHAHIN, M. Y. **Pavement management for airports, roads, and parking lots**. 2 ed. Nova York: Springer, 2002. 573 p.

SHELL Bitumen. **The Shell Bitumen Handbook**. 6. ed. Inglaterra: ICE Publishing, 2015. 789 p.

SOULIMAN, M. **Integrated Predictive Model for Healing and Fatigue Endurance Limit for Asphalt Concrete**. Tese de doutorado - Arizona State University, 2012.

SOUZA JUNIOR, José Geraldo de. **Aplicação do Novo Método de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos a Trechos de Uma Rodovia Federal**. Dissertação de mestrado – Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 2018.

SOUZA, Murillo. **Pavimentação rodoviária**. 2. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnico e Científicos: DNER – Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1980. 361p.

SPEIGHT, J. G. **Asphalt materials science and technology**. Estados Unidos: Elsevier Inc. 2016. 631 p.

SUN, L. **Structural Behavior of Asphalt Pavements**. United States: Elsevier, 2016. 1045 p.

SUN, Y. *et al.* Microwave Heating of Steel Slag Asphalt Mixture. **Key Engineering Materials**, v. 599, p. 193-197, 2014. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/269377629_Microwave_Heating_of_Steel_Slag_Asphalt_Mixture>. Acesso em: 20 mai. 2018.

SUN, Y. *et al.* The healing properties of asphalt mixtures suffered moisture damage. **Construction and Building Materials**, v.127, p. 418-424. 2016. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061816316622>>. Acesso em: 18 jul. 2017.

SUN, Y. *et al.* Self-healing performance of asphalt mixtures through heating

fibers or aggregate. **Construction and Building Materials**, v.150, p. 673-680. 2017. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061817311388>>. Acesso em: 20 mai. 2018.

SUN, D. *et al.* A comprehensive review on self-healing of asphalt materials: Mechanism, model, characterization and enhancement. **Advances in Colloid and Interface Science**, v. 256, p. 65-93. 2018. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S000186861730502X>>. Acesso em: 20 ago. 2018.

TANG, J. *et al.* Investigation of the optimal self-healing temperatures and healing time of asphalt binders. **Construction and Building Materials**, v. 113, 2016. p. 1029–1033. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061816304494>>. Acesso em: 14 mar. 2017.

TANGELLA, S.C.R.; CRAUS, J.; DEACON, J.A.; MONISMITH, C. **Summary report on fatigue response of asphalt mixture**. Prepared for Strategic Highway Research Program, Project A-003-A. Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, 1990.

TAYEBALI, A. A. *et al.* **Test Method Selection**. SHRP-A404- Fatigue response of asphalt-aggregate mixes, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, DC, 1994.

THOM, N. **Principles of Pavement Engineering**. 2 ed. Londres: ICE Publishing, 2014. 456 p.

ZEIADA, Waleed. Endurance limit for HMA based on healing phenomenon using viscoelastic continuum damage analysis. Tese (doutorado). Arizona State University. 439 p. 2012.

ZHAO, Hongduo *et al.* High-Efficiency Heating Characteristics of Ferrite-Filled Asphalt-Based Composites under Microwave Irradiation. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 29, 2017. Disponível em: <<https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29MT.1943-5533.0001845>>. Acesso em: 20 dez. 2018.

ZHU, Xingyi. *et al.* Self-healing efficiency of ferrite-filled asphalt mixture after microwave Irradiation. **Construction and Building Materials**, v. 141, 2017. p. 12–22. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S095006181730346X>>. Acesso em: 26 ago. 2017.

WANG, Z. *et al.* Investigation of microwave healing performance of electrically conductive carbon fiber modified asphalt mixture beams. **Construction and Building Materials**, v.126, p. 1012-1019. 2016a. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061816314751>>. Acesso em: 22 jul. 2017.

WANG, Z. *et al.* Electrical and mechanical properties of asphalt concrete containing conductive fibers and fillers. **Construction and Building Materials**, v.122, p. 184-190. 2016b. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061816309916>>. Acesso em: 22 jul. 2017.

