

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**MODELAGEM COMPUTACIONAL DA REFLEXÃO DE TRINCAS
POR FADIGA EM REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS REFORÇADOS
COM GEOSSINTÉTICOS VIA XFEM**

MARCIO AVELINO DE MEDEIROS

ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA, PhD.

CO-ORIENTADOR: FRANCISCO EVANGELISTA JUNIOR, PhD.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: N° 340/2020

BRASÍLIA/DF: FEV / 2020

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**MODELAGEM COMPUTACIONAL DA REFLEXÃO DE TRINCAS
POR FADIGA EM REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS REFORÇADOS
COM GEOSSINTÉTICOS VIA XFEM**

MARCIO AVELINO DE MEDEIROS

DISSERTAÇÃO DE Mestrado submetida ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Brasília como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre.

APROVADA POR:

**ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D. (UnB)
(ORIENTADOR)**

**FRANCISCO EVANGELISTA JÚNIOR, Ph.D. (UnB)
(CO-ORIENTADOR)**

**LEANDRO LIMA RASMUSSEN, D.Sc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**MARIA DAS GRAÇAS GARDONI ALMEIDA, D.Sc. (UFMG)
(EXAMINADORA EXTERNA)**

**GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, D.Sc. (UnB)
(SUPLENTE)**

BRASÍLIA/DF, 12 DE FEVEREIRO DE 2020

FICHA CATALOGRÁFICA

MEDEIROS, MARCIO AVELINO DE

Modelagem Computacional da Reflexão de Trincas por Fadiga em Revestimentos Asfálticos Reforçados com Geossintéticos via XFEM / Marcio Avelino de Medeiros; orientador: Ennio Marques Palmeira; co-orientador: Francisco Evangelista Júnior. -- Brasília, 2020.

xix 94 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2020)

Dissertação (Mestrado - Mestrado em Geotecnia) --Universidade de Brasília, 2020.

- | | |
|--------------------|------------------------|
| 1. Pavimentos. | 2. Fadiga. |
| 3. Geossintéticos. | 4. Modelagem numérica. |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (Série) |

REFERÊNCIA

MEDEIROS, M. A. (2020). Modelagem Computacional da Reflexão de Trincas por Fadiga em Revestimentos Asfálticos Reforçados com Geossintéticos via XFEM. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-340/2020, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 94p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Marcio Avelino de Medeiros

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Modelagem Computacional da Reflexão de Trincas por Fadiga em Revestimentos Asfálticos Reforçados com Geossintéticos via XFEM

GRAU / ANO: Mestre / 2020

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Marcio Avelino de Medeiros
Brasília/DF – Brasil
E-mail: eng.marcioavelino@gmail.com

DEDICATÓRIA

À minha família.

“A recompensa do trabalho é a alegria de realizá-lo.”

Luís da Câmara Cascudo

AGRADECIMENTOS

A Deus, que em sua infinita bondade me desejou desde o princípio e, por graça e misericórdia, fez-me vencer todas as dificuldades que se levantaram até aqui.

Aos meus pais, Maria José e Paulo César, que com carinho e simplicidade me ajudaram na formação do homem que sou, ensinando-me o verdadeiro valor das coisas e o sabor da vitória com honestidade e caráter.

Aos meus irmãos, Marcelo e Marcos, por todo apoio e confiança dirigidos ao longo dos anos.

Aos meus avós, tios, tias, primos e primas, que estiveram sempre muito presentes em todos os momentos de lutas e glórias, em especial àqueles com quem dividi momentos de angústia e dúvida, certezas e felicidades.

Ao meu orientador, Prof. Ennio Marques Palmeira, pelo qual tenho imenso respeito e admiração, um grande nome para a Engenharia Geotécnica no Brasil, um nome que tenho grande orgulho de carregar nesta dissertação, e que foi e é para mim um excelente professor e um ser humano incrível.

Ao Prof. Francisco Evangelista Júnior, meu co-orientador, por todas as dúvidas sanadas e disponibilidade em me ajudar, além de sua amizade e conselhos que foram de suma importância para as decisões de minha carreira.

A todos os professores da amada Universidade de Brasília, pela minha formação e por todo apoio e confiança dedicados em sala de aula.

À minha família natalense em Brasília, André e Weber, pela ajuda nos dias difíceis e celebração nos dias alegres.

Aos meus amigos e colegas da UnB, principalmente aos da turma de 2018, que dividiram momentos tão especiais e também difíceis desses dois anos.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001, à qual agradeço de modo especial.

RESUMO

Os pavimentos asfálticos estão sujeitos a diversos tipos de carregamento ao longo de sua vida útil de serviço, como o tráfego de veículos e as variações de temperatura e a natureza cíclica dessas solicitações está associada ao trincamento por fadiga, um dos principais mecanismos de dano em revestimentos. O trincamento pode ser dividido em três estágios: a formação da trinca (instável); o crescimento estável da trinca (propagação); e o crescimento instável da trinca (ruptura). Estudos experimentais e numéricos têm demonstrado que a utilização de reforços geossintéticos tendem a inibir ou retardar a reflexão dessas trincas em camadas de recapeamento sobre uma capa asfáltica trincada. Este trabalho buscou avaliar a propagação estável de trincas em camadas de revestimento de pavimentos na presença de uma camada de reforço em geossintético por meio do desenvolvimento de um modelo numérico pelo método dos elementos finitos estendido (XFEM) baseado nos conceitos de Mecânica da Fratura Linear-Elastica (MFLE). O modelo bidimensional foi construído utilizando o programa comercial de elementos *ABAQUS*[®], para simular o ensaio de carga cíclica em vigas na condição de flexão, conduzido por estudos laboratoriais desenvolvidos na Universidade de Brasília (UnB). Para obtenção dos parâmetros, realizou-se a calibração prévia do modelo numérico com o modelo físico e uma análise paramétrica para a condição não reforçada. Foram analisados 8 tipos de geossintéticos, com diferentes valores de rigidez, espessura, deformação e tensão máxima admissível. Além disso, foram avaliadas 3 posições diferentes para o reforço: intermediária, 1/3 e 1/4 da base. A análise paramétrica permitiu inferir grande sensibilidade do modelo às constantes de Paris majoritariamente à constante exponencial. A rigidez do geossintético demonstrou grande influência, sendo o geossintético G7 o de melhor desempenho. A posição do reforço altera fortemente a vida útil, sendo, no geral, a melhor posição a 1/3 da base para geossintéticos de rigidez média e a 1/4 da base para geossintéticos de alta rigidez. O estudo concluiu que os geossintéticos melhoram o desempenho dos pavimentos asfálticos no combate à reflexão de trincas através da redução do fator intensidade de tensão, estabilizando a propagação de trinca numa abordagem da MFLE.

ABSTRACT

Asphalt pavements are subject to various types of loading over their service life, such as traffic and temperature variations. The action of these repeated loads is associated with fatigue cracking, considered a main form of damage in flexible pavements. Cracking can be divided into three stages: crack formation (unstable); stable crack growth (propagation); and unstable crack growth (failure). Experimental and numerical studies have shown that the use of geosynthetic reinforcements tends to inhibit or delay the reflection of these cracks in overlays. This research aimed to evaluate the stable propagation of cracks in geosynthetic-reinforced overlays a numerical model using extended finite element method (XFEM) on the concepts of Linear-Elastic Fracture Mechanics (LEFM). The two-dimensional model was carried out using the commercial software ABAQUS® to simulate the beam cyclic load test, conducted by laboratory studies developed at the University of Brasília (UnB). For obtaining the parameters, the numerical model was previously calibrated with the physical model and a parametric analysis for the non-reinforced condition. Eight types of geosynthetics were analyzed, with different values of stiffness, thickness, maximum deformation, and maximum stress. Besides, three different positions for reinforcement were evaluated: intermediate, 1/3, and 1/4 of the bottom part of layer. The parametric analysis allowed to infer the high sensitivity of the model to the Paris constants, mainly to the exponential constant. The geosynthetic stiffness showed significant influence, being the G7 geosynthetic with the best performance. The position of the reinforcement strongly alters the service life and is generally the best position at 1/3 base for medium-stiff geosynthetics and 1/4 base for high-stiff geosynthetics. The study concluded that geosynthetics improve the performance of asphalt pavements against crack reflection by reducing the stress intensity factor, stabilizing crack propagation in an LEFM approach.

SUMÁRIO

1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - MOTIVAÇÃO DA PESQUISA	1
1.2 - OBJETIVOS	5
1.2.1 - Objetivo geral	5
1.2.2 - Objetivos específicos.....	5
1.3 - ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	5
2 - REVISÃO DA LITERATURA	7
2.1 - MECÂNICA DOS PAVIMENTOS	7
2.1.1 - Generalidades	7
2.1.2 - Trincamento em pavimentos	8
2.1.2.1 - Origem das trincas.....	9
2.1.2.2 - Classificação das trincas	9
2.1.2.3 - Ensaio de laboratório.....	9
2.2 - MECÂNICA DA FRATURA.....	10
2.2.1 - Generalidades	10
2.2.2 - Modos de trincamento	11
2.2.3 - Trincamento por fadiga	12
2.2.3.1 - Cargas cíclicas.....	12
2.2.3.2 - Fadiga de alto e baixo ciclo.....	14
2.2.3.3 - Fases de trincamento por fadiga.....	14
2.2.4 - Direção de Propagação das Trincas.....	16
2.2.4.1 - Máxima Tensão Tangencial (MTS)	16
2.2.4.2 - Máxima Taxa de Liberação de Energia (MERR)	17
2.2.4.3 - Critério do SIF no modo II nulo ($K_{II} = 0$)	17
2.2.5 - Modelos de propagação de trincas por fadiga	17

2.2.5.1 - Modelo de Paris Modificado.....	17
2.2.5.2 - Modelo de Forman.....	19
2.2.6 - Parâmetros de fadiga e fratura.....	19
2.2.7 - Modelos de cálculo de taxa de liberação de energia no modo misto	21
2.3 - A REFLEXÃO DE TRINCAS	22
2.3.1 - Mecanismos de reflexão de trincas.....	22
2.3.2 - Métodos para combater a reflexão de trincas	23
2.3.3 - Estudos teóricos, numéricos e experimentais.....	24
2.4 - GEOSSINTÉTICOS EM PAVIMENTAÇÃO	25
2.4.1 - Generalidades	25
2.4.2 - Funções e aplicações de geossintéticos em pavimentos.....	25
2.4.3 - Geossintéticos para o combate à reflexão de trincas	28
2.4.4 - Vida Útil de Serviço e Taxa de Benefício de Tráfego (TBR)	30
2.4.5 - Propriedades relevantes dos geossintéticos como reforço de revestimentos asfálticos	31
2.4.6 - Estudos numéricos e experimentais.....	31
2.5 - MÉTODOS PARA ANÁLISE DE PROPAGAÇÃO DE TRINCAS	34
2.5.1 - Generalidades	34
2.5.2 - Métodos Analíticos.....	35
2.5.3 - Métodos Numéricos.....	35
2.6 - MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS ESTENDIDO (XFEM)	37
2.6.1 - Equações que governam o método.....	38
2.6.2 - Enriquecimento do campo de deslocamentos.....	39
2.6.3 - Propagação de trincas baseada nos princípios da MFLE via XFEM no ABAQUS	40
2.6.3.1 - Fadiga de baixo ciclo (<i>Low cycle fatigue</i>).....	41
2.6.3.2 - Início e crescimento de trinca por fadiga	41

2.6.3.3 - Técnica de extrapolação de danos.....	41
2.6.3.4 - Condições de contorno.....	42
2.6.3.5 - Carregamentos.....	42
2.6.3.6 - Campos pré-definidos	43
2.6.3.7 - Materiais.....	43
2.6.3.8 - Elementos.....	43
2.6.3.9 - Limitações.....	44
3 - METODOLOGIA.....	45
3.1 - SIMULAÇÃO NUMÉRICA	45
3.1.1 - Considerações iniciais de implementação do XFEM no ABAQUS®	46
3.1.2 - Descrição do problema.....	47
3.1.3 - Hipóteses preliminares do problema	48
3.1.4 - Modelos constitutivos disponíveis no software adotados na simulação	48
3.1.4.1 - Modelo Linear-Elástico.....	48
3.1.4.2 - Modelo de comportamento de dano por máxima tensão (MAXPS)	48
3.1.4.3 - Modelo de Power – VCCT.....	49
3.1.5 - Parâmetros dos modelos constitutivos para cada material analisado	49
3.1.5.1 - Concreto Asfáltico	49
3.1.5.2 - Geossintéticos	50
3.1.5.3 - Neoprene	51
3.1.6 - Modelo geométrico do problema.....	51
3.1.7 - Interações do modelo.....	53
3.1.8 - Carregamentos e condições de contorno	53
3.1.8.1 - Etapas de carregamento.....	54
3.1.9 - Geração da malha do modelo	54
3.1.10 - Considerações especiais de contato e trincamento.....	55
3.1.11 - Análise tensão-deformação na simulação numérica.....	56

3.1.12 - Análise paramétrica	56
3.1.12.1 - Parâmetros do material asfáltico	56
3.1.12.2 - Parâmetros dos materiais geossintéticos	57
3.2 - VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	57
3.2.1 - Caso de referência para validação do modelo numérico	57
3.2.2 - Características do estudo experimental	58
3.2.3 - Verificação do TBR obtido	58
3.2.4 - Verificação das taxas de propagação da trinca.....	59
4 - RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	61
4.1 - ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	61
4.1.1 - Parâmetros do Concreto Asfáltico (sem reforço)	61
4.2 - ANÁLISE DE TENSÃO	62
4.2.1 - Situação sem reforço	62
4.2.2 - Influência do tipo de reforço	64
4.2.2.1 - Situação Reforçada – Grupo I.....	64
4.2.2.2 - Situação Reforçada – Grupo II.....	66
4.3 - TAXA DE BENEFICIAMENTO DE TRÁFEGO (TBR).....	68
4.3.1 - Situação não reforçada	68
4.3.2 - Situação reforçada	69
4.3.2.1 - Influência do tipo de reforço	69
4.3.2.2 - Influência da posição do reforço	71
4.3.2.3 - Relação TBR x posição do reforço	77
4.3.3 - Comparações entre resultados de ensaios e previsões numéricas	79
4.3.3.1 - Diferenças entre valores de TBR	79
4.3.3.2 - Diferenças nas taxas médias de trincamento.....	80
4.4 - FATOR INTENSIDADE DE TENSÃO (SIF)	81
4.4.1 - Situação não reforçada	81

4.4.2 - Influência do tipo de reforço	82
4.4.3 - Influência da posição do reforço	83
5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES	85
5.1 - CONCLUSÕES	85
5.2 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	86
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	88

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Parâmetros de mecânica da fratura que governam a propagação de trincas na abordagem da MFLE.....	20
Tabela 3.1 – Propriedades dos materiais de reforço (Obando, 2016)	50
Tabela 3.2 – Valores de referência do material asfáltico adotados na análise paramétrica	56
Tabela 3.3 – Valores de TBR obtidos no modelo físico (Obando, 2016)	59
Tabela 3.4 – Velocidades médias de trincamento na flexão (Obando, 2016).....	59
Tabela 4.1 – Diferenças relativas entre valores de TBR nos modelos numérico e físico (Obando, 2016).....	79
Tabela 4.2 – Diferenças relativas entre valores de taxas médias de trincamento	80

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Extensão da malha rodoviária brasileira	1
Figura 1.2 – Condição de superfície em rodovias da gestão pública e concedidas.....	2
Figura 1.3 – Trincas em pavimentos flexíveis	3
Figura 2.1 – Perfil de um pavimento flexível (seção transversal).....	8
Figura 2.2 – Triângulo Projetual na Mecânica da Fratura.....	10
Figura 2.3 – Modos de movimento de uma trinca: a) Modo I - abertura; b) Modo II - cisalhamento; c) Modo III – rasgamento.....	11
Figura 2.4 – Carregamentos cíclicos de amplitude constante: (a) completamente reverso ($\sigma_{med} = 0$); (b) de tensão média não-nula; (a) de carga mínima nula ($\sigma_{min} = 0$).	13
Figura 2.5 – Carregamento cíclico de amplitude variável.....	13
Figura 2.6 – Exemplo de curva S-N.....	14
Figura 2.7 – Estágios de trincamento na vida útil de um componente submetido a carregamentos cíclicos.....	15
Figura 2.9 – Distribuição de tensões em revestimentos asfálticos trincados	23
Figura 2.10 – Funções e aplicações dos geossintéticos em pavimentação.....	27
Figura 2.11 – Benefícios dos geossintéticos em pavimentos: (A) combate à reflexão de trincas; (B) evitação do bombeamento de finos; (C) redução da espessura do revestimento; (D) reforço da base.	28
Figura 2.12 – Atuação do reforço impedindo o movimento em blocos rígidos.....	29
Figura 2.13 – Continuum com presença de trinca sujeito a condições de contorno e carregamento	38
Figura 2.14 – Esquema do enriquecimento dos nós dos elementos que contém a descontinuidade do tipo <i>Heaviside</i> (Ω^1) ou da ponta (Ω^2)	39
Figura 3.1 – Fluxograma da Metodologia do Trabalho	45
Figura 3.2 – Fluxograma das etapas simulação numérica.....	46
Figura 3.3 – Modelo geométrico bidimensional da viga de concreto asfáltico reforçada comum aos dois modelos	52

Figura 3.4 – Modelo geométrico da viga de concreto asfáltico com reforço posicionado a 1/3 da base.....	52
Figura 3.5 – Modelo geométrico da viga de concreto asfáltico com reforço posicionado a 1/4 da base.....	52
Figura 3.6 – Condições de contorno e carregamento do modelo.....	53
Figura 3.7 – Característica do carregamento cíclico (suavizado)	54
Figura 3.8 – Malha de elementos finitos adotada no modelo.....	55
Figura 4.1 – Análise paramétrica das constantes de Paris na condição sem reforço	61
Figura 4.2 – Distribuição de tensões (Mises) antes da propagação da trinca.....	62
Figura 4.3 – Detalhe da trinca os elementos finitos completamente ao longo da análise	63
Figura 4.4 – Distribuição de tensões para um comprimento de trinca de	63
Figura 4.5 – Distribuição de tensões para um comprimento de trinca próximo da superfície. 64	
Figura 4.6 – Distribuição de tensões para um comprimento de trinca antes da posição do reforço – grupo I	65
Figura 4.7 – Distribuição de tensões para um comprimento de trinca logo após a posição do reforço – grupo I.....	65
Figura 4.8 – Distribuição de tensões para o comprimento de trinca estabilizado pelo reforço – grupo I	66
Figura 4.9 – Distribuição de tensões para um comprimento de trinca antes da posição do reforço – grupo II.....	66
Figura 4.10 – Distribuição de tensões para um comprimento de trinca logo após a posição do reforço – grupo II	67
Figura 4.11 – Distribuição de tensões para um comprimento de trinca máximo – grupo II....	67
Figura 4.12 – Previsão de vida útil para a condição não reforçada por meio do Modelo Físico e do Modelo Numérico via XFEM	68
Figura 4.13 – Comparação do número de ciclos obtidos por Obando (2016) e no modelo numérico.....	69
Figura 4.14 – Previsão de vida útil na situação reforçada – Grupo I (G1, G2, G3 e G4)	70
Figura 4.15 – Previsão de vida útil na situação reforçada – Grupo II (G5, G6, G7 e G8).....	71

Figura 4.16 – Previsão da vida útil para reforço posicionado a 1/3 de altura da base da viga – grupo I (G1, G2, G3 e G4)	72
Figura 4.17 – Previsão da vida útil para reforço posicionado a 1/3 de altura da base da viga – grupo II (G5, G6, G7 e G8).....	73
Figura 4.18 – Previsão da vida útil para reforço posicionado a 1/4 de altura da base da viga – grupo I (G1, G2, G3 e G4)	74
Figura 4.19 – Previsão da vida útil para reforço posicionado a 1/4 de altura da base da viga – grupo II (G5, G6, G7 e G8).....	75
Figura 4.20 – Comparação do comprimento de estabilização da trinca para três posições diferentes de reforço – grupo I (G1, G2, G3 e G4)	76
Figura 4.21 – Comparação do comprimento de estabilização da trinca para três posições diferentes de reforço – grupo II (G5, G6, G7 e G8).....	77
Figura 4.22 – TBR estimado para cada uma das posições do reforço – grupo I (G1, G2, G3 e G4).....	78
Figura 4.23 – TBR estimado para cada uma das posições do reforço – grupo II (G5, G6, G7 e G8).....	78
Figura 4.24 – SIF geométrico para diversos comprimentos de trinca – sem reforço.....	82
Figura 4.25 – Comparação do SIF geométrico para vários comprimentos de trinca na situação não reforçada e com a utilização do reforço.....	82
Figura 4.26 – SIF estimado para vários comprimentos de trinca e três posições do reforço G1	83
Figura 4.27 – SIF estimado para vários comprimentos de trinca e três posições do reforço G8	84

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 2.1 - Tensão Média em Fadiga	12
Equação 2.2 - Taxa de liberação de energia	21
Equação 2.3 - Módulo equivalente.....	21
Equação 2.4 - Lei de BK	21
Equação 2.5 - Lei de Potência.....	21
Equação 2.6 - Lei de Reeder	21
Equação 2.7 - Ângulo de propagação no modelo MTS	16
Equação 2.8 - Tensão principal máximo no modelo MTS.....	16
Equação 2.9 - Leis de Paris modificada	17
Equação 2.10 - Fator Intensidade de Tensão (SIF)	18
Equação 2.11 - Diferença de tensões.....	18
Equação 2.12 - Número máximo de ciclos.....	18
Equação 2.13 - Modelo de Forman	19
Equação 2.14 - Equação de Bondt.....	29
Equação 2.15 - Máxima tração no reforço	30
Equação 2.16 - Vida útil de serviço	30
Equação 2.17 - Taxa de Benefício de Tráfego (TBR).....	30
Equação 2.18 - Equação de equilíbrio do MEF.....	36
Equação 2.19 - Equações que governam o XFEM.....	38
Equação 2.20 - Lei de Hooke generalizada.....	39
Equação 2.21 - Equações enriquecidas do campo de deslocamentos no XFEM	39
Equação 3.1 - Fator razão de tensões	49
Equação 3.2 - Taxa de liberação de energia equivalente	49
Equação 3.3 - Desvio relativo entre os modelos	58

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

AASHTO – *American Association of State, Highway and Transportation Officials*

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ANTT – Agência Nacional dos Transportes Terrestres

A – constante do material no Regime de Paris (multiplicador)

n – constante do material no Regime de Paris (expoente)

α – comprimento relativo de trinca

a_0 – comprimento inicial da trinca

CNT – Confederação Nacional de Transporte

CZM – *Cohesive Zone Model* (Modelo de Zona Coesiva)

d(%) – desvio relativo entre os modelos

dc/dN – taxa de crescimento da trinca

DEM – *Discrete Element Method* (Método dos Elementos Discretos)

DENIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

DIC – *Digital Image Correlation* (Correlação por Imagem Digital)

ν – Coeficiente de Poisson

E – Módulo de Young

ε – deformação (%)

FEM – *Finite Element Method* (Método dos Elementos Finitos)

G – taxa de liberação de energia de fratura

G_{thresh} – Valor limite da taxa de liberação de energia para a formação da trinca (passagem do estágio I para o Regime de Paris)

G_{pl} – Limite superior no Regime de Paris da taxa de liberação de energia

G_{c} – Taxa de liberação de energia crítica total com base no modo misto

$G_{\text{máx}}$ – Taxa de liberação de energia total da ponta da trinca na carga cíclica máxima ($q_{\text{máx}}$)

$G_{\text{mín}}$ – Taxa de liberação de energia total da ponta da trinca na carga cíclica mínima ($q_{\text{mín}}$)

ΔG – Taxa de liberação de energia de fratura relativa quando a estrutura é carregada entre seus valores máximo e mínimo

GCO – Geocomposto

GG – Geogrelha

ISC – Índice de Suporte Califórnia (CBR)

$J_{5\%}$ – Rigidez normal a 5% de deformação

K_C – Tenacidade à fratura

K_{IC} – Tenacidade à fratura no modo I

K_{IIC} – Tenacidade à fratura no modo II

K_{IIIC} – Tenacidade à fratura no modo III

ΔK – Incremento do Fator Intensidade de Tensão

T_{max} – Força Máxima Resistente à Tração no Reforço

LCF – *Low cycle fatigue* (Fadiga de Baixo Ciclo)

MFLE – Mecânica da Fratura Linear Elástica

MFEP – Mecânica da Fratura Elasto-Plástica

MTS – *Maximum Tangential Stress* (Máxima Tensão Tangencial)

MERR – *Maximum Energy Release Rate* (Máxima Taxa de Liberação de Energia)

NBR – Norma Brasileira Regulamentadora

PIB – Produto Interno Bruto

PET – Poliéster

SIF – *Stress Intensity Factor* (Fator Intensidade de Tensão)

TBR – *Traffic Benefit Ratio* (Taxa de Benefício de Tráfego)

VCCT – *Virtual Crack Closure Technique* (Técnica do Fechamento Virtual da Trinca)

XFEM – *eXtended Finite Element Method* (Método dos Elementos Finitos Estendido)

CAPÍTULO 1

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - MOTIVAÇÃO DA PESQUISA

O setor de transportes exerce um importante papel na economia de um país, uma vez que é responsável pela distribuição de bens e deslocamento de pessoas de forma estratégica. Um dos modais mais tradicionais deste setor é o rodoviário, que permite maior flexibilidade de topografias, em comparação com o ferroviário, por exemplo; e muitas vezes admite utilizar materiais de construção disponíveis na própria região de construção da rodovia. Na realidade brasileira, a indústria do transporte é responsável por cerca de 3,5% do Produto Interno Bruto (PIB) e as rodovias representam grande parte desse setor (Medina & Motta, 2015).

O uso massivo dos pavimentos asfálticos aconteceu a partir do desenvolvimento da indústria de refinação de petróleo, que tornou abundante, a partir dos anos 1950, o resíduo utilizado no concreto asfáltico (Medina & Motta, 2015). Na década de 1960 o modal rodoviário já correspondia a 60% da matriz nacional de transportes de cargas (BNDES, 2008, *apud* IPEA, 2011), percentual que mantém a mesma ordem de grandeza até a última década (IPEA, 2011).

Segundo dados do CNT, no ano de 2018, a malha rodoviária total brasileira era de aproximadamente 1,72 milhões de km (Figura 1.1), dos quais somente 211.468 km são pavimentados, ou seja, menos de 13% das estradas.

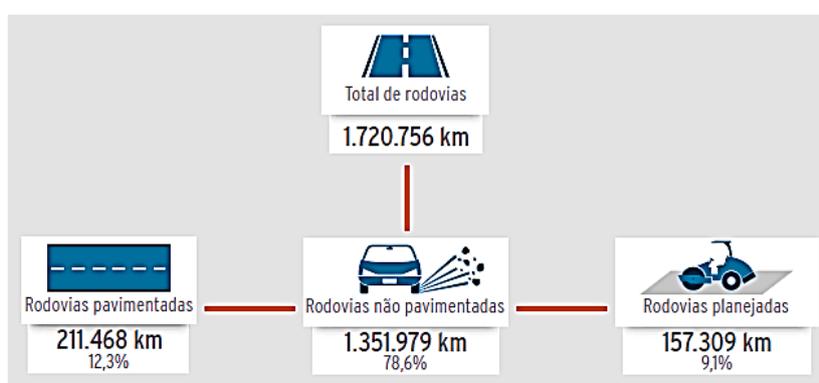


Figura 1.1 – Extensão da malha rodoviária brasileira (CNT, 2017)

O Brasil ocupa a 111ª posição em qualidade de rodovias em um *ranking* que leva em conta 138 países, estando muito abaixo de países como Japão (5º), Portugal (9º) e Estados Unidos (13º) (*World Economic Forum*, 2016-2017 *apud* CNT, 2017). Um estudo do CNT (2017) mostrou

que menos de um terço das rodovias federais encontravam-se em perfeito de estado de conservação da superfície, quase metade estava desgastada e em 15% delas haviam trincas em malha ou remendos. Considerando rodovias da administração pública o quadro se agrava, representado as trincas 21,4% das condições de superfície dos pavimentos, conforme pode ser visto na Figura 1.2.

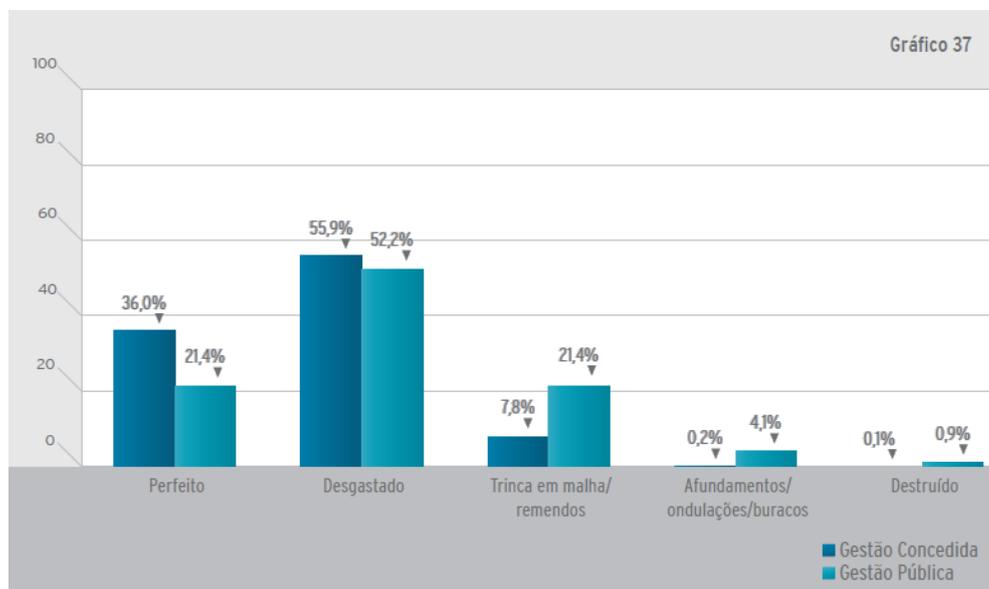


Figura 1.2 – Condição de superfície em rodovias da gestão pública e concedidas (CNT, 2017)

Os pavimentos flexíveis estão sujeitos a diversos esforços, sejam eles provocados pelo próprio carregamento do tráfego ou ainda por variações de temperatura ao longo de sua vida útil de serviço. A distribuição de tensões em sua estrutura é resultado de uma combinação de fatores ambientais, de carregamento e de suas propriedades mecânicas. A ação combinada desses fatores pode reduzir sua vida útil ou alterar suas propriedades ao longo do tempo, podendo gerar patologias, como as trincas, mostradas na Figura 1.3, relacionadas, principalmente, com a ruptura por fadiga dos materiais asfálticos.

As trincas por reflexão costumam surgir nas regiões logo acima de juntas ou em recapeamento sobre revestimentos originalmente trincados. Esse fenômeno é mais crítico em situações de baixas temperaturas, devido ao enrijecimento do concreto asfáltico, bem como de solicitações elevadas (grande volume de tráfego ou de maiores magnitudes de cargas). São desenvolvidas tensões de tração elevadas nas camadas de recapeamento devido a movimentos originados nas trincas existentes no revestimento antigo deteriorado. A reflexão se dá normalmente de baixo para cima no recapeamento. (Bernucci *et al.*, 2006)



Figura 1.3 – Trincas em pavimentos flexíveis
(CNT, 2017)

A superfície de um pavimento em operação que apresenta trincamento excessivo representa um trabalho relativamente caro e contínuo para os responsáveis pela manutenção das rodovias. Comumente, aplica-se um recapeamento asfáltico sobre o revestimento trincado, com espessura que varia entre 25 e 100 mm (Koerner, 1998).

Uma alternativa para inibir ou retardar o aparecimento ou a reflexão de trincas no revestimento asfáltico, sem necessidade direta de aumento da espessura de recapeamento, é o uso de materiais geossintéticos como elemento de reforço. Os principais objetivos de um reforço são: diminuir a espessura do recapeamento na restauração para uma mesma vida útil de serviço; ou aumentar a vida útil de serviço usando a mesma espessura de camada (Koerner, 1998).

Esses reforços podem ser a inclusão de telas metálicas, em fibra de vidro, geotêxteis de poliéster, polipropileno, geogrelhas, etc., e funcionam tanto como elemento de reforço quanto como elemento de diminuição da deformabilidade do sistema, podendo ainda assumir a função de alívio de tensões na região acima da trinca (Zornberg, 2017; Koerner, 1998).

A propagação de trincas em pavimentos ainda é um assunto bastante complexo e o uso de geossintéticos em seu combate é objeto de muitas pesquisas em diversas partes do mundo, as quais visam encontrar elementos para desenvolver metodologias de projeto mais acuradas e menos empíricas (Palmeira, 2018).

O Brasil ainda carece do desenvolvimento de pesquisas, sejam elas em modelo reduzido, pistas experimentais ou modelagem numérica, que analisem os mecanismos de trincamento em revestimentos asfálticos reforçados, com o objetivo de se obter parâmetros de projeto com menos empirismo e mais precisão. A obtenção desses parâmetros é essencial para a boa prática da engenharia e projetos que prevejam melhor o comportamento dos materiais, bem como da vida útil de serviço.

A propagação de trincas pode ser simulada por meio de estudos experimentais, com ensaios em modelos físicos de carga repetida (ensaio de flexão em viga, por exemplo) ou por modelos numéricos. É importante que modelos físicos respeitem as regras de similitude em relação ao que acontece nos pavimentos reais em operação.

Os avanços tecnológicos permitiram a minimização do tempo computacional em análises por meio de métodos numéricos, o que, conseqüentemente, tornou possível a simulação em modelos cada vez mais eficientes e acurados. Alguns softwares comerciais contam atualmente com módulos especialmente desenvolvidos para a análise de fadiga por carregamento cíclico, que podem simular aspectos geométricos e condições de tensão melhor que ensaios simples de flexão em viga (Li, 1999).

