

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

KAROLINA MARIA DOS SANTOS

**MECANISMOS DE TRINCAMENTO POR FADIGA EM REVESTIMENTOS
ASFÁLTICOS REFORÇADOS COM GEOGRELHAS: INTERAÇÃO ENTRE
ADERÊNCIA DE INTERFACE E RIGIDEZ DO REFORÇO**

São Carlos
2026

KAROLINA MARIA DOS SANTOS

**MECANISMOS DE TRINCAMENTO POR FADIGA EM REVESTIMENTOS
ASFÁLTICOS REFORÇADOS COM GEOGRELHAS: INTERAÇÃO ENTRE
ADERÊNCIA DE INTERFACE E RIGIDEZ DO REFORÇO**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área concentrada em Estruturas e Geotecnia.

Orientadora: Profa. Dra. Natália de Souza Correia
Universidade Federal de São Carlos - UFSCar

Co-Orientador: Prof. Dr. Matheus Pena da Silva e Silva
Universidade Federal do Amazonas - UFAM

São Carlos

2026

Folha de Aprovação

Defesa de Dissertação de Mestrado do(a) candidato(a) Karolina Maria dos Santos, realizada em 23/04/2026

Comissão Julgadora:

Profa. Dra. Natália de Souza Correia (UFSCar)

Prof. Dr. Reuber Arrais Freire (UFPE)

Prof. Dr. Mario Sergio de Souza Almeida (UEFS)

Dedico este trabalho a Álvaro del Portillo,
primeiro engenheiro civil a ser beatificado.

AGRADECIMENTOS

Foram tantas graças, aprendizados, oportunidades, ajudas, apoios e favores que recebi durante esses anos, que não há palavras que possam ser suficientes para agradecer tudo o que me fizeram. Sei que me deram muito mais do que merecia, ou que poderei retribuir um dia, muito obrigada.

Agradeço a Deus por ter estado comigo todos os dias. É uma grande alegria que cada linha deste documento, dado analisado ou ensaio de laboratório tenha sido feito com o Senhor. A Nossa Senhora, minha mãe, que nunca me deixou só. A São José, meu querido pai, que tanto me ensinou. A São Josemaria Escrivá, por ter me feito ver em cada acontecimento, uma ocasião para amar a Deus.

Aos meus pais, que possuem o coração maior que o mundo e se esforçaram para que nunca me faltasse o que eu precisava para chegar até aqui, que era o seu amor. Ao meu irmão, que é minha força e sustento. As minhas avós, que nunca se pouparam para me formarem e cuidarem mim. A toda a minha família, por serem a luz e a alegria de minha vida. Às minhas amigas dos Centros Culturais Paineiras e Altavila e do Projeto Raízes, que também são minha família.

À minha orientadora, Professora Dra. Natália Correia e meu coorientador, Professor Dr. Matheus Silva pela condução deste trabalho, pela confiança e constante direcionamento ao longo de toda a pesquisa. Muito obrigada por tudo o que me ensinaram durante esses anos, com paciência e generosidade. Me formaram muito mais que academicamente e me mostraram, como em cada detalhe, mora um trabalho bem feito. Ao Professor Dr. Fernando Portelinha, por todo o apoio e ensinamentos durante minha formação.

Aos meus amigos da Pós-graduação e do Grupo de Estudos em Geotecnia e Geossintéticos (GEGeos/UFSCar): Ana Laura Cassini, Ana Laura Gianello, Andréa Maria, Arthur Vasconcelos, Carolina Nogueira, Cleyton Rocha, Débora Toledo, Dhionata Wyllian, Eduarda Correa, Fernando Névoa, Gabriele Martins, Guilherme Pante, Ian Souza, Isabella Machado, Joaz Batista, Kaio Morete, Liza Bruna, Lucas Longo, Matheus Cardoso, Mauro Alexandre, Mayla Stephane, Paulo Rocha, Paulo Victor, Ramon Felipe, Rayanne Silva, Samuel Santana, Sérgio Santilli, Thiago Silva e Tiago Rodrigues. Sem os quais eu nunca poderia ter feito este trabalho e nem ter tido dias tão felizes.

Aos técnicos Matheus Cardoso, José Roberto, Ricardo Luiz e Fernando Ricardo por todo o suporte sempre que precisei.

À Universidade Federal de São Carlos – UFSCar, ao Laboratório de Geotecnia e Geossintéticos

– LABGeo pelo apoio na realização dos ensaios e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGE Civ pela oportunidade de formação.

À Huesker Brasil e Eixo SP Concessionária de Rodovias pela doação dos materiais e construção do segmento experimental. Agradecimento especial ao Eng. Cássio do Carmo e Eng. Assis Villela, por não mediram esforços para o desenvolvimento experimental desta pesquisa.

À Pedreira e Usina de Asfaltos Bandeirantes e à Marmoraria Ibaté. Agradeço de maneira especial ao Adalberto de Campos, Edson Siqueira, Sérgio Luiz, Rinaldo e Amarai Galon, pelo suporte e serviços oferecidos durante este trabalho.

Ao Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal de Juiz de Fora pelo apoio na realização dos ensaios.

Ao Geosynthetic Institute – GSI, pela premiação GSI Fellowship 2024-25 Academic Year.

À Universidade Virtual do Estado de São Paulo – UNIVESP, pela concessão da bolsa.

“Na linha do horizonte, meus filhos, parecem unir-se o céu e a terra. Mas não: onde de verdade se juntam é no coração, quando se vive santamente a vida diária.”

- São Josemaria Escrivá

RESUMO

A incorporação de reforços geossintéticos na interface entre camadas asfálticas tem sido amplamente empregada como estratégia para aumentar a vida útil dos pavimentos, contribuindo para a redução das deformações permanentes, o aumento da resistência à fadiga e a mitigação da propagação de trincas reflexivas. Nesse contexto, diversos estudos têm sido desenvolvidos com o objetivo de compreender o comportamento mecânico de sistemas asfálticos reforçados e fornecer subsídios para a seleção e o dimensionamento adequados desses materiais. Em particular, a literatura tem discutido extensivamente os efeitos da inserção de reforços geossintéticos sobre o desempenho à flexão e sobre as condições de aderência na interface entre camadas. Contudo, ainda existem lacunas significativas na compreensão dos mecanismos que governam a atuação desses reforços ao longo da vida de serviço do pavimento. Destaca-se, especialmente, a necessidade de aprofundar o entendimento da interação entre a aderência interfacial e a rigidez do reforço, bem como da influência desses parâmetros na evolução e na propagação dos danos no sistema reforçado. Essa limitação dificulta o avanço de abordagens mecanicistas e o estabelecimento de métodos racionais de dimensionamento para pavimentos asfálticos reforçados com geogrelhas. Neste sentido, este estudo investiga a influência combinada da aderência de interface e da rigidez da geogrelha no desempenho sob fadiga de sistemas asfálticos reforçados, considerando diferentes estágios da vida útil, utilizando a técnica de Correlação de Imagem Digital (DIC) como ferramenta de avaliação baseada em campos de deformação. Para tanto, um segmento experimental de 80 m foi construído na Rodovia Estadual SP-225, considerando uma seção sem reforço e três seções reforçadas com geogrelhas de poliéster (G-PET), álcool polivinílico (G-PVA) e fibra de vidro (G-FV). A partir da seção, foram extraídos corpos de prova para ensaios em laboratório de resistência ao cisalhamento de interface do tipo *Leutner* e de flexão em quatro pontos (F4P) sob carregamento cíclico com monitoramento DIC. O presente trabalho avançou na compreensão dos mecanismos que governam o comportamento sob fadiga de revestimentos asfálticos reforçados com geogrelhas, mostrando que o desempenho estrutural resulta da interação entre aderência de interface, propriedades do reforço e nível de sollicitação. Os resultados evidenciam que a análise desses sistemas sob carregamento cíclico requer abordagem integrada, combinando parâmetros tradicionais de fadiga, fatores de melhoria e análises por imagem via DIC. Essa integração foi essencial para explicar resultados que poderiam parecer contraditórios quando avaliados isoladamente. Foram identificados quatro mecanismos principais de reflexão de trincas. Os resultados indicaram que a eficácia dos sistemas reforçados depende do nível de sollicitação, sendo observado melhor desempenho nos menores níveis de carga avaliados, os quais são mais representativos das condições reais de serviço dos pavimentos. A eficácia dos sistemas reforçados mostrou-se fortemente dependente da manutenção de níveis adequados de aderência, condição essencial para a mobilização e transferência de esforços ao reforço ao longo do carregamento. Concluiu-se que a aderência de interface é o parâmetro determinante para a mobilização dos reforços e para os ganhos de desempenho observados, controlando a eficiência dos sistemas antirreflexão de trincas independentemente da rigidez do reforço empregado. Em síntese, o desempenho desses sistemas não pode ser atribuído a um único parâmetro isolado, mas sim à interação complexa entre a rigidez do geossintético, a resistência ao cisalhamento na interface, o nível de sollicitação aplicado e a evolução dos mecanismos de dano ao longo da vida útil da estrutura.

Palavras-chave: pavimento reforçado; geogrelha; aderência de interface; flexão em quatro pontos; Correlação de Imagem Digital (DIC); fadiga.