WANG, H. *et al.* Laboratory test and numerical simulation of microwave heating properties of asphalt mixture. **BCRRA**, 2017. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/318679778_Laboratory_test_and_numerical_simulation_of_microwave_heating_properties_of_asphalt_mixture>. Acesso em: 16 ago. 2017.

WU, R.; TSAI, B. W.; HARVEY, J. T. **Using four-point bending tests in calibration of the California mechanistic-empirical pavement design system.** In: 2nd Workshop on Four Bending Point, University of Minho, 2009.

APÊNDICE A

Resultados individuais corpos de prova ensaiados – Resistência à Tração (RT).

Tipo de mistura asfáltica	CP	Vv (%)	σ (MPa)	σ média (MPa)	SD	CV%
EA	10	3,8	1,12	1,15	0,03	0,00
	11	3,8	1,15			
	12	3,8	1,18			
EB	5	3,7	1,10	1,05	0,04	0,00
	13	3,8	1,01			
	26	3,7	1,05			
FA	24	3,9	1,32	1,24	0,06	0,00
	25	4,1	1,18			
	27	4,1	1,21			
FB	7	4,1	1,32	1,22	0,07	0,00
	8	4,0	1,18			
	29	3,8	1,17			
GA	12	3,7	1,54	1,46	0,15	0,00
	19	4,6	1,59			
	13	3,6	1,25			
GB	7	3,6%	1,04	1,11	0,05	0,00
	25	4,3%	1,17			
	27	4,3%	1,11			
R	17	4,0	1,54	1,56	0,10	0,00
	3	3,7	1,69			
	13	4,2	1,44			

APÊNDICE B

Resultados individuais corpos de prova ensaiados – Módulo de Resiliência (MR).

Tipo de mistura asfáltica	CP	Vv (%)	σ (MPa)	σ média (MPa)	SD	CV (%)
EA	35	4,4	4662,20	4646,83	22,10	0,48
	43	3,5	4621,50			
	47	4,5	4656,80			
EB	15	3,6	3800,60	3832,87	175,24	4,57
	16	3,6	3676,00			
	19	4,4	4022,00			
FA	6	3,8	5757,00	5845,40	237,67	4,07
	8	4,2	6114,60			
	11	4,2	5664,60			
FB	34	3,8	4016,60	4425,27	638,97	14,44
	10	4,3	5161,60			
	26	3,8	4097,60			
GA	98	4,5	6171,40	5940,93	704,75	11,86
	25	3,7	6501,60			
	26	3,6	5149,80			
GB	18	4,3	5210,60	4836,40	343,77	7,11
	19	4,3	4764,00			
	3	3,6	4534,60			
R	39	3,8	3949,80	3981,60	475,50	11,94
	35	4,6	4472,20			
	40	4,7	3522,80			

APÊNDICE C

Resultados individuais dos corpos de prova ensaiados à Fadiga.

EA

Número CP	Vv (%)	Nível de tensão (%)	Tensão de tração (kPa)	MR (MPa)	MR final = 50% MR inicial	Deformação específica resiliente, ϵ_t (mm)	Diferença de tensões, $\Delta\sigma_t$ (MPa)	Número de ciclos para romper
39	4,17	20	230	4514,3	2257,2	5,09E-05	0,92	51559
40	3,93	20	229,9	4355,8	2177,9	5,28E-05	0,92	73378
27	3,78	20	229,9	6259,5	3129,8	3,67E-05	0,92	89130
41	3,62	30	344,8	4373,8	2186,9	7,88E-05	1,38	3649
25	3,62	30	344,5	4171,9	2086,0	8,26E-05	1,38	8629
26	3,66	30	344,7	3987,3	1993,7	8,64E-05	1,38	9224
28	3,62	40	458,2	3664,7	1832,4	1,25E-04	1,83	1898
24	3,62	40	458,6	3792,3	1896,2	1,21E-04	1,83	1392
42	3,62	40	457,5	3738,5	1869,3	1,22E-04	1,83	1608