Novos métodos também foram introduzidos nos últimos anos para permitir uma melhor compreensão dos mecanismos de trincamento em pavimentos flexíveis. O Método dos Elementos Finitos Estendido (XFEM) foi introduzido, mas ainda não foi aplicado a pavimentos flexíveis em larga escala nas condições de campo (Elseifi *et al.*, 2018). Este método oferece características de modelagem superiores, uma vez que não requer a pré-definição da direção de trincamento, como é o caso Modelo de Zona Coesiva (CZM) (Lancaster *et al.*, 2013; Evagelista Jr. *et al.*, 2013a; 2013b; 2013c; Islam *et al.*, 2017; Martínez *et al.*, 2019). Outros métodos, como o Método dos Elementos Discretos (DEM) também podem ser aplicados com essa finalidade, desde que respeitadas as condições de similitude.

O presente estudo visa obter, por meio de método numérico, um modelo com parâmetros de propagação de trincas por fadiga para pavimentos asfálticos reforçados com geossintéticos baseado nos conceitos da Mecânica da Fratura Linear-Elastica (MFLE), analisando também a influência dos parâmetros dos geossintéticos (rigidez e resistência) na sua resposta no combate à reflexão de trincas nos revestimentos, permitindo a obtenção de projetos mais acurados e precisos.

1.2 - OBJETIVOS

1.2.1 - Objetivo geral

Avaliar o desempenho de revestimentos asfálticos reforçados com geossintéticos no combate à reflexão de trincas por fadiga por meio de modelagem numérica numa abordagem de Mecânica da Fratura Linear-Elástica.

1.2.2 - Objetivos específicos

- Analisar os ensaios de Obando (2016) em modelos geométricos bidimensionais para simulação de propagação de trincas em pavimentos asfálticos sujeitos a carregamentos cíclicos (fadiga);
- Calibrar um modelo numérico no XFEM para análise de propagação de trincas por fadiga em revestimentos asfálticos com e sem presença de reforço numa abordagem de Mecânica da Fratura Linear-Elástica;
- Determinar os estágios de comportamento de propagação de trincas por fadiga em pavimentos reforçados com geossintéticos;
- Avaliar o aumento de vida útil de serviço, em termos de taxa de benefício de tráfego (TBR) e comprimento máximo de trinca, do pavimento reforçado com geossintético em comparação com o pavimento não reforçado; e
- Analisar os parâmetros dos materiais geossintéticos (rigidez e posição na camada) que melhoram o desempenho de pavimentos asfálticos no combate à reflexão de trincas.

1.3 - ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em cinco capítulos. No primeiro capítulo é apresentada a introdução do trabalho, incluindo os motivos que tornam essa pesquisa significativa, bem como os objetivos alcançados nesse estudo. No segundo capítulo é apresentada a revisão de literatura, que inclui toda a fundamentação teórica em que essa pesquisa se baseia: mecânica dos pavimentos, mecânica da fratura, geossintéticos em pavimentação, o fenômeno da reflexão de trinca e o método dos elementos finitos estendido; bem como um estado da arte no tópico abordado.

No terceiro capítulo, é discutida a metodologia adotada para esta pesquisa, incluindo detalhes da simulação numérica: modelos constitutivos dos materiais, abordagem adotada, software de

apoio, limitações dos modelos, malha, geometria, carregamento e condições de contorno e pós-processamento. Nesse capítulo, também são apresentados os princípios doutrinários da validação do modelo.

No quarto capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos da modelagem numérica: campos de tensão e deformação, fator intensidade de tensão, convergência da malha, calibração do modelo e análise paramétrica, além de análises complementares e comparativas entre as situações reforçada e não reforçada.

Já no quinto capítulo são tratadas as conclusões resultantes desse trabalho bem como as recomendações para pesquisas futuras que venham avaliar o desempenho de reforços geossintéticos no combate à reflexão de trincas, especialmente numa abordagem de modelagem numérica.

CAPÍTULO 2**2 - REVISÃO DA LITERATURA**

Neste capítulo, são apresentados os principais estudos levantados a respeito do uso de materiais geossintéticos em pavimentação, o comportamento dos pavimentos flexíveis, os estudos da mecânica da fratura acerca da geração e propagação de trincas, o desempenho de materiais geossintéticos no combate à reflexão dessas trincas e alguns dos principais trabalhos acerca da modelagem numérica do problema. Também é apresentada a fundamentação teórica em que se baseia esta dissertação. Procurou-se dar ênfase aos estudos de geração e propagação de trincas e o uso de geossintético como elemento de reforço no combate à reflexão destas.

2.1 - MECÂNICA DOS PAVIMENTOS**2.1.1 - Generalidades**

No ponto de vista estrutural e funcional, o pavimento pode ser definido como uma estrutura de múltiplas camadas, com espessuras finitas, executado após o terrapleno, destinado a resistir os esforços provenientes do tráfego de veículos e da ação do clima, permitindo conforto e segurança aos usuários dessa estrutura (Bernucci *et al.*, 2006). O dimensionamento desses pavimentos, atualmente, está baseado em duas metodologias: a empírica, cuja estrutura é obtida a partir do ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR); e a mecanístico-empírica, que também leva em conta os campos de tensão-deformação nas camadas do pavimento.

As camadas que compõem os pavimentos podem ser: o revestimento, seguido ou não de um *binder*, a camada de base, podendo esta se apoiar em uma camada de sub-base, e o subleito. A camada de revestimento, aqui tratada como capa asfáltica no intuito de diferenciá-la do revestimento primário (estradas não pavimentadas), é definida, ainda, pela ABNT NBR 7207:1982 como “a camada, tanto quanto possível impermeável, que recebe diretamente a ação do rolamento dos veículos, que se destina, econômica e simultaneamente, a:

- a) melhorar as condições de rolamento quanto à comodidade e segurança; e
- b) resistir aos esforços horizontais que nela atuam, tornando mais durável a superfície de rolamento.”

Portanto, a presença de trincas na superfície da camada de revestimento, além de uma falha estrutural, pode ser entendida como uma falha funcional, pois suprime a função de impermeabilização dessa camada do pavimento.

Os pavimentos flexíveis, comumente chamados de pavimentos asfálticos, são aqueles cuja camada de revestimento é constituída basicamente de agregados e ligantes asfálticos, sendo esta camada destinada a receber o tráfego de veículos e a ação climática direta. Portanto, o revestimento deve ser o mais impermeável e resistente ao contato pneu-pavimento possível (Bernucci *et al.*, 2006). Na Figura 2.1 é apresentado o perfil de um pavimento flexível.

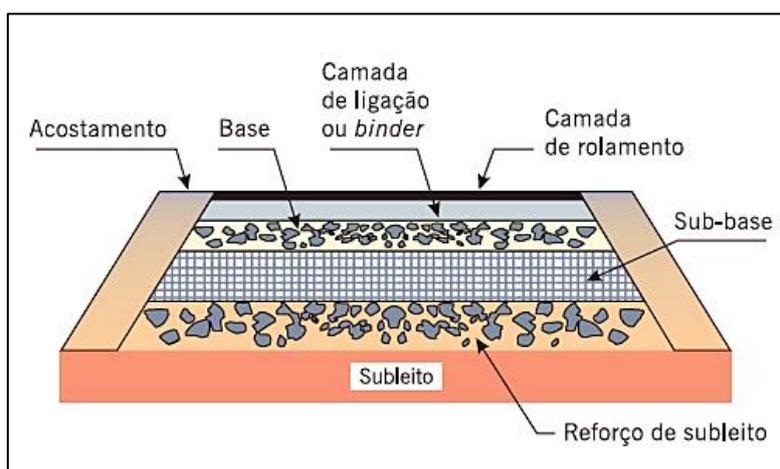


Figura 2.1 – Perfil de um pavimento flexível (seção transversal) (modificado – Bernucci *et al.*, 2006)

2.1.2 - Trincamento em pavimentos

A Norma DNIT 005/2003 define as trincas em pavimentos flexíveis como “fenda existente no revestimento, facilmente visível à vista desarmada, com abertura superior à da fissura, podendo apresentar-se sob a forma de trinca isolada ou trinca interligada”.

As trincas por reflexão tendem a ocorrer quando as trincas em uma camada subjacente se propagam na direção da superfície do revestimento asfáltico. Essas trincas podem se apresentar sob a forma de qualquer tipo de trinca (longitudinal, irregular ou mesmo interligada). A reflexão de trincas ocorre como consequência da concentração de tensões no entorno da ponta da trinca existente, reduzindo bastante a vida útil do revestimento. Em vias de regra, estima-se uma velocidade de propagação dessas trincas por reflexão entre 20 mm e 50 mm por ano (DNIT, 2005).

2.1.2.1 - Origem das trincas

As trincas em pavimentos podem estar relacionadas a diversas razões e, normalmente, estão associadas a descontinuidades de rigidezes, juntas, carregamentos de tráfego e variações de temperatura.

2.1.2.2 - Classificação das trincas

As trincas isoladas geradas por deformação permanente excessiva, retração térmica e/ou decorrentes do fenômeno de fadiga podem ser classificadas em três tipos, segundo à Norma DNIT 005/2003:

- a) Trinca transversal: apresenta direção predominantemente ortogonal ao eixo da via e pode ser classificada ainda como curta (TTC), se a extensão for inferior a 100 cm, ou longa (TTL), para extensões superiores a esta;
- b) Trinca longitudinal: apresenta direção predominantemente paralela ao eixo da via e é classificada como curta (TLC) ou longa (TLL) seguindo os mesmos limites das trincas transversais; e
- c) Trinca de retração: relacionada aos fenômenos de retração térmica ou do material do revestimento ou do material de base rígida ou semirrígida subjacentes ao revestimento original trincado.

As trincas interligadas são agrupadas em dois tipos:

- a) Trinca tipo “couro de jacaré”: as trincas são interligadas sem direções preferenciais, assemelhando-se ao aspecto de couro de jacaré, podendo ou não apresentar erosão acentuada de borda.
- b) Trinca tipo “bloco”: as trincas são interligadas seguindo direções preferenciais, na configuração de blocos formados por lados bem definidos, podendo ou não apresentar erosão acentuada de borda.

2.1.2.3 - Ensaios de laboratório

A fim de determinar propriedades mecânicas e de fratura e fadiga de concretos asfálticos, um programa de ensaios de laboratório pode ser especificado. Alguns desses ensaios já são bem consolidados em estudos de trincamento em revestimentos asfálticos. Bernucci *et al.* (2006) destaca alguns dos grupos de ensaios relacionados com esses materiais:

- a) Ensaios convencionais: Estabilidade Marshall;
- b) Ensaios de Módulo: Módulo de Resiliência, Módulo Dinâmico;

- c) Ensaios de Ruptura: Resistência à tração estática, Vida de fadiga (compressão diametral, flexão de 3, 4 ou 5 pontos, flexão de corpos-de-prova trapezoidais, etc.)
- d) Ensaios de deformação permanente: *creep* estático, *creep* dinâmico, simuladores de tráfego; e
- e) Ensaios complementares: desgaste cântabro, perda de umidade induzida.

2.2 - MECÂNICA DA FRATURA

2.2.1 - Generalidades

Como uma extensão aos conceitos da Mecânica Clássica, a Mecânica da Fratura estuda o comportamento à fratura de componentes e/ou estruturas contendo defeitos ou trincas. Diferentemente da abordagem projetual tradicional, que leva em conta um fator de segurança baseado em esforços resistentes e esforços solicitantes, o caminho projetual da mecânica da fratura leva em conta três vértices que compõem uma análise no chamado triângulo da fratura (Figura 2.2).

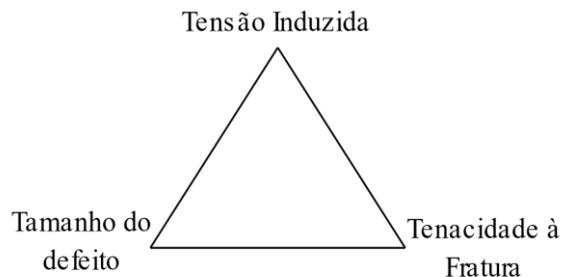


Figura 2.2 – Triângulo Projetual na Mecânica da Fratura

A Mecânica da Fratura segue duas abordagens principais: uma abordagem de tensão e uma abordagem energética. Além disso, pode-se, resumidamente, compreender as análises de trincamento em duas: a Mecânica da Fratura Linear Elástica (MFLE) e a Mecânica da Fratura Não-Linear (MFNL). A MFLE assume a hipótese de pequenas deformações, enquanto a MFNL prevê grandes deformações e efeitos plásticos na região da ponta da trinca (Broek, 1989). Na MFLE, o Fator Intensidade de Tensão (SIF), K , é uma medida do campo de tensão na região da ponta trinca e pode ser calculado também em termos de taxa de liberação de energia (G) e vice-versa. Há dois tipos de SIF: o geométrico, que é função da configuração do problema (geometria e carregamentos); e o do material, também chamado de tenacidade à fratura, que é considerada uma propriedade de fratura e independe da geometria ou condições de contorno e carregamento do problema.

2.2.2 - Modos de trincamento

A Mecânica da Fratura, por meio dos estudos iniciais de Griffith (1921) e Irwin (1957), estuda o comportamento de uma trinca a partir de três movimentos cinemáticos independentes, em relação à face da fratura, cujo modo de deslocamento relativo a esta face contribui para sua propagação. Esses modos de movimento são definidos a seguir e apresentados na Figura 2.3:

- a) *Modo I (abertura)* – a sollicitação principal ocorre na direção normal ao plano da fratura, tendendo a abri-la em dois planos de sentidos opostos de forma simétrica.
- b) *Modo II (cisalhamento)* – ocorre o cisalhamento ao longo de um plano na mesma direção da sollicitação (separação assimétrica).
- c) *Modo III (rasgamento)* – o cisalhamento na região da fratura ocorre em um plano normal à sollicitação (separação assimétrica).

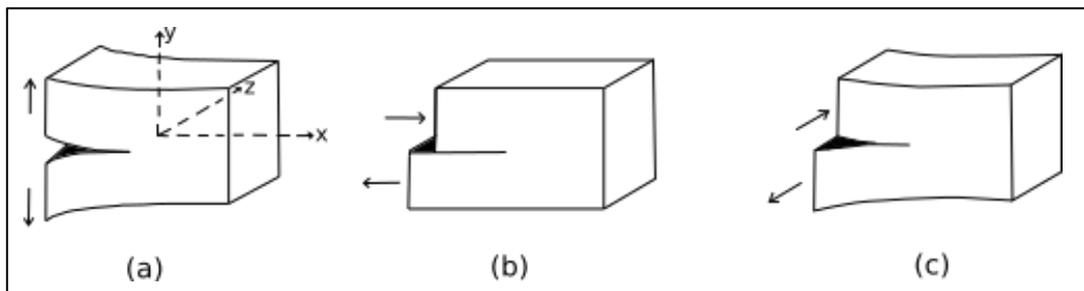


Figura 2.3 – Modos de movimento de uma trinca: a) Modo I - abertura; b) Modo II - cisalhamento; c) Modo III – rasgamento

Em análises bidimensionais, geralmente considera-se os modos I e II. Devido a uma passagem do tráfego em um pavimento, são gerados esforços de cisalhamento e de flexão. Os esforços de cisalhamento são responsáveis pelo trincamento no modo II, enquanto os de flexão desenvolverão o trincamento no modo I. “Os três modos são necessários e suficientes para descrever todos os possíveis modos de comportamento da trinca no estado mais geral de tensões elásticas” (Rodrigues, 1991).

Esses modos de trincamento são desacoplados, ou seja, podem ser analisados de forma independente e considerada a superposição dos efeitos de cada um deles, considerando os princípios da Mecânica da Fratura Linear-Elástica (MFLE). É importante ressaltar que as propriedades de fratura estão associadas ao modo de trincamento e, portanto, podem ser diferentes entre si.

2.2.3 - Trincamento por fadiga

Componentes de máquinas em geral e estruturas estão sujeitos, frequentemente, a carregamentos repetidos, cujo resultado de tensões cíclicas pode provocar um dano físico microscópico nos materiais ou compósitos que os compõe. Esses danos se acumulam ao longo dos ciclos de carregamento, desenvolvendo-se em trincas ou danos macroscópicos que levam o componente ou estrutura à ruptura (Dowling, 2012).

O fenômeno da fadiga, portanto, pode ser entendido como um processo de redução da capacidade de carga de um componente ou estrutura, que causa falha acumulativa e prematura ou dano permanente a este, quando sujeito a solicitações cíclicas (carregamentos repetitivos), as quais podem ou não incluir mudança de sentido. Ao tempo considerado até esta falha, dá-se o nome de vida de fadiga, ou vida útil de fadiga, que inclui a vida de iniciação (antes de iniciar o trincamento) e a vida de propagação (do início do trincamento até a falha da estrutura ou componente).

2.2.3.1 - Cargas cíclicas

As estruturas suscetíveis à fadiga podem estar sujeitas a diferentes tipos de carregamentos cíclicos, com magnitude (σ_a) e período constantes ou não. Quando os valores máximo (σ_{\max}) e mínimo (σ_{\min}) do carregamento são constantes, diz-se que o carregamento é de amplitude constante ($\Delta\sigma = \text{cte.}$), como visto na Figura 2.4. Deve-se ressaltar que pode haver ou não inversão de sentido do carregamento, de modo que o valor médio de tensão (σ_{med}) pode ser diferente de zero (Equação (2.1)).

$$\sigma_{\text{med}} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \quad (2.1)$$

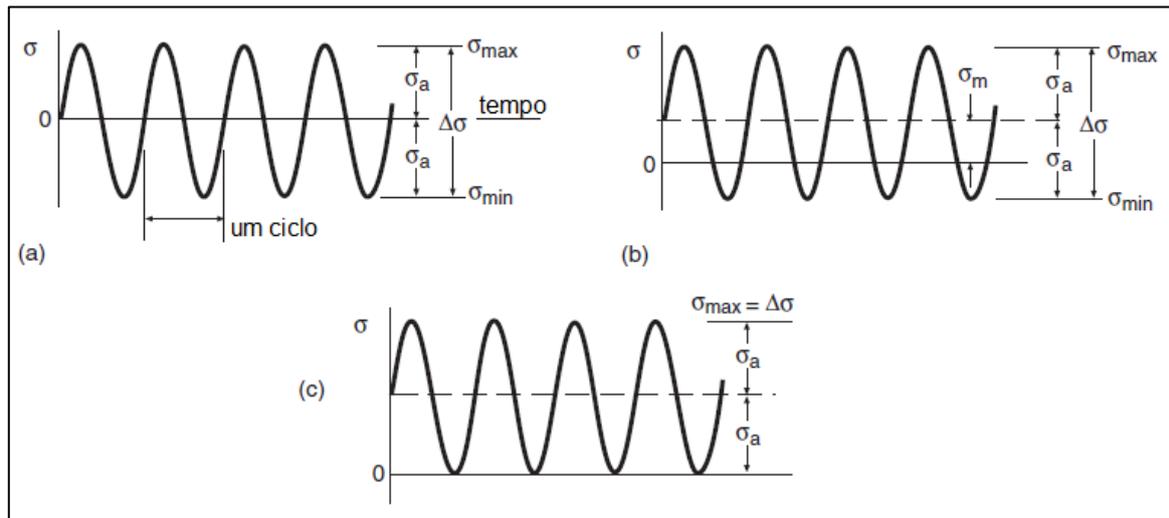


Figura 2.4 – Carregamentos cíclicos de amplitude constante: (a) completamente reverso ($\sigma_{med} = 0$); (b) de tensão média não-nula; (c) de carga mínima nula ($\sigma_{min} = 0$).
(modificado – Dowling, 2012)

Em algumas situações práticas, a magnitude do carregamento pode não ser constante, de modo que dois valores máximos e/ou mínimos de tensão podem definir um mesmo ciclo, como mostrado na Figura 2.5. Nesse caso, o valor médio de tensão não é representativo para o carregamento.

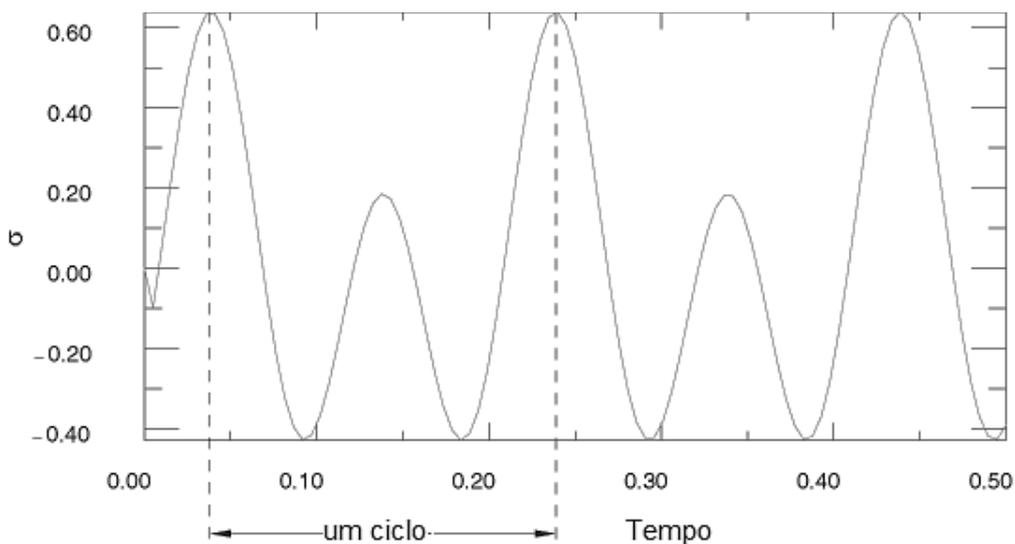


Figura 2.5 – Carregamento cíclico de amplitude variável
(modificado – ABAQUS, 2019b)

2.2.3.2 - Fadiga de alto e baixo ciclo

Como discutido anteriormente, a aplicação de cargas repetitivas em uma estrutura provoca a falha prematura, desenvolvida pelo fenômeno da fadiga. Esse fenômeno está relacionado com a degradação da rigidez do material em função do número de ciclos, mas também se relaciona com o nível de tensão empregado (amplitude da sollicitação). Portanto, a chamada resistência à fadiga de um material está relacionada com o valor de magnitude de tensão de na sua curva S-N em uma vida útil específica. Na Figura 2.6 é apresentado um exemplo de curva S-N, que relaciona os níveis de tensão provocados pelo carregamento em função do número de ciclos.

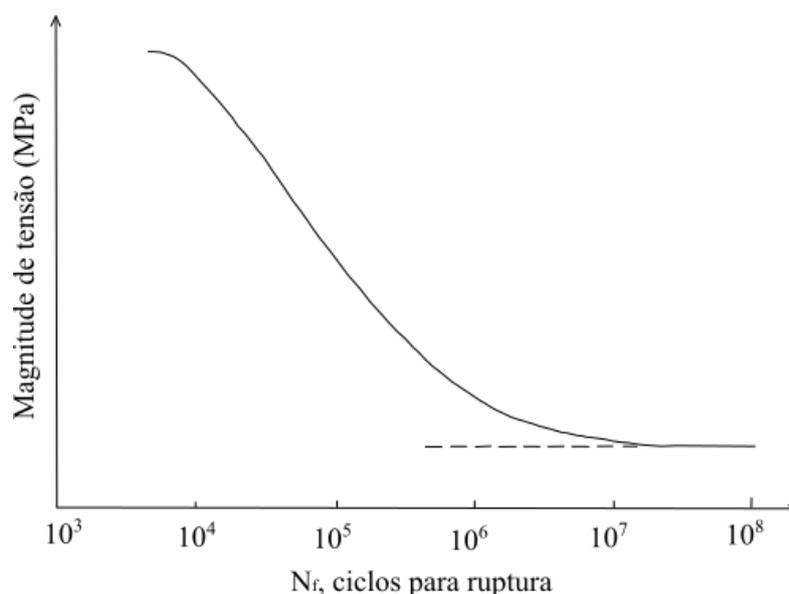


Figura 2.6 – Exemplo de curva S-N

A curva S-N permite avaliar as amplitudes de carregamentos que podem diminuir a vida de fadiga da estrutura em função do material que a compõe. Para valores baixos de tensão, a curva tende a um comportamento assintótico, no qual, caso a falha não ocorra já nos primeiros ciclos do estágio, esta irá ocorrer para uma vida de fadiga muito longa ($N > 10^8$ ciclos). Chama-se fadiga de baixo ciclo àquela relacionada a maiores amplitudes de carregamento, cuja vida de fadiga possui número de ciclos mais baixo, e fadiga de alto ciclo àquela relacionada a menores amplitudes de carregamento, cuja vida de fadiga é muito longa (podendo ultrapassar 10^7 ciclos).

2.2.3.3 - Fases de trincamento por fadiga

A vida útil de fadiga de uma estrutura pode ser analisada, quanto ao trincamento, considerando três processos distintos: o estágio inicial, que consiste na formação da trinca (instável); o segundo estágio, em que ocorre o crescimento estável da trinca, cujo crescimento tende a

ocorrer de forma exponencial; e terceiro estágio, que é a propagação instável até a ruptura total. Podemos resumir, então, em duas fases: a formação da trinca (estágio I) e a sua propagação (estágios II e III). Na Figura 2.7 são apresentados os estágios de trincamento pelo número de ciclos de carregamento.

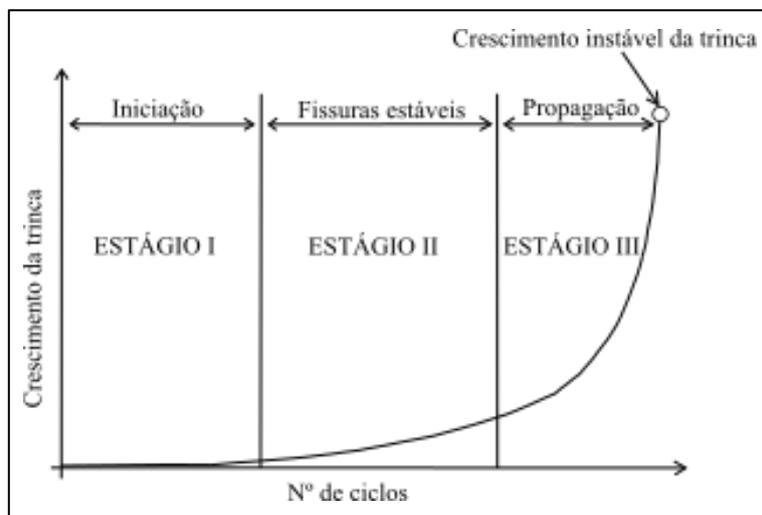


Figura 2.7 – Estágios de trincamento na vida útil de um componente submetido a carregamentos cíclicos.

(modificado – Bernucci *et al.*, 2006)

Segundo Majidzadeh & Ramsamooj (1973), grande parte da vida útil de fadiga dos pavimentos é ocupada pelo crescimento estável da trinca (Estágio II), enquanto a formação e o crescimento instável ocupam uma pequena fração da vida útil de uma estrutura. A propagação instável (Estágio III) acontece a taxas de crescimento muito altas, como pode ser visto na inclinação da curva nesse trecho apresentado na Figura 2.7.

a) Formação da trinca

A fase de formação ou iniciação da trinca é composta de dois fenômenos subsequentes, a microfissuração e formação de macrofissuras; e é definida como o número de ciclos de carga necessários para formar uma zona de dano visível (trinca) (Elseifi *et al.*, 2018) e que representa o estágio I de trincamento.

b) Propagação da trinca

A fase de propagação da trinca representa os estágios em que a trinca se propaga ao longo de toda a espessura da camada até aparecer na superfície da camada. Portanto, pode ser dividida em:

- Estágio II: caracterizado pela propagação estável das microfissuras originadas da coalescência das microfissuras descritas no estágio I; e
- Estágio III: caracterizado pelo crescimento instável das microfissuras conduzindo ao colapso total por fadiga. Esse estágio é caracterizado pelo aumento da trinca para um baixo acréscimo de número de ciclo.

2.2.4 - Direção de Propagação das Trincas

A direção da propagação da trinca é estabelecida como uma função dos fatores de intensidade de tensão (SIF) do modo misto (Modo I + Modo II) na ponta da trinca. Existem vários critérios diferentes para escolher para se calcular a direção. Alguns dos critérios de modo misto mais amplamente utilizados são: critério de tensão tangencial máxima, critério de taxa máxima de liberação de energia, critério de KII zero ($K_{II} = 0$) e critério de tensão circunferencial máxima.

2.2.4.1 - Máxima Tensão Tangencial (MTS)

Neste critério, para modelos bidimensionais e considerando o modo misto, o ângulo de propagação da trinca é tomado em relação à direção perpendicular à máxima tensão tangencial na ponta da trinca. Esse critério se baseia no estudo de Erdogan & Sih (1963) e é definido como:

$$\hat{\theta} = \cos^{-1} \left(\frac{3K_{II}^2 + \sqrt{K_I^4 + 8K_I^2 K_{II}^2}}{K_I^2 + 9K_{II}^2} \right) \quad (2.2)$$

onde:

$\hat{\theta}$ = ângulo entre a normal do plano da trinca original e a direção de propagação;

K_I e K_{II} = SIF no modo I e II, respectivamente.

Se o SIF no modo II é positivo, então o ângulo de propagação é negativo e vice-versa. Se K_{II} for nulo, a equação se reduz de tal modo que o ângulo será sempre 0° . A máxima tensão tangencial pode ser calculada e é definida Whittaker *et al.* (1992) como:

$$\sigma_{\theta_m} = \frac{1}{\sqrt{2\pi r}} \cos^2 \frac{\theta_m}{2} \left[K_I \cos \frac{\theta_m}{2} - 3K_{II} \sin \frac{\theta_m}{2} \right] \quad (2.3)$$

onde:

σ_{θ_m} = máxima tensão tangencial

r = raio da frente da trinca

θ_m = direção da máxima tensão tangencial

2.2.4.2 - Máxima Taxa de Liberação de Energia (MERR)

O critério Máxima Taxa de Liberação de Energia (MERR, do inglês *Maximum Energy Release Rate*) é baseado no trabalho de Hussain *et al.* (1974) e no princípio de minimização de um funcional. Nesse critério, é assumido que a direção de propagação da trinca coincide com aquela que maximiza a taxa de liberação de energia (Vethe, 2012).

2.2.4.3 - Critério do SIF no modo II nulo ($K_{II} = 0$)

A essência do critério $K_{II} = 0$ é permitir que o SIF do modo II se dissipe no modo de cisalhamento para extensões microscópicas de trincas (Vethe, 2012). Como discutido no critério MTS, quando $K_{II} = 0$, a direção de propagação tende a ser a direção coincidente com a ponta da trinca.

2.2.5 - Modelos de propagação de trincas por fadiga

2.2.5.1 - Modelo de Paris Modificado

No Regime de Paris, a taxa de crescimento de trincas por fadiga em pavimentos de concreto pode ser modelada pela Lei de Paris (Paris & Erdogan, 1963), considerando a fase de crescimento estável da trinca (Equação (2.4):

$$\frac{dc}{dN} = A \cdot \Delta K^n \quad (2.4)$$

onde:

c = comprimento da trinca;

N = número de repetições da carga cíclica

K = Fator Intensidade de Tensão (SIF)

A, n = parâmetros do material (constantes de Paris)

dc/dN = taxa de crescimento da trinca

O valor do fator intensidade de tensão (K) pode ser entendido como uma quantidade determinada analiticamente e que varia como função da configuração da trinca e dos

carregamentos externos aplicados. Ele mede a magnitude do campo de tensões na proximidade imediata à ponta da trinca. Esse fator intensidade de tensão deve ser determinado para cada um dos tipos de modos de fratura (I, II e III). No caso do modo I, a formulação engloba a componente de tensão normal na ponta da trinca, já nos modos II e III é a componente cisalhante que dá origem ao fator intensidade de tensão. Justificativas teóricas foram encontradas e verificaram que, para materiais de comportamento elástico ou viscoelástico, o valor de n é aproximadamente 4 (Schapery, 1973 *apud* Rodrigues, 1991; Castell *et al.*, 2000; Elseifi & Al-Qadi, 2003)

Irwin (1957) introduziu o Fator Intensidade de Tensão (SIF) para a análise estática como uma função da geometria da trinca, da geometria da peça (fator de efeito de borda F) e do campo de tensões na ponta da trinca, sendo definido como:

$$\Delta K = F \cdot \Delta \sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot c} \quad (2.5)$$

onde:

F = fator de geometria (igual a 1,0 para uma placa infinita com trinca simétrica e maior que 1 para problemas que incluam o efeito de borda)

$\Delta \sigma$ = diferença de tensão entre picos, definida pela Equação (2.6)

c = comprimento da trinca

$$\Delta \sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min} \quad (2.6)$$

onde:

σ_{\max} = tensão máxima no ciclo

σ_{\min} = tensão mínima no ciclo

Integrando-se a formulação de Paris-Erdogan e conhecendo-se os parâmetros do material, é possível determinar, de forma simplificada e aproximada, o número de ciclos que leva o material à ruptura por fadiga (Equação (2.7)) ou ainda o número de ciclos de carregamento necessários para a reflexão da trinca em uma camada (obtendo-se o comprimento máximo da trinca).

$$N = \frac{1}{A} \int \frac{dc}{(\Delta K)^n}, \text{ para } c \geq c_0 \quad (2.7)$$

onde:

ΔK = incremento de fator intensidade de tensão

c_0 = comprimento inicial da trinca

A, n = parâmetros do material no Regime de Paris

2.2.5.2 - Modelo de Forman

No Modelo de Forman, quando o SIF atinge o valor crítico, a trinca passa a se propagar de forma instável (estágio III), não podendo ser modelada pela Lei de Paris (estágio II). Nesse caso, a formulação de Forman para esse estágio é dada por:

$$\frac{dc}{dN} = \frac{C_F(\Delta K)^{m_y}}{(1-R)K_C - \Delta K} = \frac{C_F(\Delta K)^{m_y}}{(1-R)(K_C - K_{m\acute{a}x})} \quad (2.8)$$

onde:

dc/dN = taxa de crescimento da trinca

K_C = tenacidade à fratura do material

$K_{m\acute{a}x}$ = fator intensidade de tensão máximo

ΔK = incremento do fator intensidade de tensão

R = razão de tensões

m_y = constante do material para o modelo

C_F = constante do material para o modelo

2.2.6 - Parâmetros de fadiga e fratura

A análise de propagação de trinca por fadiga em carregamentos cíclicos de baixa frequência costuma ser modelada pela Lei de Paris, cujo estágio, chamado Regime de Paris, é limitado por dois níveis de taxa de liberação de energia (G_{thresh} e G_{pl}). O crescimento estável da trinca é limitado em G_c , que representa a taxa de liberação de energia crítica, que se relaciona com a tenacidade à fratura que leva o material à ruptura frágil por fadiga (velocidade de trincamento tende ao infinito). Na Tabela 2.1 são apresentados os principais parâmetros que governam modelos de propagação de trincas baseados nos conceitos da MFLE.