Abstract

The incorporation of geosynthetic reinforcements at the interface between asphalt layers has been widely adopted as a strategy to extend pavement service life, contributing to the reduction of permanent deformation, the improvement of fatigue resistance, and the mitigation of reflective crack propagation. In this context, numerous studies have been conducted to better understand the mechanical behavior of reinforced asphalt systems and to provide guidance for the appropriate selection and design of these materials. In particular, the literature has extensively discussed the effects of geosynthetic reinforcement inclusion on flexural performance and interface bonding conditions between asphalt layers. However, significant knowledge gaps still remain regarding the mechanisms governing the effectiveness of these reinforcements throughout the pavement service life. In particular, there is a need for a deeper understanding of the interaction between interface bonding and reinforcement stiffness, as well as the influence of these parameters on the initiation, evolution, and propagation of damage within reinforced asphalt systems. This limitation hinders the advancement of mechanistic approaches and the development of rational design methods for geogrid-reinforced asphalt pavements. In this context, the present study investigates the combined influence of interface bonding and geogrid stiffness on the fatigue performance of reinforced asphalt systems at different stages of their service life, using Digital Image Correlation (DIC) as a strain-field-based evaluation tool. For this purpose, an 80 m experimental section was constructed on SP-225 State Highway, comprising one unreinforced segment and three reinforced sections using polyester (G-PET), polyvinyl alcohol (G-PVA), and fiberglass (G-FV) geogrids. Specimens extracted from the field section were tested in the laboratory through Leutner-type interlayer shear tests and four-point bending fatigue tests (4PBT) under cyclic loading with DIC monitoring. The present study has advanced the understanding of the mechanisms governing the fatigue of asphalt pavements reinforced with geogrids, demonstrating that structural performance results from the interaction between interlayer bonding, reinforcement properties, and loading levels. The results highlight that the analysis of these systems under cyclic loading requires an integrated approach, combining traditional fatigue parameters, improvement factors, and image-based analysis via DIC. This integration was essential to explain results that might appear contradictory when evaluated in isolation. Four primary crack reflection mechanisms were identified. The results indicated that the effectiveness of the reinforced systems depends on the loading level, with improved performance observed at the lower load levels tested, which are more representative of actual pavement service conditions. The effectiveness of the reinforced systems was found to be strongly dependent on maintaining adequate levels of interlayer bonding, which is essential for the mobilization of the reinforcement and the transfer of stresses throughout the loading process. The study concluded that interface bonding is the key parameter governing reinforcement mobilization and the resulting performance gains, controlling the efficiency of crack mitigation systems regardless of the stiffness of the reinforcement employed. Overall, the performance of these systems cannot be attributed to a single isolated parameter, but rather to the complex interaction among geosynthetic stiffness, interface shear strength, applied stress level, and the evolution of damage mechanisms throughout the service life of the pavement structure.

Key words: reinforced pavements; geogrids; interlayer bonding; four-point bending; Digital Image Correlation (DIC); fatigue life

Lista de Figuras

Figura 2.1 – Solicitações típicas presentes na camada asfálticas provocadas pelo tráfego (Autora, 2026).....	26
Figura 2.2 – Diferença entre fadiga e deformação permanente (Adaptado de Di Benedetto <i>et al.</i> , 2004).....	27
Figura 2.3 – Modos de carregamento em ensaio de fadiga: a) Ensaio com tensão controlada; b) Resposta ao ensaio de tensão controlada; c) Ensaio de deformação controlada; d) Resposta ao ensaio de deformação controlada (Adaptado de Sudarsanan e Kim, 2022).....	31
Figura 2.4 – Formatos de pulsos de carga (Adaptado de ASTM D7460, 2010).	35
Figura 2.5 – Causas da fissura reflexiva (Adaptado de Kim e Buttlar, 2002).....	38
Figura 2.6 – Modos de Carregamento (Adaptado de Anderson e Anderson, 2005).	38
Figura 2.7 – Mecanismos de atuação do geossintético na mitigação da reflexão das trincas (Autora, 2026).....	42
Figura 2.8 – Tipos de geossintéticos para concreto asfáltico (Shahkolahi e Singh, 2023).	43
Figura 2.9 – Comportamento típico de resistência à tração pela deformação de diferentes materiais (Adaptado de Southern African Bitumen Association, 2005).	44
Figura 2.10 – Ensaio de fadiga: a) configuração do ensaio; b) curva resultante de fator de melhoria (Adaptado de Chang <i>et al.</i> , 1999).....	45
Figura 2.11 – Curva resultante de crescimento da trinca em função do número de ciclos (Adaptado de Sanders, 2001).	46
Figura 2.12 – Modos de propagação da trinca para diferentes condições de interface (Adaptado de Sanders, 2001).	46
Figura 2.13 – Amplitude da trinca em função do número de ciclos (Adaptado de Zamora-Barraza <i>et al.</i> , 2011).....	47
Figura 2.14 – Investigação de interfaces reforçadas: a) G1; b) G2; c) G3; d) G4; e) gráfico da taxa de eficiência de cada reforço analisado (Adaptado de Obando-Ante e Palmeira, 2015).....	48
Figura 2.15 – Abertura da trinca em função do número de ciclos (Adaptado de Norambuena-Contreras e Gonzalez-Torre, 2015).	49
Figura 2.16 – Número de ciclos para cada combinação em análises (Adaptado de Tam <i>et al.</i> , 2020).	50
Figura 2.17 – Resultados da pesquisa para cada condição analisada: a) gráfico de energia total dissipada; b) gráfico do aumento da estimado da vida de fadiga (Adaptado de Jaskula <i>et al.</i> , 2021).	51
Figura 2.18 – Danos causados durante a instalação do geossintético: a) instalação e sobreposição inadequada; b) formação de bolhas; c) danos provocados pela passagem da roda do trator; d) construção inadequada da nova camada asfáltica (Kumar <i>et al.</i> , 2023).....	53
Figura 2.19 – Síntese da execução de pavimentos reforçados com geotêxtil e geogrelha segundo a DER ET-DE-P00/043 (Adaptado de DER, 2024a).	56
Figura 2.20 – Distribuição de tensões ao longo da profundidade do pavimento com a variação do módulo de rigidez de interface (Adaptado de Uzan, Livneh e Eshed, 1978).	59
Figura 2.21 – Modos de falhas por falta de aderência (Autora, 2026).	61
Figura 2.22 – Métodos de ensaio de aderência de interface (Autora, 2026).	61
Figura 2.23 – Dispositivo <i>Leutner</i> para ensaio de cisalhamento de interface (Urquiza Jr., Silva e Correia, 2022).....	62
Figura 2.24 – Curva típica de um ensaio de cisalhamento de interface (Autora, 2026).....	63
Figura 2.25 – Ensaio de aderência de campo (Department of Transport and Main Roads, 2024).....	64

Figura 2.26 – Mecanismos da aderência (Adaptado de Sudarsanan <i>et al.</i> , 2018).....	65
Figura 2.27 – Influência das características da geogrelha na resistência ao cisalhamento: (a) área de cobertura; (b) abertura da malha; (c) espessura do filamento transversal; (d) espessura do filamento longitudinal; (e) largura do filamento transversal; (f) largura do filamento longitudinal (Adaptado de Correia e Mugayar, 2021).....	68
Figura 2.28 – Deslizamento entre as camadas do revestimento das pistas do Aeroporto Internacional de Salvador: (a) deslizamento da interface; (b) após deslizamento (Correia <i>et al.</i> , 2023).....	69
Figura 2.29 – Resistência ao cisalhamento de interface em função da taxa de pintura de ligação aplicada (Ali, Khalil e Wang, 2023).....	70
Figura 2.30 – Influência da presença de abertura de malha na resistência de aderência de interface (Correia, Silva e Shahkolahi, 2024).....	71
Figura 2.31 – Curva típica de um ensaio de cisalhamento de interface (Adaptado de Dong e Pan, 2017).....	72
Figura 2.32 – Número de artigos que empregaram a DIC em estudos de materiais asfálticos (Adaptado de Wang <i>et al.</i> , 2024).....	73
Figura 2.33 – Técnica 2D-DIC: sistema de imagem e aplicabilidade (Adaptado de Pan, 2018).	74
Figura 2.34 – Precisão de medição na DIC considerando diferentes padrões de manchas (Adaptado de Yuan <i>et al.</i> , 2020).	75
Figura 2.35 – Deslocamento DIC <i>versus</i> deslocamento imposto (esquerda) e Rotação DIC <i>versus</i> rotação imposta (direita): a) fundo branco; b) fundo preto; c) fundo com gesso (Adaptado de Doll, 2015).	77
Figura 2.36 – Análise DIC: a) Divisão da região de interesse; b) vetores de deslocamentos calculados para cada ponto imposto; c) correspondência entre os subconjuntos (Adaptado de Pan <i>et al.</i> , 2009b).	79
Figura 2.37 – Deformação horizontal no ciclo de início da trinca e no ciclo da ruptura e deformação vertical no ciclo da ruptura: a) sem reforço; b) reforço de maior rigidez; c) reforço de média rigidez; d) reforço de menor rigidez (Adaptado de Kumar e Saride, 2017)...	83
Figura 2.38 – Critérios de falha <i>versus</i> condições de interface: (a) rigidez multiplicada pelo número de ciclos; (b) número de ciclos em que o valor da rigidez atinge 50% do seu valor no ciclo 50 (Safavizadeh, 2015).	85
Figura 2.39 – Comparação dos contornos de deformação: a) reforçado com emulsão sem cura; b) reforçado com emulsão curada; c) controle (Safavizadeh, 2015).....	85
Figura 2.40 – Deformação horizontal no ciclo de ruptura: a) sem reforço; b) reforço de maior rigidez; c) reforço de média rigidez; d) reforço de menor rigidez (Adaptado de Kumar e Saride, 2017).....	86
Figura 2.41 – Deformação horizontal em diferentes ciclos: a) 10 ° C; b) 40 °C (Adaptado de Sudarsanan <i>et al.</i> , 2019).	87
Figura 2.42 – Energia de propagação das trincas (Adaptado de Freire <i>et al.</i> , 2021).....	88
Figura 2.43 – Explicação da metodologia de análise realizada com a técnica DIC (Adaptado de Freire <i>et al.</i> , 2021).	89
Figura 2.44 – Análises DIC para o prisma reforçado com a geogrelha de 100 kN/m no estágio 4: a) curva força <i>versus</i> deslocamento com os estágios de análise; b) curvas de deformação média e máxima obtidas pelo DIC (Adaptado de Freire <i>et al.</i> , 2021).	89
Figura 2.45 – Deformação horizontal em função do número de ciclos (Correia <i>et al.</i> , 2024).	90
Figura 2.46 – Deformação horizontal dos corpos de prova não reforçados e reforçados em função da altura da viga, no ciclo de falha do corpo de prova de controle. (Correia <i>et al.</i> , 2025).....	91