EB

Número CP	Vv (%)	Nível de tensão (%)	Tensão de tração (kPa)	MR (MPa)	MR final = 50% MR inicial	Deformação específica resiliente, ϵ_t (mm)	Diferença de tensões, $\Delta\sigma_t$ (MPa)	Número de ciclos para romper
24	4,02	20	210	5195,0	2597,5	4,04E-05	0,84	83155
17	4,25	20	210,8	4876,7	2438,4	4,32E-05	0,84	83938
18	3,78	20	210,3	4033,8	2016,9	5,21E-05	0,84	40918
7	4,29	30	316,6	3712,1	1856,1	8,53E-05	1,27	8390
27	3,74	30	316,4	3911,6	1955,8	8,09E-05	1,27	9002
32	4,06	30	317,4	4237,0	2118,5	7,49E-05	1,27	6695
35	4,25	40	420,5	3740,4	1870,2	1,12E-04	1,68	1944
36	4,02	40	420,9	4311,9	2156,0	9,76E-05	1,68	1980
38	4,10	40	423	3706,2	1853,1	1,14E-04	1,69	1697

FA

Número CP	Vv (%)	Nível de tensão (%)	Tensão de tração (kPa)	MR (MPa)	MR final = 50% MR inicial	Deformação específica resiliente, ϵ_t (mm)	Diferença de tensões, $\Delta\sigma_t$ (MPa)	Número de ciclos para romper
57	4,24	20	329,7	3719,7	1859,9	8,86E-05	1,32	4898
58	3,78	20	329,6	5248,2	2624,1	6,28E-05	1,32	9605
55	4,43	20	329,4	4550,2	2275,1	7,24E-05	1,32	10785
49	3,86	30	494,4	4217,5	2108,8	1,17E-04	1,98	2178
45	3,86	30	494,4	4556,2	2278,1	1,09E-04	1,98	1070
52	3,86	30	494,9	4657,1	2328,6	1,06E-04	1,98	1307
37	3,86	40	652,4	4207,6	2103,8	1,55E-04	2,61	742
31	3,98	40	654,7	4577,6	2288,8	1,43E-04	2,62	841
29	3,98	40	648,4	4744,6	2372,3	1,37E-04	2,59	927

FB

Número CP	Vv (%)	Nível de tensão (%)	Tensão de tração (kPa)	MR (MPa)	MR final = 50% MR inicial	Deformação específica resiliente, ϵ_t (mm)	Diferença de tensões, $\Delta\sigma_t$ (MPa)	Número de ciclos para romper
24	3,72	20	243,7	4975,2	2487,6	4,90E-05	0,97	101811
20	4,30	20	243,8	4196,6	2098,3	5,81E-05	0,98	108355
17	3,91	30	243,5	4038,3	2019,2	6,03E-05	0,97	101740
19	4,18	30	365,8	3390,7	1695,4	1,08E-04	1,46	3193
23	3,83	30	365,9	3986,3	1993,2	9,18E-05	1,46	4947
18	4,14	40	487,1	3394,3	1697,2	1,44E-04	1,95	1385
38	3,83	40	487,1	3367,6	1683,8	1,45E-04	1,95	1365
39	4,18	40	487,5	3315,7	1657,9	1,47E-04	1,95	1325

GA

Número CP	Vv (%)	Nível de tensão (%)	Tensão de tração (kPa)	MR (MPa)	MR final = 50% MR inicial	Deformação específica resiliente, ϵ_t (mm)	Diferença de tensões, $\Delta\sigma_t$ (MPa)	Número de ciclos para romper
39	4,17	20	230	4514,3	2257,2	5,09E-05	0,92	51559
40	3,93	20	229,9	4355,8	2177,9	5,28E-05	0,92	73378
27	3,78	20	229,9	6259,5	3129,8	3,67E-05	0,92	89130
41	3,62	30	344,8	4373,8	2186,9	7,88E-05	1,38	3649
25	3,62	30	344,5	4171,9	2086,0	8,26E-05	1,38	8629
26	3,66	30	344,7	3987,3	1993,7	8,64E-05	1,38	9224
28	3,62	40	458,2	3664,7	1832,4	1,25E-04	1,83	1898
24	3,62	40	458,6	3792,3	1896,2	1,21E-04	1,83	1392
42	3,62	40	457,5	3738,5	1869,3	1,22E-04	1,83	1608