Tabela 2.1 – Parâmetros de mecânica da fratura que governam a propagação de trincas na abordagem da MFLE

<i>Definição da variável</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Dimensões</i>	<i>Unid. usual (SI)</i>
Constante do material para o estágio I	c_1	adm.	-
Constante do material para o estágio I	c_2	adm.	-
Constante do material no Regime de Paris (multiplicador)	A	-	mm/ciclo.(MPa \sqrt{m}) ⁿ
Constante do material no Regime de Paris (expoente)	n	adm.	-
Valor limite da taxa de liberação de energia para a formação da trinca (passagem do estágio I para o Regime de Paris)	G_{thresh}	F.L ⁻¹	J/m ²
Limite superior no Regime de Paris da taxa de liberação de energia	G_{pl}	F.L ⁻¹	J/m ²
Taxa de liberação de energia máxima	G_{max}	F.L ⁻¹	J/m ²
Tenacidade à fratura estática de iniciação no Modo I	K_{IC}	F.L ⁻¹	J/m ²
Tenacidade à fratura estática de iniciação no Modo II	K_{IIC}	F.L ⁻¹	J/m ²
Tenacidade à fratura estática de iniciação no Modo III	K_{IIIC}	F.L ⁻¹	J/m ²
Taxa de liberação de energia crítica total com base no modo misto	G_{C}	F.L ⁻¹	J/m ²
Taxa de liberação de energia total da ponta da trinca na carga cíclica máxima ($q_{\text{máx}}$)	G_{max}	F.L ⁻¹	J/m ²
Taxa de liberação de energia total da ponta da trinca na carga cíclica mínima ($q_{\text{mín}}$)	G_{min}	F.L ⁻¹	J/m ²

Taxa de liberação de energia de fratura
relativa quando a estrutura é carregada
entre seus valores máximo e mínimo

 ΔG F.L⁻¹J/m²

$$(\Delta G = G_{\max} - G_{\min})$$

Nota: adm = adimensional

A taxa de liberação de energia G é calculada como:

$$G = \frac{K^2}{E'} \quad (2.9)$$

onde:

$$E' = \begin{cases} E & \text{(tensão plana)} \\ \frac{E}{1 - \nu^2} & \text{(deformação plana)} \end{cases} \quad (2.10)$$

2.2.7 - Modelos de cálculo de taxa de liberação de energia no modo misto

Para o cálculo da taxa de liberação de energia equivalente (considerando o modo misto), em programas de elementos finitos, como *ABAQUS*, são fornecidas três fórmulas: a lei BK, a lei de Potência e os modelos da lei Reeder. A escolha do modelo nem sempre é clara para uma dada análise e, por isso, o modelo mais apropriado costuma ser selecionado empiricamente.

A lei de BK, descrita por Benzeggagh & Kenane (1996), é definida na Equação (2.11):

$$G_{C,eq} = G_{IC} + (G_{IIC} - G_{IC}) \left(\frac{G_{II} + G_{III}}{G_I + G_{II} + G_{III}} \right)^\eta \quad (2.11)$$

A Lei de Potência, descrita por Wu & Reuter Jr. (1965), é definida na Equação (2.12):

$$\frac{G_{eq}}{G_{C,eq}} = \left(\frac{G_I}{G_{IC}} \right)^{a_m} + \left(\frac{G_{II}}{G_{IIC}} \right)^{a_n} + \left(\frac{G_{III}}{G_{IIIC}} \right)^{a_o} \quad (2.12)$$

A Lei de Reeder, descrita por Reeder *et al.* (2002), é definida na Equação (2.13):

$$G_{C,eq} = G_{IC} + (G_{IIC} - G_{IC}) \left(\frac{G_{II} + G_{III}}{G_I + G_{II} + G_{III}} \right)^\eta + (G_{IIIC} - G_{IIC}) \left(\frac{G_{III}}{G_{II} + G_{III}} \right) \left(\frac{G_{II} + G_{III}}{G_I + G_{II} + G_{III}} \right)^\eta \quad (2.13)$$

A lei de Reeder é melhor aplicada quando $G_{IIC} \neq G_{IIIIC}$, caso contrário ela se reduz à lei BK. A lei de Reeder aplica-se apenas a problemas tridimensionais.

Como discutido anteriormente nesse item, a análise de trincamento baseada na MFLE em um determinado material pode ser dividida em duas fases principais, o início do crescimento da trinca e sua propagação modelada pelo Regime de Paris.

2.3 - A REFLEXÃO DE TRINCAS

Um dos problemas mais sérios associados à redução da vida útil de pavimentos são as trincas. Esse fenômeno pode ocorrer devido a ciclos de carregamento de baixa frequência, tráfego inadequado, oxidação do pavimento e/ou variações de temperatura (De Bondt, 1998). As trincas, além de representarem uma zona de fraqueza do pavimento que modifica a distribuição de tensões ao longo das camadas superiores, também funcionam como uma porta de entrada da água para as camadas de base e sub-base do pavimento, podendo levar a bombeamento de finos e degradação destas camadas, especialmente quando compostas por solos de comportamento laterítico.

2.3.1 - Mecanismos de reflexão de trincas

A reflexão de trinca está relacionada com mudanças de temperatura, as quais geram movimentos horizontais no revestimento. Por ser a camada mais exposta, a temperatura do revestimento muda periodicamente e varia com base na sua espessura. Variações periódicas de temperatura resultam em contração e dilatação repetidas, relacionadas com o fenômeno de fadiga e reflexão de trincas por movimentação horizontal.

A contração provoca tensões de tração relativamente uniformes em toda a camada de asfalto. Nessa condição, tensões de tração adicionais geralmente se somam na região do recapeamento, especialmente na parte inferior do revestimento próximo à trinca, devido a movimentos horizontais acumulados nesta. O incremento ou decremento de temperatura na superfície do revestimento asfáltico varia de acordo profundidade da camada. Este gradiente de temperatura resulta em maiores tensões de origem térmica na parte superior e inferior da camada de asfalto. A reflexão de trincas devido à carga térmica pode desenvolver-se desde a base até o topo da camada de revestimento asfáltico (Nunn, 1989; Sha, 1993; Castell *et al.*, 2000; Nesnas & Nunn, 2004; Song *et al.*, 2006). Na Figura 2.8, visualiza-se como se dá a distribuição de tensões em

capas asfálticas trincadas na presença do tráfego e a formação de vazio na camada inferior à trinca.

A temperatura ao longo do revestimento asfáltico varia com sua profundidade, o que provoca uma dilatação/contração diferente em cada ponto da camada. Esse gradiente de temperatura gera esforços de flexão, os quais são responsáveis pela formação e/ou propagação da trinca ao longo da capa asfáltica.

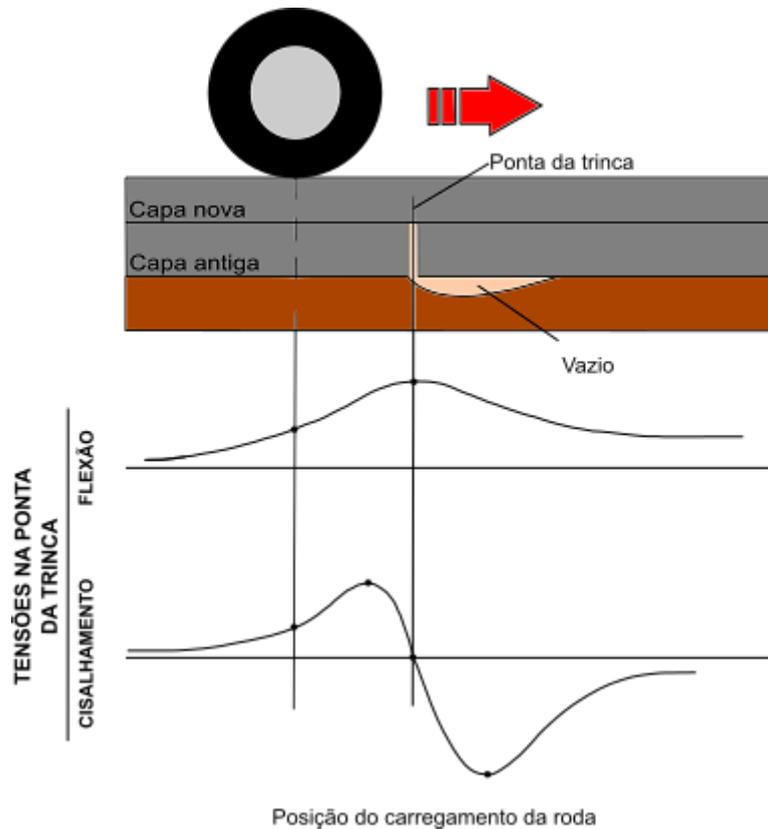


Figura 2.8 – Distribuição de tensões em revestimentos asfálticos trincados (modificado – Lytton, 1989)

2.3.2 - Métodos para combater a reflexão de trincas

Roberts *et al.* (1996) define quatro principais métodos para reduzir ou retardar a reflexão de trincas; são eles:

- i. Aumento da espessura da camada de CBUQ;
- ii. Tratamentos especiais na superfície existente;
- iii. Tratamentos somente nas trincas e/ou juntas; e
- iv. Considerações especiais de projeto para a camada de CBUQ.

Este último método inclui o uso de reforço para a capa asfáltica, o qual pode ser aplicado tanto entre a camada antiga e a nova camada, no meio da camada ou em ambas as posições, conforme definições de projeto.

Bernucci *et al.* (2006) também destaca algumas medidas para o controle e redução da reflexão de trincas em pavimentos asfálticos:

- i. Camadas intermediárias de alívio de tensões;
- ii. Camadas de dissipação de trincas;
- iii. Aumento da espessura de recapeamento;
- iv. Reciclagem do revestimento existente;
- v. Emprego de revestimentos asfálticos com ligantes modificados; e
- vi. Emprego de reforço com geossintéticos.

Os geossintético mais comumente empregados com a função de reforço em revestimentos asfálticos são as geogrelhas e os geocomposto (geogrelha e geotêxtil), embora também se apliquem geotêxteis não tecidos com o intuito também de minimizar o bombeamento de finos (Palmeira, 2018).

2.3.3 - Estudos teóricos, numéricos e experimentais

Molenaar *et al.* (2003) conduziram um estudo numérico-experimental para caracterizar o comportamento de misturas asfálticas quanto à propagação de trincas e fratura. A investigação experimental foi realizada para avaliar a dependência da geometria do espécime e as variáveis de ensaio taxa de deformação e temperatura na resistência à tração. A análise por elementos finitos (FEM) investigou a falta de homogeneidade da cepa do espécime no ensaio de flexão semicircular e revelou que o estado de tensões do corpo de prova durante o ensaio de flexão semicircular é adequado para determinar a resistência à tração da mistura.

Wang *et al.* (2008) modelaram a propagação de trincas utilizando o FEM baseado na teoria da Mecânica da Fratura e verificaram que a propagação das trincas é dominada carregamento que provocam flexão e que os fatores que mais influenciam na propagação de trincas superficiais são: espessura e módulo do revestimento e módulo da base. Os autores verificaram pouco efeito da espessura e módulo da camada de sub-base, da espessura da base e do módulo do subleito na resposta do problema.

Baek (2010) modelou o desenvolvimento de trincamento por reflexão em revestimentos asfálticos e técnicas de controle utilizando um modelo FEM e CZM bilinear. O estudo concluiu que o sistema de camada intermediária de mistura areia-asfalto prolongou a vida útil do revestimento em relação às trincas por reflexão devido à sua energia de fratura relativamente alta. No entanto, nesse estudo, o uso de uma malha de aço intermediária apresentou melhores resultados que a mistura areia-asfalto.

Sewell (2017) investigou o comportamento de trincamento por fadiga de doze ligantes e Misturas Asfálticas de Elevado Módulo (HMB). Seu estudo mostrou que a propagação de trincas é significativamente influenciada pela dureza e temperatura do ligante. Além disso, foi verificado que, em um pavimento, a abordagem atual de projeto, assumindo uma única característica de fadiga, pode subestimar ou superestimar a vida de algumas misturas, caso não se considere os efeitos de baixas temperaturas.

Elseifi *et al.* (2018) estudaram o CZM e o FEM para simulação da iniciação e propagação de trincas em pavimentos asfálticos e verificaram que ambas as abordagens apresentadas têm méritos na modelagem de trincas em pavimentos flexíveis.

Gao *et al.* (2019) analisaram a propagação de trinca em materiais quase-frágeis utilizando o DEM. Os autores propuseram um modelo que implementou simultaneamente uma abordagem de dano e trincamento por fadiga. Os resultados numéricos mostraram-se compatíveis com resultados teóricos disponíveis para os mesmos materiais.

2.4 - GEOSSINTÉTICOS EM PAVIMENTAÇÃO

2.4.1 - Generalidades

Uma das aplicações mais convencionais dos geossintéticos é em obras de pavimentação. Eles podem ser utilizados como elementos de reforço em pavimentos rodoviários, aeroportuários, ferroviários, aterros sobre solos com baixa capacidade, como elemento de separação ou barreira entre camadas ou ainda desempenhando funções, como filtração e drenagem.

2.4.2 - Funções e aplicações de geossintéticos em pavimentos

Segundo Zornberg (2017), as principais funções que podem ser desenvolvidas pelos geossintéticos em obras rodoviárias são:

- a) *Separação*: o geossintético, colocado entre duas camadas de materiais diferentes, mantendo a integridade e funcionalidade de ambos. Além disso, também pode promover o alívio de tensão a longo prazo. As principais propriedades relacionadas a essa função incluem aquelas usadas para caracterizar a sobrevivência/integridade do geossintético durante a instalação.
- b) *Filtração*: o geossintético permite fluxo de líquido através de seu plano, enquanto retém partículas finas a montante do fluxo. As principais propriedades associadas são: permissividade e medidas de distribuição do tamanho de seus poros (abertura de filtração, por exemplo).
- c) *Reforço*: o geossintético desenvolve forças de tração a fim de manter ou melhorar a estabilidade do conjunto solo-geossintético. A principal propriedade requerida para esta função é a resistência à tração do geossintético.
- d) *Aumento da rigidez*: o geossintético desenvolve forças de tração que tendem a controlar a deformação do conjunto solo-geossintético. As propriedades de projeto que acompanham essa função são aquelas que quantificam a rigidez do conjunto.
- e) *Drenagem*: o geossintético permite o fluxo de gás ou líquido ao longo de seu plano. A principal propriedade relacionada a essa função é a transmissividade do geossintético.
- f) *Barreira*: o geossintético minimiza a níveis desprezíveis o fluxo de líquidos e gases através de seu plano. As principais propriedades relacionadas a esta função são as que caracterizam a durabilidade a longo prazo do geossintético.
- g) *Proteção*: o geossintético funciona como um amortecedor acima ou abaixo de outro material (ex.: geotêxtil-geomembrana), minimizando os danos provocados pelo movimento de outros materiais. As propriedades relevantes são aquelas que caracterizam a resistência à punção do geossintético.

Zornberg (2017) destaca ainda como as aplicações mais comuns dos geossintéticos em estradas:

- i. Diminuição da reflexão de trincas em capas asfálticas;
- ii. Separação entre camadas;
- iii. Estabilização (reforço) da base;
- iv. Estabilização (reforço) do subleito; e
- v. Drenagem lateral.

Essas aplicações, que podem ser vistas na Figura 2.9, dizem respeito à seção tipo da estrada, não incluindo outras aplicações (acessórios) comuns como: trincheiras drenantes, geocélulas, geomantas contra erosão superficial em cortes etc.

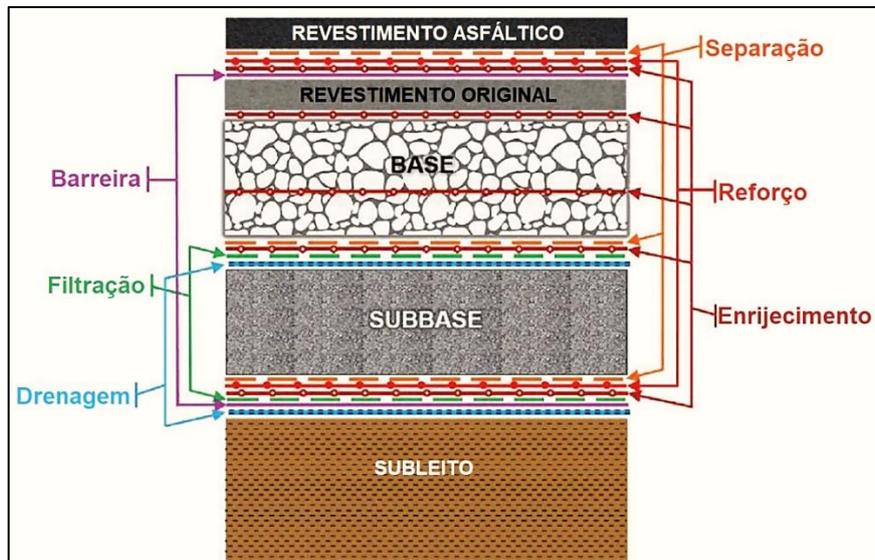


Figura 2.9 – Funções e aplicações dos geossintéticos em pavimentação (modificado – Zornberg, 2017)

O efeito membrana, que funciona aumentando a contribuição do reforço em estradas não pavimentadas, é desprezado em estradas pavimentadas, devido às restrições mais severas de deformações nessas estradas (Palmeira, 2018).

Palmeira (2018) destaca algumas das contribuições do uso de reforços em geossintéticos na base de pavimento, são elas:

- Restrição à movimentação lateral do material da base;
- Aumento da capacidade de carga do sistema solo-reforço;
- Dissipação de poropressões, quando associado a uma camada drenante;
- Na base do pavimento, a camada drenante pode também funcionar como uma barreira capilar.

Alguns dos benefícios gerais, como restrição da reflexão de trincas, evitação do bombeamento de finos ou diminuição da altura de camadas, também são apresentadas na Figura 2.10.

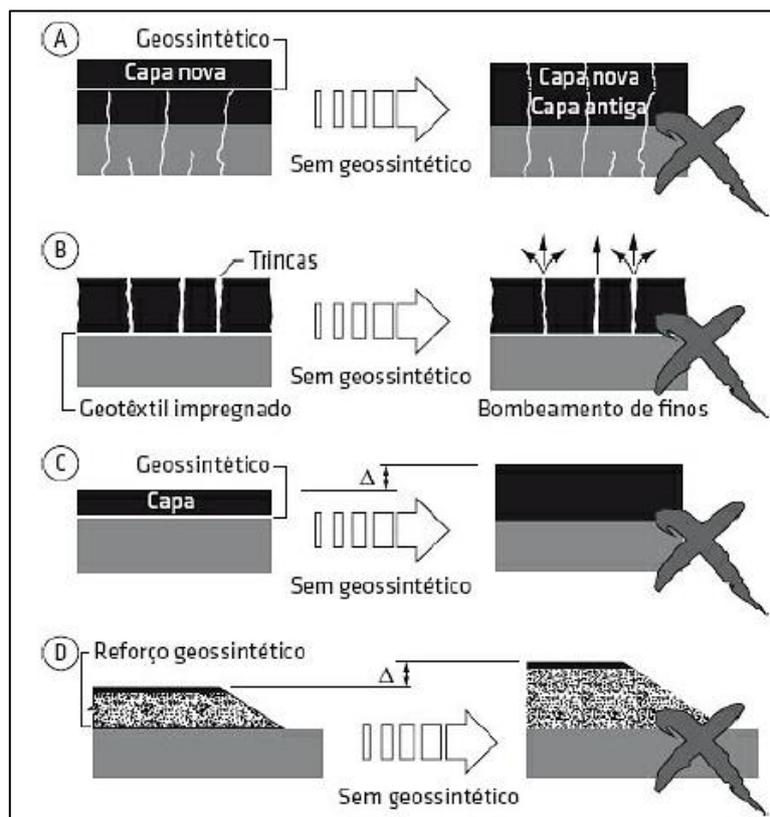


Figura 2.10 – Benefícios dos geossintéticos em pavimentos: (A) combate à reflexão de trincas; (B) evitação do bombeamento de finos; (C) redução da espessura do revestimento; (D) reforço da base.
(Palmeira, 2005)

Ensaio em modelos físicos reduzidos podem ser realizados a fim de se obter parâmetros de fadiga e reforço para o concreto asfáltico (Montestrusque, 2002; Obando-Ante & Palmeira, 2015). Entretanto, existe uma dificuldade na obtenção de parâmetros de fratura (tenacidade à fratura e taxas de liberação de energia limites) em ensaios convencionais de materiais geotécnicos.

2.4.3 - Geossintéticos para o combate à reflexão de trincas

Os geossintéticos podem ser utilizados em camadas de pavimentos asfálticos tanto novas quanto antigas e trincadas, a fim de aumentar sua vida útil de serviço e evitar reflexão de trincas, espaçando e diminuindo custos com manutenções corretivas.

Como discutido anteriormente, a propagação de trincas por ciclos de carga pode ser modelada através da Lei de Paris (Paris & Erdogan, 1963) e, para o caso dos pavimentos reforçados, faz-se necessário o conhecimento dos parâmetros A e n , os quais exercem grande sensibilidade na taxa de propagação da trinca por ciclo de carga no pavimento. Esses parâmetros podem ser

obtidos em ensaios de ciclos de carregamentos em vigas de concreto asfáltico submetidas a condições de flexão e/ou cisalhamento (Lytton, 1989) e por análise numérica.

Os tipos de geossintéticos mais utilizados em estudos de aplicações de reforço no combate à reflexão de trincas são os geocompostos impregnados com emulsão asfáltica, as geogrelhas poliméricas ou em fibra de vidro e as telas metálicas (Montestrucque, 2002; Bühler, 2007; Correia, 2010; Miranda, 2013; Obando-Ante & Palmeira, 2015), em virtude da maior rigidez em relação aos geotêxteis, por exemplo. Entretanto, os geotêxteis não-tecidos impregnados com emulsão asfáltica também exercem a função de barreira contra o bombeamento de finos (Palmeira, 2018).

De Bondt *et al.* (1996) sugere a separação de uma camada trinca em blocos rígidos, formados a partir das bordas da trinca, que tendem a se mover um em relação ao outro. Esse movimento é minimizado pelo reforço, o qual é tracionado (Figura 2.11) e o incremento da abertura da trinca é inversamente proporcional à rigidez do reforço, podendo ser definido pela Equação (2.14).

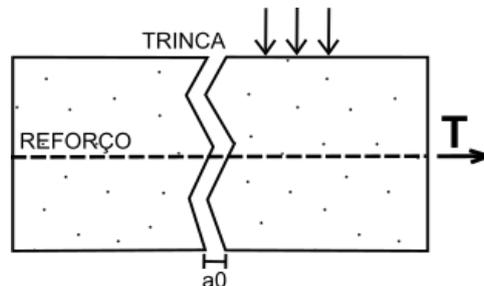


Figura 2.11 – Atuação do reforço impedindo o movimento em blocos rígidos (modificado – De Bondt *et al.*, 1996)

$$\Delta a = \frac{2 \cdot T}{\sqrt{C \cdot EA}} \quad (2.14)$$

onde:

Δa = incremento de abertura da trinca;

T = força normal de tração no reforço;

C = rigidez equivalente entre o reforço e o material do bloco; e

EA = a rigidez normal do reforço por unidade de comprimento.

Pode-se obter, de modo aproximado, o valor da força de tração mobilizada no reforço reescrevendo a equação, como descrito na Equação 2.15:

$$T = \frac{\Delta a \cdot \sqrt{C \cdot EA}}{2} \quad (2.15)$$

Observa-se que, quanto maior o incremento de abertura da trinca, maior a força de tração requerida no reforço.

2.4.4 - Vida Útil de Serviço e Taxa de Benefício de Tráfego (TBR)

A vida útil de serviço de um pavimento pode ser dividida, de forma simplificada, em duas etapas: a formação da trinca e sua propagação até a ruptura da estrutura por fadiga. No caso do problema de reflexão de trincas, podemos considerar um número de ciclos até a iniciação da trinca e o tempo de sua propagação até atingir toda a espessura da camada de revestimento, conforme a Equação (2.16):

$$N = N_i + N_p \quad (2.16)$$

onde:

N = número de ciclos total para a fadiga (com ou sem reforço);

N_i = número de ciclos para iniciação da trinca; e

N_p = número de ciclos necessários para a trinca iniciada atingir toda a espessura.

A taxa de benefício de tráfego (TBR, do inglês *Traffic Benefit Ratio*) consiste em um índice que representa o ganho de vida útil de serviço, em termos de ciclos de repetição de carga, para um pavimento reforçado em relação ao pavimento não reforçado, podendo ser expresso como na Equação (2.17):

$$TBR = \frac{N_R}{N_{UR}} \quad (2.17)$$

onde:

TBR = taxa de benefício de tráfego;

N_R = número de ciclos de carga necessários para a reflexão da trinca no caso com reforço geossintético; e

N_{UR} = número de ciclos de carga necessários para a reflexão da trinca no caso sem reforço.

Valores típicos de TBR entre 2 e 16, obtidos partir de estudos experimentais com reforços em geossintéticos, são encontrados na literatura (Koerner, 1998; Palmeira & Antunes, 2010; Obando-Ante & Palmeira, 2015).

2.4.5 - Propriedades relevantes dos geossintéticos como reforço de revestimentos asfálticos

Alguns autores destacam propriedades relevantes dos reforços geossintéticos e do conjunto asfalto-reforço e condições de aplicação nas camadas de revestimento de um pavimento flexível (Montestrusque, 2002; Kodaii *et al.*, 2009; Zornberg, 2017). São elas:

- a) *Aderência asfalto-geossintético*: tratando-se de um sistema asfalto-reforço, é de suma importância que a aderência entre os materiais seja suficiente para o trabalho conjunto frente às solicitações.
- b) *Resistência à fadiga*: o reforço também estará sujeito a carregamento cíclico e, portanto, deve desenvolver resistência à fadiga;
- c) *Resistência à tração do geossintético*: uma vez que o material as tensões de tração tendem a se transferir para o reforço, o geossintético precisa apresentar resistência suficiente para os níveis de tensão provocados pelo carregamento;
- d) *Tipo*: além da rigidez do reforço, o tipo de geossintético pode alterar o comportamento do sistema. Geotêxteis, por exemplo, tendem a funcionar também no redirecionamento das trincas.
- e) *Relação entre os valores de rigidez das camadas*: uma diferença muito expressiva entre os valores de rigidez das camadas do revestimento novo sobreposto e o revestimento antigo pode agravar os problemas de reflexão de trincas;
- f) *Posição relativa do reforço*: a posição do geossintético na camada de revestimento modifica o nível de tensão no reforço, o que altera a propagação da trinca.
- g) *Instalação*: a má instalação, que provoque a perda de aderência do sistema ou danos aos materiais, pode diminuir sua eficácia.

2.4.6 - Estudos numéricos e experimentais

Diversos estudos experimentais e de modelagem numérica têm sido realizados a fim de verificar o desempenho geral dos geossintéticos no combate à reflexão de trincas em pavimentos:

Alexander (1996) avaliou o desempenho de pavimentos asfálticos reforçados com geogrelhas em três aeroportos australianos. Seus resultados mostraram ser necessário muito tempo para o aparecimento de trincas na superfície do pavimento reforçado. O autor destaca ainda a importância de cuidados na instalação do geossintético para garantir o bom funcionamento do sistema.

Jaecklin & Scherer (1996) estudaram o uso de geogrelhas de fibras de vidro combinada com um geotêxtil não-tecido e geogrelhas de poliéster como reforço de pavimento asfáltico por meio de ensaios de carregamentos cíclicos em vigas. Os estudos levaram a um aumento da vida útil para todos os casos, chegando o reforço em geogrelhas de fibras de vidro a atingir ciclos de 7 a 8 vezes maiores que o caso não reforçado e a geogrelhas polimérica o dobro de vida útil.

Montestrusque (2002) realizou ensaios de fadiga em viga asfáltica sob condições de flexão e de cisalhamento, validados a partir de um trecho experimental em seções restauradas com e sem uso de reforço. Além disso, o autor conduziu uma simulação numérica via FEM, por meio da técnica de liberação dos nós, para explicar o mecanismo de trincamento observado no modelo físico. O estudo concluiu que a inclusão do geossintético no revestimento mostrou-se eficaz para retardar a reflexão de trincas e verificou que o posicionamento de um geotêxtil entre a camada trincada e a nova camada funciona também para o redirecionamento de trincas.

Bühler (2007) realizou um estudo sobre o efeito de geogrelhas na restauração de pavimentos, avaliando o desempenho de grelhas de fibras de vidro, metálica e poliméricas por meio de ensaios de viga e trecho experimental, e verificou que a especificação das grelhas de reforço deve abranger o mecanismo de deterioração a ser combatido quando da aplicação desse reforço.

Fei & Yang (2008) analisaram o desempenho de pavimentos asfálticos reforçados com geogrelhas utilizando o método dos elementos finitos. No estudo foram realizadas análises numéricas de cálculo da tensão no pavimento com e sem reforço, bem como em diferentes condições de interação entre geogrelha e pavimento. Os resultados demonstram que a posição ideal varia com os diferentes requisitos de prevenção de patologias, havendo efetiva melhora nas condições de tensão na região da trinca com a presença da geogrelha.

Khodaii *et al.* (2009) estudaram o efeito de geogrelhas no combate à reflexão de trincas em ensaios de laboratório, variando a posição do reforço na base da camada, no meio e a 1/3 da altura e comparando o com resultado sem reforço. Os autores avaliaram o comportamento dos

corpos de prova a duas temperaturas (20 °C e 60 °C) e em três comprimentos de trinca inicial (10, 15 e 20 mm). No estudo, verificou-se um incremento significativo na performance do pavimento reforçado em relação ao pavimento não reforçado e que os efeitos do reforço com a variação do comprimento inicial da trinca não foram significativos. Os resultados demonstraram que o desempenho do sistema no combate à reflexão de trincas dependeu principalmente da posição da geogrelha, da relação entre valores de rigidez das camadas de revestimento e da temperatura.

Barraza *et al.* (2011) avaliaram a durabilidade de pavimentos reforçados com geogrelhas, geotêxteis e uma geomembrana intermediária, por meio do ensaio de carga repetida em vigas. Os resultados permitiram verificar que as geogrelhas com maior rigidez obtiveram o melhor desempenho como reforço para retardar a reflexão de trincas no pavimento asfáltico, embora todos os reforços empregados tenham retardado essa reflexão.

Abdessemed *et al.* (2015) conduziram estudos experimentais e simulações numéricas utilizando o FEM para avaliar o desempenho de geogrelhas como reforço de pavimentos de aeroportos. Os resultados demonstraram que as geogrelhas reduziram os níveis de tensão-deformação no pavimento analisado e retardaram a propagação de trincas. A modelagem numérica forneceu valores comparáveis aos dos ensaios experimentais com dispersões não superiores a 14%.

Obando-Ante & Palmeira (2015) analisaram o aumento da vida útil de serviço em capas asfálticas reforçadas com vários geossintéticos (geotêxteis e geogrelhas diversas) em ensaios de flexão em vigas asfálticas com e sem reforço sob carregamento cíclico. Os autores constataram um aumento na vida útil de até 18,8 vezes maior no caso reforçado em comparação com o caso sem reforço.

Fallah & Kodhaili (2015) examinaram os parâmetros que afetam a reflexão de trincas em revestimentos asfálticos reforçados com geogrelhas, tais como: rigidez à tração do reforço, força de tração máxima, tipo e quantidade de emulsão, espessura da camada, geometria da trinca e rigidez do pavimento. O programa experimental teve como ensaio principal o de viga com camada intermediária apoiada em material compressível (Neoprene) sob carregamento cíclico. Os resultados indicaram que os valores de rigidez da camada trincada e da camada sobreposta são os principais fatores que podem influenciar diretamente no combate à reflexão de trincas.

Gu *et al.* (2016) avaliaram o desempenho de geogrelhas no aumento da vida útil do pavimento flexível por meio de modelagem numérica e validação utilizando ensaio de grandes dimensões. A modelagem numérica foi conduzida por meio de um programa comercial de elementos finitos com a definição de uma sub-rotina em linguagem FORTRAN para melhor simular o comportamento não-linear e anisotrópico do reforço em geogrelha e o material granular.

Noory *et al.* (2017) estudaram a iniciação e propagação de trincas, considerando o Modo I, com ensaios de aplicação de carga repetida (frequência de 10 Hz) em uma viga asfáltica reforçada com geocomposto e emulsão asfáltica e uma trinca induzida no pavimento original (parte inferior da viga). Os resultados mostraram que a performance do geocomposto era dependente da temperatura e que o número de ciclos para a iniciação das trincas era bem menor que para sua propagação (0,4 mm para cada 1.000 ciclos, para o melhor resultado).

Sireesh-Saride & Vinay-Kumar (2017) analisaram o desempenho de reforços geossintéticos sobrepostos em camadas pré-trincadas de revestimentos asfálticos por meio de estudos experimentais e técnica de correlação por imagem digital (DIC, do inglês *Digital Image Correlation*). No geral, os resultados demonstraram um ótimo desempenho dos reforços em estender a vida de fadiga dos revestimentos ensaiados e verificaram, a partir dos resultados da DIC, que as trincas se propagaram rapidamente para a superfície no caso sem reforço, enquanto os corpos de prova reforçados foram eficazes em resistir à propagação da trinca. Com base nos campos de tensão de tração nos corpos de prova, a técnica DIC pôde identificar com acurácia a iniciação da trinca e a mobilização do efeito de membrana do reforço na abertura da trinca.

2.5 - MÉTODOS PARA ANÁLISE DE PROPAGAÇÃO DE TRINCAS

2.5.1 - Generalidades

Zhou *et al.* (2009) destacam as três etapas principais que incluem uma pesquisa para análise de reflexão de trinca em pavimentos asfálticos:

- i. Revisão de modelos de reflexão de trincas e recomendações;
- ii. Desenvolvimento do modelo a partir da abordagem de Mecânica da Fratura baseada na Lei de Paris para previsão da reflexão de trincas em revestimento asfáltico; e
- iii. Calibração preliminar do modelo de reflexão de trincas desenvolvido.