Figura 2.47 – Comprimento das trincas vertical e horizontal em função do número de ciclos (Adaptado de Safavizadeh e Kim, 2017).....	92
Figura 2.48 – Análise da propagação das trincas: a) trincas verticais – deformações horizontais; b) trincas horizontais – deformações verticais (Adaptado de Safavizadeh <i>et al.</i> , 2020)....	93
Figura 3.1 – Geogrelhas: a) G-PET; b) G-PVA; c) G-FV (Autora, 2026).....	97
Figura 3.2 – Identificação das características físicas (Autora, 2026).....	98
Figura 3.3 – Procedimento do ensaio de capacidade de retenção de asfalto: a) submersão dos corpos de prova na emulsão à 20 °C por 30 min; b) corpos de prova pendurados por uma extremidade por 30 min; c) corpos de prova pendurados na outra extremidade por 30 min (Autora, 2026).	99
Figura 3.4 – Resultado dos ensaios de resistência à tração das geogrelhas (Autora, 2026).....	99
Figura 3.5 – Rigidez à tração das geogrelhas nas deformações de tração iniciais (Autora, 2026).....	100
Figura 3.6 – Curvas granulométricas dos agregados da mistura (Autora, 2026).	101
Figura 3.7 – Delimitação da curva granulométrica da mistura nas Faixas II do DER e B do DNIT (Autora, 2026).	101
Figura 3.8 – Identificação do segmento experimental na rodovia SP-225.....	105
Figura 3.9 – Sondagem investigativa da espessura das camadas asfálticas: a) sonda rotativa; b) extração do corpo de prova do cálice; c) camada de base abaixo das camadas asfálticas; d) corpo de prova após a extração (Autora, 2026).....	106
Figura 3.10 – Perfil das camadas de revestimento asfáltico a partir da sondagem investigativa (Autora, 2026).	106
Figura 3.11 – Seção de ensaio experimental (Autora, 2026).	107
Figura 3.12 – Perfil de elevação do segmento experimental de campo (Adaptado de Google Earth Pro, 2024).	107
Figura 3.13 – Fresagem: a) fresadora; b) tambor de fresagem; c) etapas da fresagem; d) limpeza da superfície pós fresagem (Autora, 2026).....	108
Figura 3.14 – Condições pós-fresagem: a) espessura da camada; b) faixa fresada (Autora, 2026).	108
Figura 3.15 – Vibroacabadora: a) vista traseira; b) vista frontal (Autora, 2026).	109
Figura 3.16 – Equipamentos de compactação da camada asfáltica: a) rolo vibratório; b) rolo pneumático (Autora, 2026).....	109
Figura 3.17 – Condições pós-compactação da camada asfáltica inferior: a) espessura da camada; b) camada final compactada (Autora, 2026).....	110
Figura 3.18 – Procedimento de aplicação da pintura de ligação no segmento experimental: a) aspersão da pintura de ligação; b) superfície após a cura da emulsão (Autora, 2026).....	110
Figura 3.19 – Procedimento de instalação dos reforços no segmento experimental: a) G-PET; b) G-PVA; c) G-FV (Autora, 2026).....	111
Figura 3.20 – Ensaio de aderência de campo pull-upfield: a) G-PET; b) G-PVA; c) G-FV (Autora, 2026).....	111
Figura 3.21 – Construção da camada superior: a) vibroacabadora; b) temperatura da mistura asfáltica (Autora, 2026).	112
Figura 3.22 – Condições do reforço após a passagem dos equipamentos: a) G-PET; b) G-PVA; c) G-FV (Autora, 2026).	113
Figura 3.23 – Segmento experimental de campo após a construção (Autora, 2026).	113
Figura 3.24 – Extração corpos de prova cilíndricos: a) perfuratriz; b) processo de extração; c) corte do corpo de prova na superfície; c) corpo de prova extraído (Autora, 2026).....	114

Figura 3.25 – Extração das placas: a) marcação da superfície; b) corte com a serra clipper; c) retirada da borda de segurança; d) placa sem as bordas de segurança (Autora, 2026).....	115
Figura 3.26 – Corte dos prismas nas placas extraídas do segmento experimental: a) corte da placa; b) prismas cortados; c) serragem da pré-trinca (Autora, 2026).	116
Figura 3.27 – Preparação da superfície para a aplicação da técnica DIC: a) superfície pintada em tinta branca; b) pontos aleatórios em tinta spray preta (Autora, 2026).....	117
Figura 3.28 – Ensaio de densidade aparente: a) pesagem do corpo de prova ao ar; b) imersão do corpo de prova em água; c) secagem da superfície com o pano umedecido; d) pesagem do corpo de prova na condição saturada superfície seca (Autora, 2026).....	118
Figura 3.29 – Configuração do ensaio de cisalhamento de interface monotônico utilizando o dispositivo MIST (Autora, 2026).	121
Figura 3.30 – Curva típica do ensaio de cisalhamento de interface monotônico (Autora, 2026).	122
Figura 3.31 – Componentes do ensaio de MEV: a) microscópio eletrônico de varredura; b) interface de análise; c) amostras preparadas para o ensaio (Autora, 2026).....	124
Figura 3.32 – Configuração do ensaio de flexão monotônico (Autora, 2026).	125
Figura 3.33 – Curva típica do ensaio de tração na flexão (Autora, 2026).....	125
Figura 3.34 – Configuração do Ensaio de Flexão em Quatro Pontos (Autora, 2026).....	127
Figura 3.35 – Curva típica do ensaio de flexão em quatro pontos (Autora, 2026).....	127
Figura 3.36 – Curvas de deslocamento obtida experimentalmente, deslocamento ajustada pela função encontrada e taxa de deslocamento, <i>versus</i> o número de ciclos (Autora, 2026).....	129
Figura 3.37 – Curva típica do ensaio de flexão em quatro pontos (Autora, 2026).....	131
Figura 3.38 – Curvas de calibração DIC para os ensaios de flexão na tensão de 55%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).....	132
Figura 3.39– Curvas de calibração DIC para os ensaios de flexão na tensão de 75%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).....	133
Figura 3.40 – Curvas de calibração DIC para os ensaios de flexão na tensão de 90%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).....	133
Figura 3.41 – Sequência metodológica para as análises de imagem DIC (Autora, 2026).	134
Figura 3.42 – Procedimento de extração dos valores dos campos de deformações no software Ncorr (Autora, 2026).	135
Figura 3.43 – Extração dos pontos de deformação máxima: a) deformação horizontal; b) deformação vertical (Autora, 2026).....	136
Figura 4.1 – Vida de fadiga da mistura asfáltica expressa pelo número N de solicitações necessárias para o fim do ensaio em função da diferença de tensões no centro da amostra ($\Delta\sigma$) (Autora, 2026).	141
Figura 4.2 – Curva típica de tensão de cisalhamento de interface <i>versus</i> deslocamento cisalhante de cada combinação ensaiada (Autora, 2026).	142
Figura 4.3 – Comparação dos resultados de cisalhamento médio de interface (Autora, 2026).	144
Figura 4.4 – Comparação dos resultados de módulo de rigidez médio de interface (Autora, 2026). ..	147
Figura 4.5 – Interface após a realização dos ensaios de cisalhamento: a) corpo de prova com G-PET; b) corpo de prova com G-PVA; c) corpo de prova com G-FV (Autora, 2026)..	149
Figura 4.6 – MEV virgIn: a) G-PET escala 2 mm; b) G-PET escala 200 μ m; c) G-PVA escala 2 mm; d) G-PVA escala 200 μ m; e) G-FV escala 2 mm; f) G-FV escala 200 μ m.....	151

Figura 4.7 – MEV após instalação: a) G-PET escala 2 mm; b) G-PET escala 200 μm ; c) G-PVA escala 2 mm; d) G-PVA escala 200 μm ; e) G-FV escala 2 mm; f) G-FV escala 200 μm	152
Figura 4.8 – Curva força <i>versus</i> deslocamento resultante do ensaio de resistência à tração na flexão no modo estático para o corpo de prova controle (Autora, 2026).	153
Figura 4.9 – Curvas típicas de deslocamento vertical <i>versus</i> número de ciclos de todos os sistemas analisados: a) 55% da tensão de ruptura; b) 75% da tensão de ruptura; c) 90% da tensão de ruptura (Autora, 2026).	156
Figura 4.10 – Repetição do ensaio de F4P nos corpos de prova reforçados com a geogrelha G-FV na tensão de 75%: a) curva de deslocamento vertical <i>versus</i> número de ciclos; b) aspecto do corpo de prova no primeiro ensaio; c) aspecto do corpo de prova no segundo ensaio (Autora, 2026).	157
Figura 4.11 – Aspecto dos corpos de prova no instante final dos ensaios de flexão em quatro pontos: a) 55% da tensão de ruptura; b) 75% da tensão de ruptura; c) 90% da tensão de ruptura (Autora, 2026).	159
Figura 4.12 – Fatores de melhoria dos sistemas reforçados em função dos deslocamentos: a) 55% da tensão de ruptura; b) 75% da tensão de ruptura; c) 90% da tensão de ruptura (Autora, 2026).	162
Figura 4.13 – Fatores de melhoria dos sistemas reforçados em função do número de ciclos: a) 55% da tensão de ruptura; b) 75% da tensão de ruptura; c) 90% da tensão de ruptura (Autora, 2026).	164
Figura 4.14 – Curvas de taxa de deslocamento por ciclo <i>versus</i> número de ciclos e <i>flex point</i> para a tensão de 55%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	166
Figura 4.15 – Curvas de taxa de deslocamento por ciclo <i>versus</i> número de ciclos e <i>flex point</i> para a tensão de 75%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	168
Figura 4.16 – Curvas de taxa de deslocamento por ciclo <i>versus</i> número de ciclos e <i>flex point</i> para a tensão de 90%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	169
Figura 4.17 – Curvas de desempenho sob carregamento cíclico considerando prismas reforçados e não reforçados com diferentes geogrelhas (Autora, 2026).	175
Figura 4.18 – Representação esquemática dos mecanismos de reflexão de trincas identificados: a) iniciação controlada pela pré-trinca; b) propagação vertical com desvios; c) descolamento controlado na interface; d) transferência de dano para a camada superior com formação de múltiplas trincas. (Autora, 2026).	185
Figura 4.19 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no Estágio I do corpo de prova controle (N=157 ciclos) para os ensaios na tensão de 55%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	190
Figura 4.20 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no Estágio II do corpo de prova controle (N=19.129 ciclos) para os ensaios na tensão de 55%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	191
Figura 4.21 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no Estágio III do corpo de prova controle (N=20.614 ciclos) para os ensaios na tensão de 55%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	192
Figura 4.22 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no Estágio I do corpo de prova controle (N=2.480 ciclos) para os ensaios na tensão de 75%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	194
Figura 4.23 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no Estágio II do corpo de prova controle (N=14.211 ciclos) para os ensaios na tensão de 75%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	196