GB

Número CP	Vv (%)	Nível de tensão (%)	Tensão de tração (kPa)	MR (MPa)	MR final = 50% MR inicial	Deformação específica resiliente, ϵ_t (mm)	Diferença de tensões, $\Delta\sigma_t$ (MPa)	Número de ciclos para romper
24	4,02	20	210	5195,0	2597,5	4,04E-05	0,84	83155
17	4,25	20	210,8	4876,7	2438,4	4,32E-05	0,84	83938
18	3,78	20	210,3	4033,8	2016,9	5,21E-05	0,84	40918
7	4,29	30	316,6	3712,1	1856,1	8,53E-05	1,27	8390
27	3,74	30	316,4	3911,6	1955,8	8,09E-05	1,27	9002
32	4,06	30	317,4	4237,0	2118,5	7,49E-05	1,27	6695
35	4,25	40	420,5	3740,4	1870,2	1,12E-04	1,68	1944
36	4,02	40	420,9	4311,9	2156,0	9,76E-05	1,68	1980
38	4,10	40	423	3706,2	1853,1	1,14E-04	1,69	1697

R

Número CP	Vv (%)	Nível de tensão (%)	Tensão de tração (kPa)	MR (MPa)	MR final = 50% MR inicial	Deformação específica resiliente, ϵ_t (mm)	Diferença de tensões, $\Delta\sigma_t$ (MPa)	Número de ciclos para romper
32	4,05	20	310,9	6265	3132,5	4,96E-05	1,24	12484
33	3,97	20	310,9	5989,9	2994,95	5,19E-05	1,24	15827
36	4,00	20	310,8	5562,7	2781,35	5,59E-05	1,24	16624
34	3,81	30	467	5289	2644,5	8,83E-05	1,87	3258
37	4,11	30	466,8	4867,7	2433,85	9,59E-05	1,87	2782
48	3,90	30	465,7	5596,9	2798,45	8,32E-05	1,86	3297
38	4,27	40	621,7	3876,9	1938,45	1,60E-04	2,49	775
43	3,77	40	620	4557,8	2278,9	1,36E-04	2,48	911
49	4,27	40	620,3	4212,8	2106,4	1,47E-04	2,48	1024

APÊNDICE D

Os resultados individuais dos ensaios de regeneração das misturas asfálticas são apresentados a seguir.

- Mistura EA

Repouso de 3 horas										
N° do CP	Vv (%)	MR inicial - 1° ensaio (MPa)	MR quando paralisado o ensaio - 1° ensaio (MPa)	Redução do módulo (%)	N° de ciclos do 1° ensaio	MR inicial- 2° ensaio (MPa)	N° de ciclos após regeneração	Tempo de aquecimento (s)	Taxa de regeneração	Taxa de regeneração média
37	3,43	4896,9	2455,3	49,86%	3787	3743	1868	-	49,3%	49,4%
46	3,62	4575,1	2289,1	49,97%	3575	3542,6	1772	-	49,6%	
15	3,93	5851,2	2931,3	49,90%	1401	3632,1	371	66,00	26,5%	23,7%
18	3,93	4291,0	2167,8	49,48%	2912	2930,5	612	66,00	21,0%	
32	3,97	3747,3	1882,6	49,76%	1656	2607,9	544	125,00	32,9%	31,8%
34	3,97	4002,9	1989	50,31%	1644	2957,3	506	125,00	30,8%	
19	3,82	4405,7	2212,1	49,79%	2350	2124,1	0	188,00	0,0%	4,9%
20	3,82	5284,8	2641,1	50,02%	5278	3012,7	512	188,00	9,7%	