Na primeira etapa discutida por Zhou *et al.* (2009), deve-se aprofundar a revisão em modelos conhecidos na literatura para análise do problema. No geral, esses modelos podem ser divididos nas seguintes categorias:

- i. Modelos empíricos;
- ii. Modelo linear-elástico multicamadas estendido;
- iii. Modelos baseados nas equações de equilíbrio;
- iv. Modelos combinados do FEM tradicional associado à formulação de fadiga;
- v. Modelo de Mecânica da Fratura baseado na Lei de Paris;
- vi. Modelo de Zona Coesiva; e
- vii. Modelo baseado na Mecânica do Dano Contínuo não-local.

Os três primeiros modelos são considerados bastante simples em termos de acurácia para analisar o fenômeno de reflexão de trincas (Zhou *et al.*, 2009). Os modelos baseados no FEM tornaram-se poderosos principalmente em virtude da popularidade desse método entre os pesquisadores em engenharia.

2.5.2 - Métodos Analíticos

O cálculo da propagação de trincas numa abordagem de MFLE, de forma analítica, baseia-se no cálculo do SIF ou da taxa de liberação de energia. Shields *et al.* (1992) descrevem cinco diferentes categorias de métodos de análise independentes em que se baseia uma análise de propagação de trinca:

- i. Métodos diretos;
- ii. Métodos baseados em energia;
- iii. Métodos da função da singularidade;
- iv. Método da superposição;
- v. Métodos da equação da integral de contorno.

2.5.3 - Métodos Numéricos

O tradicional Método dos Elementos Finitos (FEM), pode ter sua formulação e aplicação do dividida em 8 etapas principais (Desai, 1979):

- a. Discretizar a estrutura com um número razoável de “elementos finitos”;

- b. Selecionar modelos de aproximação para as quantidades desconhecidas, o que pode ser deslocamentos, ou temperatura, ou potencial (em problemas de fluxo);
- c. Definir as equações de governo da relação tensão-deformação, que descreve a resposta (deformação e deslocamento) de um sistema à força aplicada, e calcular as tensões a partir das deformações;
- d. Definir as equações de comportamento do elemento, que pode ser derivada usando métodos de energia (Princípio dos Trabalhos Virtuais, por exemplo), como:

$$\{F\} = [K]\{d\} \quad (2.18)$$

- e. Montar as equações dos elementos e inserir as condições de contorno, a partir das quais as equações que descrevem o comportamento do problema geral podem ser obtidas;
- f. Resolver para os deslocamentos nodais
- g. Calcular outras funções de interesse para os deslocamentos nodais, como tensões, momentos e forças tangenciais baseadas nas equações constitutivas assumidas
- h. Interpretar os resultados e refinar a malha, a partir do qual a “saída” do problema é avaliada e a discretização da malha é decidida (se necessário) para obter um certo nível de acurácia.

O nível de acurácia obtido numa análise FEM depende de diferentes fatores, como: grau de refinamento da malha (dimensão do elemento), ordem do elemento (número de nós), local de avaliação (resultados são mais acurados nos pontos de Gauss). Uma seleção apropriada das condições de contorno e da discretização da carga afetam diretamente a acurácia do modelo (Elseifi *et al.*, 2018).

O Método dos Elementos Finitos Estendido (XFEM) consiste na extensão do tradicional Método dos Elementos Finitos por meio da incorporação de funções de enriquecimento e graus de liberdade adicionais à formulação convencional dos elementos finitos. Essas funções são aplicadas aos nós dos elementos atravessados pela trinca e àqueles em que se localiza a ponta desta, o que permite a melhor consideração de sua propagação ao longo do domínio contínuo. Esse método tem sido empregado em trabalhos de análise de propagação de trincas numa abordagem baseada em conceitos e formulações da Mecânica da Fratura.

O fenômeno de trincamento em concreto asfáltico é bastante complexo, pois existe uma zona de faturamento fortemente não linear em torno da ponta da trinca. A fim de explicar a zona plástica relativamente grande formada à frente da ponta da trinca, o Modelo de Zona Coesiva (CZM)

tem sido adotado para concreto asfáltico (Zhou *et al.*, 2009). A ideia do CZM baseia-se no pressuposto de que a separação (trincamento) ocorre apenas nessa zona estreita, em forma de tira na frente da trinca (zona coesiva), durante o processo de trincamento. De acordo com este conceito, o dano do material ocorre essencialmente nesta área limitada até a separação final (propagação) (Liu *et al.*, 2019).

O Método dos Elementos Discretos (DEM) foi desenvolvido originalmente por Cundall & Strack (1979) para modelar sistemas granulados e particulados. Esse método tem sido considerado bastante atraente para modelar materiais quase-frágeis, devido à sua capacidade de se construir uma malha que não é completamente contínua e homogênea, mas discreta. Uma vez que a malha é constituída por elementos rígidos que interagem entre si nos pontos de contato, torna-se mais fácil construir os modelos mesoscópicos de DEM com vazios, imperfeições e heterogeneidades do que os modelos majoritariamente contínuos do FEM e XFEM (Gao *et al.*, 2019).

Uma outra abordagem, que não se baseia em conceitos de Mecânica da Fratura diretamente, é o Modelo da Mecânica do Dano Contínuo (CDM, do inglês *Continuum Damage Mechanics*). Esse modelo é capaz de prever a vida de fadiga de um componente ou estrutura quando as trincas presentes não são muito grandes (Gao *et al.*, 2019)

2.6 - MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS ESTENDIDO (XFEM)

O Método dos Elementos Finitos Estendido (XFEM) é um poderoso método baseado no tradicional FEM que incorpora funções de enriquecimento e graus de liberdade adicionais aos elementos na região da trinca. No FEM, a malha é dependente e há a necessidade de refazê-la a cada comprimento de trinca (criação de nova superfície). Já o XFEM permite uma análise independente da malha e que não exige a geração de uma nova malha para consideração da propagação da trinca ao longo de uma simulação (Duarte & Oden, 1996; Belytschko & Black, 1999). O XFEM vem se consagrando como um método poderoso para modelar problemas de fratura em diversos campos da engenharia, como o faturamento hidráulico, propagação de trinca em estruturas de concreto e pavimentos rígidos, dentre outros (Evangelista Jr. *et al.*, 2013a; 2013b; 2013c; Martínez *et al.*, 2019).

2.6.1 - Equações que governam o método

Considere-se o domínio plano (Ω) em que existe uma falha (trinca) descrito na Figura 2.12, de contorno Γ , sendo este composto de três parcelas: Γ_u , Γ_t e Γ_c , tal que Γ é a união de todos esses contornos. As condições iniciais de deslocamentos são impostas como Γ_u , as forças de superfície como Γ_t e a superfície da trinca como Γ_c . As Equações (2.19a) a (2.19d) definem as formulações de equilíbrio e condições de contorno do problema:

$$\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{b} = \mathbf{0}, \text{ em } \Omega \quad (2.19a)$$

$$\boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{n} = \bar{\mathbf{t}}, \text{ em } \Gamma_t \quad (2.19b)$$

$$\boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{n} = \mathbf{0}, \text{ em } \Gamma_c \quad (2.19c)$$

$$\mathbf{u} = \bar{\mathbf{u}}, \text{ em } \Omega \quad (2.19d)$$

onde:

$\boldsymbol{\sigma}$ = tensor de tensões

\mathbf{b} = vetor forças de corpo

$\mathbf{0}$ = vetor nulo

\mathbf{n} = vetor normal ao plano em que atua $\bar{\mathbf{t}}$

$\bar{\mathbf{t}}$ = vetor forças de superfície

\mathbf{u} = vetor deslocamento

$\bar{\mathbf{u}}$ = vetor deslocamento prescrito

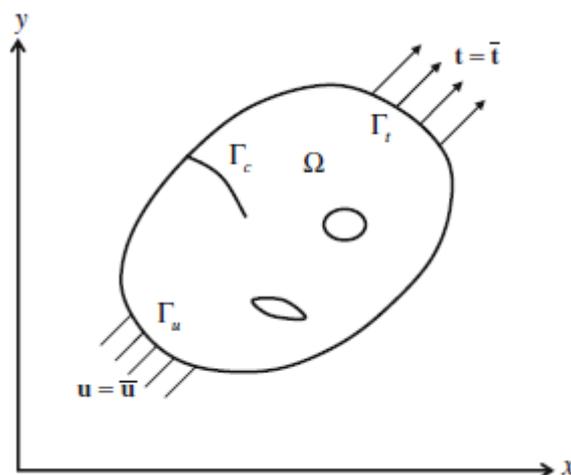


Figura 2.12 – Continuum com presença de trinca sujeito a condições de contorno e carregamento

(Bhattacharya *et al.*, 2013)

Pode-se, então, relacionar tensão e deformação no material, considerando-se o comportamento elástico, por meio da Lei de Hooke generalizada, dada na Equação:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{C} : \boldsymbol{\varepsilon} \quad (2.20)$$

onde:

$\boldsymbol{\sigma}$ = tensor de tensões de Cauchy

\mathbf{C} = matriz de relação constitutiva

$\boldsymbol{\varepsilon}$ = tensor de pequenas deformações

2.6.2 - Enriquecimento do campo de deslocamentos

Na Figura 2.13 é esquematizado o enriquecimento dos nós dos elementos ao longo do domínio da peça. as funções de enriquecimento no campo de deslocamentos para os nós dos elementos cortados pela trinca (função de salto) e daqueles que carregam a sua ponta (funções assintóticas) são definidas pela Equação (2.21).

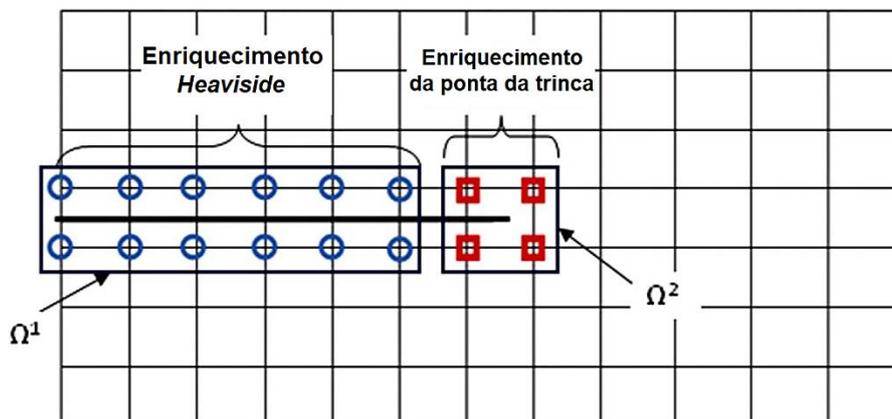


Figura 2.13 – Esquema do enriquecimento dos nós dos elementos que contém a descontinuidade do tipo *Heaviside* (Ω^1) ou da ponta (Ω^2) (Ng & Dai, 2011)

$$\mathbf{u} = \sum_{i=1}^N N_i(\mathbf{x}) \left[\mathbf{u}_i + H(\mathbf{x}) \mathbf{a}_i + \sum_{\alpha=1}^4 F_{\alpha}(\mathbf{x}) \mathbf{b}_i^{\alpha} \right] \quad (2.21)$$

onde:

\mathbf{u} = vetor deslocamento

$N_i(\mathbf{x})$ = função de forma (igual a 1 no nó i e zero nos demais).

\mathbf{u}_i = vetor deslocamento nodal

$H(\mathbf{x})$ = função descontinuidade de salto (*heaviside*)

\mathbf{a}_i = vetor grau de liberdade enriquecido nodal

$F_\alpha(\mathbf{x})$ = funções assintóticas de ponta da trinca

\mathbf{b}_i^α = vetor grau de liberdade enriquecido nodal (ponta da trinca)

Se todos os elementos da malha são completamente atravessados pela descontinuidade em cada passo, então a segunda parte das funções de enriquecimento (funções assintóticas) não são levadas em conta na formulação, mas, além da função de forma, somente a função *Heaviside* é acrescida (Evangelista Jr. *et al.*, 2013a).

2.6.3 - Propagação de trincas baseada nos princípios da MFLE via XFEM no ABAQUS

Dois tipos distintos de modelagem de dano utilizando XFEM podem ser usados: o Modelo de Zona Coesiva (CZM) e XFEM baseado na MFLE. A propagação de trincas baseada nos princípios da MFLE via XFEM utiliza a técnica de fechamento virtual de trinca (VCCT) e seus princípios para deslocamento de interface. Essa modelagem é recomendada principalmente para materiais considerados frágeis.

A taxa de liberação de energia de deformação é calculada pela técnica VCCT modificada, a qual é especificada como uma propriedade de interação em associação com a trinca via XFEM. Essa técnica permite o uso de três formulações para determinar a taxa de liberação de energia no modo misto: os modelos de BK, Potência e Reeder.

A direção de máxima tensão tangencial (MTS, do inglês *Maximum Tangential Stress*) é usada como referência para a direção normal ao plano da trinca. No entanto, pode-se escolher as direções locais principais **1** e **2** ou outro critério de direção, conforme descrito no item 2.2.4.

Apesar de a VCCT requerer o cálculo da taxa de liberação de energia de deformação da trinca, a MFLE pode ser usada enquanto já existir uma trinca inicial (no passo estático, por exemplo). Entretanto, é necessário especificar um critério de iniciação de dano na definição das propriedades do material, uma vez que a VCCT só é ativada quando o critério de iniciação de dano é atendido.

2.6.3.1 - Fadiga de baixo ciclo (*Low cycle fatigue*)

De acordo com o Manual do Usuário (ABAQUS, 2019b), a análise de fadiga de baixo ciclo permite a modelagem do crescimento da trinca ao longo de um caminho arbitrário com base nos princípios da MFLE com o XFEM. A propagação da trinca é realizada definindo-se uma interação de superfície baseado em fratura e especificando-se o critério de fratura em elementos enriquecidos (próprio do XFEM). As taxas de liberação de energia de fratura na ponta da trinca em elementos enriquecidos são calculadas com base na técnica de fechamento de trinca virtual (VCCT). O VCCT usa os princípios da MFLE, sendo, portanto, apropriado para problemas nos quais ocorre um crescimento frágil de trincas por fadiga, embora deformações não lineares do material possam ocorrer em outro local.

2.6.3.2 - Início e crescimento de trinca por fadiga

O início e o crescimento da trinca por fadiga em um elemento enriquecido são caracterizados pelo uso da lei de Paris, que relaciona a taxa de liberação de energia da fratura relativa, ΔG , às taxas de crescimento da trinca. Dois critérios devem ser atendidos para iniciar o crescimento da trinca por fadiga: um critério é baseado nas constantes do material, ΔG e no número do ciclo atual, N ; o outro critério é baseado na taxa máxima de liberação de energia de fratura, $G_{\text{máx}}$, que corresponde à taxa cíclica de liberação de energia quando a estrutura é carregada até seu valor máximo. Uma vez que o critério do início do crescimento da trinca por fadiga é satisfeito com os elementos enriquecidos, a taxa de crescimento da trinca, dc/dN , é uma função por partes baseada nas constantes materiais e ΔG (Lei de Paris modificada).

2.6.3.3 - Técnica de extrapolação de danos

De acordo com o Manual do Usuário (ABAQUS, 2019b), uma vez satisfeito o critério de início do crescimento da trinca em qualquer um dos elemento próximos da ponta da trinca ao final de um ciclo N , este elemento estende o comprimento da trinca de a_N para $a_{N+\Delta N}$, que inclui o ciclo atual acrescido do número de ciclos que leva a esta propagação, ΔN , atravessando pelo menos um elemento enriquecido antes das pontas de fissura. Nesse caso, o dano não é pós-processado a cada ciclo, mas a cada elemento enriquecido trincado, ou seja, em um número de ciclos suficiente para atravessar um elemento (ΔN).

Dadas as constantes de material A e n , combinado com o comprimento conhecido do elemento finito (definido na malha) e a direção provável de propagação, têm-se que o incremento de

comprimento de trinca em uma etapa j é definido como $\Delta a_{N_j} = a_{N+\Delta N} - a_N$. O número de ciclos necessários para a trinca atravessar cada elemento enriquecido à frente da ponta da trinca nessa etapa pode ser calculado como ΔN_j , onde j representa o elemento enriquecido à frente do j -ésimo comprimento trinca. A análise é configurada para avançar a trinca em pelo menos um elemento enriquecido por incremento após a estabilização do ciclo de carregamento. O elemento com o menor número de ciclos é identificado e seu $\Delta N_{\min} = \min(\Delta N_j)$ é representado como o número de ciclos para propagar a trinca igual ao comprimento do elemento, $\Delta a_{N_{\min}} = \min(\Delta a_{N_j})$. O elemento mais crítico é completamente trincado com uma restrição zero e uma rigidez zero nas superfícies trincadas no final do ciclo estabilizado.

À medida que o elemento enriquecido é atravessado pela trinca, a carga é redistribuída e uma nova taxa de liberação de energia (ou SIF) deve ser calculada para os elementos enriquecidos na região da nova ponta de trinca no ciclo posterior. Essa capacidade permite que pelo menos um elemento enriquecido antes das pontas de trinca seja atravessado após cada ciclo estabilizado e é responsável precisamente pelo número de ciclos necessários para causar o crescimento de trinca por fadiga com esse comprimento (ABAQUS, 2019b).

2.6.3.4 - Condições de contorno

As condições de contorno podem ser aplicadas a qualquer um dos graus de liberdade de deslocamento ou rotação. Durante a análise, as condições de contorno prescritas devem ter uma definição de amplitude cíclica ao longo da etapa: o valor inicial deve ser igual ao valor final. Se a análise consistir em várias etapas, aplicam-se as regras usuais. A cada nova etapa, a condição de contorno pode ser modificada ou completamente definida. Todas as condições de contorno definidas nas etapas anteriores permanecem inalteradas, a menos que sejam redefinidas.

2.6.3.5 - Carregamentos

A análise de propagação de trincas baseada na MFLE via XFEM permite, na maioria dos *softwares* de elementos finitos que possuem este módulo, dois tipos de solicitações de carregamento: carga concentrada e pressão de superfície. Em problemas de carregamento de tráfego, a utilização de pressão de superfície é sugerida, uma vez que simula bem a condição de solicitação em campo.

Durante a análise, cada carga deve ter uma definição de amplitude cíclica sobre a etapa em que o valor inicial deve ser igual ao valor final (zero, por exemplo). A cada nova etapa, o carregamento pode ser modificado ou completamente definido. Todas as cargas definidas nas etapas anteriores permanecem inalteradas, a menos que sejam redefinidas (ABAQUS, 2019b).

2.6.3.6 - Campos pré-definidos

Os valores das variáveis de campo definidas pelo usuário podem ser especificados e sua amplitude deve ser definida ao longo de todo um passo. Esses valores afetam apenas as propriedades do material dependentes da variável de campo, se houver. Os valores da variável de campo especificados devem ser cíclicos na etapa.

2.6.3.7 - Materiais

De acordo com o Manual do Usuário (ABAQUS, 2019b), as seguintes propriedades do material não estão ativas durante uma análise de fadiga de baixo ciclo: propriedades acústicas, propriedades térmicas (exceto para expansão térmica), propriedades de difusão em massa, propriedades de condutividade elétrica, propriedades piezoelétricas e propriedades de fluxo de fluidos porosos.

2.6.3.8 - Elementos

Qualquer um dos elementos de tensão/deformação disponíveis no *software* pode ser usado na uma análise de fadiga de baixo ciclo. Isso inclui elementos coesos com espessura finita (modelagem de uma camada adesiva de espessura finita). No entanto, ao modelar o crescimento da trinca por fadiga com base nos princípios da MFLE via XFEM, apenas os elementos de tensão/deformação contínuos de primeira ordem e os elementos de tetraedro de tensão/deformação de segunda ordem podem ser associados a um recurso enriquecido (domínio de enriquecimento ou de crescimento da trinca).

Para uma análise bidimensional, pode-se utilizar elementos planos quadráticos de tensão plana, axissimétricos ou deformação plana. Em uma análise tridimensional, o elemento hexaédrico é recomendado. Medeiros *et al.* (2019) sugere, para a análise de camadas de pavimento asfáltico reforçadas com geossintéticos, o uso de elementos de viga como *embedded region* para o reforço numa modelagem 2D.

2.6.3.9 - Limitações

O Manual do ABAQUS® (2019b) lista algumas limitações às quais uma análise de fadiga de baixo ciclo usando a abordagem cíclica direta está sujeita. São elas:

- As condições de contato (interações) não podem mudar durante um determinado ciclo quando a análise cíclica direta é usada iterativamente para obter uma solução estabilizada.
- A análise pode não funcionar bem quando há carga compressiva na superfície da trinca durante um ciclo de carga, porque a rigidez global é formada apenas uma vez no início de cada ciclo de carregamento.
- A não-linearidade geométrica só pode ser incluída em etapas anteriores ao passo cíclico direto; no entanto, apenas pequenos deslocamentos e deformações serão considerados durante a etapa cíclica.

CAPÍTULO 3

3 - METODOLOGIA

Neste capítulo apresentam-se as propriedades dos materiais utilizadas no estudo, bem como as considerações de modelo constitutivo e geométrico admitidas, e os métodos utilizados para a avaliação do comportamento da camada de revestimento reforçada com geossintéticos no combate à reflexão de trincas.

Na Figura 3.1 apresenta-se o fluxograma base da metodologia deste trabalho, que foi dividida em três etapas principais: a revisão de literatura, a simulação numérica, respeitando-se as regras de similitude com as condições de carregamento em fadiga, e a validação do modelo a partir dos dados experimentais de estudos desenvolvidos por Obando (2016) na Universidade de Brasília.

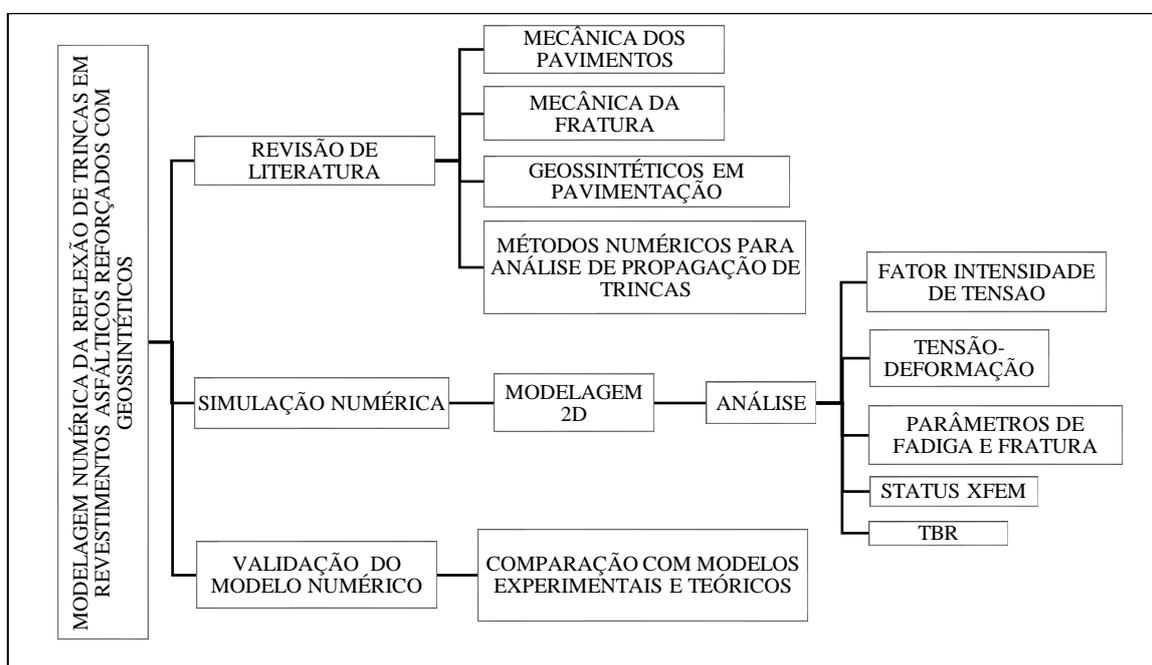


Figura 3.1 – Fluxograma da Metodologia do Trabalho

3.1 - SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Para a simulação numérica da propagação de trincas no pavimento asfáltico e análises de tensão, deformação e deslocamentos do modelo adotado foi utilizado, como *software* de apoio, o programa comercial de elementos finitos ABAQUS®, versão 2019. As etapas da simulação podem ser resumidas na Figura 3.2.

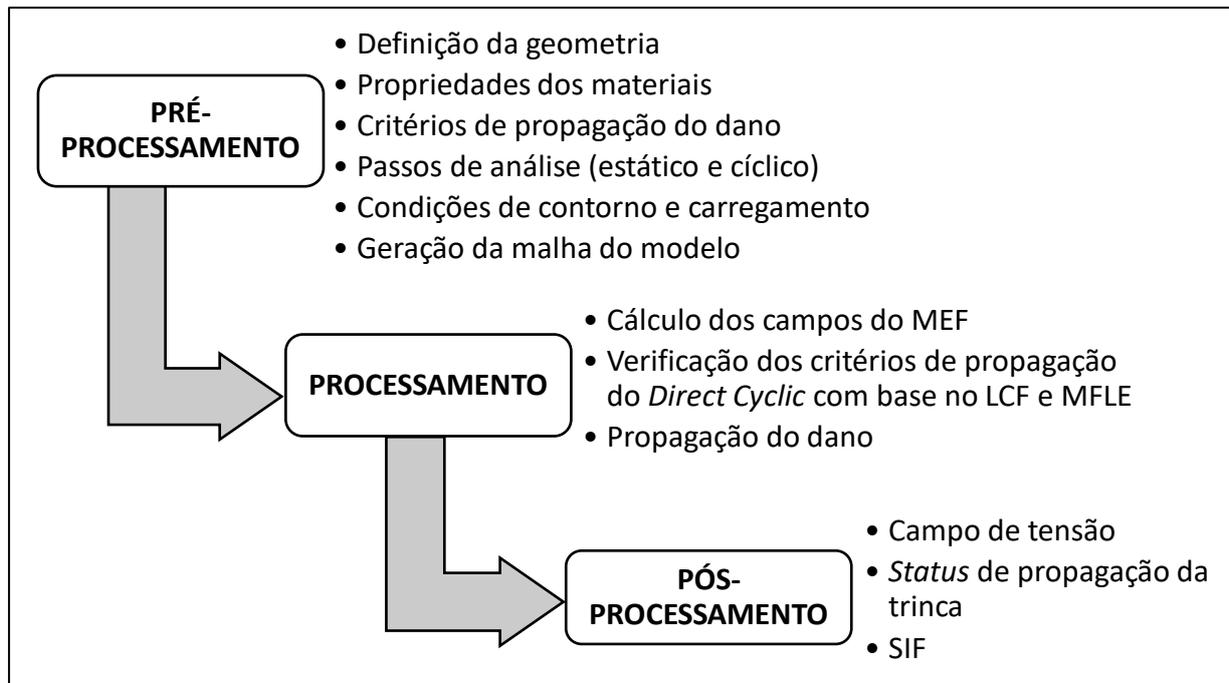


Figura 3.2 – Fluxograma das etapas simulação numérica

3.1.1 - Considerações iniciais de implementação do XFEM no ABAQUS®

Algumas considerações são necessárias à implementação do XFEM no ABAQUS® para uma análise de propagação de trincas. Pode-se simplificar como:

- Necessidade de presença de trinca inicial, seja através de um entalhe, canto ou por meio de interação especial, disponível no próprio módulo de interação do programa;
- Definição do domínio de crescimento da trinca;
- Definição de parâmetros de fadiga e fratura.
- permite seis tipos de critérios de fratura: tensão crítica a uma certa distância à frente da ponta da trinca, deslocamento crítico de abertura de trinca, comprimento da trinca em relação ao tempo, VCCT, VCCT Modificado e critério de Fadiga de Ciclo baseado na lei de Paris (LCF);

Além disso, a análise de propagação por LCF e Lei de Paris exige algumas considerações:

- É caracterizado por estados de tensões altos o suficiente para que a deformação relativa à trinca ocorra na maioria dos casos;
- É uma análise quase estática de uma estrutura submetida a carga cíclica subcrítica;
- Pode ser associada com carregamento térmico e mecânico;
- Usa a abordagem cíclica direta (*direct cyclic*) para obter diretamente a resposta cíclica estabilizada da estrutura;

- Modela o dano progressivo e falha no material dúctil baseado em uma abordagem de mecânica de dano contínuo, em cujo caso a iniciação e evolução do dano são caracterizadas pela energia de tensão de histerese inelástica acumulada por ciclo estabilizado;
- Modela a propagação de uma trinca discreta ao longo de um caminho arbitrário, dependente de solução sem remessa no material a granel com base nos princípios da MFLE com o XFEM, caso em que o início e crescimento da trinca por fadiga são caracterizados pela taxa relativa de liberação de energia de fratura;
- Modela o crescimento da trinca ao longo de um caminho pré-definido nas interfaces em compósitos laminados, caso em que o início e o crescimento da trinca por fadiga nas interfaces são caracterizados pela taxa relativa de liberação de energia de fratura; e
- Utiliza a técnica de extrapolação de danos para acelerar a análise de LCF.

3.1.2 - Descrição do problema

O problema consiste na análise de crescimento de uma trinca a partir de um modelo bidimensional composto por uma viga de concreto asfáltico apoiada sobre uma camada compressível em Neoprene, a qual se apoia sobre uma superfície considerada pouco deslocável na direção vertical. A viga possui uma falha inicial, sob a forma de entalhe, com altura de 16 mm e largura de 4 mm, posicionada no centro inferior do componente. Foram consideradas duas condições: uma condição não reforçada e outra reforçada com material geossintético em três posições relativas diferentes: no meio da camada, a 1/3 de altura da base e a 1/4 de altura da base. A geometria do problema é detalhadamente descrita no item 3.1.6 deste capítulo.

A viga está sujeita a uma solicitação cíclica do tipo pressão, cujo pico vale 560 kPa, com frequência de aplicação de 1 Hz. O carregamento acontece sobre uma faixa com 100 mm de largura, cujo centro coincide com o centro do topo da viga, conforme descrito no item 3.2.8 deste capítulo.

A análise de fadiga foi conduzida no modo LCF do ABAQUS[®], envolvendo dois passos: um estático e um cíclico direto. O passo estático é usado para nuclear a trinca no campo de concentrações necessário ao passo cíclico direto do LCF, no qual o carregamento cíclico é especificado. A trinca é simulada como uma região enriquecida e o material asfáltico tratado com propriedades linear-elásticas com critério de iniciação de dano baseado na ruptura por

tensão principal máxima. Os valores de parâmetros e propriedades dos materiais são descritos no item 3.2.4 deste capítulo.

3.1.3 - Hipóteses preliminares do problema

Dada a complexidade de modelagem do fenômeno de trincamento para os materiais estudados, algumas hipóteses preliminares precisam ser estabelecidas:

- O meio é considerado elástico e isotrópico;
- A propagação da trinca obedece à Lei de Paris;
- Os deslocamentos e as deformações são pequenos em relação às dimensões do meio;
- O comportamento é geometricamente linear na fase cíclica e as condições de contato são fixas dentro de cada ciclo de carregamento;
- O problema pode ser simulado utilizando o XFEM baseado na abordagem da MFLE; e
- A propagação do dano é baseada na lei de evolução do dano a partir da técnica de fechamento de trinca virtual (VCCT) por critério de energia utilizando-se a lei de Power;
- A singularidade assintótica na ponta de trinca não é considerada na formulação do XFEM (*jump function*);
- A trinca se propaga ao longo de todo o elemento finito (inteiro) no tempo, evitando-se a necessidade de modelar a singularidade no campo de tensão no elemento; e
- As propriedades de dano são especificadas como uma propriedade de interação associada com a trinca do XFEM.

3.1.4 - Modelos constitutivos disponíveis no software adotados na simulação

3.1.4.1 - Modelo Linear-Elástico

O Modelo Linear-Elástico do ABAQUS® permite a consideração de ortotropia e anisotropia. Além disso, há a possibilidade de consideração de ruptura, seja por tensão última ou por deformação última, o que se aproxima de um modelo elástico perfeitamente plástico.

3.1.4.2 - Modelo de comportamento de dano por máxima tensão (MAXPS)

O modelo de comportamento de dano por máxima tensão (MAXPS) do ABAQUS® considera a iniciação e propagação de um dano no componente a partir de um valor limite (quando $f = 1$, ou seja, a tensão atuante no plano se igual a tensão máxima resistente); para o caso do MAXPS,

um valor de tensão principal máxima, conforme expresso na Equação 3.1. Nas simulações, foi adotado o valor de tensão máxima de tração obtido por Obando (2016), igual a 1,15 MPa.

$$f = \frac{\sigma_n}{\sigma_{\text{máx}}} \quad (3.1)$$

onde:

σ_n = tensão principal atuante no plano principal n

$\sigma_{\text{máx}}$ = tensão principal máxima resistente

3.1.4.3 - Modelo de Power – VCCT

Na abordagem de VCCT, é necessário o conhecimento da taxa de liberação de energia de fratura equivalente, considerando o modo misto. Esse valor é calculado por meio de uma das três formulações disponíveis no programa: BK, Power e Reeder, que consideram as taxas de liberação dos três modos de comportamento da trinca. Nesse trabalho foi adotada a formulação de Power, conforme a Equação (3.2):

$$\frac{G_{\text{equiv}}}{G_{C,\text{equiv}}} = \left(\frac{G_I}{G_{IC}}\right)^{a_m} + \left(\frac{G_{II}}{G_{IIC}}\right)^{a_n} + \left(\frac{G_{III}}{G_{IIIC}}\right)^{a_o} \quad (3.2)$$

onde:

G_I , G_{II} e G_{III} = taxa de liberação de energia nos modos I, II e III, respectivamente (J/m^2);

G_{IC} , G_{IIC} e G_{IIIC} = taxa de liberação de energia crítica nos modos I, II e III, respectivamente (J/m^2);

G_{equiv} = taxa de liberação de energia equivalente no modo misto (J/m^2);

$G_{C,\text{equiv}}$ = taxa de liberação de energia crítica equivalente no modo misto (J/m^2);

a_m , a_n , a_o = expoentes do modelo que ditam o grau polinomial.