Figura 4.24 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no Estágio III do corpo de prova controle (N=16.058 ciclos) para os ensaios na tensão de 75%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	198
Figura 4.25 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no Estágio I do corpo de prova controle (N=2.214 ciclos) para os ensaios na tensão de 90%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	200
Figura 4.26 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no Estágio II do corpo de prova controle (N=7.662 ciclos) para os ensaios na tensão de 90%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	202
Figura 4.27 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no Estágio III do corpo de prova controle (N=7.778 ciclos) para os ensaios na tensão de 90%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	204
Figura 4.28 – Índice de redução de deformação para cada estágio de análise e tensão aplicada (Autora, 2026).	207
Figura 4.29 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no ciclo do <i>flex point</i> do controle (N=13.080) para os ensaios na tensão de 55%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	211
Figura 4.30 – Deformação vertical obtida pela análise DIC no ciclo do <i>flex point</i> do controle (N=13.080) para os ensaios na tensão de 55%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	214
Figura 4.31 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no ciclo do <i>flex point</i> do controle (N=8.569) para os ensaios na tensão de 75%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	215
Figura 4.32 – Deformação vertical obtida pela análise DIC no ciclo do <i>flex point</i> do controle (N=8.569) para os ensaios na tensão de 75%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	218
Figura 4.33 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no ciclo do <i>flex point</i> do controle (N=3.750) para os ensaios na tensão de 90%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	219
Figura 4.34 – Deformação vertical obtida pela análise DIC no ciclo do <i>flex point</i> do controle (N=3.750) para os ensaios na tensão de 90%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	222
Figura 4.35 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no <i>flex point</i> de cada corpo de prova para os ensaios na tensão de 55%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	224
Figura 4.36 – Deformação vertical obtida pela análise DIC no <i>flex point</i> de cada corpo de prova para os ensaios na tensão de 55%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	227
Figura 4.37 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no <i>flex point</i> de cada corpo de prova para os ensaios na tensão de 75%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	228
Figura 4.38 – Deformação vertical obtida pela análise DIC no <i>flex point</i> de cada corpo de prova para os ensaios na tensão de 75%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	230
Figura 4.39 – Campo de deformação vertical completo para os ensaios na tensão de 75%: a) G-PVA; b) G-FV (Autora, 2026).	231
Figura 4.40 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no <i>flex point</i> de cada corpo de prova para os ensaios na tensão de 90%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	233

Figura 4.41 – Deformação vertical obtida pela análise DIC no <i>flex point</i> de cada corpo de prova para os ensaios na tensão de 90%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).	235
--	-----

Lista de Quadros

Quadro 2.1 – Tipos de ensaios de fadiga (Adaptado de Di Benedetto <i>et al.</i> , 2004; Sudarsanan e Kim, 2022).....	29
Quadro 2.2 – Comparativo entre as normas de flexão em quatro pontos (Autora, 2026).....	30
Quadro 2.3 – Comparação entre os modos de carregamento: tensão e deformação controlada (Adaptado de Rao Tangella <i>et al.</i> , 1990).....	33
Quadro 2.4 – Estimativa da taxa de pintura de ligação a ser aplicada a partir da profundidade da textura da superfície (Adaptado de MRTS104, 2024).....	55
Quadro 2.5 – Fatores que influenciam a aderência da interface reforçada com geossintético (Autora, 2026).	66
Quadro 2.6 – Softwares 2D-DIC (Adaptado de Wang <i>et al.</i> , 2024).	78
Quadro 2.7 – Critérios de correlação (Adaptado de Pan <i>et al.</i> , 2009b).....	80
Quadro 2.8 – Abordagens para o monitoramento das trincas utilizando a técnica DIC (Adaptado de Wang <i>et al.</i> , 2024).	82
Quadro 4.1 – Estágios da propagação de trincas em corpos de prova submetidos aos ensaios de flexão em quatro pontos na tensão de 55% da ruptura (Autora, 2026).	178
Quadro 4.2 – Estágios da propagação de trincas em corpos de prova submetidos aos ensaios de flexão em quatro pontos na tensão de 75% da ruptura (Autora, 2026).	180
Quadro 4.3 – Estágios da propagação de trincas em corpos de prova submetidos aos ensaios de flexão em quatro pontos na tensão de 90% da ruptura (Autora, 2026).	182
Quadro 4.4 – Papel da aderência de interface e da rigidez do reforço em sistemas asfálticos reforçados (Autora, 2026).....	186

Lista de Tabelas

Tabela 3.1 – Propriedades físicas e mecânicas das geogrelhas (Autora, 2026).	97
Tabela 3.2 – Ensaio de caracterização dos agregados (Autora, 2026).....	102
Tabela 3.3 – Caracterização do CAP borracha (Autora, 2026).	102
Tabela 3.4 – Dosagem da mistura asfáltica (Autora, 2026).	103
Tabela 3.5 – Características do projeto da mistura asfáltica (Autora, 2026).....	103
Tabela 3.6 – Caracterização da pintura de ligação emulsão asfáltica RR-1C (Autora, 2026).	104
Tabela 3.7 – Caracterização do resíduo da emulsão asfáltica RR-1C (Autora, 2026).	104
Tabela 4.1 – Medições das massas seca ao ar (A), imersa em água (B) e na condição saturada com superfície seca (C) (Autora, 2026).	139
Tabela 4.2 – Resultados do ensaio de densidade aparente (Autora, 2026).	139
Tabela 4.3 – Análise estatística dos resultados de resistência ao cisalhamento (Teste t de Student) para os sistemas analisados (Autora, 2026).	145
Tabela 4.4 – Resumo da Análise de Variância (ANOVA) para a resistência ao cisalhamento de interface (Autora, 2026).	146
Tabela 4.5 – Comparações múltiplas de médias pelo teste de Tukey (post hoc) para a resistência ao cisalhamento de interface (Autora, 2026).....	146
Tabela 4.6 – Resumo da análise de variância (ANOVA) para os valores de módulo de rigidez de interface dos sistemas analisados (Autora, 2026).	148
Tabela 4.7 – Comparações múltiplas de médias pelo teste de Tukey (post hoc) para o módulo de rigidez dos sistemas (Autora, 2026).	148
Tabela 4.8 – Síntese global dos fatores de melhoria (FM) encontrados (Autora, 2026).	172
Tabela 4.9 – Equações das curvas de desempenho sob carregamento cíclico (Autora, 2026).	174
Tabela 4.10 – Fator de Modificação Estrutural associado à deformação (FME) para uso em projeto empírico-mecanicista (Autora, 2026).	209

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	22
1.1	OBJETIVOS.....	24
1.1.1	Geral	24
1.1.2	Específicos.....	24
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	26
2.1	Desempenho sob fadiga de pavimentos flexíveis.....	26
2.1.1	Ensaio de fadiga	28
2.2	Restauração de pavimentos flexíveis.....	37
2.3	Geossintéticos na mitigação de trincas reflexivas	41
2.3.1	Desempenho de sistemas reforçados	44
2.3.2	Instalação e especificações	52
2.3.3	Condições da interface: aderência entre as camadas	58
2.4	Correlação de imagem digital na pavimentação asfáltica.....	71
2.4.1	Princípios fundamentais da técnica DIC.....	74
3	Metodologia DE PESQUISA	96
3.1	Materiais	96
3.1.1	Geogrelhas para aplicação em revestimentos asfálticos	96
3.1.2	Mistura asfáltica	100
3.1.3	Ligante asfáltico	103
3.2	Segmento experimental	104
3.2.1	Projeto do segmento experimental	104
3.2.2	Construção do segmento experimental.....	107
3.2.3	Extração dos corpos de prova	113
3.3	Confecção dos corpos de prova de camada dupla reforçada	115
3.3.1	Preparação dos corpos de prova	115
3.4	Ensaio de laboratório	117
3.4.1	Ensaio de caracterização da mistura asfáltica	117
3.4.2	Ensaio de resistência ao cisalhamento de interface	120
3.4.3	Análise por Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV).....	123
3.4.4	Ensaio de flexão em quatro pontos monotônico.....	124
3.4.5	Ensaio de flexão em 4 pontos cíclico	126
3.5	Análises de imagem com aplicação da técnica de Correlação de Imagem Digital (DIC).....	130
3.5.1	Avaliação da influência conjunta da aderência de interface e da rigidez dos reforços.....	136
3.5.2	Cálculo do índice de redução das deformações	137
4	RESULTADOS	139
4.1	Ensaio de caracterização da mistura asfáltica	139
4.1.1	Densidade aparente, absorção de água e características volumétricas	139
4.1.2	Ensaio mecânicos.....	140
4.2	Ensaio de resistência ao cisalhamento de interface	142
4.2.1	Análises dos Ensaio <i>Leutner</i>	142
4.2.2	Análises estatísticas	145