Repouso de 24 horas										
N° do CP	Vv (%)	MR inicial - 1° ensaio (MPa)	MR quando paralisado o ensaio - 1° ensaio (Mpa)	Redução do módulo (%)	N° de ciclos do 1° ensaio	MR inicial- 2° ensaio (MPa)	N° de ciclos após regeneração	Tempo de aquecimento (s)	Taxa de regeneração	Taxa de regeneração média
47	4,48	4635,1	2311,14	50,1%	2319	3460,7	1034	125	44,59%	36,65%
44	3,97	4383,4	2193,6	50,0%	1985	2836,2	570	125	28,72%	

- Mistura EB

Repouso de 3 horas										
N° do CP	Vv (%)	MR inicial - 1° ensaio (MPa)	MR quando paralisado o ensaio - 1° ensaio (MPa)	Redução do módulo (%)	N° de ciclos do 1° ensaio	MR inicial- 2° ensaio (MPa)	N° de ciclos após regeneração	Tempo de aquecimento (s)	Taxa de regeneração	Taxa de regeneração média
9	3,86%	3946,4	1988,6	49,61%	3554	2921,3	1518	0,00	42,7%	48,7%
203	3,63%	4594,7	2320,1	49,50%	7096	3021,4	3875	0,00	54,6%	
30	3,98%	3863,4	1932,8	49,97%	5209	2857,1	1442	65,00	27,7%	24,0%
22	3,98%	4339,1	2183,3	49,68%	3796	2907,1	771	65,00	20,3%	
21	4,10%	4100,5	2053,3	49,93%	2625	2530,1	290	129,00	11,0%	9,5%
25	4,10%	3447,0	1740,9	49,50%	5543	2330,2	444	129,00	8,0%	
20	3,90%	3769,9	1886	49,97%	2688	1937,9	122	194,00	4,5%	4,9%
201	4,45%	4802,2	2420,1	49,60%	5359	2685	279	194,00	5,2%	

Repouso de 24 horas										
N° do CP	Vv (%)	MR inicial - 1° ensaio (MPa)	MR quando paralisado o ensaio - 1° ensaio (Mpa)	Redução do módulo (%)	N° de ciclos do 1° ensaio	MR inicial- 2° ensaio (MPa)	N° de ciclos após regeneração	Tempo de aquecimento (s)	Taxa de regeneração	Taxa de regeneração média
10	3,94%	3812,6	1908,3	49,9%	2782	2575,5	736	65	26,46%	27,20%
33	3,94%	4040,1	2031,9	49,7%	2269	2501	634	65	27,94%	

- Mistura FA

Repouso de 3 horas										
N° do CP	Vv (%)	MR inicial - 1° ensaio (MPa)	MR quando paralisado o ensaio - 1° ensaio (MPa)	Redução do módulo (%)	N° de ciclos do 1° ensaio	MR inicial- 2° ensaio (MPa)	N° de ciclos após regeneração	Tempo de aquecimento (s)	Taxa de regeneração	Taxa de regeneração média
54	3,85	6068,5	3019,1	50,2%	1104	2749,5	0	0	0,00%	0,00%
44	3,86	3915,5	1962,1	49,9%	911	1882,9	0	0	0,00%	
56	3,89	4778,4	2396,7	49,8%	1751	3262,3	392	66	22,39%	23,74%
62	3,86	4276	2126,9	50,3%	542	2354,9	136	66	25,09%	
60	3,95	3909,4	1956,4	50,0%	1188	2450,8	259	131	21,80%	28,68%
64	4,25	3523,7	1749,7	50,3%	388	2124,6	138	131	35,57%	
63	3,86	4536	2274,4	49,9%	1443	2805,1	324	197	22,45%	28,96%
65	3,86	4918,3	2464,7	49,9%	902	3169,6	320	197	35,48%	