3.1.5 - Parâmetros dos modelos constitutivos para cada material analisado

3.1.5.1 - Concreto Asfáltico

Para a simulação numérica, considerou-se um modelo linear elástico para o comportamento do concreto asfáltico, cujas características consideradas foram: módulo dinâmico $E^* = 6.060$ MPa e coeficiente de Poisson $\nu = 0,35$ definidos por Obando (2016) para a condição de frequência de carregamento igual a 1 Hz.

Além do modelo elástico-linear, inclui-se o comportamento de dano (*damage initiation*) e interação superficial, que são próprios para a análise de crescimento de trinca. Para a simulação numérica foi adotado o modelo de tensão máxima, definido no item 3.1.4.2 deste capítulo. O valor máximo de tensão de tração especificado para o concreto asfáltico foi de 1,15 MPa.

3.1.5.2 - Geossintéticos

Para os materiais geossintéticos também foi adotado o modelo elástico-linear, com limite de deformação máxima. Os valores de rigidez à tração e força máxima de tração definidas para esses materiais nos sentidos do rolo e perpendicular ao rolo, bem como suas demais características e propriedades, são apresentados na Tabela 3.1. Na simulação numérica, adotou-se seção de membrana equivalente, com largura de 200 mm e espessura definida pelo geossintético utilizado.

Tabela 3.1 – Propriedades dos materiais de reforço (Obando, 2016)

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8
<i>Tipo</i>	GCO	GCO	GG	GCO	GCO	GCO	GG	GG
<i>Material</i>	PET	PVA	PET	PVA	PET+GF	PET+GF	GF	GF
<i>Gramatura (g/m²)</i>	280	520	250	230	150	250	400	600
<i>Espessura (mm)</i>	1,70	2,45	1,30	1,60	0,45	0,60	1,80	1,80
<i>SNR</i>								
<i>T_{max} (kN/m)</i>	38	62	55	64	10	23	59	63
<i>J_{sec} (kN/m)</i>	500 ⁽¹⁾	552 ⁽¹⁾	789 ⁽¹⁾	937 ⁽¹⁾	704 ⁽²⁾	1.233 ⁽²⁾	2.840 ⁽²⁾	2.465 ⁽²⁾
<i>ε_{max} (%)</i>	9,1	11,7	7,6	12,1	2	2	2,5	3,2
<i>σ_{max} (MPa)</i>	12,67	20,67	18,33	21,33	3,33	7,67	19,67	21,00
<i>E (MPa)</i>	1.470	1.126	3.035	2.928	7.822	10.275	7.889	6.847
<i>STR</i>								
<i>T_{max} (kN/m)</i>	34	45	43	34	11	22	33	120
<i>J_{5%} (kN/m)</i>	499 ⁽¹⁾	690 ⁽¹⁾	511 ⁽¹⁾	499 ⁽¹⁾	637 ⁽²⁾	1.151 ⁽²⁾	2.621 ⁽²⁾	5.091 ⁽²⁾

ϵ_{max} (%)	12,1	9,1	9,3	12,1	2	2	1,7	3,5
σ_{max} (MPa)	11,33	15,00	14,33	11,33	3,67	7,33	11,00	40,00
E (MPa)	1.470	1.408	1.965	1.559	7.078	9.962	7.280	14.142

Nota: SNR – Sentido normal ao rolo; STR – Sentido transversal ao rolo; ⁽¹⁾J_{sec} obtida a 5% de deformação; ⁽²⁾J_{sec} obtida a 1% de deformação.

As propriedades de interesse para a simulação numérica são: a rigidez secante (J_{sec}), resistência máxima à tração (T_{max}) e a deformação máxima (ϵ_{max}). Deve-se utilizar essas propriedades no cálculo do Módulo de Young do geossintético, da tensão máxima e da deformação limite, que são parâmetros de entrada de propriedade no software de apoio. Adotou-se o valor de coeficiente de Poisson $\nu = 0,30$ para todos os geossintéticos simulados, como referenciado em trabalhos da literatura (Montestrusque, 2002; Obando-Ante & Palmeira, 2015).

Uma vez que, para a simulação numérica, foi adotado um modelo constitutivo isotrópico para os materiais geossintéticos, a ortotropia com relação à rigidez, força de tração máxima e deformação admissível não foi considerada, mas, em vez disso, adotou-se como propriedades:

- a) para a rigidez - aquela de maior valor; e
- b) para força máxima e deformação máxima - àquela relacionada a rigidez adotada no item a).

3.1.5.3 - Neoprene

Simulando as camadas inferiores ao revestimento nos pavimentos asfálticos, bem como no ensaio de flexão de vigas, foi adotada na simulação numérica uma camada em Neoprene, cujo modelo constitutivo considerado foi o elástico-linear, com as seguintes características: módulo de Young $E = 21,0$ MPa e coeficiente de Poisson $\nu = 0,45$ (Obando-Ante & Palmeira, 2015).

3.1.6 - Modelo geométrico do problema

Para a análise da propagação da trinca, tensão-deformação e deslocamentos do problema analisado, foi adotado um modelo geométrico bidimensional, com uma trinca pré-existente de comprimento de aproximadamente 1/3 da altura da camada, considerando ainda um estado plano de tensões, hipótese também admitida nos estudos experimentais apresentados no capítulo 2 deste volume. Na Figura 3.3 é possível observar o modelo geométrico básico adotado nas simulações, semelhante ao modelo físico adotado por Obando (2016) em seu programa

experimental. A viga de concreto asfáltico é apoiada sobre placas de borracha (Neoprene), que formam uma camada compressível de cerca de 305 mm de altura e demais dimensões idênticas a da viga em concreto asfáltico.

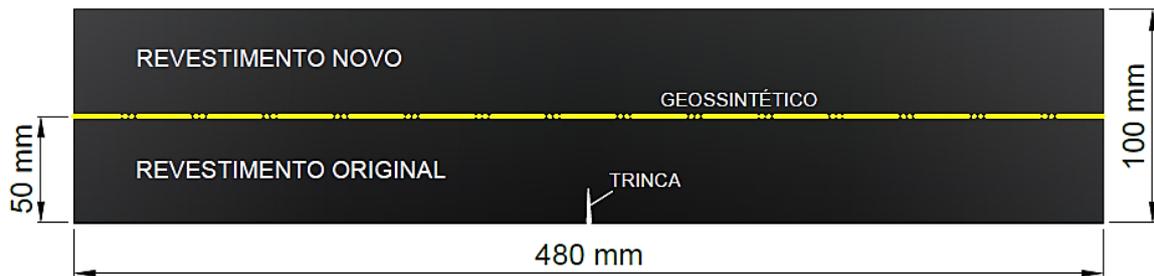


Figura 3.3 – Modelo geométrico bidimensional da viga de concreto asfáltico reforçada comum aos dois modelos

Além do posicionamento central do reforço, a fim de verificar a influência da posição do reforço no pavimento, também foram avaliados os seguintes casos: reforço a 1/3 (Figura 3.4) e a 1/4 (Figura 3.5) da altura em relação à base da viga.

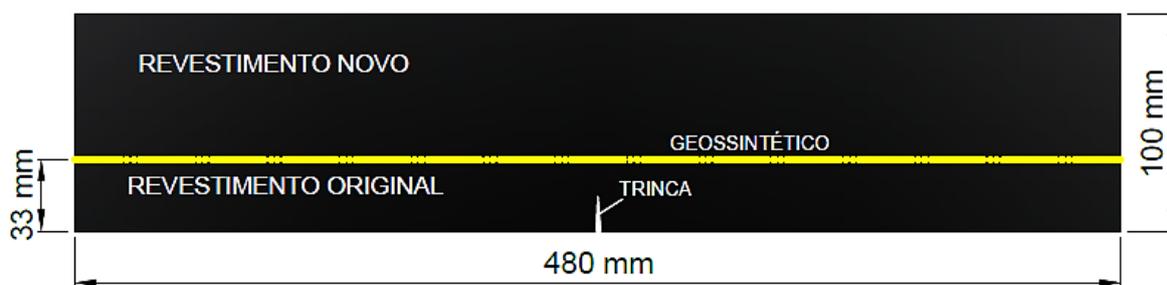


Figura 3.4 – Modelo geométrico da viga de concreto asfáltico com reforço posicionado a 1/3 da base

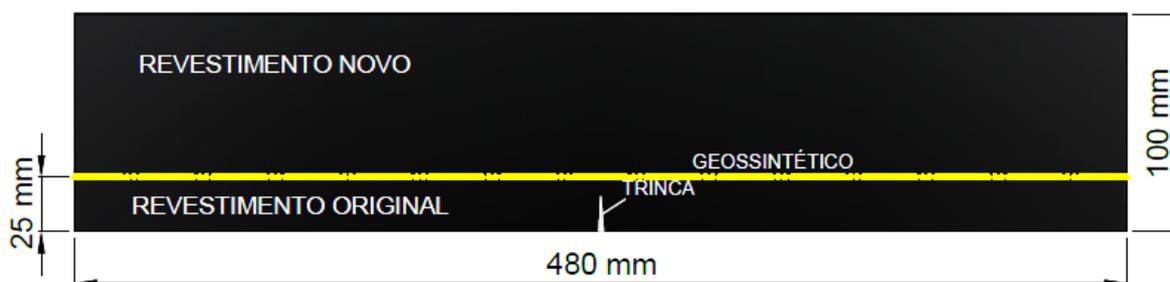


Figura 3.5 – Modelo geométrico da viga de concreto asfáltico com reforço posicionado a 1/4 da base

3.1.7 - Interações do modelo

O reforço geossintético é inserido na geometria do problema como elementos embutidos em todo o modelo. No ABAQUS®, isso pode ser realizado por meio da interação *embedded region* (região embutida), que trata o reforço como uma região embutida na parte bidimensional.

Além disso, na definição da seção do reforço, deve-se inserir as propriedades de rigidez tangencial. Essas propriedades são importantes no comportamento do material exercendo a função de reforço e enrijecimento. Para a simulação bidimensional, não foi considerada a ortotropia da geogrelha quanto à rigidez nem deformações admissíveis.

3.1.8 - Carregamentos e condições de contorno

Consideram-se o carregamento e as condições de contorno semelhantes àsquelas definidas no ensaio de flexão em vigas de Obando (2016). O carregamento atua sobre uma superfície cuja largura no modelo bidimensional é de 100 mm, com frequência de 1 Hz. O carregamento e as condições de contorno adotadas podem ser observadas na Figura 3.6. A pré-trinca existente no pavimento foi simulada como um entalhe de 16 mm de comprimento por 4 mm de largura.

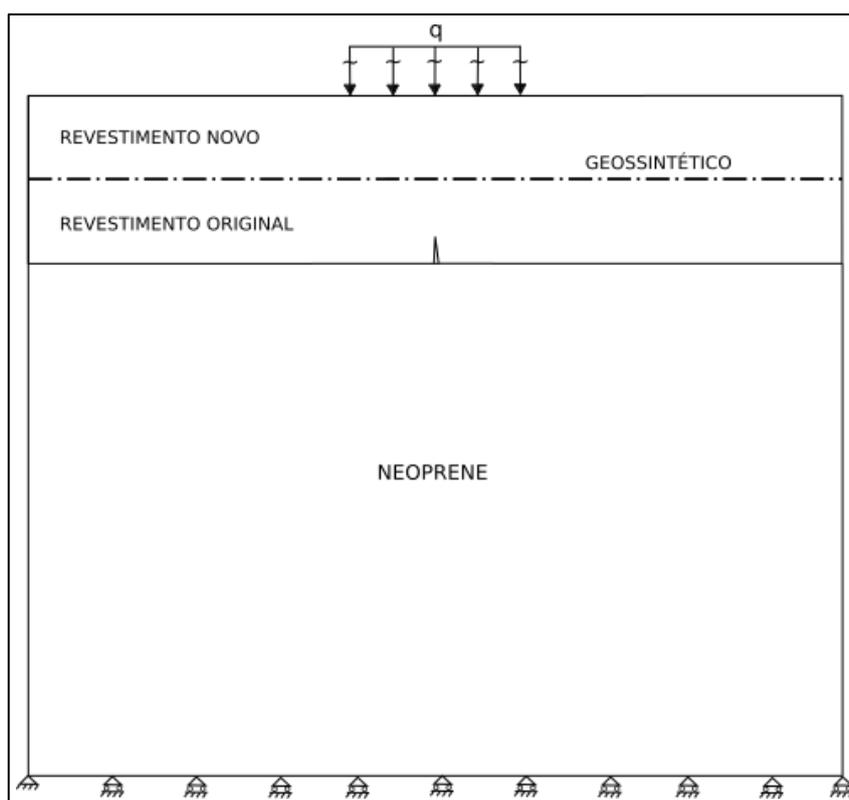


Figura 3.6 – Condições de contorno e carregamento do modelo

3.1.8.1 - Etapas de carregamento

O carregamento foi dividido em duas etapas: uma estática, cuja pressão era constante e uniformemente distribuída ao longo da superfície de 100 mm x 200 mm, com magnitude igual a 560kPa; e uma cíclica, em que o carregamento possuía magnitude igual e com frequência de 1 Hz, conforme pode ser visto na Figura 3.7.

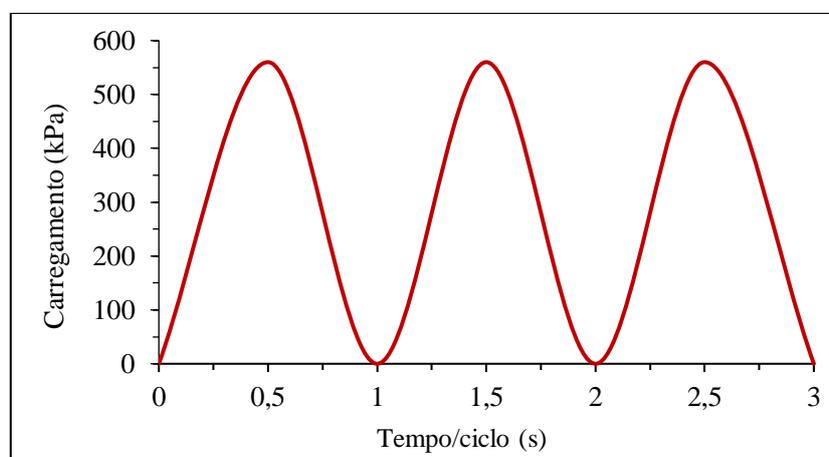


Figura 3.7 – Característica do carregamento cíclico (suavizado)

O passo estático é necessário para considerar a não-linearidade geométrica no modelo e a carga aplicada deve ser suficiente para gerar o dano a pelo menos um elemento finito, ou seja, que este seja atravessado pela trinca. A duração de referência de aplicação é de 1 passo de tempo.

3.1.9 - Geração da malha do modelo

A sensibilidade do modelo em relação à discretização da malha de elementos finitos para uma mesma geometria deve ser analisada. Para a definição da malha inicial, o refinamento foi maior nas regiões do carregamento, do domínio de propagação da trinca e próximo da trinca. Pela restrição do software, o tamanho dos elementos atravessados pela trinca inicial (pré-trinca) deve ser múltiplo de seu comprimento, uma vez que todos devem ser completamente cortados por esta e isso interfere no incremento de ciclos para propagar o dano a um elemento finito. Para se avaliar a convergência, são tomadas diferentes discretizações e a sensibilidade da resposta é comparada, considerando-se a mesma geometria, carregamento e condições de contorno definidas anteriormente.

Vethe (2012) recomenda, para melhor acurácia nos resultados, uma malha com elementos, na região do entalhe, em torno de 3% de seu tamanho. Para o autor, com uma malha mais grosseira, a direção de propagação da trinca calculada torna-se muito ampla e a trinca propagará em um

padrão oscilante até que seu crescimento atinja um tamanho tal que a abertura da malha esteja abaixo de 3% do comprimento atualizado da trinca. Na Figura 3.8 é apresentada a malha adotada no modelo numérico em estudo.

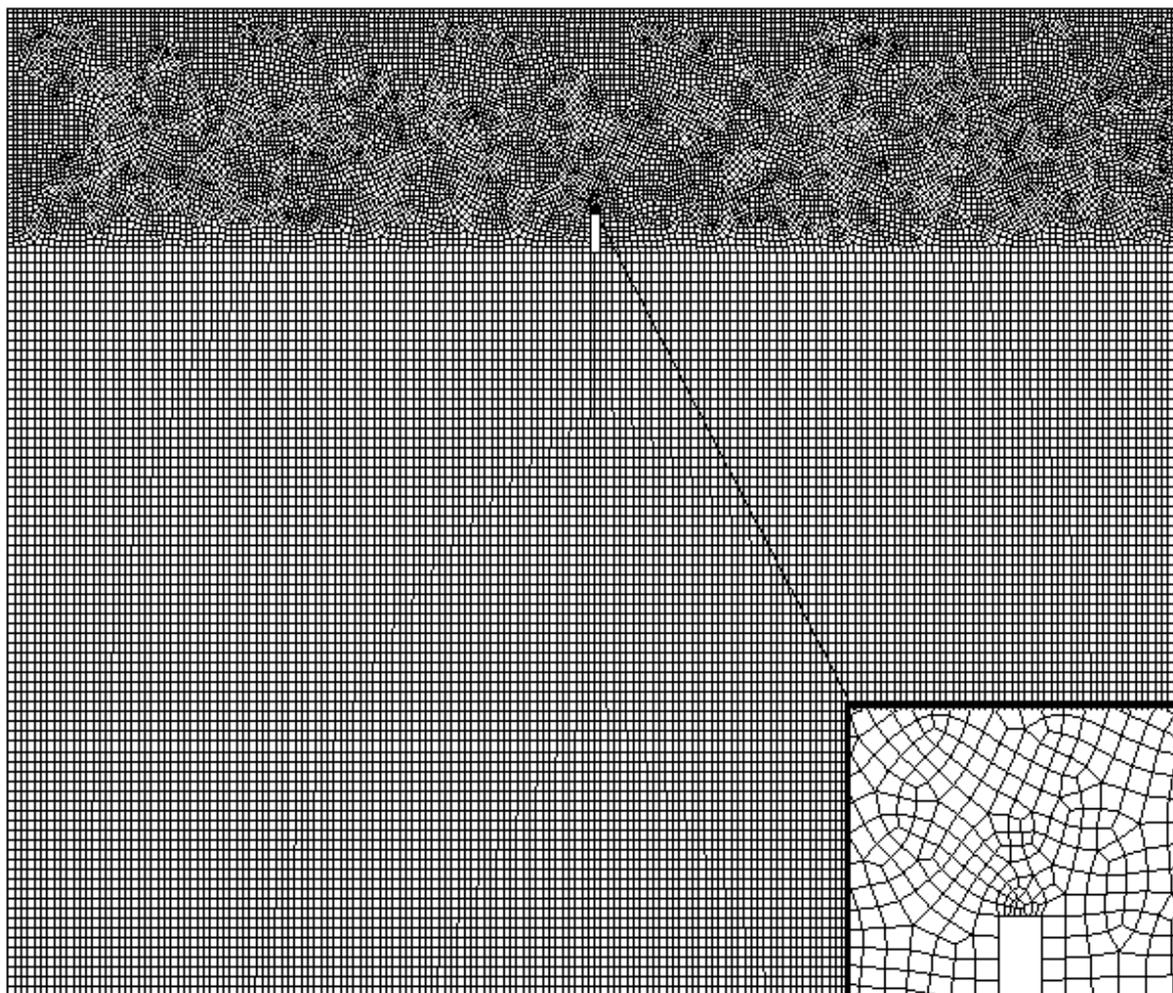


Figura 3.8 – Malha de elementos finitos adotada no modelo

3.1.10 - Considerações especiais de contato e trincamento

Durante sua propagação, a trinca deve cortar completamente os elementos finitos associados a esta na modelagem no programa de elementos finitos ABAQUS®, uma vez que as funções de enriquecimento de nós que carregam a ponta da trinca não foram previstas na formulação inicial.

Na análise de propagação de trincas, alguns passos devem ser seguidos, já considerando os passos de pré-processamento relacionados com a definição da geometria, condições de contorno e carregamento, tipo de elemento finito adotado, geração da malha do modelo etc. No ABAQUS®, devem ser seguidas as seguintes etapas:

- i. Definir a geometria inicial da trinca;
- ii. Ativar a função propagação de trincas no ABAQUS/Standard;
- iii. Especificar o critério de fratura (*Low-cycle fatigue – Lei de Paris*);
- iv. Especificar uma propriedade de interação (VCCT, por exemplo); e
- v. Definir as constantes da lei de fadiga associada (constantes de Paris).

3.1.11 - Análise tensão-deformação na simulação numérica

A fim de verificar o desempenho do reforço como um todo, é necessária uma análise de tensão, deformação e deslocamentos, validando a hipótese de tensões altíssimas na região da ponta da trinca ao longo dos ciclos de carregamento e verificando a consonância do desempenho do reforço com as hipóteses de sua forma de atuação.

3.1.12 - Análise paramétrica

Na análise paramétrica, conduziu-se com a variação positiva e negativa de 10% e 20% na magnitude de referência de cada parâmetro. Além disso, cada parâmetro foi variado isoladamente e avaliou-se a resposta do modelo quanto a esta variação aplicada, ou seja, a mudança no número de ciclos que leva a uma mesa reflexão de trincas. A análise da resposta do problema a variação nos parâmetros deve ser tomada tanto na situação reforçada quanto na situação não reforçada, a fim de se verificar a influência desses parâmetros em cada uma das condições.

3.1.12.1 - Parâmetros do material asfáltico

Para os materiais asfálticos, foram consideradas na análise paramétrica variações somente nos parâmetros de fadiga (constantes de Paris) e de fratura (taxa de liberação de energia), não sendo levados em conta os parâmetros do modelo constitutivo elástico-linear. Na Tabela 3.2 são apresentados os valores de referência adotados na análise paramétrica, baseado nos valores de referência disponíveis na literatura (Jacobs *et al.*, 1996; Mobasher *et al.*, 1997; Elseifi & Al-Qadi, 2003) e obtidos a partir de retroanálise do caso não reforçado do estudo de Obando (2016).

Tabela 3.2 – Valores de referência do material asfáltico adotados na análise paramétrica

Parâmetro	Varição	Valor	Variável de Controle
A	-20%	$1,34 \times 10^{-8}$	N
$(mm/ciclo.(Pa\sqrt{m})^n)$	-10%	$1,50 \times 10^{-8}$	N

	0%	$1,67 \times 10^{-8}$	N
	+10%	$1,84 \times 10^{-8}$	N
	+20%	$2,00 \times 10^{-8}$	N
	-20%	3,00	N
	-10%	3,38	N
<i>n</i>	0%	3,75	N
	+10%	4,13	N
	+20%	4,50	N
	-20%	76,00	N e $p_{s,min}$
	-10%	85,50	N e $p_{s,min}$
G_I e G_{II} (J/m^2)	0%	95,00	N e $p_{s,min}$
	+10%	104,50	N e $p_{s,min}$
	+20%	114,00	N e $p_{s,min}$

Nota: A, n = constantes de Paris; G_I e G_{II} = taxa de liberação de energia nos modos I e II; N = n° de repetições de carga; e $p_{s,min}$ = carga estática mínima

3.1.12.2 - Parâmetros dos materiais geossintéticos

Na análise paramétrica do reforço, uma vez adotado o modelo elástico-linear isotrópico, foram considerados como parâmetros de possível influência na resposta do problema: rigidez do geossintético (já considerada por intermédio dos 8 tipos de geossintéticos analisados) e posição do reforço na camada de asfalto, tomada a 1/4 da base, 1/3 da base e no meio da camada (como camada intermediária do revestimento asfáltico).

3.2 - VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A validação do modelo numérico resultou do confronto com os resultados obtidos experimentalmente por Obando (2016) e comparação dos resultados com estudos teóricos, numéricos e experimentais disponíveis na literatura.

3.2.1 - Caso de referência para validação do modelo numérico

A validação do modelo numérico é definida a partir da retroanálise dos ensaios de laboratório realizados Obando (2016) em vigas asfálticas, de dimensões iguais às do modelo numérico, considerando-se equivalentes as hipóteses definidas para ambos os modelos. O autor realizou o estudo utilizando 8 geossintéticos diferentes, separados em dois grupos: o grupo I, geossintéticos de rigidez menor; e o grupo II, formado por quatro geogrelhas de rigidez maior.

Os casos reforçados foram comparados com o caso não reforçado e, para todos os geossintéticos analisados, houve melhora no desempenho do pavimento no combate à reflexão de trincas.

3.2.2 - Características do estudo experimental

As características do estudo experimental em modelo físico reduzido de Obando (2016) são:

- *Frequência do carregamento:* 1 Hz;
- *Tensão normal:* 560 kPa;
- *Área da placa para aplicação do carregamento:* 100 mm x 200 mm;
- *Carga aplicada:* 11,2 kN;
- *Temperatura do ensaio:* 25° C;
- *Posição da trinca:* flexão e cisalhamento;
- *Altura da trinca:* 1/3 da espessura da camada inferior (17 mm);
- *Espessura da trinca:* 3,5 mm;
- *Critério de finalização do ensaio:* trinca induzida se refletir na camada superior;
- *Número de geossintéticos avaliados:* 8;
- *Ensaio de referência:* mistura asfáltica sem reforço;
- *Número de corpos de provas:* mínimo de 3 para cada condição;
- *Resultados obtidos:* velocidade média de propagação da trinca, fator de eficiência do reforço, deformações elásticas e plásticas.

3.2.3 - Verificação do TBR obtido

Comparou-se entre o TBR obtido para os diferentes reforços e cargas aplicadas do modelo numérico e do modelo físico e calculou-se o desvio relativo entre os modelos, a partir da Equação (3.3):

$$d (\%) = \frac{TBR_{MN} - TBR_{MF}}{TBR_{MF}} \cdot 100\% \quad (3.3)$$

onde:

d = desvio percentual relativo entre os modelos (%)

TBR_{MN} = TBR obtido a partir da modelagem numérica

TBR_{MF} = TBR obtido a partir dos ensaios com modelo físico

Na Tabela 3.3 são apresentados os valores de TBR obtidos por Obando (2016) no modelo físico analisado.

Tabela 3.3 – Valores de TBR obtidos no modelo físico (Obando, 2016)

<i>Material</i>	<i>TBR</i>
<i>SR</i>	1,00
<i>G1</i>	1,62
<i>G2</i>	1,47
<i>G3</i>	1,35
<i>G4</i>	1,73
<i>G5</i>	1,64
<i>G6</i>	1,68
<i>G7</i>	1,70
<i>G8</i>	1,81

3.2.4 - Verificação das taxas de propagação da trinca

Nessa etapa, são comparadas as velocidades de trincamento (taxa de crescimento da trinca) obtidas no modelo físico e no modelo numérico, a fim de verificar o atendimento às regras de similitude do problema. Na Tabela 3.4 são mostrados os valores de velocidade de trincamento obtidos a partir de ensaios de laboratório por Obando (2016), calculados pelo autor como uma média ponderada de dois intervalos: propagação da trinca do entalhe até o meio da viga; e do meio da viga até a superfície.

Tabela 3.4 – Velocidades médias de trincamento na flexão (Obando, 2016)

<i>Material</i>	<i>Grupo</i>	<i>Condição</i>	<i>da/dN</i> (mm/ciclo)
<i>SR</i>	I	Flexão	$5,2 \times 10^{-3}$
<i>G1</i>	I	Flexão	$3,3 \times 10^{-3}$
<i>G2</i>	I	Flexão	$3,6 \times 10^{-3}$

<i>G3</i>	I	Flexão	$4,1 \times 10^{-3}$
<i>G4</i>	I	Flexão	$3,2 \times 10^{-3}$
<i>G5</i>	II	Flexão	$3,2 \times 10^{-3}$
<i>G6</i>	II	Flexão	$3,2 \times 10^{-3}$
<i>G7</i>	II	Flexão	$3,3 \times 10^{-3}$
<i>G8</i>	II	Flexão	$3,1 \times 10^{-3}$

4 - RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos na modelagem numérica com o uso do *software* de elementos finitos, o ABAQUS®, bem como a análise e discussão de cada resultado para o caso reforçado e não reforçado.

4.1 - ANÁLISE PARAMÉTRICA

4.1.1 - Parâmetros do Concreto Asfáltico (sem reforço)

Os valores de referência das constantes de Paris para o concreto asfáltico, obtidos a partir da retroanálise dos resultados experimentais para a condição não reforçada, foram: $A = 1,775 \times 10^{-8} \text{ mm/ciclo.MPa}^{n/2}$ e $n = 3,75$ (Tabela 3.2), com erro relativo de 0,10% para o número de ciclos obtido, desprezando-se a etapa estática. Na Figura 4.1 é apresentada a curva do comportamento do número de ciclos em função da variação aplicada nos parâmetros de entrada (constantes de Paris) isoladamente. A análise foi obtida para cinco condições de variação: -20% (1); -10% (2); 0% (3); +10% (4); e +20% (5).

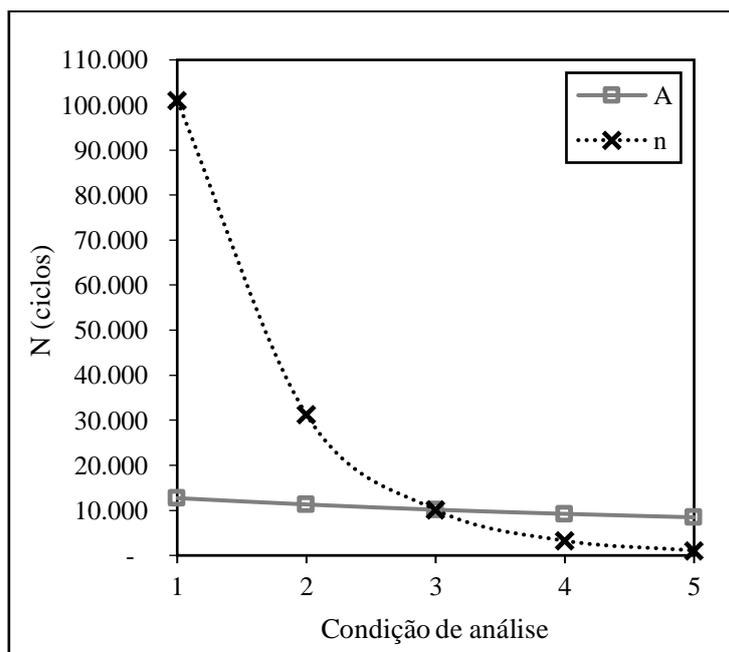


Figura 4.1 – Análise paramétrica das constantes de Paris na condição sem reforço

Na Figura 4.1, é possível perceber que há uma sensibilidade entre número de ciclos necessários à reflexão da trinca e as constantes de Paris (A , n). Entretanto, a mudança no parâmetro multiplicador (A) tem uma resposta quase diretamente proporcional, enquanto uma variação

similar no parâmetro exponencial (n) provoca uma mudança na resposta do problema bastante significativa (quase 10 vezes maior, para uma variação de 20%). Esse comportamento é justificado pela própria formulação da Lei de Paris, uma vez que, considerando um mesmo incremento de SIF, a tendência é que a velocidade de trincamento seja diretamente proporcional ao parâmetro A e exponencialmente proporcional ao parâmetro n .

4.2 - ANÁLISE DE TENSÃO

A seguir são apresentados os resultados da distribuição de tensões ao longo da viga asfáltica durante a propagação da trinca para o caso não reforçado e para duas situações de reforço: o geossintético G1, do grupo I, e o geossintético G8, do grupo II, ambos posicionados no meio da viga.

4.2.1 - Situação sem reforço

Antes de iniciada a propagação da trinca, como mostrado na Figura 4.2, ocorre uma concentração de tensões na região do entalhe (no modelo von Mises, aproximadamente 1 MPa), o que corrobora com a hipótese de alta concentração de tensões na descontinuidade. Essa concentração precede a etapa do *direct cyclic*, que se inicia após a trinca atravessar o primeiro elemento finito próximo do entalhe, como pode ser visto na Figura 4.3.

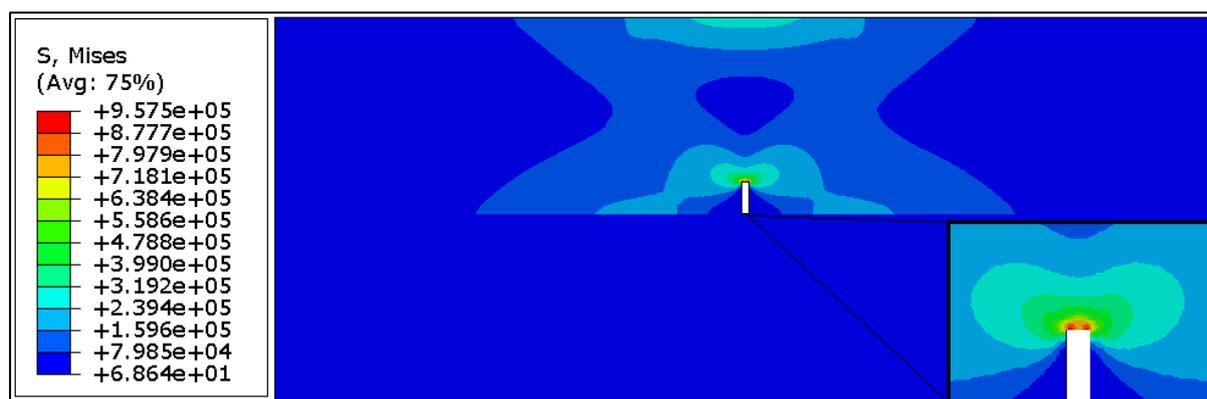


Figura 4.2 – Distribuição de tensões (Mises) antes da propagação da trinca

Observou-se, também, uma tendência de arqueamento da viga em relação a distribuição do campo de tensões da região intermediária da viga até sua base antes de iniciado o trincamento e uma concentração de tensões na região próxima do carregamento.