4.2.3	Análise do módulo de rigidez de interface	147
4.2.4	Análises da interface pós-ruptura	148
4.2.5	Análises das propriedades dos reforços usando MEV	150
4.3	Resistência à tração na flexão.....	152
4.4	Flexão em quatro pontos.....	154
4.4.1	Curvas típicas de descolamento vertical.....	154
4.4.2	Análise das imagens captadas durante os ensaios	159
4.4.3	Determinação dos fatores de melhoria (FM)	160
4.4.4	Determinação do ciclo de ruptura pelo método do ponto de flexão (<i>Flex point</i>)	165
4.4.5	Análise integrada dos fatores de melhoria (FM)	171
4.4.6	Curvas de desempenho sob carregamento cíclico	173
4.4.7	Análises de imagens	176
4.4.8	Mecanismos de reflexão de trincas em sistemas asfálticos reforçados.....	184
4.4.9	Papel da aderência de interface e da rigidez do reforço	185
4.5	Análises por Correlação de Imagem Digital (DIC)	187
4.5.1	Análise dos campos de deformações horizontais nos estágios iniciais de degradação	187
4.5.2	Análise dos campos de deformações horizontais e verticais pela DIC no estágio de ruptura dos sistemas não reforçados	210
4.5.3	Análise dos campos de deformações horizontais e verticais pela DIC no estágio de ruptura.....	223
5	CONCLUSÕES	237
	REFERÊNCIAS	240

1 INTRODUÇÃO

1 INTRODUÇÃO

A inserção de reforços geossintéticos durante a restauração de revestimentos asfálticos tem se mostrado uma estratégia eficaz para aumentar substancialmente a vida de serviço dos pavimentos. Por meio de investigações de laboratório, de campo e simulações numéricas, muitos estudos apresentam e quantificam os benefícios do uso de reforços geossintéticos em revestimentos asfálticos, tais como o aumento da vida de fadiga (Ferrotti *et al.*, 2012; Khodaii *et al.*, 2009; Spadoni *et al.*, 2021), alívio ou mitigação de trincas reflexivas (Gonzalez-Torre *et al.*, 2015; Kumar *et al.*, 2021; Correia *et al.*, 2024; Santos *et al.*, 2025), redução no afundamento em trilha de roda e deformações permanentes (Correia e Zornberg, 2016; Kazimierowicz-Frankowska, 2020) e mecanismos de degradação causados ou acelerados pela entrada de água através das trincas (Shukla e Yin, 2004). Esses benefícios, no entanto, dependem especialmente da adequada aderência entre as camadas asfálticas (Safavizadeh e Kim, 2017; Safavizadeh *et al.*, 2022; Correia *et al.*, 2024), que possibilitam a mobilização efetiva dos geossintéticos e a transferência eficiente dos esforços pela interface reforçada.

Este aspecto tem sido observado em diversos estudos da literatura que empregaram a técnica de Correlação de Imagem Digital (DIC – *Digital Image Correlation*) para a análise mais aprofundada do comportamento de sistemas asfálticos reforçados com geossintéticos. Diferentemente das medições convencionais, a análise DIC permite o mapeamento detalhado do campo de deformações ao longo dos ensaios (Sudarsanan *et al.*, 2019; Wang *et al.*, 2024). Por meio dessa técnica, tornou-se possível quantificar o incremento na vida de fadiga e observar a redução das deformações de tração nas camadas reforçadas, as quais têm sido associadas principalmente à adequada aderência de interface e à rigidez dos reforços (Safavizadeh, 2015; Kumar e Saride, 2017; Sudarsanan *et al.*, 2019; Freire *et al.*, 2021; Safavizadeh *et al.*, 2022; Correia *et al.*, 2024; Santos *et al.*, 2025).

Apesar dos avanços, a influência da aderência entre as camadas torna complexa a compreensão do comportamento de sistemas reforçados com geossintéticos, especialmente na determinação do ponto de falha do sistema. Safavizadeh (2015) evidenciou que os critérios de falha tradicionais, fundamentados na rigidez, são imprecisos para a análise de camadas asfálticas reforçadas. Sua pesquisa demonstrou que tais abordagens podem tanto indicar um desempenho superior em sistemas que sofreram descolamento de interface, quanto subestimar a atuação real. Por meio da técnica DIC, o autor identificou que a qualidade da aderência modifica a falha do sistema de forma que as abordagens clássicas não conseguem capturar.

Em outros estudos que analisaram a falha de sistemas asfálticos reforçados com geossintéticos, Virgili *et al.* (2009) e Orešković *et al.* (2024) adotaram a abordagem do Ponto de Flexão Simplificado (SFP). Neste critério, a ruptura é definida pelo ponto de inflexão da curva da taxa de deslocamento em função do número de ciclos, obtido através da primeira derivada da curva de deslocamento permanente em ensaios de flexão em quatro pontos sob tensão controlada. Como os deslocamentos registrados ao longo do ensaio são influenciados tanto pelo crescimento da trinca quanto pelo descolamento da interface, que reduzem a rigidez global do sistema, este método tem se mostrado eficaz para analisar sistemas reforçados. No entanto, apesar dos avanços, ainda permanecem lacunas importantes na literatura. Embora estudos anteriores tenham reconhecido a influência da rigidez do reforço (Freire *et al.*, 2021; Kumar e Saride, 2017; Sudarsanan *et al.*, 2019) e da aderência de interface (Correia e Mugayar, 2021; Correia *et al.*, 2024; Safavizadeh, 2015; Safavizadeh *et al.*, 2020) sua atuação combinada no comportamento à fadiga por flexão de sistemas asfálticos reforçados ainda não está totalmente compreendida. Em particular, pouca atenção tem sido dada a como esses fatores interagem ao longo das diferentes etapas de evolução do dano em sistemas asfálticos reforçados com geossintéticos.

Ressalta-se que a análise sob diferentes estágios dano, sendo importantes para representar melhor as condições de serviço. Além disso, a análise na etapa de ruptura também é essencial para compreender como diferentes combinações de propriedades do reforço e condições de interface afetam a resposta última do sistema. Estudos sobre a análise combinada da deformação por meio da técnica DIC com a aderência de interface e a rigidez dos reforços ainda são escassos na literatura, especialmente no que se refere à interpretação dos mecanismos de dano em estágios iniciais e do comportamento na ruptura.

Diante do exposto, este estudo investiga como a aderência entre camadas asfálticas e a rigidez dos reforços influenciam o desempenho dos sistemas sob fadiga, avaliado por meio de ensaios de flexão em quatro pontos (F4P) sob carregamento cíclico em sistemas asfálticos reforçados com geogrelhas ao longo de diferentes estágios de sua vida útil. Para isso, empregou-se a utilizando a técnica DIC como ferramenta de análise baseada em deformações, associada à abordagem do SFP para a definição do critério de ruptura. Para tanto, foi construído um segmento experimental em escala real na Rodovia Estadual SP-225, na qual foram instaladas três geogrelhas de diferentes rigidezes. A partir dessa seção, foram extraídos corpos de prova destinados à avaliação de aderência de interface, por meio de ensaios de cisalhamento de

interface do tipo *Leutner* e do padrão de trincamento, por meio de ensaios cíclicos de fadiga por flexão em quatro pontos, com monitoramento de imagem, em diferentes níveis de tensão.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Geral

O objetivo da pesquisa foi investigar os mecanismos que governam o comportamento sob fadiga de revestimentos asfálticos reforçados com geogrelhas, considerando a influência combinada da aderência de interface e das propriedades mecânicas do reforço ao longo da evolução do dano, sob diferentes níveis de tensão.

1.1.2 Específicos

Os objetivos específicos deste trabalho foram:

- a) Construir um segmento experimental, em escala real, considerando a aplicação de três diferentes geogrelhas para pavimentação, simulando uma reabilitação por recapeamento asfáltico reforçado;
- b) Avaliar, em campo e laboratório, a aderência de interface das seções reforçadas e controle;
- c) Investigar a influência da aderência de interface na resposta sob fadiga de revestimentos asfálticos reforçados com geogrelhas, por meio de ensaios de fadiga por flexão em quatro pontos sob carregamento cíclico e análise DIC do campo de deformações;
- d) Avaliar o papel das propriedades mecânicas do reforço, em especial a rigidez, na resposta sob fadiga e nos mecanismos de propagação de trincas;
- e) Definir a ruptura dos corpos de prova submetidos aos ensaios cíclicos de flexão em quatro pontos por meio da abordagem Ponto de Flexão Simplificado (SFP);
- f) Analisar a evolução dos mecanismos de dano dos sistemas sob fadiga, identificando a contribuição relativa da interface e do reforço em diferentes estágios de dano, por meio de análise de padrões de concentração e redistribuição de deformações associados à presença de geogrelhas.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo, é apresentada uma fundamentação teórica acerca da aplicação de reforços geossintéticos como técnica de restauração de pavimentos flexíveis, seus benefícios e fatores que influenciam desempenho da estrutura do pavimento com a presença de revestimentos reforçados. Além disso, serão abordados métodos de ensaios experimentais, que visam quantificar o desempenho sob fadiga e aderência da interface de revestimentos reforçados com geossintéticos, em conjunto ou não com a utilização da Técnica de Correlação de Imagem Digital (DIC). Por fim, serão apresentados os principais resultados presentes na literatura com intuito de subsidiar a análise e a discussão dos resultados desta pesquisa.

2.1 Desempenho sob fadiga de pavimentos flexíveis

O tráfego de veículos e as mudanças de temperatura sobre as vias pavimentadas geram tensões e deformações no pavimento, o que por consequência, originam diversas patologias. Com a passagem do tráfego, abaixo da roda dos veículos surgem tensões de tração (T) na parte inferior da camada da camada asfáltica, por outro lado, a tensões de compressão (C) surgem na parte superior da camada. A Figura 2.1 ilustra as solicitações típicas presentes na camada asfálticas provocadas pelo tráfego.