Repouso de 24 horas										
N° do CP	Vv (%)	MR inicial - 1° ensaio (MPa)	MR quando paralisado o ensaio - 1° ensaio (MPa)	Redução do módulo (%)	N° de ciclos do 1° ensaio	MR inicial- 2° ensaio (MPa)	N° de ciclos após regeneração	Tempo de aquecimento (s)	Taxa de regeneração	Taxa de regeneração média
70	4,25	4057	2022,8	50,1%	1017	3063	399	131	39,23%	47,29%
71	4,05	4982,9	2521,1	49,4%	1131	3574,2	626	131	55,35%	

- Mistura FB

Repouso de 3 horas										
N° do CP	Vv (%)	MR inicial - 1° ensaio (MPa)	MR quando paralisado o ensaio - 1° ensaio (MPa)	Redução do módulo (%)	N° de ciclos do 1° ensaio	MR inicial- 2° ensaio (MPa)	N° de ciclos após regeneração	Tempo de aquecimento (s)	Taxa de regeneração	Taxa de regeneração média
15	3,99	3910	1958,7	49,91%	2153	2570,7	852	0,00	39,6%	42,8%
42	3,95	4420,1	2219,9	49,78%	2173	2872,8	1000	0,00	46,0%	
21	3,91	3710,3	1866,1	49,70%	1748	2611,8	729	71,00	41,7%	39,5%
37	3,95	3737,3	1877,7	49,76%	2004	2605,4	746	71,00	37,2%	
25	3,99	3936,1	1979,1	49,72%	1655	2170	140	142,00	8,5%	8,7%
201	3,95	4164,1	2084,7	49,94%	2191	2289,2	196	142,00	8,9%	
28	4,14	3517,5	1773,6	49,58%	1506	2264,8	410	212,00	27,2%	22,6%
13	4,07	3629,7	1820,8	49,84%	1850	2478,1	332	212,00	17,9%	

Repouso de 24 horas										
N° do CP	Vv (%)	MR inicial - 1° ensaio (MPa)	MR quando paralisado o ensaio - 1° ensaio (MPa)	Redução do módulo (%)	N° de ciclos do 1° ensaio	MR inicial- 2° ensaio (MPa)	N° de ciclos após regeneração	Tempo de aquecimento (s)	Taxa de regeneração	Taxa de regeneração média
27	3,87	4248,5	2127,1	49,9%	2644	3198,6	1130	71	42,74%	42,09%
203	3,91	4637,3	2316,7	50,0%	3021	3364,2	1252	71	41,44%	

- Mistura GA

Repouso de 3 horas										
N° do CP	Vv (%)	MR inicial - 1° ensaio (MPa)	MR quando paralisado o ensaio - 1° ensaio (MPa)	Redução do módulo (%)	N° de ciclos do 1° ensaio	MR inicial- 2° ensaio (MPa)	N° de ciclos após regeneração	Tempo de aquecimento (s)	Taxa de regeneração	Taxa de regeneração média
X07	4,02	4937,1	2451,4	50,35%	711	2816,4	518	0	72,9%	71,3%
103	4,22	4350,8	2177,9	49,94%	1685	3454,8	1176	0	69,8%	
91	4,15	5261,6	2626,3	50,09%	2138	3116,4	222	65	10,4%	12,3%
89	4,24	4921,8	2437,5	50,48%	2167	3004,2	306	65	14,1%	
93	4,04	4990,8	2499	49,93%	2638	3039,8	279	129	10,6%	12,4%
100	3,83	5295,7	2659,8	49,77%	1441	3225,5	205	129	14,2%	
80	4,04	5458,1	2632,9	51,76%	1637	3380,6	279	194	17,0%	15,7%
77	4,19	5544,7	2770,6	50,03%	2444	3424,4	351	194	14,4%	

Repouso de 24 horas										
N° do CP	Vv (%)	MR inicial - 1° ensaio (MPa)	MR quando paralisado o ensaio - 1° ensaio (MPa)	Redução do módulo (%)	N° de ciclos do 1° ensaio	MR inicial- 2° ensaio (MPa)	N° de ciclos após regeneração	Tempo de aquecimento (s)	Taxa de regeneração	Taxa de regeneração média
101	3,87	4499,6	2248,8	50,0%	1811	3881	1045	65	57,7%	54,4%
106	4,06	4821,1	2410,5	50,0%	1553	3459,2	795	65	51,2%	