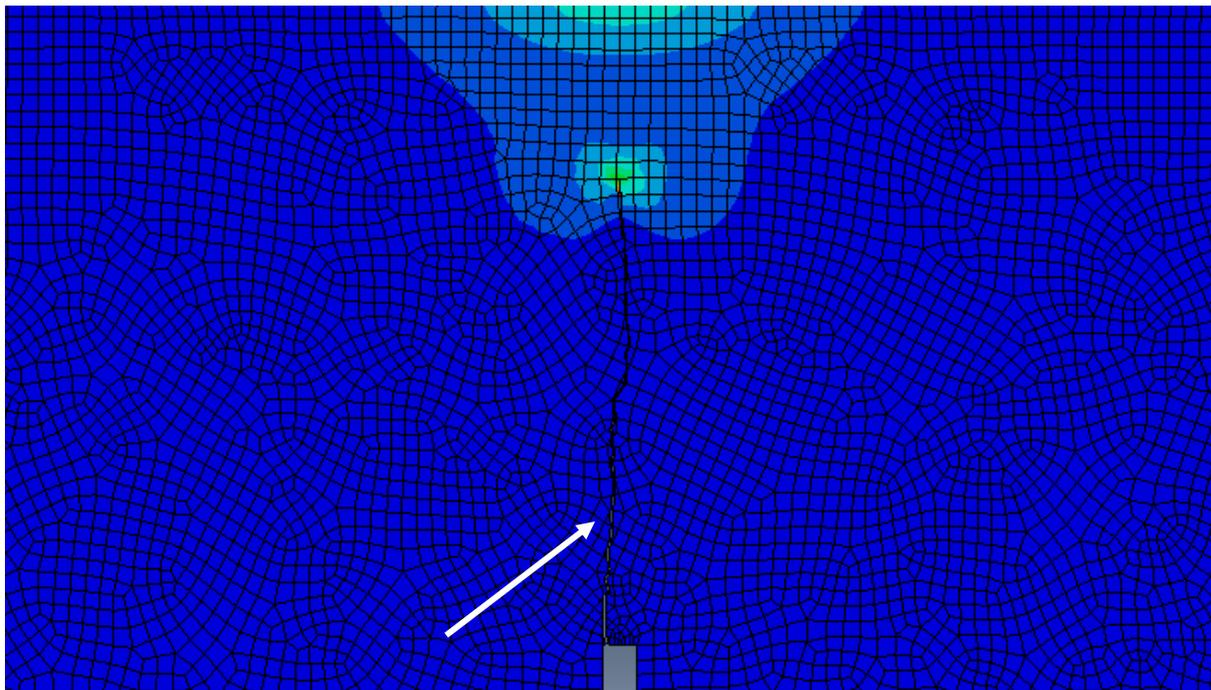


Figura 4.3 – Detalhe da trinca os elementos finitos completamente ao longo da análise

Na Figura 4.4 pode ser vista a distribuição de tensões durante a propagação da trinca, quando esta atravessa mais da metade da camada ($a > 50$ mm).

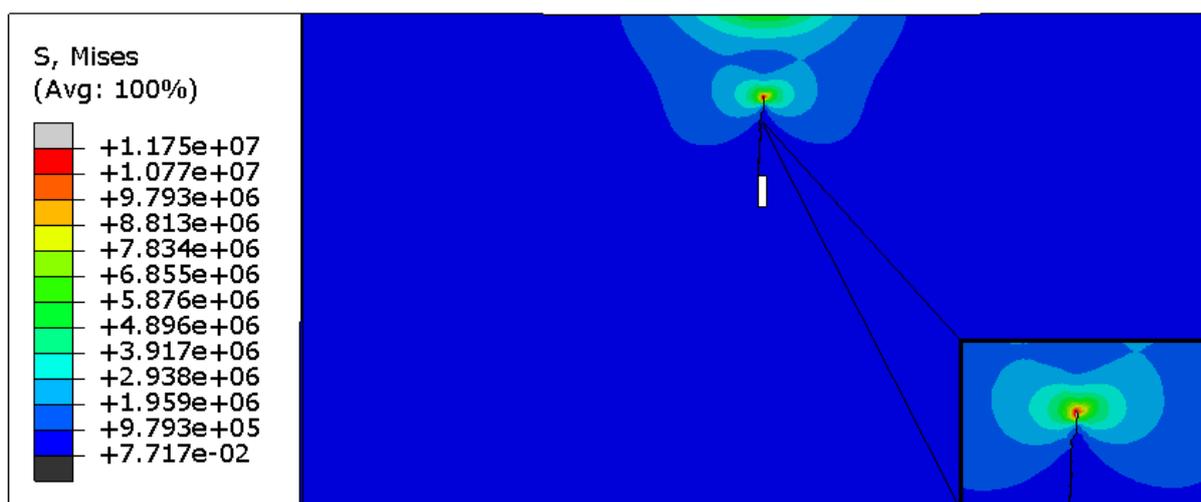


Figura 4.4 – Distribuição de tensões para um comprimento de trinca de aproximadamente 55 mm

Observou-se uma grande concentração de tensão na ponta da trinca (valores superiores 10 MPa nos elementos mais próximos e com um bulbo de tensões na ordem de 3 MPa próximo da descontinuidade). Apesar disso, não se observou sobreposição acentuada dos bulbos de tensão na região próxima da solicitação, o que ocorre quando a trinca se aproxima do carregamento, como visto na Figura 4.5.

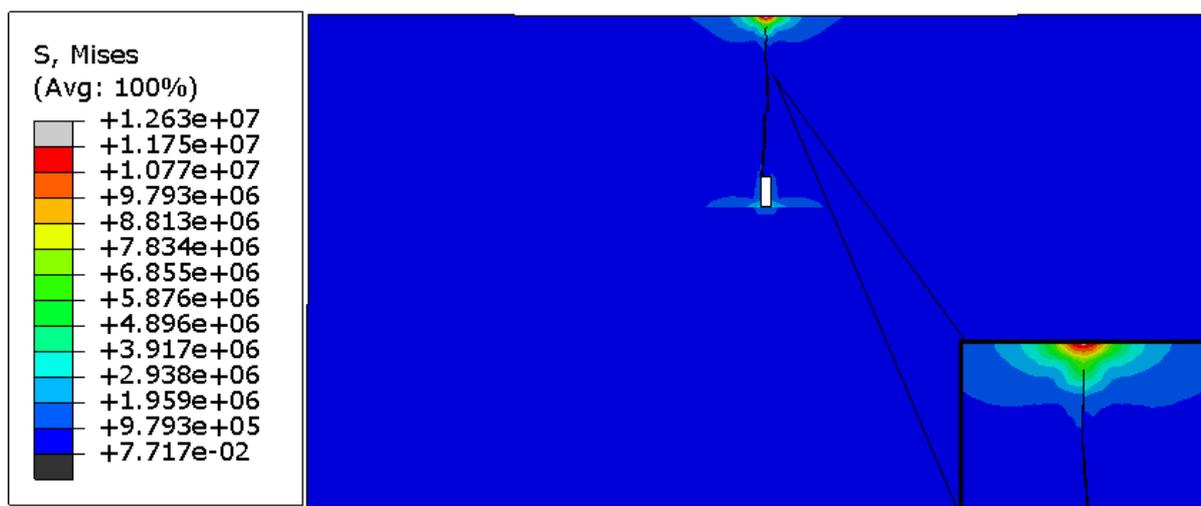


Figura 4.5 – Distribuição de tensões para um comprimento de trinca próximo da superfície

Quando a trinca se aproxima da superfície, observou-se uma concentração de tensões nos elementos que não estão na ponta da trinca. Esse efeito pode estar relacionado com a localização da ponta da trinca na zona de compressão, uma vez que a sollicitação preponderante nessa região não é de tração. Além disso, foi possível notar um maior efeito de aumento de tensões na região do entalhe, possivelmente relacionado com a abertura da trinca durante o carregamento.

4.2.2 - Influência do tipo de reforço

Para determinar a influência das propriedades do reforço utilizado, foram analisadas as mudanças no campo de tensões para diferentes instantes de propagação da trinca considerando os dois grupos de geossintéticos estudados e comparando-se com a situação não reforçada.

No geral, observou-se um acúmulo de tensões de tração no geossintético à medida que a trinca avança. Essa concentração de tensões diminui o nível de tensões na ponta da trinca, o que, por sua vez, minimiza os efeitos de borda na frente da descontinuidade, diminuindo o fator intensidade de tensão. Uma vez que o SIF geométrico é uma variável de estado diretamente relacionada com a propagação da trinca, a sua diminuição tende a minimizar os efeitos de propagação ou até mesmo inibi-la, caso seus valores sejam inferiores ao SIF do material (tenacidade à fratura).

4.2.2.1 - Situação Reforçada – Grupo I

A fim de averiguar as mudanças na distribuição de tensões provocada pelo uso de reforços do grupo I (Obando, 2016), os resultados a seguir foram obtidos considerando as propriedades do

reforço G1 (Tabela 3.1). Na Figura 4.6 é apresentada a distribuição de tensões para uma trinca abaixo à posição do reforço.

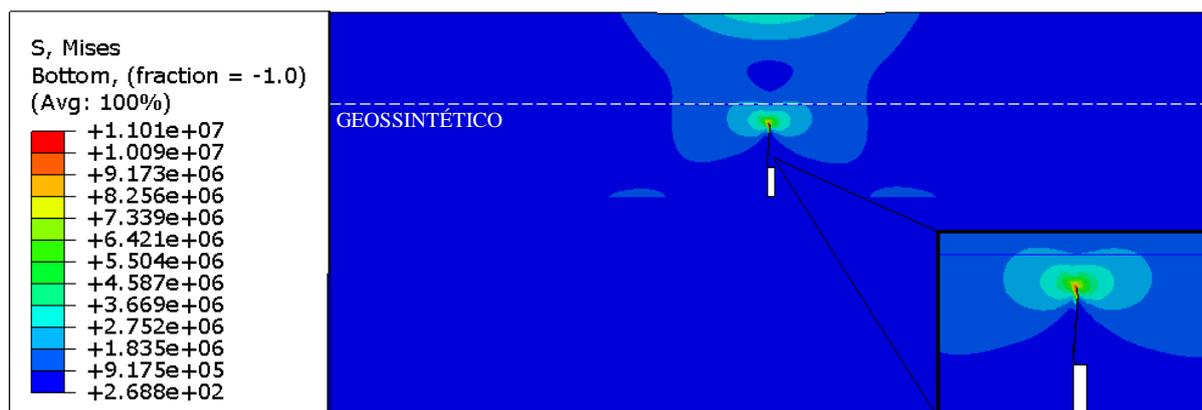


Figura 4.6 – Distribuição de tensões para um comprimento de trinca antes da posição do reforço – grupo I

Observou-se uma concentração de tensões na ponta da trinca (detalhe da Figura 4.6), no entanto não se verifica concentrações no reforço, o que indica pouca influência para comprimentos de trinca de comprimentos abaixo posição desse reforço na camada. Na Figura 4.7 pode ser vista a distribuição de tensões para quando a trinca atravessa o reforço e este começa a atuar na diminuição da concentração de tensões.

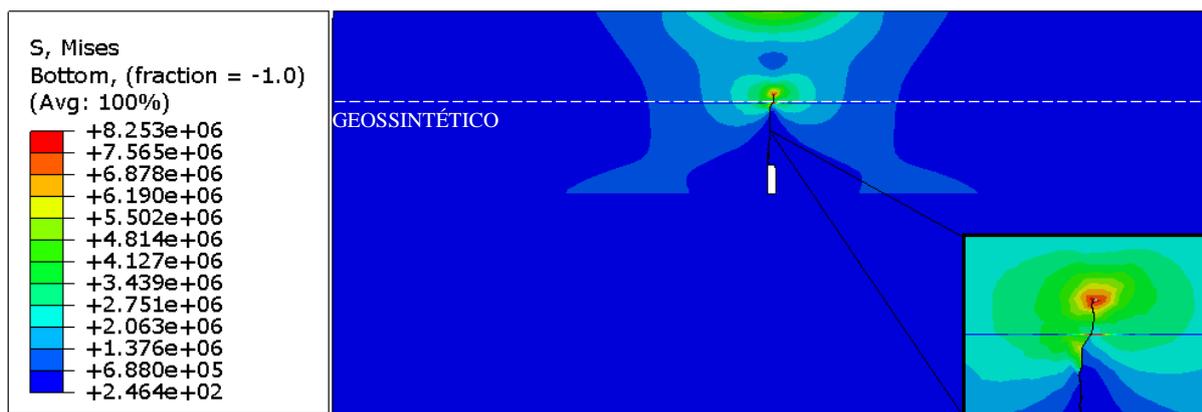


Figura 4.7 – Distribuição de tensões para um comprimento de trinca logo após a posição do reforço – grupo I

Observou-se que, quando a trinca atravessa o reforço, este começa a concentrar tensões, como pode ser visto no detalhe da Figura 4.7, diminuindo a concentração de tensões na ponta da trinca (cerca de 20% menor que abaixo do reforço, mostrado na Figura 4.6). Essa diminuição pode estar relacionada com a estabilização da trinca, que será discutida no item 4.3.2.

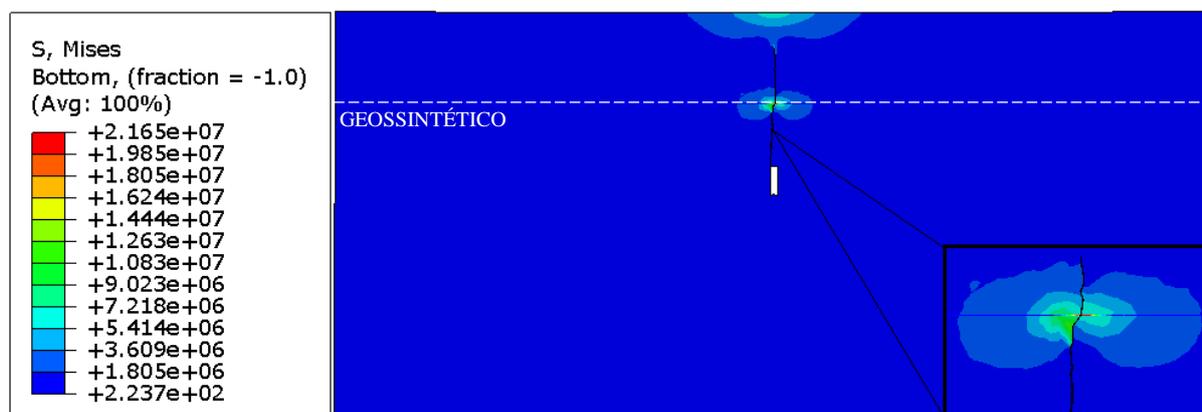


Figura 4.8 – Distribuição de tensões para o comprimento de trinca estabilizado pelo reforço – grupo I

Ao se aproximar da superfície, o nível de tensões no reforço cresce consideravelmente, provocando a formação de um bulbo de tensões na interseção entre o reforço e a trinca aberta, como pode ser visto na Figura 4.8. Além disso, observou-se uma relevante diminuição de concentração de tensões na ponta da trinca para essa posição, quando comparada com a situação não reforçada, o que justifica a estabilização da trinca.

4.2.2.2 - Situação Reforçada – Grupo II

De forma semelhante ao grupo I, para o grupo II considerou-se o reforço G8 (Tabela 3.1) para se analisar a influência do reforço na mudança do campo de tensões. Na Figura 4.9 é apresentada a distribuição de tensões para uma trinca abaixo da posição do reforço.

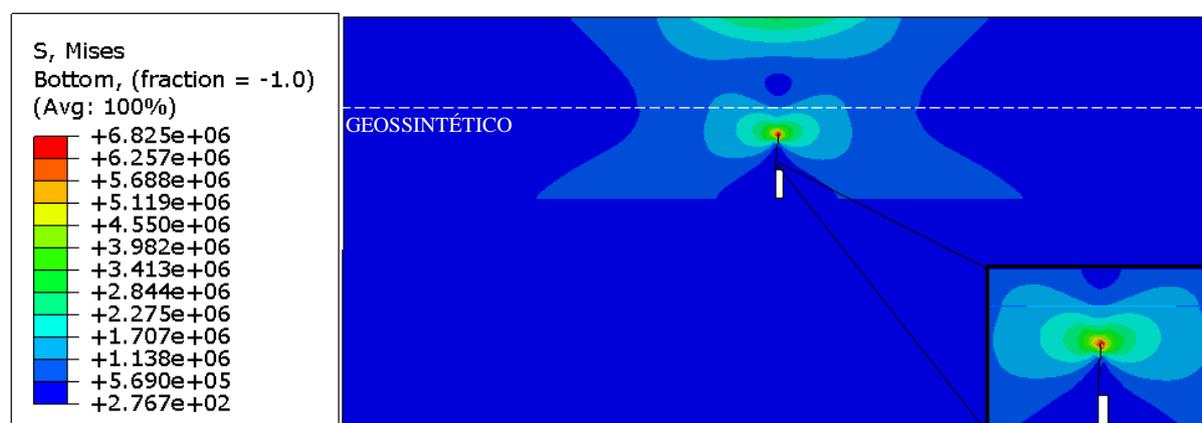


Figura 4.9 – Distribuição de tensões para um comprimento de trinca antes da posição do reforço – grupo II

Diferentemente do grupo I, antes de a trinca atravessar o geossintético o reforço já atua concentrando maiores níveis de tensão, minimizando, ainda que discretamente, os efeitos de concentração na ponta da trinca. Na Figura 4.10 são apresentados os resultados após a trinca

atravessar o reforço. Foi possível observar a iniciação da concentração de tensões no reforço (região mais quente) e uma diminuição nos valores de tensão na ponta da trinca (região mais fria no gráfico), mesmo que a ponta da trinca esteja próxima da posição do reforço na camada.

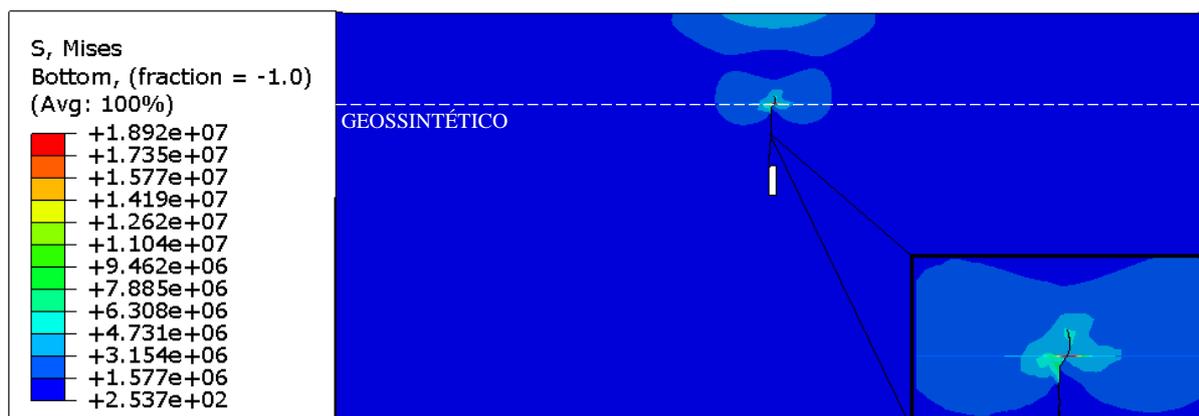


Figura 4.10 – Distribuição de tensões para um comprimento de trinca logo após a posição do reforço – grupo II

Foi possível notar grande concentração de tensões no reforço do grupo II mesmo para um crescimento da trinca de comprimento um pouco maior o meio da camada (posição do reforço), diminuindo os efeitos na região da ponta da descontinuidade. Esse efeito segue à medida que a trinca se propaga, como pode ser visto na Figura 4.11.

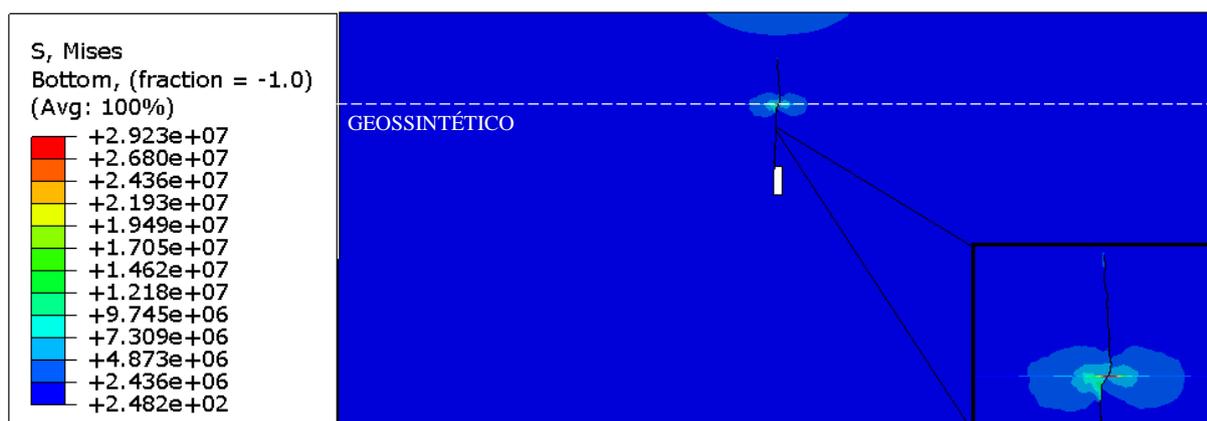


Figura 4.11 – Distribuição de tensões para um comprimento de trinca máximo – grupo II

É possível notar uma grande concentração de tensões de tração nos elementos do geossintético próximos da trinca, o que explica a diminuição (cerca de 10 vezes menor) dos valores de tensão na ponta da trinca. O geossintético do grupo II, comparado com o do grupo I, diminuiu mais os valores de tensão, o que está relacionado com sua maior rigidez à tração. Essa diminuição no campo de tensões na ponta da trinca provoca, ainda, a sua parada, discutida no item 4.3.2.

4.3 - TAXA DE BENEFICIAMENTO DE TRÁFEGO (TBR)

Neste item, são apresentados, comparados e discutidos os resultados de previsão de vida útil obtidos do modelo numérico para o caso não reforçado e para os 8 reforços utilizados por Obando (2016), nas três posições relativas investigadas, bem como o comprimento máximo de trinca com cada reforço e o TBR obtido em cada situação analisada.

4.3.1 - Situação não reforçada

Na Figura 4.12 é apresentada a previsão de vida útil da viga em concreto asfáltico em estudo considerando a situação não reforçada. Além disso, os resultados do modelo numérico são comparados com os resultados obtidos do modelo físico.

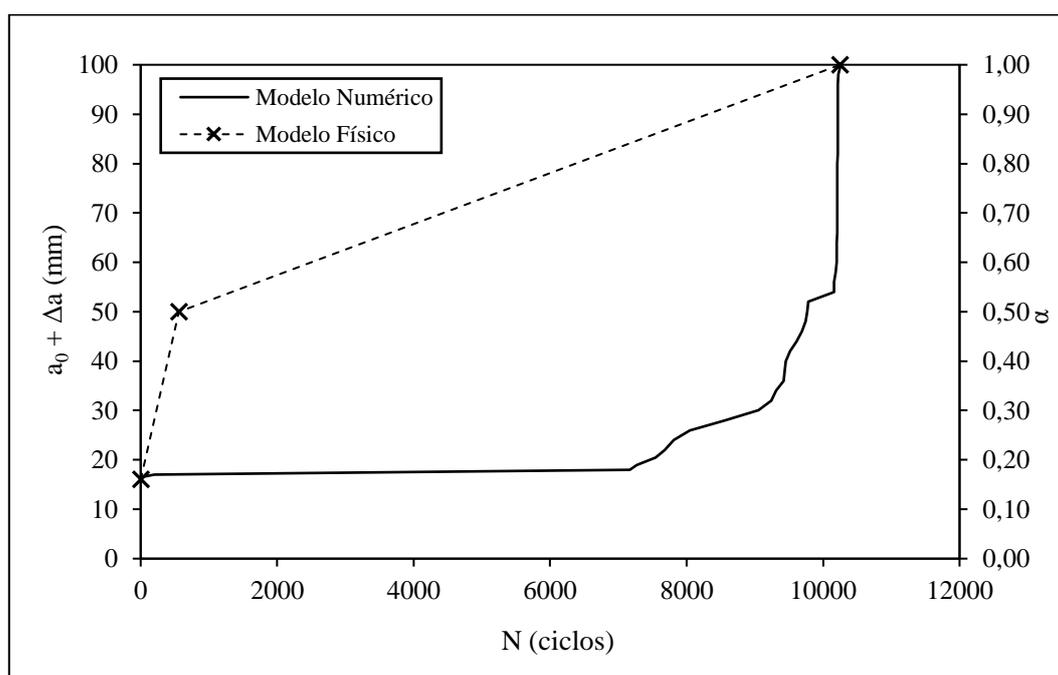


Figura 4.12 – Previsão de vida útil para a condição não reforçada por meio do Modelo Físico e do Modelo Numérico via XFEM

A vida útil prevista, em ambos os casos, foi em torno 10.250 ciclos de carregamento, considerando a trinca inicial de 16 mm de comprimento, como apresentado na Figura 4.13. É possível notar um comportamento da curva obtida no modelo do XFEM semelhante ao comportamento, em termos de estágios de trincamento, esperado pela literatura, discutido no item 2.2.3 desta dissertação. Como esperado, observou-se um crescimento mais atenuado nos primeiros comprimentos de trinca (cerca de 7.000 ciclos de carregamento para um comprimento de aproximadamente 20 mm) e uma propagação mais rápida entre 7.000 e 10.000 ciclos (Figura 4.12). A partir de 10.000 ciclos, quando a trinca já está com aproximadamente 50 mm de

comprimento, ocorre a propagação instável, a qual leva a sua total reflexão. Na Figura 4.12, observa-se um comportamento da curva obtido no modelo numérico diferente da curva obtida por Obando (2016) no modelo físico. Essa diferença pode estar relacionada às características do corpo de prova (não bidimensional) do modelo físico. Observou-se que o modelo numérico se aproximou mais da curva N-a para materiais sujeito à fadiga proposta pela literatura (Bernucci *et al.*, 2006).

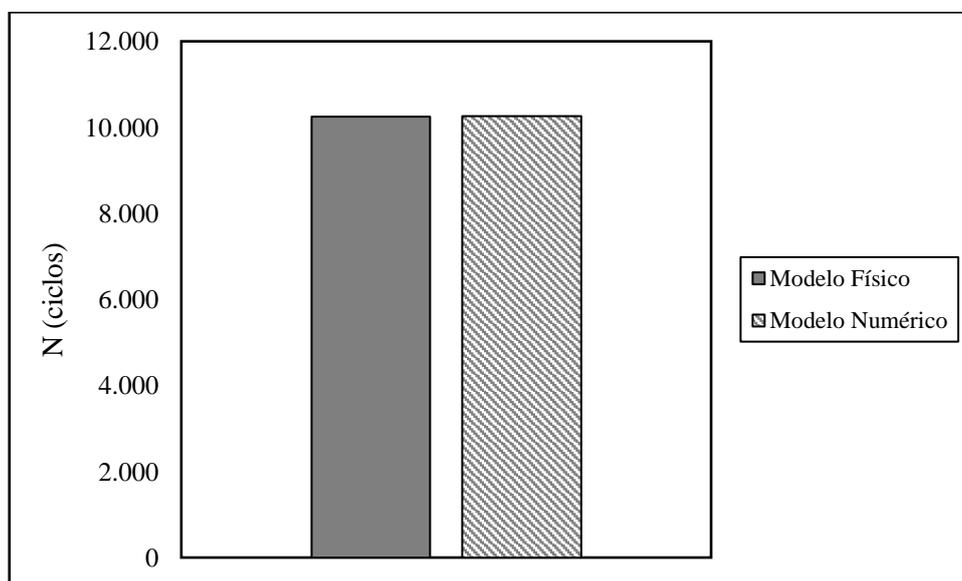


Figura 4.13 – Comparação do número de ciclos obtidos por Obando (2016) e no modelo numérico

4.3.2 - Situação reforçada

Na condição reforçada, foram realizadas 24 análises: 8 tipos de geossintéticos, com valores de rigidez e espessura diferentes, embutidos no revestimento asfáltico em três posições diferentes (no meio da camada, a 1/3 de altura da base da viga e a 1/4 de altura da base da viga, conforme pode ser visto na Figura 3.3, Figura 3.4 e Figura 3.5).

4.3.2.1 - Influência do tipo de reforço

A influência do tipo de reforço foi investigada no modelo similar ao modelo físico desenvolvido em ensaios laboratoriais da Universidade de Brasília (Obando, 2016), com o geossintético posicionado no meio da viga de concreto asfáltico. Observou-se, em todas as situações reforçadas, uma tendência de estabilização da propagação, ou seja, de fazer com que a trinca pare de crescer mesmo após um número considerável de ciclos de carregamento. Esse comportamento está relacionado com o acúmulo de tensão normal de tração no reforço, que aumenta à medida que a trinca se aproxima da superfície de carregamento. Tal concentração

implica na diminuição do SIF geométrico, cujos resultados são apresentados e discutidos no item 4.4.

Na Figura 4.14 são apresentadas as relações entre o comprimento da trinca para e o número de ciclos de repetição de carga até sua estabilização para os geossintéticos do grupo I (reforços G1, G2, G3 e G4, descritos na Tabela 3.1) com o reforço posicionado no meio da camada.

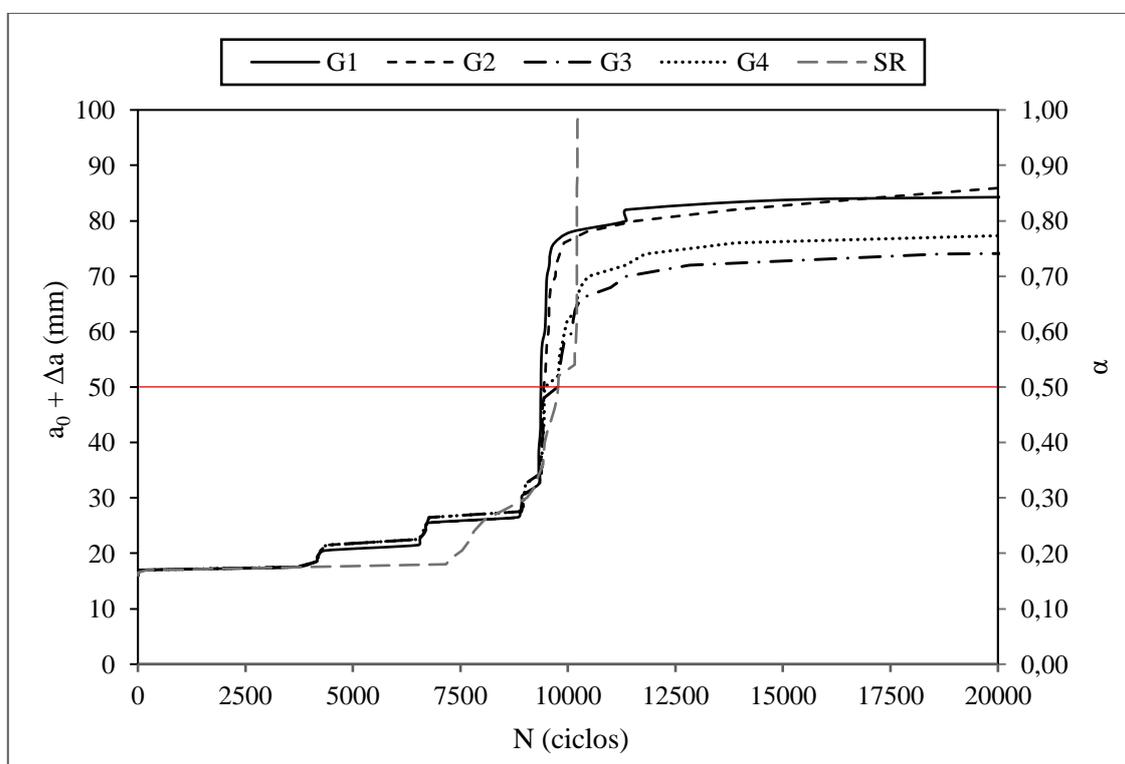


Figura 4.14 – Previsão de vida útil na situação reforçada – Grupo I (G1, G2, G3 e G4)

Conforme esperava-se, todos os reforços mostraram comportamento bastante similar até próximo de sua posição no revestimento (aproximadamente 50 mm), ou seja, antes de atuarem na tentativa de estabilização da trinca. Destacaram-se, no entanto, os geossintéticos de maior rigidez (G3 e G4), que apresentam maior tendência de estabilização da trinca (comprimento máximo de aproximadamente 72 mm, para G3 e G4, e de aproximadamente 80 mm para G1 e G2). Observa-se uma tendência de curvatura à medida que a trinca se propaga acima da posição do reforço, sendo mais abrupta para os reforços G1 e G2.

Na Figura 4.15 são apresentadas as relações entre o comprimento da trinca para cada número de ciclo de repetição de carga até sua estabilização para os geossintéticos do grupo II (reforços G5, G6, G7 e G8). Todos os reforços mostraram comportamento bastante similar, até próximo de sua posição no revestimento (aproximadamente 50 mm), quando os geossintéticos de maior

rigidez (G7 e G8) apresentam maior tendência de estabilização da trinca. Observa-se uma tendência de curvatura à medida que a trinca se propaga acima da posição do reforço. O geossintético G5 apresentou o pior comportamento no grupo II, com um comprimento estabilizado superior a 80 mm, o que provavelmente está relacionado com sua rigidez e espessura serem as menores desse grupo. Além disso, todos os reforços desse grupo apresentaram tendência de estabilização próxima dos 12.000 ciclos, com variação no comprimento estabilizado da trinca. Essa tendência se relaciona com o acúmulo de tensões de tração no reforço que acontece de forma mais expressiva quanto maior sua rigidez. De forma semelhante, os valores do SIF diminuem com a atuação do reforço, o que provoca a estabilização da trinca, como discutido no item 4.4 deste capítulo.