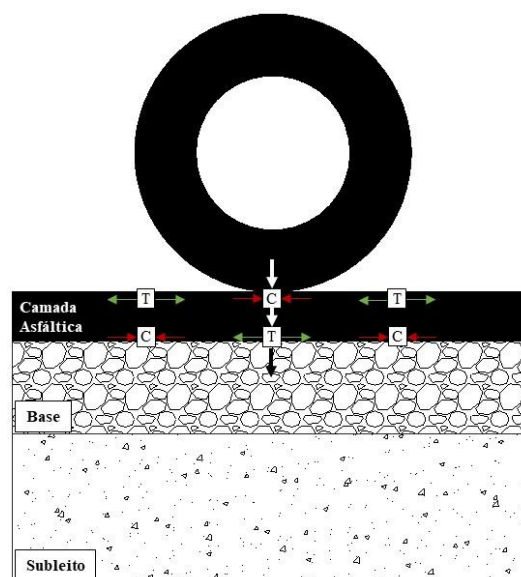


Figura 2.1 – Solicitações típicas presentes na camada asfálticas provocadas pelo tráfego (Autora, 2026).

As diferentes solicitações na estrutura de um pavimento levam a formação de tensões de tração, provenientes das repetitivas solicitações no pavimento, que geram danos nas regiões mais vulneráveis formando micro trincas na camada asfáltica que diminuem a rigidez do material. Com o passar do tempo, essas pequenas fraturas se unem dando origem a macro trincas que se propagam até o topo do pavimento, chamadas de trincas por fadiga. Já o movimento de compressão na parte superior da camada em contato com a roda, provoca redução dos vazios e formação de deformações cisalhantes na mistura asfáltica, que originam as deformações permanentes acumuladas (Di Benedetto *et al.*, 2004). A vida à fadiga é, portanto, o tempo em que o pavimento asfáltico é capaz de resistir as repetitivas solicitações provenientes da passagem dos veículos somada as variações climáticas, sem que haja sua ruptura (Sudarsanan e Kim, 2022). A Figura 2.2 apresenta a diferença entre fadiga e deformação permanente. O efeito de fadiga está associado à redução progressiva da rigidez do material, diferindo-se da deformação permanente, que ocorre sob tensões de compressão ou tração e resulta em deformações acumuladas irreversíveis.

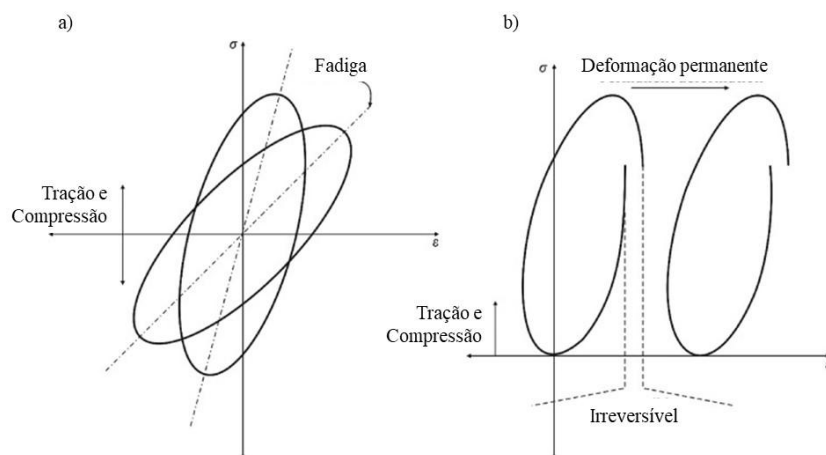


Figura 2.2 – Diferença entre fadiga e deformação permanente (Adaptado de Di Benedetto *et al.*, 2004).

A complexidade associada às diferentes respostas do pavimento frente as solicitações sofridas dificultam uma análise unificada que possibilite quantificar de maneira racional o seu desempenho (Di Benedetto *et al.*, 2004). Prowell (2010) destaca que no desenvolvimento de projetos de pavimentos, quanto maiores as solicitações, mais espessa é a camada asfáltica projetada, no entanto, sabe-se pelo limite de resistência, que há uma combinação de espessura e rigidez da mistura asfáltica que compõe a camada em que não ocorre o surgimento de trincas, o que afeta de maneira significativa as questões econômicas do projeto. O limite de resistência, por sua vez, determina a vida de fadiga da camada asfáltica, a qual é definida a partir da

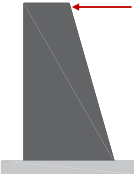
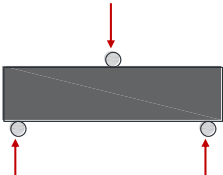
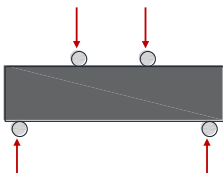
realização de ensaios laboratoriais, que descrevem o comportamento do pavimento sob carregamento cíclico e geram previsões realistas que auxiliam no desenvolvimento de projetos de pavimentos.

2.1.1 Ensaios de fadiga

A vida de fadiga da camada asfáltica é determinada pela resistência à fadiga, que pode ser medida em diferentes tipos de ensaios. Cada ensaio possui um protocolo associado a um modelo de previsão, auxiliando na análise do desempenho do pavimento em campo, que possui uma relação de 15 a 20 vezes com a estimativa de vida de laboratório (Sudarsanan e Kim, 2022). Isso porque há diversos aspectos em campo que não são completamente reproduzíveis em estudos laboratoriais. As respostas aos ensaios de fadiga em camadas asfálticas podem ser afetadas por diversos aspectos, Prowell (2010) destacou os principais fatores que influenciam o comportamento à fadiga da mistura asfáltica, que incluem o tipo e a graduação de agregado, o volume de vazios, densidade e a rigidez da mistura e o teor de ligante. Além das variáveis da mistura, o comportamento à fadiga da camada asfáltica também é influenciado pelo modo de carregamento, pela amplitude de deformação ou tensão do ensaio e pelo número de ciclos estabelecidos em diferentes protocolos de ensaio (Sudarsanan e Kim, 2022). Nguyen, Di Benedetto e Sauzéat (2015) destacam que por serem materiais viscoelásticos, as misturas asfálticas possuem propriedades mecânicas significativamente influenciadas pela temperatura de serviço e taxa de carregamento. Quando submetido à altas temperaturas e baixas frequências de carregamento, a mistura asfáltica responde com um comportamento viscoso, levando ao surgimento de deformações plásticas, enquanto que sob temperaturas baixas e alta taxas de carregamento, comporta-se com características elásticas, suportando maiores solicitações (Moreno-Navarro e Rubio-Gámez, 2016).

Os ensaios existentes para a avaliação da vida de fadiga de camadas asfálticas podem ser diferenciados pelos modos de carregamento, sendo eles flexão simples, uniaxial direto e carga diametral, e pela distribuição tensão deformação, que pode ou não ser homogênea (Sudarsanan e Kim, 2022). Estes ensaios podem ser designados para avaliar tanto a fadiga de misturas asfálticas, a fim de se determinar a sua resistência frente as solicitações do tráfego, como a fadiga do sistema, para o monitoramento de formação ou reflexão de trincas, que prevê o desempenho do pavimento (Bernucci *et al.*, 2008). O Quadro 2.1 apresenta os principais tipos de ensaios utilizados nas investigações de vida de fadiga e suas diferentes características.

Quadro 2.1 – Tipos de ensaios de fadiga (Adaptado de Di Benedetto *et al.*, 2004; Sudarsanan e Kim, 2022).

Tipo	Configuração geométrica	Forma da onda	Freq. (Hz)	Normas Regularizadoras
Tensão-Compressão (Uniaxial direto – homogênea)		Haversine Sinosoidal Triangular	0,01 - 70	EN 12697-25 (CEN, 2016) EN 12697-26 (CEN, 2018) AASHTO TP107 (AASHTO, 2018) AASHTO T342 (AASHTO, 2022a) AASHTO TP133 (AASHTO, 2019)
Flexão de dois pontos (Flexão simples – não homogêneo)		Haversine Sinosoidal Triangular	1 - 30	EN 12697-24 (CEN, 2018) NF P98-260-2 (AFNOR, 1992)
Flexão em três pontos (Flexão simples – não homogêneo)		Haversine Sinosoidal Triangular	1 - 30	Não possui normatização e a literatura indica diferentes protocolos de ensaio
Flexão em quatro pontos (Flexão simples – não homogêneo)		Haversine Sinosoidal Trapezoidal	0,01 - 60	AASHTO T321 (AASHTO, 2022) ASTM D7460 (ASTM, 2010) EN 12697-24 (CEN, 2018) EN 12697-26 (CEN, 2018) AGPT T274 (AUSTROADS, 2016)
Tração indireta (Carga Diametral – não homogêneo)		Haversine Sinosoidal Triangular	0,01 - 30	EN 12697-24 (CEN, 2018) EN 12697-26 (CEN, 2018) AASHTO TP131-18 (AASHTO, 2022) AASHTO PP95 (AASHTO, 2022) DNIT 183 (DNIT, 2018a)

Entre os ensaios de fadiga que avaliam o sistema das camadas asfálticas, embora mais complexos que os demais, a literatura indica que os ensaios de flexão permitem respostas mais realistas, mesmo que de uma maneira mais simplificada do que ocorre em campo (Khalid, 2000; Balbo, 2015). Conforme apresentado no Quadro 2.1, o corpo de prova fica submetido à esforços em uma direção, que simulam a passagem do tráfego sobre o pavimento. Balbo (2015) destaca que entre os ensaios de flexão, a configuração em quatro pontos possibilita uma análise mais adequada do comportamento da camada asfáltica frente aos carregamentos, uma vez que por se

tratar de um material heterogêneo, caso houvesse uma variação do momento fletor no centro do vão, como ocorre no ensaio à três pontos, a seção de ruptura seria pré-definida no ponto de momento máximo, ainda que não fosse o ponto mais fraco da estrutura. Diferente dos ensaios de flexão em quatro pontos, que estabelecem uma flexão pura entre os pontos de apoios internos, gerando uma cortante nula e um momento fletor constante no centro do vão, garantindo que a ruptura ocorra na seção mais fraca do material. O Quadro 2.2 apresenta uma comparação entre os principais fatores abordados nas normas dos ensaios de fadiga por flexão em quatro pontos.