- Mistura GB

Repouso de 3 horas										
N° do CP	Vv (%)	MR inicial - 1° ensaio (MPa)	MR quando paralisado o ensaio - 1° ensaio (MPa)	Redução do módulo (%)	N° de ciclos do 1° ensaio	MR inicial- 2° ensaio (MPa)	N° de ciclos após regeneração	Tempo de aquecimento (s)	Taxa de regeneração	Taxa de regeneração média
35	4,33	5213,5	2621,8	49,71%	2656	2744,4	164	0,00	6,2%	10,6%
13	3,82	4967	2478,7	50,10%	2062	2854,9	310	0,00	15,0%	
1	3,98	4168,4	2045,4	50,93%	2718	2575	406	66,00	14,9%	13,9%
9	3,98	4248,3	2127,1	49,93%	2762	2606,5	355	66,00	12,9%	
2	4,06	3830,9	1914,6	50,02%	1863	2453,3	489	133,00	26,2%	30,1%
32	4,06	4011,3	2003,5	50,05%	2205	2699,4	749	133,00	34,0%	
21	4,09	4419	2217,7	49,81%	3703	2031,5	0	199,00	0,0%	0,0%
25	4,09	5125,1	2572,4	49,81%	3958	1759,3	0	199,00	0,0%	

Repouso de 24 horas										
N° do CP	Vv (%)	MR inicial - 1° ensaio (MPa)	MR quando paralisado o ensaio - 1° ensaio (MPa)	Redução do módulo (%)	N° de ciclos do 1° ensaio	MR inicial- 2° ensaio (MPa)	N° de ciclos após regeneração	Tempo de aquecimento (s)	Taxa de regeneração	Taxa de regeneração média
22	3,94	5116,8	2556,3	50,0%	2745	2946,9	274	133	9,98%	14,0%
31	3,94	4643,3	2341	49,6%	3418	3155,9	615	133	17,99%	

- Mistura R

Repouso de 3 horas										
N° do CP	Vv (%)	MR inicial - 1° ensaio (MPa)	MR quando paralisado o ensaio - 1° ensaio (MPa)	Redução do módulo (%)	N° de ciclos do 1° ensaio	MR inicial- 2° ensaio (MPa)	N° de ciclos após regeneração	Tempo de aquecimento (s)	Taxa de regeneração	Taxa de regeneração média
75	4,05	5852,9	2945	49,68%	991	3127,5	145	0	14,6%	16,8%
106	4,22	4290,7	2051,6	52,18%	959	2519,4	181	0	18,9%	
94	4,18	3429,3	1609,6	53,06%	454	1499,9	0	74	0,0%	0,0%
91	4,14	3717,8	1842,1	50,45%	600	1780,2	0	74	0,0%	
90	4,16	3743,8	1862	50,26%	1346	2341,7	400	147	29,7%	27,3%
103	4,26	3689,8	1843,5	50,04%	677	2063,3	169	147	25,0%	
66	4,03	4344,41	2157,6	50,34%	1980	2672,1	217	221	11,0%	15,9%
92	4,08	4348,4	2213,8	49,09%	827	2554,4	173	221	20,9%	

Repouso de 24 horas										
N° do CP	Vv (%)	MR inicial - 1° ensaio (MPa)	MR quando paralisado o ensaio - 1° ensaio (MPa)	Redução do módulo (%)	N° de ciclos do 1° ensaio	MR inicial- 2° ensaio (MPa)	N° de ciclos após regeneração	Tempo de aquecimento (s)	Taxa de regeneração	Taxa de regeneração média
100	4,25	5373,4	2664,1	50,4%	1383	4087,8	436	147	31,5%	35,8%
110	4,11	4051,9	1963,9	51,5%	879	2724,9	353	147	40,2%	