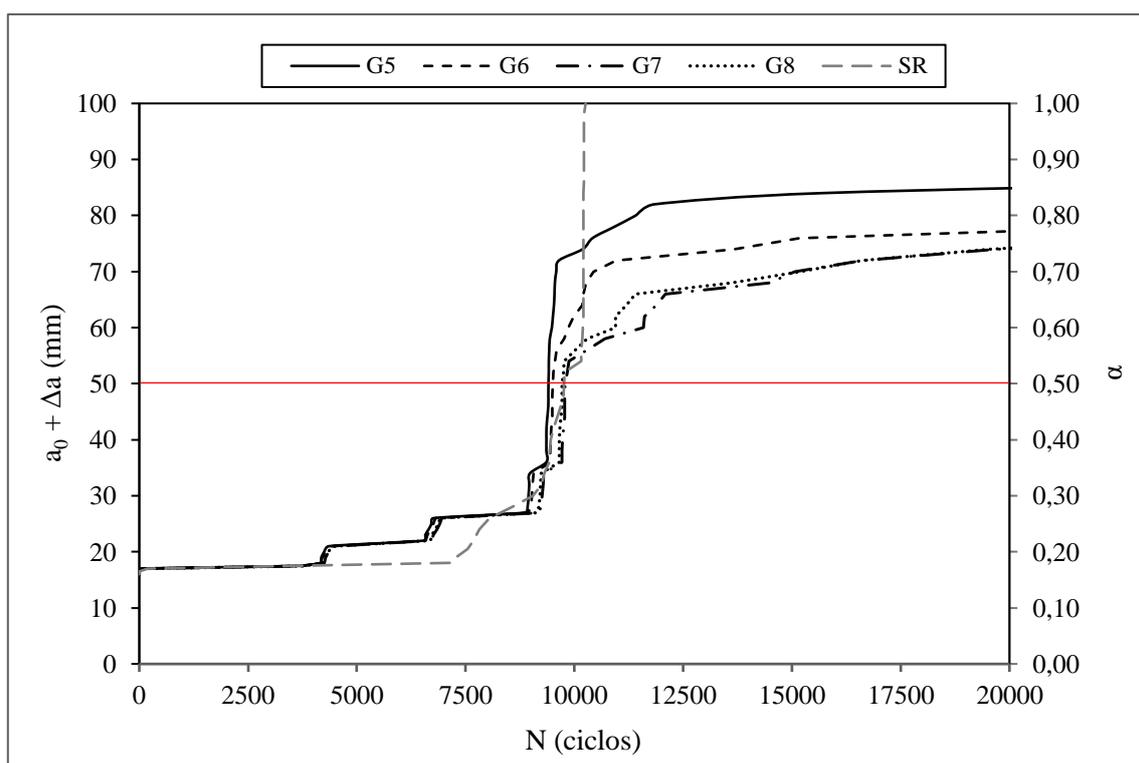


Figura 4.15 – Previsão de vida útil na situação reforçada – Grupo II (G5, G6, G7 e G8)

4.3.2.2 - Influência da posição do reforço

Na Figura 4.16 são apresentados os resultados de previsão de vida útil para os geossintéticos do grupo I (G1, G2, G3 e G4) posicionados a 1/3 de altura da base da viga asfáltica (aproximadamente 33 mm). Com exceção do reforço G1, observa-se um comportamento similar entre os reforços, com tendência de formação de um patamar para um comprimento de trinca de aproximadamente 35 mm, que praticamente coincide com a posição do reforço. Até o

comprimento de 33 mm o comportamento de todas as curvas é praticamente igual, o que revela pouca influência do reforço para comprimentos abaixo de sua posição.

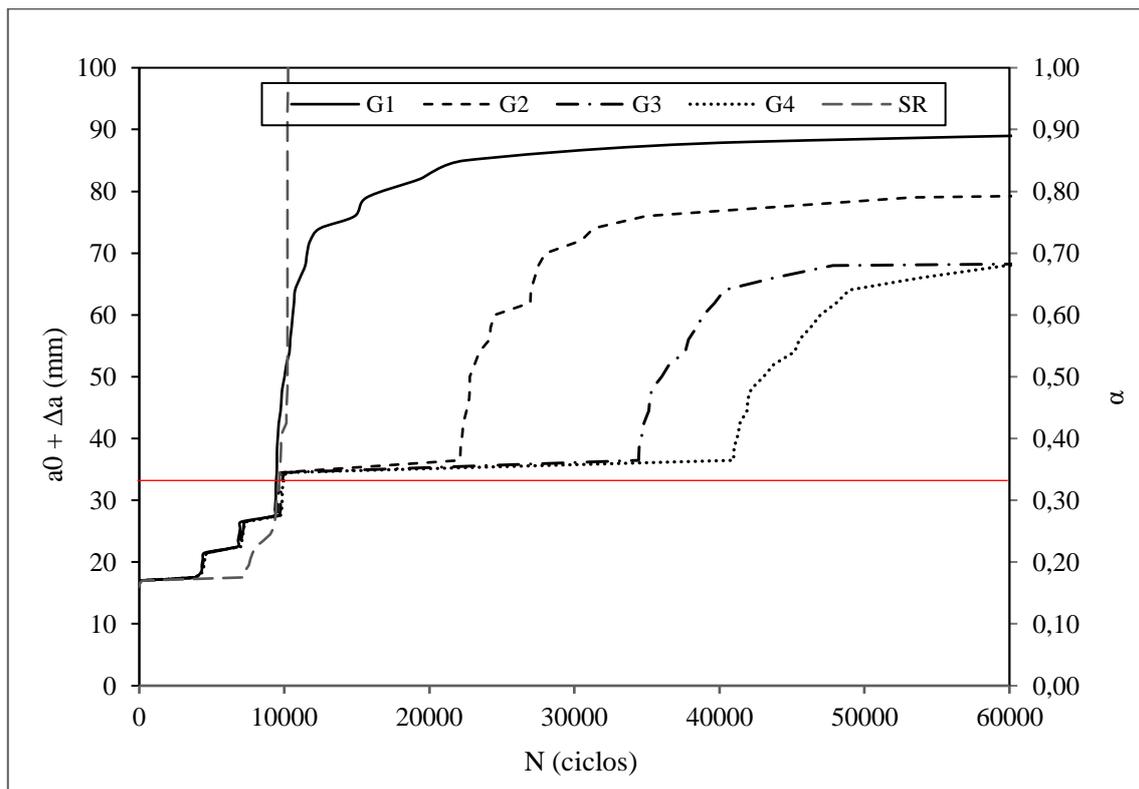


Figura 4.16 – Previsão da vida útil para reforço posicionado a 1/3 de altura da base da viga – grupo I (G1, G2, G3 e G4)

Observou-se, ainda, uma diminuição progressiva na inclinação das curvas no trecho que antecede a parada da trinca com o aumento da rigidez dos reforços, caracterizada também pelo distanciamento entre as curvas (aumento do número de ciclos para um mesmo comprimento de trinca), o que revela a influência do reforço na melhora do desempenho do pavimento. O geossintético G4, de maior rigidez no grupo I, apresentou o melhor comportamento, enquanto o geossintético G1 apresentou o pior desempenho, chegando a um comprimento de trinca estabilizado de quase 90 mm.

Na Figura 4.17 são apresentados os resultados de previsão de vida útil para os geossintéticos do grupo II (G5, G6, G7 e G8) posicionados a 1/3 de altura da base da viga asfáltica (aproximadamente 33 mm).

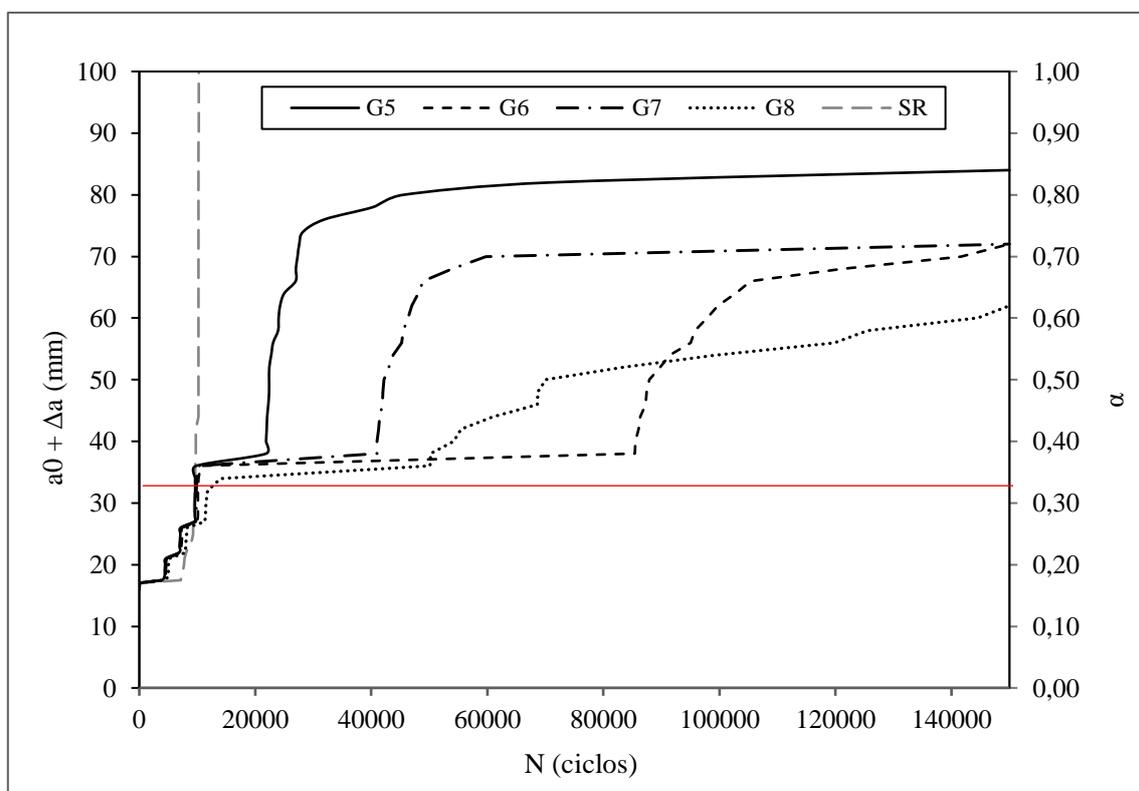


Figura 4.17 – Previsão da vida útil para reforço posicionado a 1/3 de altura da base da viga – grupo II (G5, G6, G7 e G8)

Para os geossintéticos do grupo II, houve, no geral, uma tendência maior de estabilização da trinca (comprimentos menores que para o grupo II), o que pode ser explicado por este grupo possuir maiores valores de rigidez. Semelhantemente à posição intermediária, o benefício gerado pelo emprego do reforço para comprimentos de trinca inferiores à sua posição é praticamente indiferente ao reforço. Na região próxima ao reforço, há a formação de um patamar, com baixíssima velocidade de propagação da trinca (inclinação da curva), que perdura durante um número de ciclos que é função da rigidez do reforço, sendo maior para G8 e menor para G5. O reforço G6 apresentou um comportamento anômalo, com patamar formado logo após a trinca atravessá-lo, mas sem restituir a propagação da trinca até mais de 85.000 ciclos de repetição de carga, quando começa a propagar a trinca com taxa maior que G8.

Na Figura 4.18 são apresentados os resultados de previsão de vida útil para os geossintéticos do grupo I (G1, G2, G3 e G4) posicionados a 1/4 de altura da base da viga asfáltica (aproximadamente 25 mm). Observou-se praticamente o mesmo comportamento na curva para todos os reforços do grupo I na propagação da trinca até seu posicionamento, o que corrobora com a hipótese de que o geossintético exerce pouca influência na propagação da trinca abaixo de sua posição na camada. Dentre os quatro reforços, o geossintético G2 apresentou maior

velocidade de propagação no trecho entre 28 mm e 52 mm, mas estabilizou a propagação da trinca para um comprimento menor que os demais. Os geossintéticos G3 e G4, de maior rigidez do grupo, apresentaram comportamentos similares, inclusive nas inclinações da curva e patamares, com praticamente o mesmo comprimento de trinca estabilizado ($\alpha \approx 0,66$).

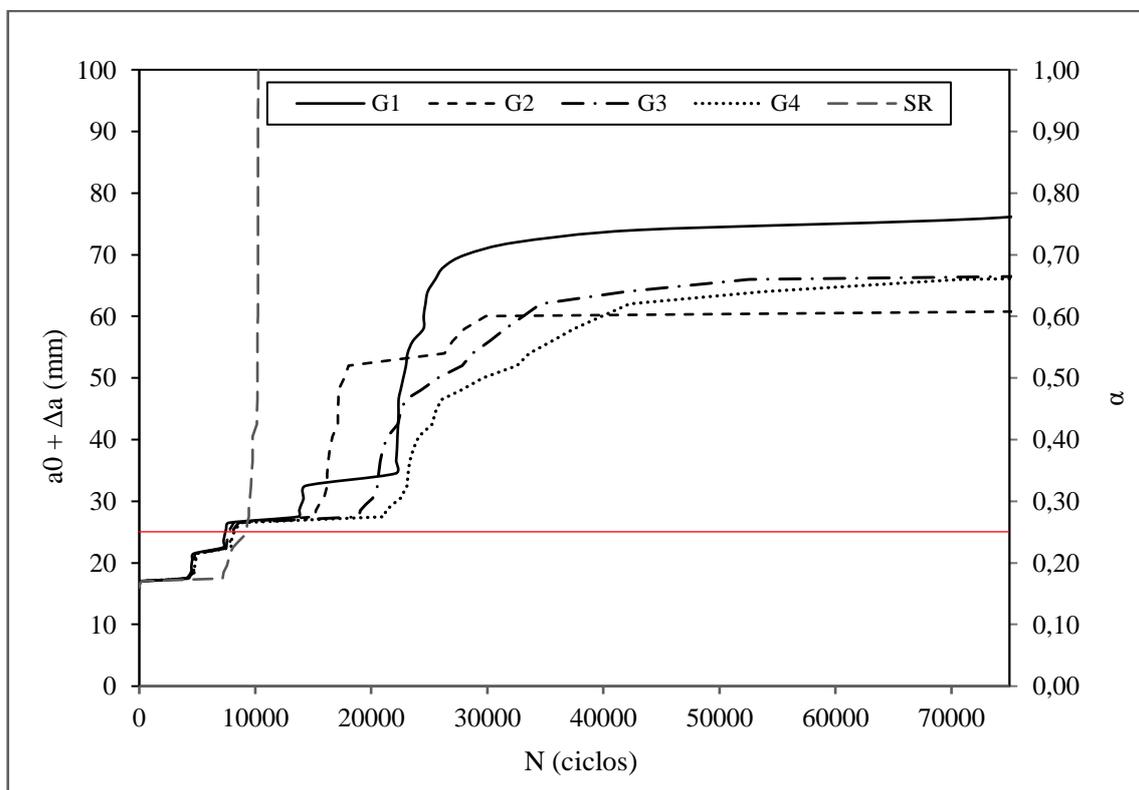


Figura 4.18 – Previsão da vida útil para reforço posicionado a 1/4 de altura da base da viga – grupo I (G1, G2, G3 e G4)

Na Figura 4.19 são apresentados os resultados de previsão de vida útil para os geossintéticos do grupo II (G5, G6, G7 e G8) posicionados a 1/4 de altura da base da viga asfáltica (aproximadamente 25 mm). Bem como nos outros casos, abaixo da posição do reforço a diferença entre as situações analisadas foi pequena. Houve uma tendência de formação de patamar próximo desse ponto, sendo mais expressiva para os geossintéticos G6 e G8. O reforço G5, com a menor rigidez e menor espessura, apresentou o pior desempenho do grupo II, com um pequeno patamar e uma tendência de estabilização menos evidente, com grande inclinação entre os comprimentos de trinca de 28 a 65 mm. Os reforços G7 e G8, que possuem maior rigidez no grupo, apresentaram uma curvatura mais suave e uniforme, sem apresentar um ponto claro de inflexão, apesar de demonstrarem tendência assintótica para ciclos maiores que 125.000 repetições de carga.

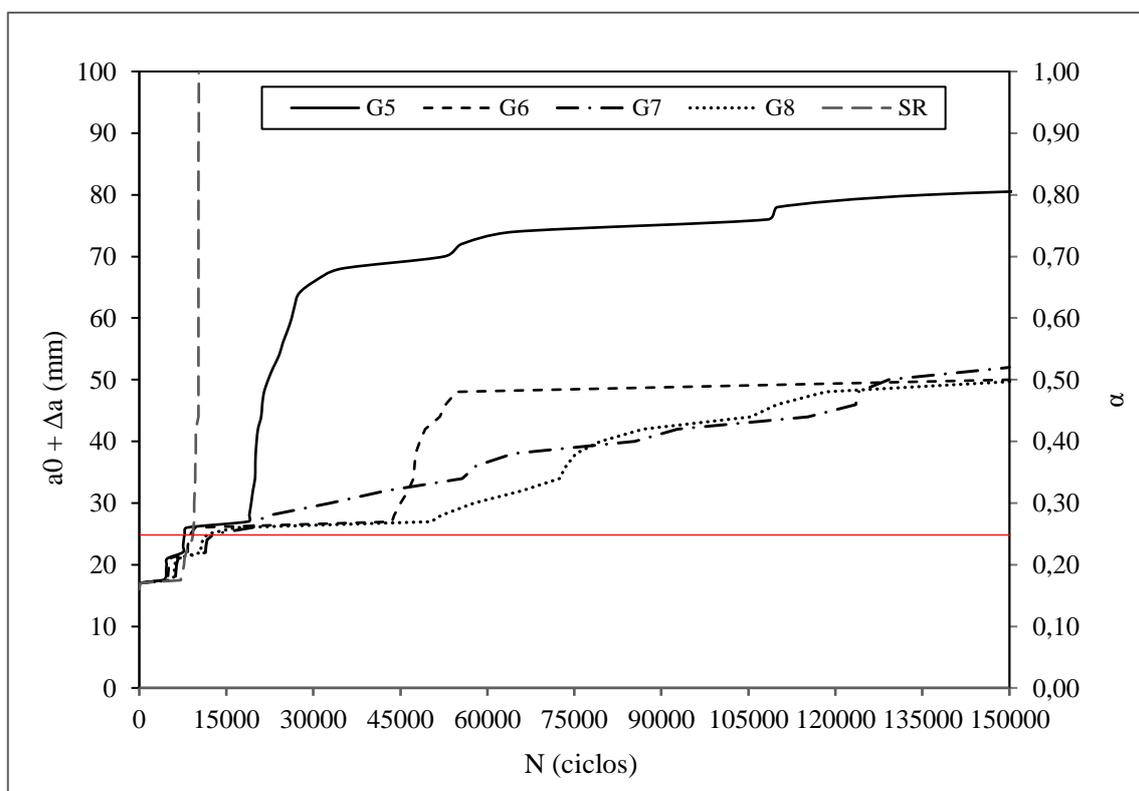


Figura 4.19 – Previsão da vida útil para reforço posicionado a 1/4 de altura da base da viga – grupo II (G5, G6, G7 e G8)

Foi possível observar que, para os geossintéticos de maior rigidez e maior espessura do grupo (G7 e G8), o comportamento das curvas tende a ser semelhante e a velocidade média de trincamento, para um critério baseado em MFLE, são menores que os geossintéticos de menor rigidez do grupo (G5 e G6). O geossintético G5, de menor espessura, tendeu a um comportamento mais semelhante aos reforços do grupo I, para esse caso de posicionamento, com patamar na região do reforço menos expressivo e ponto de inflexão semelhante ao de G1 (Figura 4.18).

Na Figura 4.20 são comparados os comprimentos relativos máximos a que a trinca chegou ($\alpha_{máx}$), tomado como sendo o comprimento em que se inicia a tendência assintótica, para cada um dos reforços do grupo I, nas três posições analisadas. O reforço posicionado a 1/4 de altura da base mostrou-se como mais vantajoso. O reforço de menor espessura (G1), apresentou um comportamento anômalo, piorando o comprimento máximo de trinca na mudança da posição intermediária para a de 1/3 da espessura da viga, e com pouca diferença entre as posições de 1/3 e 1/4. Já o reforço G2 apresentou um desempenho mais expressivo que os demais geossintéticos do grupo quando posicionado a 1/4 da espessura da viga. Observa-se pouca

alteração, em termos de comprimento máximo relativo de trinca, para o reforço G3 nos três casos e para o reforço G4 entre as posições de 1/3 e 1/4 da espessura da viga.

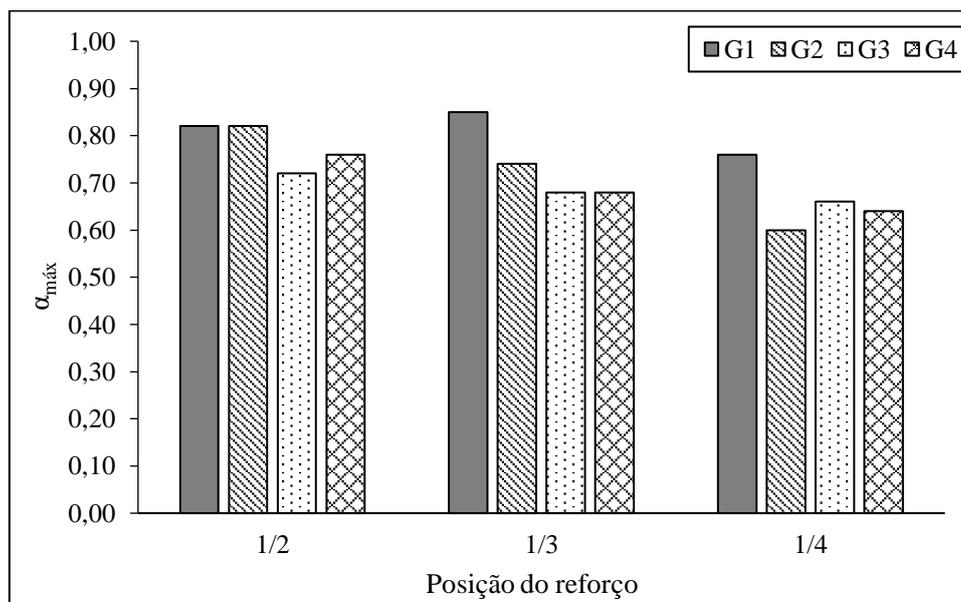


Figura 4.20 – Comparação do comprimento de estabilização da trinca para três posições diferentes de reforço – grupo I (G1, G2, G3 e G4)

Na Figura 4.21 são comparados os comprimentos relativos de trinca máximo, tomado como sendo o comprimento em que se inicia a tendência assintótica, para cada um dos reforços do grupo II, nas três posições analisadas. Para o grupo II, o reforço posicionado a 1/4 de altura da base mostrou-se como mais vantajoso. O geossintético de menor rigidez deste grupo (G5) apresentou pouca diminuição do comprimento máximo de trinca entre as três posições analisadas. Já os reforços G6 e G8 evidenciaram um desempenho mais expressivo que os demais geossintéticos com seu posicionamento mais próximo da ponta de trinca inicial. Observou-se nenhuma alteração no comprimento estabilizado da trinca para o reforço G7 (mais rígido do grupo) quando da mudança da camada intermediária para 1/3 da base da viga asfáltica.

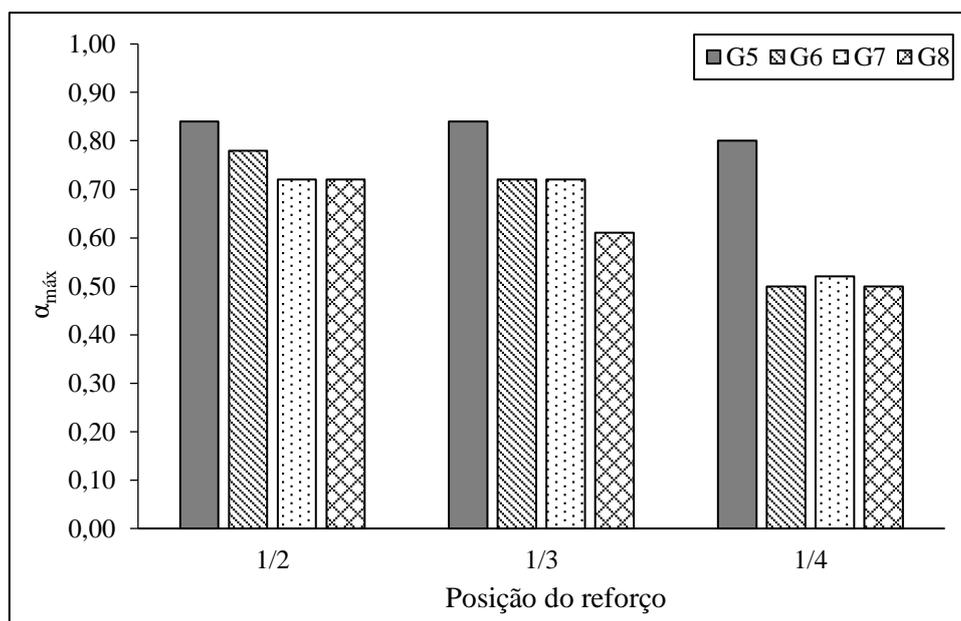


Figura 4.21 – Comparação do comprimento de estabilização da trinca para três posições diferentes de reforço – grupo II (G5, G6, G7 e G8)

4.3.2.3 - Relação TBR x posição do reforço

Os valores de TBR foram obtidos considerando um mesmo comprimento de trinca estabilizado para todos os geossintéticos, a fim de se comparar o número de ciclos que chega a um mesmo tamanho de trinca. Para tanto, optou-se por um comprimento próximo do ponto de inflexão, em que a curva tende ao comportamento assintótico, do menor comprimento de trinca do grupo, a fim de minimizar os efeitos de estabilização da trinca, discutidos no tópico anterior.

Na Figura 4.22 é possível visualizar os valores de TBR obtidos para os reforços do grupo I. Observou-se que para os geossintéticos G3 e G4, a posição a 1/3 apresenta a melhor taxa de benefício de tráfego, o que corrobora com resultados disponíveis na literatura, como o de Khodaii *et al.* (2009), que determinou essa posição como a mais eficaz em seu estudo experimental envolvendo geogrelhas.

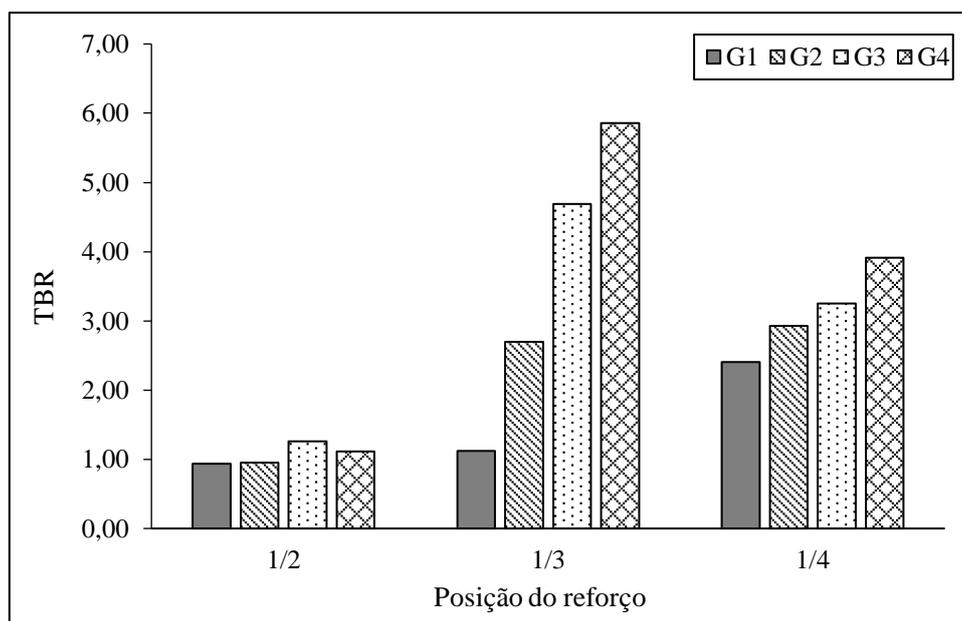


Figura 4.22 – TBR estimado para cada uma das posições do reforço – grupo I (G1, G2, G3 e G4)

Na Figura 4.23 são apresentados os valores de TBR obtidos para os geossintéticos do grupo II, calculados de forma semelhante ao cálculo adotado para os reforços do grupo I.

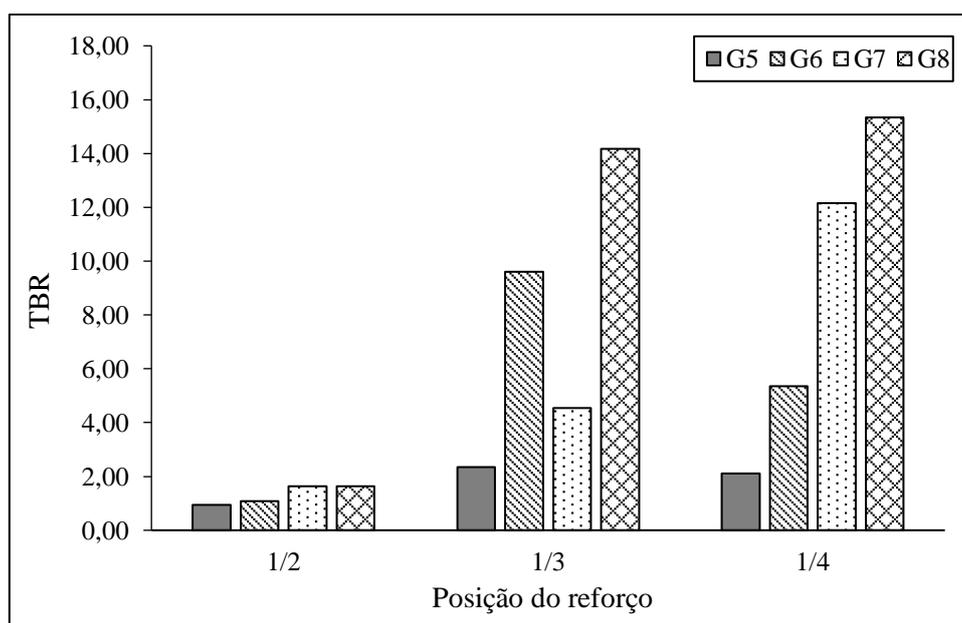


Figura 4.23 – TBR estimado para cada uma das posições do reforço – grupo II (G5, G6, G7 e G8)

Observou-se que, para os geossintéticos G5 e G6, a posição a 1/3 apresenta a melhor taxa de benefício de tráfego, e que, de forma semelhante a alguns geossintéticos do grupo I, está de acordo com resultados disponíveis na literatura, como o de Khodaii *et al.* (2009), que determinou essa posição como a mais eficaz em seu estudo experimental envolvendo

geogrelhas. No entanto, para os geossintéticos G7 e G8 (de maior rigidez), o posicionamento a 1/4 da base da viga apresentou o melhor TBR, de aproximadamente 12 e 15, respectivamente.

4.3.3 - Comparações entre resultados de ensaios e previsões numéricas

As diferenças resultados obtidos pelo modelo numérico desenvolvido neste trabalho e nos modelos físicos ensaiados por Obando (2016) foram calculadas para a condição de reforço posicionado no meio da camada, uma vez que nos experimentos laboratoriais não se variou a posição do geossintético.

4.3.3.1 - Diferenças entre valores de TBR

Para o modelo numérico, adotou-se como critério de parada para obtenção do número de ciclos o ponto de inflexão da curva comprimento de trinca vs. número de ciclos, ou seja, tomou-se o número de ciclos do início da estabilização. Na Tabela 4.1 podem ser vistos os desvios relativos calculados para cada um dos geossintéticos na posição intermediária (Equação (3.3)).

Tabela 4.1 – Diferenças relativas entre valores de TBR nos modelos numérico e físico (Obando, 2016)

<i>Condição</i>	<i>TBR_{MF}</i>	<i>TBR_{MN}</i>	<i>d (%)</i>
<i>SR</i>	1,00	1,00	0,1
<i>G1</i>	1,62	1,60	-1,3
<i>G2</i>	1,47	1,35	-8,2
<i>G3</i>	1,35	1,25	-7,4
<i>G4</i>	1,73	1,36	-21,4
<i>G5</i>	1,64	1,53	-6,7
<i>G6</i>	1,68	1,48	-11,9
<i>G7</i>	1,70	1,92	+12,9
<i>G8</i>	1,81	1,90	+4,9

Nota: TBR_{MF} = TBR do modelo físico; TBR_{MN} = TBR do modelo numérico; d (%) = desvio relativo percentual entre os modelos.

O grupo I, com exceção do reforço G4 (maior rigidez), apresentou diferenças, no geral, menores que o grupo II. Os valores de TBR que chegaram mais próximos entre os dois modelos foram o reforço G1 e o reforço G8, que são, respectivamente, os de menor e maior rigidez. Os

geossintéticos G4 e G7 apresentaram os maiores desvios entre os modelos. Esses dois geossintéticos são os que possuem maiores valores de rigidez em seu grupo, o que corrobora com a hipótese de parada da propagação da trinca, que provoca uma dificuldade na obtenção do número de ciclos para o critério de MFLE. Além disso, embora os reforços do grupo II apresentem maior rigidez que G4, os reforços G5 e G6 apresentam espessuras bem menores, o que pode ter exercido alguma influência na resposta do sistema. Essa parada na propagação da trinca ocorre, no caso reforçado, devido à diminuição da concentração de tensões de tração na ponta da trinca, que consistem no mecanismo de propagação simulado na abordagem de MFLE acoplada a uma análise LCF. Tal mudança de comportamento pode ser entendida a partir da avaliação do SIF em todos os casos analisados, descritos no item 4.4 desta dissertação, o que pode ter provocado uma mudança de critério de propagação do dano, não desacoplada num modelo físico.

4.3.3.2 - Diferenças nas taxas médias de trincamento

Os desvios relativos entre as taxas de trincamento foi tomado para uma velocidade média, obtida linearmente para o modelo numérico, e comparada com os resultados obtidos por Obando (2016). Na Tabela 4.2 podem ser vistos as diferenças relativas calculadas para cada um dos geossintéticos na posição intermediária.

Tabela 4.2 – Diferenças relativas entre valores de taxas médias de trincamento

<i>Condição</i>	$(dc/dN)_{MF}$ (mm/ciclo)	$(dc/dN)_{MN}$ (mm/ciclo)	<i>d (%)</i>
<i>SR</i>	$5,2 \times 10^{-3}$	$8,2 \times 10^{-3}$	+57,7
<i>G1</i>	$3,3 \times 10^{-3}$	$4,1 \times 10^{-3}$	+24,2
<i>G2</i>	$3,6 \times 10^{-3}$	$4,0 \times 10^{-3}$	+11,1
<i>G3</i>	$4,1 \times 10^{-3}$	$4,4 \times 10^{-3}$	+7,3
<i>G4</i>	$3,2 \times 10^{-3}$	$4,3 \times 10^{-3}$	+34,4
<i>G5</i>	$3,2 \times 10^{-3}$	$4,3 \times 10^{-3}$	+34,4
<i>G6</i>	$3,2 \times 10^{-3}$	$3,9 \times 10^{-3}$	+21,8
<i>G7</i>	$3,3 \times 10^{-3}$	$3,4 \times 10^{-3}$	+3,0
<i>G8</i>	$3,1 \times 10^{-3}$	$3,0 \times 10^{-3}$	-3,2

Nota: $(dc/dN)_{MF} = dc/dN$ do modelo físico; $(dc/dN)_{MN} = dc/dN$ do modelo numérico; d (%) = desvio relativo percentual entre os modelos.