Quadro 2.2 – Comparativo entre as normas de flexão em quatro pontos (Autora, 2026).

Fator	AASHTO T321 (AASHTO, 2022)	ASTM D7460 (ASTM, 2010)	EN 12697-24 (CEN, 2018)
Número de corpos de prova	3	9	6
Frequência (Hz)	5 a 10	5 a 10	5 a 60
Forma de carregamento	Senoidal	<i>Haversine</i>	Senoidal
Modo de carregamento	Deformação controlada	Deformação controlada	Deformação ou tensão controlada
Determinação da rigidez inicial	50 ciclos	50 ciclos	100 ciclos
Temperatura de ensaio (°C)	20 ± 0,5	20 ± 0,5	0 ou 20
Comprimento do prisma (mm)	380 ± 6	380 ± 6	< 10% de L_{ef} (L_{ef} = distância entre apoios externos)
Espessura do prisma (mm)	50 ± 6	50 ± 6	> 3x $D_{máx}$
Largura do prisma (mm)	63 ± 6	63 ± 6	> 3x $D_{máx}$
Limite de deformação controlada	250 $\mu\epsilon$ – 2000 $\mu\epsilon$	50 $\mu\epsilon$ – 3000 $\mu\epsilon$	Níveis de deformação em que a vida de fadiga fique entre 10^4 a 2×10^6 ciclos
Limite de tensão controlada	-	-	Níveis de tensão em que a vida de fadiga fique entre 10^4 a 2×10^6 ciclos
Critério de ruptura	Redução em 50% da rigidez inicial	Pico da curva de módulo normalizado x Ciclos vs N° de ciclos	Redução em 50% da rigidez inicial ou ruptura da amostra

Diversas normativas descrevem a realização dos ensaios de fadiga por flexão em quatro pontos, entre elas, as normas norte americanas AASHTO T321 (AASHTO, 2022) e ASTM D7460 (ASTM, 2019), a norma europeia EN 12697-24 (CEN, 2018), que possui um complemento quanto a rigidez da mistura asfáltica na norma EN 12697-26 (CEN, 2018), e a

normatização australiana AGPT T274 (AUSTROADS, 2016), que fornece instruções sobre a realização dos ensaios de acordo com as normas europeias, somada a metodologia de preparação de amostras e condições de ensaio da Austrália.

Diante das diferentes normas existentes para análise do comportamento de fadiga de misturas asfálticas, é necessário considerar os diferentes aspectos que influenciam a execução e os resultados dos ensaios. Além disso, devido à complexidade associada a alguns destes ensaios, buscar correlações entre eles possibilitaria aplicações mais adequadas dos resultados obtidos em todos os tipos de ensaio, no desenvolvimento de projetos de pavimentos asfálticos.

2.1.1.1 Aspectos que influenciam o desempenho dos ensaios de fadiga

Entre os aspectos que mais influenciam o desempenho da camada asfáltica durante a realização dos ensaios apresentados, destacam-se os tipos do modo de carregamento, sendo eles controlado por tensão, onde a tensão aplicada permanece constante enquanto a deformação aumenta com o número de ciclos, ou controlado por deformação, cuja taxa de deslocamento aplicada se mantém enquanto a tensão medida diminui ao longo do tempo. A Figura 2.3 apresenta as variações típicas de deformação e tensão durante um ensaio de fadiga sob tensão e deformação constante, respectivamente.

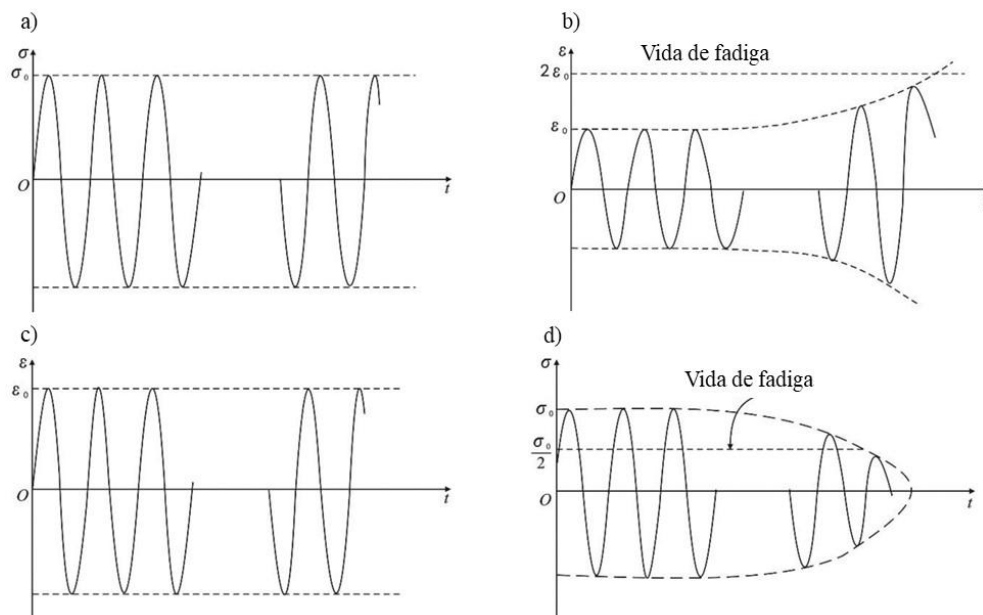


Figura 2.3 – Modos de carregamento em ensaio de fadiga: a) Ensaio com tensão controlada; b) Resposta ao ensaio de tensão controlada; c) Ensaio de deformação controlada; d) Resposta ao ensaio de deformação controlada (Adaptado de Sudarsanan e Kim, 2022).

No modo de tensão controlada (Figura 2.3 a), as deformações aumentam progressivamente ao longo do tempo, até atingirem o dobro do valor inicial (Figura 2.3 b) e a rigidez do sistema é reduzida para 50% de seu valor original. Por outro lado, no modo de deformação controlada (Figura 2.3 c), observa-se uma redução gradual nas tensões suportadas ao longo do tempo, até que elas atinjam metade do valor inicial (Figura 2.3 d), correspondendo ao ponto em que a rigidez também se reduz a 50% de seu valor original, indicando o término da vida útil de fadiga.

Khalid (2000) e Prowell (2010) destacam que o modo de carregamento está geralmente associado à espessura da camada asfáltica testada, devido à forma como as tensões e deformações são distribuídas ao longo do pavimento. Neste sentido, a aplicação do modo de deformação controlada está associada a camadas menos espessas e o de tensão controlada em amostras de maior espessura, uma vez que camadas mais finas, devido a menor capacidade de redistribuir as tensões, tendem a ser mais influenciadas pelas deformações, levando à predominância do modo de deformação controlada. Em contrapartida, camadas mais espessas possuem maior capacidade de absorção e redistribuição de tensões ao longo da espessura. Sudarsanan e Kim (2022), atribuem valores de espessura para cada modo de aplicação, com camadas inferiores a 50 mm no modo de deslocamento controlado e acima de 150 mm para tensão controlada. Em um extenso estudo acerca do comportamento à fadiga de misturas asfálticas (Rao Tangella *et al.*, 1990), foram avaliadas diversas características dos dois modos de carregamento, com a deformação controlada associada a camadas de revestimento asfálticos inferior a 80 mm, e tensão controlada a valores comparativamente superiores a este. O Quadro 2.3 apresenta uma comparação entre os ensaios de fadiga realizados nos modos de tensão e deformação controlada.

Quadro 2.3 – Comparação entre os modos de carregamento: tensão e deformação controlada (Adaptado de Rao Tangella *et al.*, 1990).

Fator	Tensão controlada	Deformação controlada
Espessura da camada	Espessura grossa (> 80 mm)	Espessura fina (< 80 mm)
Definição de falha	Fratura bem definida ao final do ensaio	Fratura não aparente ao final do ensaio; geralmente atribuída a redução da rigidez
Dispersão dos resultados	Baixa	Alta
Número de amostras necessárias	Menor	Maior
Simulação de influência de longo prazo	Aumento da rigidez aumenta a vida de fadiga	Aumento da rigidez diminui a vida de fadiga
Magnitude da vida de fadiga	Geralmente mais curta	Geralmente mais longa
Efeito das variáveis de mistura	Mais sensível	Menos sensível
Taxa de dissipação de energia	Rápida e crescente	Devagar e decrescente
Taxa de propagação de trinca	Mais rápido que nas condições de campo	Mais representativo das condições de campo
Efeito do período de descanso	Mais benéfico	Menos benéfico

De acordo com Rao Tangella *et al.*, (1990), os ensaios no modo de deformação controlada resultam em vidas de fadiga maiores, comparado aos ensaios de tensão controlada, que registram valores menores. Além disso, em amostras com baixa rigidez o modo de deformação controlada apresenta um melhor desempenho, enquanto o modo de tensão controlada é mais indicado para elevadas rigidezes. Khalid (2000) destaca que no modo de tensão controlada, a formação e propagação das trincas ocorrem em uma velocidade mais elevada em comparação ao modo de deformação controlada, devido a concentração de tensões que eleva as tensões na ponta da trinca, comportamento semelhante ao que ocorre em campo. Moreno-Navarro e Rubio-Gámez (2016) apontam que durante um ensaio sob tensão controlada ocorre uma diminuição inicial do módulo de rigidez, devido a ocorrência de deformações permanentes, o que dificulta a análise real dos danos causados pela fadiga, em contrapartida, nos ensaios por deformação constante, não é possível reproduzir as solicitações constantes de cargas que o pavimento está sujeito ao longo da sua vida útil. De acordo com Hospodka *et al.* (2018), o modo de tensão controlada é mais compatível com o que ocorre em campo, uma vez que na passagem dos veículos a tensão induzida é independente e a deformação é função da rigidez do material, enquanto que no modo de deformação controlada, materiais com maior rigidez ficam sujeitos a níveis de tensão mais elevados do que materiais menos rígidos. Portanto, diferentes resultados podem ser obtidos a partir do modo de carregamento empregado, que também influenciará nas previsões laboratoriais da vida de fadiga no campo, fazendo-se necessária uma análise prévia dos fatores a serem determinados no estudo realizado.