Observam-se diferenças relevantes nas velocidades médias de trincamento. Isso se deve ao fato de Obando (2016) ter adotado uma média ponderada entre duas velocidades ($a < 50$ mm e $a > 50$ mm). Entretanto, adotar uma velocidade média de trincamento contradiz a hipótese de estágios de trincamento, uma vez que essa velocidade é a taxa de trincamento na curva comprimento de trinca vs. número de ciclos, ou seja, a derivada do modelo, que varia fortemente. As taxas de trincamento variam muito ao longo da propagação da trinca e, desse modo, apesar da grande diferença de taxas de trincamento entre os modelos para alguns reforços, essa diferença não é representativa para invalidar nenhum dos modelos, uma vez que a taxa média de trincamento não dá sensibilidade ao comportamento de toda a propagação.

4.4 - FATOR INTENSIDADE DE TENSÃO (SIF)

Para essa análise, foram avaliadas quatro situações: condição sem reforço; reforço posicionado no meio da viga (50 mm); reforço posicionado a 1/3 de altura da base da viga (33 mm); e reforço posicionado a 1/4 de altura da base da viga (25 mm). Além disso, foram avaliados dois reforços diferentes, sendo um do grupo I (G1) e outro do grupo II (G8).

4.4.1 - Situação não reforçada

Na Figura 4.24 são apresentados os resultados de fator intensidade de tensão geométrico no modo I para o caso sem reforço, calculados por integral de contorno para comprimentos de trinca a cada 5 mm, considerando um $a_0 = 16$ mm. Foi possível observar um crescimento do valor do SIF para uma trinca de comprimento até cerca de 55 mm. A partir daí, o SIF geométrico tende a diminuir, o que pode ser explicado pela formação de uma zona compressiva na região próxima do carregamento, pela qual a trinca deverá crescer até sua total reflexão.

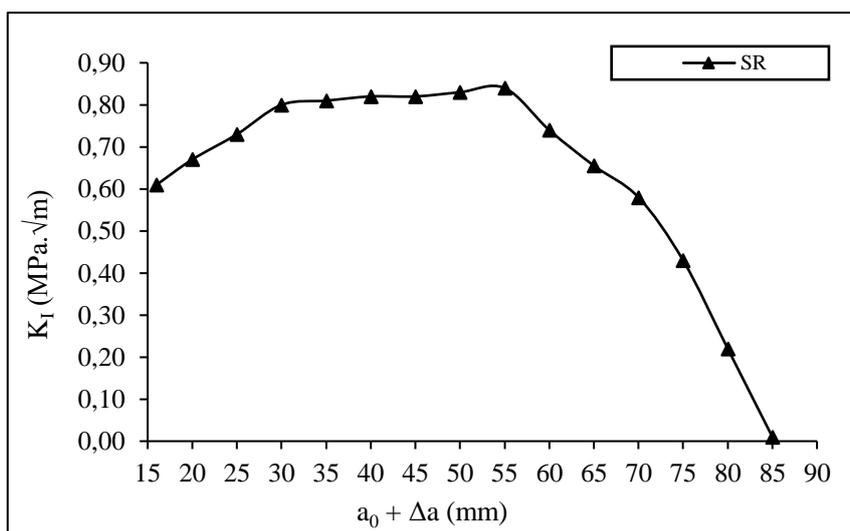


Figura 4.24 – SIF geométrico para diversos comprimentos de trinca – sem reforço

4.4.2 - Influência do tipo de reforço

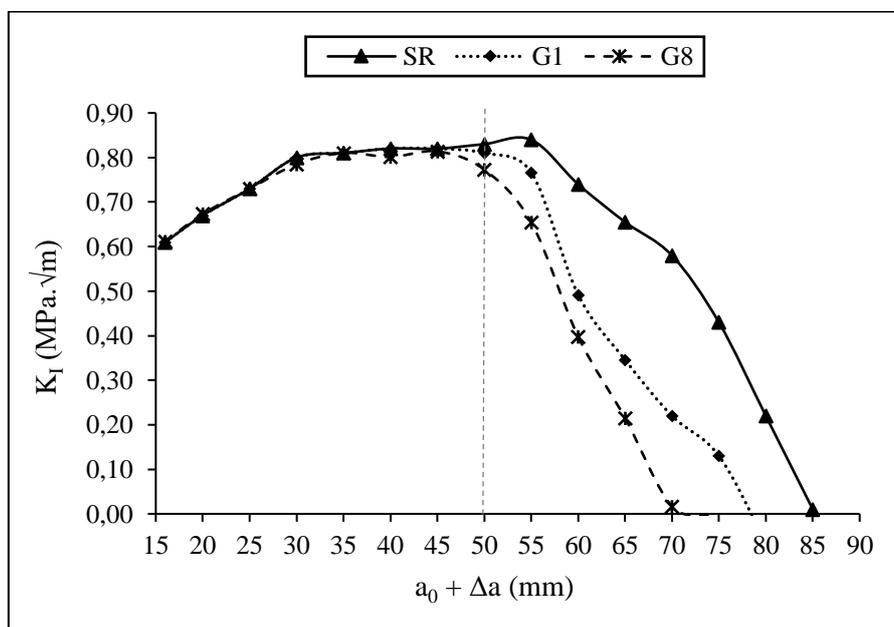


Figura 4.25 – Comparação do SIF geométrico para vários comprimentos de trinca na situação não reforçada e com a utilização do reforço

Observa-se, na Figura 4.25, uma tendência de diminuição do fator intensidade de tensão a partir do instante em que a trinca atravessa a posição do geossintético (50 mm). Isso pode ser explicado devido à elevada rigidez à tração do reforço, que tende a minimizar a magnitude das tensões de tração na ponta da trinca. Deve-se salientar que, a partir de 80 mm, há uma tendência de reversão do sentido do SIF geométrico para o caso reforçado (G1), o que tende a estabilizar a trinca. Nesse caso, o mecanismo de propagação da trinca deixa de ser baseado no critério de

mecânica da fratura e passa a acontecer por um critério de plasticidade, não simulado nessa pesquisa.

4.4.3 - Influência da posição do reforço

A seguir, são apresentados os resultados considerando duas posições para o reforço: no meio das camadas e a um terço da base da camada inferior. Na Figura 4.26 os valores de SIF são comparados para as três posições adotadas para o reforço G1.

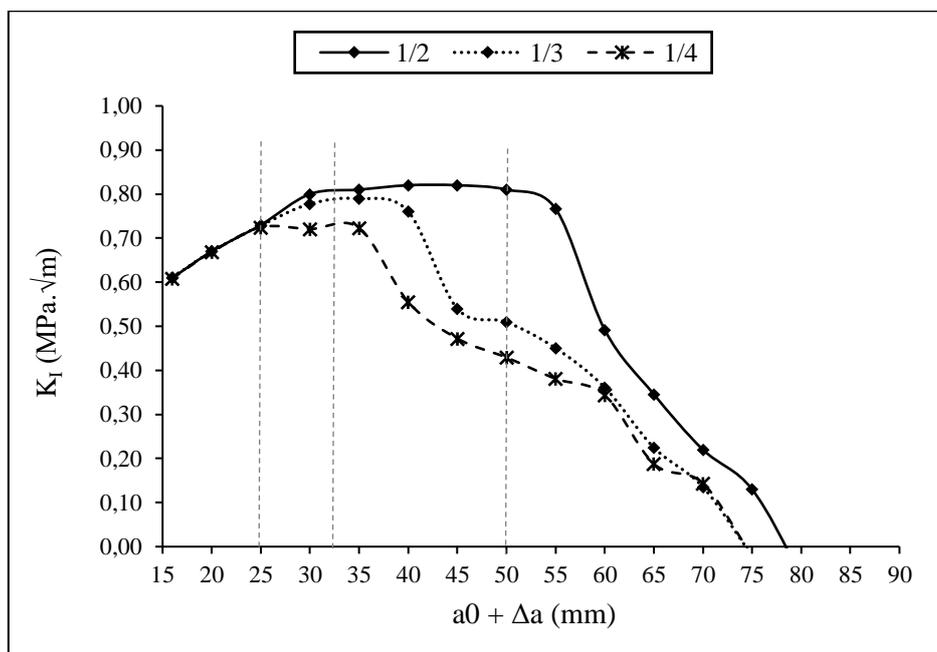


Figura 4.26 – SIF estimado para vários comprimentos de trinca e três posições do reforço G1. Observou-se a ocorrência de uma diminuição brusca nos valores de SIF quando o comprimento da trinca está próximo da posição do reforço, o que indica a maior eficiência de sua atuação quando posicionado próximo à descontinuidade. Apesar disso, foi observada pouca diferença entre as posições de 1/3 e 1/4 quando a trinca se distancia do reforço ($\alpha > 0,60$), quando as curvas começam a se sobrepor. Em todas as posições, os valores de SIF tendem a ser muito pequenos para valores de $\alpha > 0,75$. Na Figura 4.27, os valores de SIF são comparados para as três posições adotadas para o reforço G8.

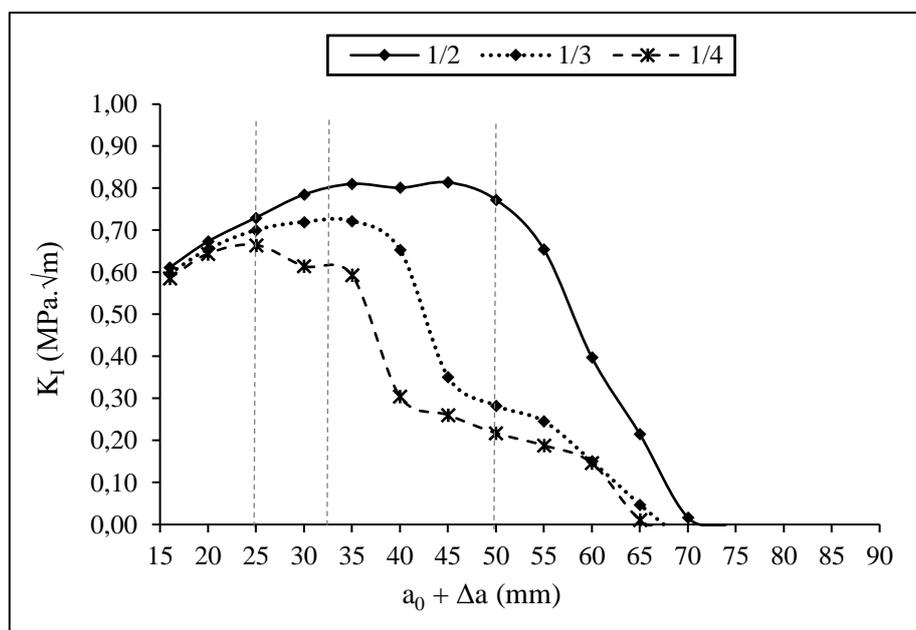


Figura 4.27 – SIF estimado para vários comprimentos de trinca e três posições do reforço G8. De forma semelhante, para o geossintético G8 ocorre uma diminuição brusca nos valores de SIF quando o comprimento da trinca está próximo da posição do reforço, ratificando a hipótese de maior eficiência de sua atuação quando posicionado próximo da descontinuidade. Essa diminuição foi mais acentuada para o geossintético do grupo II quando comparado com o geossintético do grupo I. Apesar disso, observou-se o mesmo comportamento de pouca diferença nos valores de SIF entre as posições de 1/3 e 1/4 quando a trinca se distancia do reforço ($\alpha > 0,60$), quando as curvas tendem a se sobrepor. Em todas as posições do reforço G8, os valores de SIF tendem a ser muito pequenos (próximos de zero) para $\alpha > 0,70$, demonstrando maior eficiência que o reforço do grupo I.

5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 - CONCLUSÕES

Esta pesquisa investigou a melhoria do desempenho de revestimentos asfálticos reforçados com geossintéticos numa abordagem de MFLE utilizando o XFEM. Foram analisados 8 reforços com espessura, gramatura e rigidez diferentes, em três posições relativas: meio da camada; a 1/3 da base; e a 1/4 da base da viga asfáltica. Os efeitos da posição e das propriedades dos geossintéticos foram analisados em conjunto para cada reforço estudado. As constantes de Paris para o material asfáltico foram obtidas a partir de retroanálise de ensaios laboratoriais desenvolvidos na Universidade de Brasília na situação e se apresentaram dentro do esperado pela literatura: A, da ordem de 10^{-8} ; e n, da ordem de 4. Em resumo, as seguintes conclusões podem ser feitas com base nos resultados da modelagem numérica via XFEM, numa abordagem de MFLE:

- i. A adoção de modelos geométricos bidimensionais para simulação de propagação de trincas em pavimentos asfálticos é uma boa aproximação quando comparada ao modelo experimental de Obando (2016);
- ii. A modelagem utilizando o XFEM flexibilizou a análise paramétrica, uma vez que não necessitava de redefinição da malha de elementos finitos em cada uma das simulações, diminuindo o custo computacional para cada simulação;
- iii. A utilização de um modelo linear-elástico para o material asfáltico acrescenta pouco erro, em termos de previsão de vida útil de serviço, quando os resultados são confrontados com aqueles obtidos experimentalmente por Obando (2016) para o mesmo problema e geometria analisados na condição não reforçada. Quanto à condição reforçada, há um comportamento anômalo na região muito próxima do carregamento devido à formação de uma zona sob compressão que pode alterar o mecanismo de propagação;
- iv. É imprescindível à modelagem numérica a determinação da carga estática equivalente ao número de ciclos necessários à formação da trinca inicial para análise de fadiga no passo cíclico, uma vez que uma carga inferior à mínima acarreta a não propagação da trinca já na etapa de formação (estágio I);
- v. A obtenção das constantes de Paris através de retroanálise de modelos experimentais com acurácia é essencial para uma boa qualidade nos resultados da simulação, em

especial acerca do parâmetro exponencial, que exerce grande influência na resposta do sistema. Entretanto, essas constantes estão relacionadas ao regime de crescimento estável baseado num critério de mecânica da fratura;

- vi. Os parâmetros dos materiais geossintéticos que mais influenciam o desempenho de revestimentos asfálticos no combate à reflexão de trincas são: a rigidez normal, a espessura do reforço e sua posição relativa, sendo a 1/4 para geossintéticos com maior rigidez;
- vii. Em relação à rigidez do reforço, os geossintéticos G7 e G8 apresentaram o melhor desempenho geral, com TBR com valores de aproximadamente 2 até 15 (na posição de 1/4). Para os reforços do grupo I (menos rígidos), o TBR chegou até 1,6 para a posição no meio da camada, com os geossintéticos de maior rigidez do grupo, quando comparados entre si, apresentando melhores desempenhos somente para posições mais próximas do entalhe (1/3 e 1/4);
- viii. A posição do reforço a 1/3 apresentou melhor eficiência, no geral, para os geossintéticos de rigidez mais baixa e intermediária investigados, com TBR de até 6 para os geossintéticos G3 e G4 do grupo I. No entanto, para os geossintéticos de maior rigidez (G7 e G8), o posicionamento a 1/4 apresentou o melhor TBR, com valores aproximados de 12 e 15, respectivamente. Já a posição intermediária (no meio da camada) apresentou a pior eficiência para todos os reforços como um sistema anti-reflexão de trincas;
- ix. A principal contribuição dos materiais geossintéticos como sistema anti-reflexão de trinca em revestimentos asfálticos está relacionada à diminuição do SIF e da extensão do comprimento máximo propagado. A diminuição dessa variável, calculada para os geossintéticos G1 (grupo I) e G8 (grupo II), demonstrou grande diferença entre as posições a 1/2 e 1/3 da base da viga e diferença pouco representativa, especialmente para maiores valores de α , entre as posições a 1/3 e 1/4.

5.2 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- i. Analisar a influência da emulsão utilizada no contato por meio de retroanálise numérica de resultados experimentais;
- ii. Avaliar a influência da variação de temperatura na reflexão de trincas em revestimento asfáltico reforçado com geossintético;

- iii. Modelar numericamente em três dimensões a propagação de trincas em revestimentos asfálticos e determinar a influência da ortotropia dos reforços em geogrelhas na resposta do problema;
- iv. Estimar valores de tenacidade à fratura para revestimento asfáltico na prática de engenharia rodoviária brasileira;
- v. Estimar valores de SIF geométrico em três dimensões, considerando os três modos de trincamento;
- vi. Avaliar a propagação de trincas em pavimentos reforçados a partir de um modelo que se baseie na Mecânica da Fratura Elasto-Plástica (MFEP);
- vii. Acrescentar análise por correlação de imagem digital (DIC, do inglês *Digital Image Correlation*) para as deformações ao longo do crescimento da trinca em ensaios de flexão em vigas e nos ensaios de fratura;
- viii. Analisar a influência do comprimento de ancoragem do geossintético na reflexão de trincas próximos à borda da pista em modelos de grandes dimensões e modelagem numérica;
- ix. Confrontar resultados de modelagem numérica com trechos experimentais de uma rodovia em operação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABAQUS, Programa Computacional de Elementos Finitos. (2019a). Software Comercial, Versão 2019, Dessault Systèmes Simulia Corp., Inc., Johnston, USA, 2019.
- ABAQUS, Programa Computacional de Elementos Finitos. (2019b). Manual do Usuário. Versão 2019, Dessault Systèmes Simulia Corp., Inc., Johnston, USA, 2019.
- ABDESSEMED, M., KENAI, S., BALI, A. (2015). Experimental and numerical analysis of the behavior of an airport pavement reinforced by geogrids. *Construction and Building Materials*, 94: 547-554.
- ALEXANDER, W. S. (1996). Geogrid reinforcement of asphalt overlays on Australian airport pavements. In: *Reflective Cracking in Pavements: Design and performance of overlay systems*, eds.: Francken, L., Beuving, E., Molenaar, A. A. A., 3.ed., Londres : E & FN SPON, 260-267.
- BAEK, J. & AL-QADI, I. L. (2008). Mechanism of overlay reinforcement to retard reflective cracking under moving vehicular loading. In: *Al-Qadi, Scarpas & Loizos (eds.). Pavement Cracking*, Londres: Taylor & Francis Group, 563-573.
- BAEL, J. (2010). Modeling reflective cracking development in hot-mix asphalt overlays and quantification of control techniques. Tese – Doctor of Philosophy em Engenharia Civil, University of Illinois at Urbana-Champaign, USA, 143p.
- BARENBLATT, G. J. (1962). The Mathematical Theory of Equilibrium Cracks in Brittle Fracture. *Advances in Applied Mechanics*, 7: 55-129.
- BARRAZA, D. Z., PÉREZ, M. A. C., FRESNO, D. C., ZAMANILLO, A. V. (2011). Evaluation of anti-reflective cracking systems using geosynthetics in the interlayer zone. *Geotextiles and Geomembranes*, 29: 130-136.
- BELYTSCHKO, T. B. & BLACK, T. (1999). Elastic Crack Growth in Finite Elements with Minimal Remeshing. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 45(5): 601-620.
- BENZEGGAGH, M. & KENANE, M. (1996). Measurement of Mixed-Mode Delamination Fracture Toughness of Unidirectional Glass/Epoxy Composites with Mixed-Mode Bending Apparatus. *Composite Science and Technology*, 56: 439.
- BERNUCCI, L. D., MOTTA, L. M. G., CERATTI, J. A. P., SOARES, J. B. (2006). *Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros*. Rio de Janeiro: Petrobras: ABEDA, 2007. 504p.
- BHATTACHARYA, S., SINGH, I. V., MISHRA, B. K., BUI, T. Q. (2013). Fatigue crack growth simulations of interfacial cracks in bi-layered FGMs using XFEM. *Comput. Mech.*, 52: 799-814.

- BROEK, D. (1989). *The Practical Use of Fracture Mechanics*. Kluwer Academic Publishers, Norwell, MA.
- BÜHLER, A. (2007). *Estudo do Efeito de Grelhas de Reforço na Restauração de Pavimentos*. Tese - Doutorado em Engenharia Aeronáutica e Mecânica, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, SP, 322p.
- CASTELL, M. A., INGRAFFEA, A. R., IRWIN, L. H. (2000). Fatigue crack growth in pavements. *Journal of Transportation Engineering*, 126 (4): 283-290.
- CONFEDERAÇÃO Nacional dos Transportes (2017). *Transporte rodoviário: por que os pavimentos das rodovias do Brasil não duram?* Brasília : CNT. 160p.
- CORREIA, N. S. (2010). *Comportamento de geotêxteis não-tecidos impregnados com emulsão asfáltica usados como sistema anti-reflexão de trincas*. Dissertação – Mestrado em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, SP, 2010. 131p.
- CUNDALL, P. A. & STRACK, O. D. L. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies. *Géotechnique*, 29(1): 47–65.
- DE BONDT, A. H. (1998). *Anti-Reflective Cracking Design of (Reinforced) Asphalt Overlays*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Delft University of Technology, Delft, Holanda.
- DE BONDT, A. H., SCARPAS, A., STEENVOORDEN, M. P. (1996). Effect of reinforcement on crack response. In: *Reflective Cracking in Pavements: Design and performance of overlay systems*, eds.: Francken, L., Beuving, E., Molenaar, A. A. A., 3.ed., Londres : E & FN SPON, 221-230.
- DEPARTAMENTO Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT (2005). *Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Manual de Restauração de pavimentos asfálticos*. 2. ed. Rio de Janeiro, 2005.
- DEPARTAMENTO Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT. (2003). *DNIT 005/2003: Defeitos nos pavimentos flexíveis e semirrígidos - terminologia*. Rio de Janeiro, RJ, 12p.
- DESAI, C. S. (1979). *Elementary finite element method*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- DOWLING, N. E. (2012). *Mechanical Behavior of Materials: Engineering Methods for Deformation, Fracture, and Fatigue*. 4th ed. Pearson Education. 954p.
- DUGDALE, D. S. (1960). Yielding of Sheets Containing Slits. *Journal of Mechanics and Physics of Solids*: 8: 100-104.
- DUARTE, C. A. & ODEN, J. T. (1996). An h-p Adaptive Method Using Clouds. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 139, (1-4): 237-262.

- ELSEIFI, M. A., BAEK, J., DHAKAL, N. (2018). Review of modelling crack initiation and propagation in flexible pavements using the finite element method. *International Journal of Pavement Engineering*, 19(3): 251-26.
- ELSEIFI, M. A. & AL-QADI, I. L. (2003). A Simplified Overlay Design Model against Reflective Cracking Utilizing Service Life Prediction. *Transportation Research Board*, 82nd Annual Meeting, January 12-16, Washington, D.C. 22p.
- ERDOGAN, F. & SIH, G. C. (1963). On the crack extension in plates under plane loading and transverse shear. *ASME, Transactions, Journal of Basic Engineering, Series D*.
- EVANGELISTA JR., F., ROESLER, J. R., DUARTE, C. A. (2013a). Two-scale approach to predict multi-site cracking potential in 3-D structures using the generalized finite element method. *International Journal of Solids and Structures*, 50(13): 1991-2002.
- EVANGELISTA JR., F., ROESLER, J. R., DUARTE, C. A. (2013b). Prediction of potential cracking failure modes in three-dimensional airfield rigid pavements with existing cracks and flaws. *Transportation Research Record*, 2266: 11-19.
- EVANGELISTA JR., F., ROESLER, J. R., PROENÇA, S. P. (2013c). Three-dimensional cohesive zone model for fracture of cementitious materials based on the thermodynamics of irreversible processes. *Engineering Fracture Mechanics*, 97(1): 261-280.
- FALLAH & KHODAII (2015). Evaluation of parameters affecting reflection cracking in geogrid-reinforced overlay. *J. Cent. South Univ.*, 22: 1016–1025.
- FEI, Y. Y. & YANG, Y. H. (2008). FEM Analysis on geogrid reinforced asphalt concrete pavement. In: 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics, June 17-20, 2008, Xangai, China: 677-682.
- GAO, X., KOVAL, G., CHAZALLON, C. (2019). A Discrete Element Model for Damage and Fatigue Crack Growth of Quasi-Brittle Materials. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2019: 1-15.
- GRIFFITH, A. A. (1921). The phenomena of rupture and flow in solids. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London, A*, 221 (582–593): 163-198.
- GU, F., LUO, X., LUO, R., LYTTON, R. L., HAJJ, E. Y., SIDDHARTHAN, R. V. (2016). Numerical modeling of geogrid-reinforced flexible pavement and corresponding validation using large-scale tank test. *Construction and Building Materials*, 122: 214-230.
- HUSSAIN, M. A., PU, S. L., UNDERWOOD, J. H. (1974). Strain Energy Release Rate for a Crack Under Combined Mode I and Mode II. *ASTM STP*, 560:2-28, 1974.
- INSTITUTO de Pesquisa Econômica Aplicada (2011). *Rodovias Brasileiras: Políticas públicas, Investimentos, Concessões e Tarifas de Pedágio*. Rio de Janeiro: IPEA, 44p.
- IRWIN, G. (1957). Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate, *Journal of Applied Mechanics*, 24: 361–364.

- ISLAM, M. R., VALLEJO, M. J., TAREFDER, R. A. (2017). Crack propagation in hot mix asphalt overlay using extended finite-element model. *ASCE, Journal of Materials in Civil Engineering*, 29 (5): 04016296.
- JACOBS, M. M. J., HPMAN, P. C., MOLENAAR, A. A. A. (1996). Application of fracture mechanics principles to analyze cracking in asphalt concrete. In: *Annual Meeting of Association of Asphalt Paving Technologists, Baltimore, MD, USA*, 65: 1-39.
- JAECKLIN, F. P. & SCHERER, J. (1996). Asphalt reinforcing using glass fiber grid "Glasphalt". In: *Reflective Cracking in Pavements : Design and performance of overlay systems*, eds.: Francken, L., Beuving, E., Molenaar, A. A. A., 3.ed., Londres: E & FN SPON, 268-277.
- NG, K. & DAI, Q. (2011). Investigation of Fracture Behavior of Heterogeneous Infrastructure Materials with Extended-Finite-Element Method and Image Analysis. *Journal of Materials In Civil Engineering*, 2011: 1662-1671.
- KHODAI, A., FALLAH, S., NEJAD, F. M. (2009). Effects of geosynthetics on reduction of reflection crack in asphalt overlays. *Geotextiles and Geomembranes*, 27: 1-8.
- KOERNER, R. M. (1998). *Designing with geosynthetics*. 4.ed. Nova Jersey: Prentice-Hall. 761p.
- LANCASTER, I. M., KHALID, H. A., KOUGIOUMTZOGLOU, I. A. (2013). Extended FEM modelling of crack propagation using the semi-circular bending test. *Construction and Building Materials*, 48, 270-277.
- LIU, P., CHEN, J., LU, G., WANG, D., OESER, M., LEISCHNER, S. (2019). Numerical Simulation of Crack Propagation in Flexible Asphalt Pavements Based on Cohesive Zone Model Developed from Asphalt Mixtures, *Materials*, 12, 1278: 1-13.
- LYTTON, R. L. (1989). Use of geotextiles for reinforcement and strain relief in asphalt concrete. *Geotextiles and Geomembranes*, 8: 217-237.
- MAJIDZADEH, K. & RAMSAMOOJ, D. V. (1973). *Mechanistic Approach to the Solution of Cracking in Pavements*. Highway Research Board, Special Report 140: 143-157.
- MARTÍNEZ, E. R., DE FARIAS, M. M., EVANGELISTA JUNIOR, F. (2019). Investigation of the notch angle in hydraulic fracturing using XFEM. *J. Braz. Soc. Mech. Sci. Eng.*, 41: 437.
- MEDINA, J., MOTTA, L. M. G. (2015). *Mecânica dos pavimentos*. 3.ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2015. 638p.
- MEDEIROS, M. A., PALMEIRA, E. M., EVANGELISTA JUNIOR, F. (2019). Métodos Numéricos para Análise de Propagação de Trincas em Pavimentos Asfálticos Reforçados com Geossintéticos. In: *Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro-Oeste (GEOCENTRO 2019)*, Brasília, Brasil.

- MIRANDA, L. P. (2013). Análise do comportamento mecânico de pavimento reforçado com geossintético sob carregamento cíclico em modelo físico de verdadeira grandeza. Dissertação (Mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2013.199p.
- MOBASHER, B., MAMLOUK, M. S., LIN, H-M. (1997). Evaluation of crack propagation properties of asphalt mixtures. *Journal of Transportation Engineering*, 123(5): 405-413.
- MOLENAAR, A. A. A. (1989). Effects of mix modifications, membrane interlayers and reinforcements on the prevention of reflective cracking of asphalt layers. In: *Proceedings Conference on Reflective Cracking in Pavements*, Liege: 225-232.
- MOLENAAR, J. M. M., LIU, X., MOLENAAR, A. A. A. (2003). Resistance to crack-growth and fracture of asphalt mixture. In: *6th RILEM Symposium PTEBM'03*, 2003, Zurique: 618-625.
- MONTESTRUSQUE, G. E. V. (2002). Contribuição para a elaboração de método de projeto de restauração de pavimentos asfálticos utilizando geossintéticos em sistemas anti-reflexão de trincas. Tese (Doutorado em Engenharia Aeronáutica e Mecânica), Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, SP, 2002, 121p.
- NESNAS, K. & NUNN, M. (2004). A model for top-down reflection cracking in composite pavements,” *Proceedings of the 5th International RILEM Conference–Cracking in Pavements: Mitigation, Risk Assessment, and Preservation*, (C. Petit, I. L. Al-Qadi, and A. Millien, eds.), Limoges, France: 409 – 416.
- NOORY, A., MODHADAS-NEJAD., F., KHODAILI, A. (2017). Evaluation of shear bonding and reflective crack propagation in a geocomposite reinforced overlay. *Geosynthetics International*, 24 (4): 343-361.
- NUNN M. E. (1989). An investigation into reflection cracking in composite pavement, *Proceedings of RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements*, (R. Degeimbre, L. Francken, and J. M. Rigo, eds.), Liege, Belgium.
- OBANDO, J. R. A. (2012). Uso de Geossintéticos como reforço de revestimentos em pavimentação. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-212/12, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 99 p.
- OBANDO, J. R. A (2016). Desempenho de misturas asfálticas reforçadas com geossintéticos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-128/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 175 p.
- OBANDO-ANTE, J. R. & PALMEIRA, E. M. (2015). A Laboratory Study on the Performance of Geosynthetic Reinforced Asphalt Overlays. *Int. J. of Geosynth. and Ground Eng.*, 1: 1-5.
- PALMEIRA, E. M. (2005). Geosynthetics in road engineering. In: *International Geosynthetics Society. IGS leaflets on geosynthetics applications*. USA, 2005.
- PALMEIRA, E. M. (2018). Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente. São Paulo: Oficina de Textos, 2018, 294 p.

- PALMEIRA, E. M. & ANTUNES, L. G. S. (2010). Large scale tests on geosynthetic reinforced unpaved roads subjected to surface maintenance. *Geotextiles and Geomembranes*, 18: 547-558.
- PARIS, P. C. & ERDOGAN, F. (1963). A Critical Analysis of Crack Propagation Laws. *Journal of Basic Engineering*, 85: 528-533.
- RODRIGUES, R. M. (1991). Estudo do Trincamento dos Pavimentos. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 208p.
- ROBERTS, F. L., KANDHAL, P. S., BROWN, E. R., LEE, D. Y., KENNEDY, T. W. (1996). "Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design, and Construction." Lanham, Maryland: NAPA Education Foundation, 603p.
- REEDER, J., S. KYONGCHAN, P. B. CHUNCHU, AMBUR, D. R. (2002). Post-buckling and Growth of Delaminations in Composite Plates Subjected to Axial Compression. 43rd AIAA/ASME/ASCE/AHS/ASC Structures, Structural Dynamics, and Materials Conference, Denver, Colorado, 1746: 10.
- SEWELL, A. J. (2017). Crack propagation in high modulus asphalt mixtures. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, University of Nottingham, Nottingham, Inglaterra, 137p.
- SHA, Q.-L. (1993). Two kinds of mechanism of reflective cracking, reflective Cracking in pavements: state of the art and design recommendations. In: J. M. Rigo, R. Degeimbre, L. Francken (eds.), *Proceedings of the Second International RILEM Conference—Reflective Cracking in Pavements: State of the Art and Design Recommendations*, Liege, Belgium: 441-448.
- SHIELDS, E. B., SRIVATSAN, T. S., PADOVAN, J. (1992). Analytical Methods for Evaluation of Stress Intensity Factors and Fatigue Crack Growth. *Engineering Fracture Mechanics*, 42(1): 1-26.
- SIREESH-SARIDE & VINAY-KUMAR, V. (2017). Influence of geosynthetic-interlayers on the performance of asphalt overlays on pre-cracked pavements. *Geotextiles and Geomembranes*, 45: 184-196.
- SONG, S. H., PAULINO, G. H., BUTTLAR, W. G. (2006). A bilinear cohesive zone model tailored for fracture of asphalt concrete considering viscoelastic bulk material. *Engineering Fracture Mechanics*, 73 (18): 2829-2849.
- WANG, H., LI, G., HUANG, X. (2008). Research on Propagation and Fatigue Life of Asphalt Pavement Surface Crack. *Journal of Highway and Transportation Research and Development*, 3 (1): 34-38.
- WHITTAKER, B.N., SINGH, R.N., SUN. G. (1992). *Rock fracture mechanics: principles, design, and applications*. Developments in geotechnical engineering. Elsevier.

-
- WU, E. M. & R. C. REUTER JR. (1965) "Crack Extension in Fiberglass Reinforced Plastics," T and M Report, University of Illinois, 275.
- ZHOU, F., HU, S., HU, X., SCULLION, T. (2009). Mechanistic-empirical asphalt overlay thickness design and analysis system. Relatório Técnico. Texas Transportation Institute, Texas, 2009. 154p.
- ZORNBERG, J. G. (2017). Functions and applications of geosynthetics in roadways. *Procedia Engineering*, 189: 298-306.