Devido ao comportamento viscoelástico da mistura asfáltica, a variação de temperatura é um dos fatores que mais afetam a resposta a fadiga do material (Moreno-Navarro *et al.*, 2015). Asadi, Leek e Nikraz (2013) realizaram ensaios de flexão em quatro pontos em diferentes temperaturas. Os resultados apresentaram um aumento da vida de fadiga nos prismas com maior temperatura para elevados níveis de deformação. Em contrapartida, para deformações menores a variação da temperatura não apresentou uma influência significativa. Ensaio de fadiga por flexão, conduzidos por Asadi e Shafabakhsh (2023), mostraram que o modo de fissuração dos corpos de prova ao longo dos ensaios é altamente influenciado pela mudança de temperatura. Para temperaturas mais elevadas, foi observado um aumento na taxa de crescimento da fissura, especialmente sob maiores frequências de carregamento, e formação de trincas do topo para a base da camada asfáltica. Os autores destacaram ainda, que o aumento da temperatura leva a uma fraca adesão dos agregados e do ligante que compõe a mistura asfáltica, tornando-a mais suscetível a danos. Mudanças no comportamento da camada asfáltica podem ser observadas para diferentes temperaturas, o que pode afetar significativamente as análises de previsão da vida de fadiga em laboratório comparado com o campo, ressaltando a importância de se realizar os ensaios em temperatura semelhante a que o pavimento estará submetido ao longo de sua vida útil, dessa forma, as normativas de ensaios em revestimentos asfálticos padronizam uma temperatura média de 20 °C, como mostrado anteriormente no Quadro 2.2.

A frequência, que simula o número de ciclos de carga por segundo que o material asfáltico estará submetido, representando a velocidade com que os veículos passam sobre o pavimento em campo, tem sido aplicada em ensaios de fadiga por flexão em quatro pontos nos valores de 1, 5 e 10 Hz (Canestrari *et al.*, 2015; Ge *et al.*, 2015; Safavizadeh, 2015). Frequências menores simulam a passagem de veículos em baixas velocidades, fazendo com que carga seja aplicada sobre o material por mais tempo em cada ciclo, levando a um maior acúmulo de dano por fadiga.

Nos ensaios com carga cíclica, o pulso de carga pode ser aplicado no formato *haversine* ou sinusoidal. A Figura 2.4 ilustra que, na forma de onda *haversine*, a curva aumenta até um pico e retorna ao deslocamento zero, sem atingir valores negativos, enquanto a curva sinusoidal aumenta e diminui continuamente, oscilando entre valores positivos e negativos de deslocamento. Apesar das diferenças existentes entre as formas de onda, em um amplo estudo realizado por Mateo *et al.* (2021), em que prismas de concreto asfáltico foram submetidas à ensaios de flexão em quatro pontos com pulsos em ambos formatos, concluiu que as duas

formas de aplicação de carga levaram às mesmas curvas de degradação de vida de fadiga e rigidez, sendo ambos igualmente recomendados.

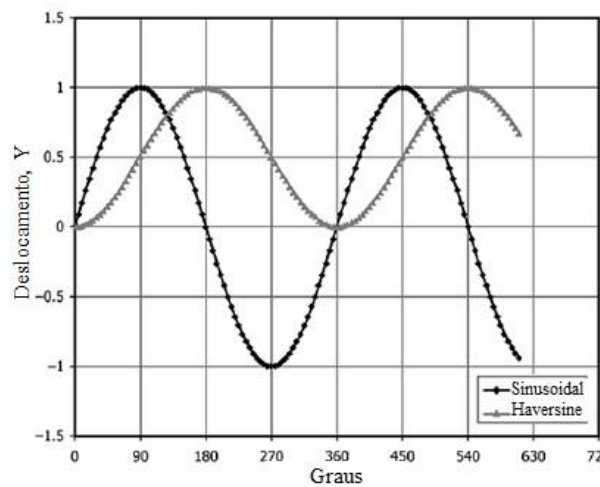


Figura 2.4 – Formatos de pulsos de carga (Adaptado de ASTM D7460, 2010).

2.1.1.2 Critérios de falha por fadiga

Como o objetivo principal do ensaio de fadiga é medir o desempenho do corpo de prova frente às solicitações de carregamento até a sua falha, uma definição precisa deve ser considerada para a obtenção correta deste parâmetro. Convencionalmente, a literatura apresenta critérios de falha baseados na redução da rigidez inicial. Para ensaios realizados no modo de deformação controlada, as normas europeia EN 12697-24 (CEN, 2018) e americana ASTM D7460-10 (ASTM, 2019), indicam que a falha é determinada pela redução de 50% da rigidez, enquanto Rowe (1993), indica, para ensaios no modo de tensão controlada, a redução de 90% da rigidez inicial.

Um critério considerando o ângulo de fase também foi estabelecido para a determinação da falha por fadiga. Por ser um material com comportamento viscoelástico, a mistura asfáltica, quando submetida ao carregamento cíclico, apresenta uma defasagem entre a deformação e a tensão em um ângulo, denominado como ângulo de fase Findley *et al.* (2013). Neste caso, um critério de falha é estabelecido pelo número de ciclos que causa um declínio acentuado no ângulo de fase. Essa abordagem, de acordo com Sudarsanan e Kim (2022), é considerada mais confiável devido sua fundamentação teórica, em relação ao critério convencional baseado na rigidez do material.

Al-Khateeb e Shenoy (2004), propuseram um critério de falha baseado na variação das respostas de tensão e deformação. Nessa abordagem, a falha se inicia quando é identificada uma distorção na forma elíptica inicial do loop de histerese tensão-deformação. Após essa distorção inicial, uma mudança mais significativa é observada, indicando a falha final por fadiga. Considerando um ensaio com deformação controlada, o R^2 pode ser empregado para calcular a relação entre os sinais de tensão para ciclos consecutivos com referência ao primeiro ciclo ou, em um ensaio controlado por tensão, a relação entre os sinais de deformação, onde a falha é determinada pela queda acentuada do valor de R^2 .

Critérios de falha baseados na energia dissipada ao longo dos ensaios de fadiga também foram propostos na literatura. Pronk e Hopman (1991) estabeleceram uma relação entre a energia dissipada e o número de ciclos de carga, conforme apresentado na equação 2.1, definindo dois critérios distintos. O primeiro, aplicável a ensaios conduzidos no modo de deformação controlada, baseia-se na intersecção das retas tangentes à curva razão de energia dissipada em função do número de ciclos. Já para ensaios realizados sob tensão controlada, o critério considera o ponto de perda da linearidade dessa mesma relação. No entanto, essas abordagens apresentam limitações, uma vez que a identificação dos pontos de interesse pode ser subjetiva e suscetível a variações entre diferentes usuários (Sudarsanan e Kim, 2022).

$$W_n = \frac{N * w_0}{w_n} \quad (2.1)$$

Sendo W_n a razão de energia dissipada, N é o número de ciclos, w_0 a energia dissipada no primeiro ciclo w_n a energia dissipada no n -ésimo ciclo.

A partir da razão de energia dissipada, Rowe e Bouldin (2000) definiram um novo critério de falha, considerando os cálculos apresentados nas expressões 2.2 e 2.3 para ensaios realizados nos modos de deformação e tensão controlada, respectivamente. A falha é definida como sendo o valor de pico da curva razão de energia reduzida e o número de ciclos de carga.

$$R_n^\varepsilon = \frac{N_n}{S_n} \quad (2.2)$$

$$R_n^\sigma = N_n * S_n \quad (2.3)$$

Sendo R_n^ε a razão de energia reduzida no ensaio de deformação controlada, R_n^σ a razão de energia reduzida no ensaio de tensão controlada, N_n é o número de ciclos no n-ésimo ciclo e S_n é a rigidez no n-ésimo ciclo.

Um critério similar é indicado nos normas americanas ASTM D7460-10 (2010) e ASTM D8237-21 (2021a) para ensaios de flexão em quatro pontos, em que a falha é definida como o pico da curva rigidez normalizada em função do número de ciclos normalizados, calculada pela equação 2.4.

$$NM = \frac{S_i * N_i}{S_0 * N_0} \quad (2.4)$$

Sendo NM a rigidez normalizada, S_i é a rigidez no ciclo i , N_i o ciclo i , S_0 a rigidez inicial (aproximadamente no ciclo 50) e N_0 o ciclo inicial.

Orešković *et al.* (2024) e Virgili *et al.* (2009), utilizaram um critério de falha para analisar corpos de prova com a presença de reforços entre as camadas asfálticas, uma vez que as abordagens normalmente empregadas nos sistemas convencionais podem não ser adequadas para analisar o pavimento reforçado. Os autores empregaram uma abordagem denominada de ponto de flexão simplificado (*Simplified Flex point* - SFP) que considera o ponto de inflexão da curva de amplitude de deflexão em função do número de ciclos, resultante de ensaios de flexão em quatro pontos. O critério empregado permitiu a avaliação da eficiência do reforço, sendo necessário mais estudos para aprofundar a aplicabilidade da abordagem.

2.2 Restauração de pavimentos flexíveis

Uma das principais técnicas de reabilitação da camada deteriorada, é a sobreposição da mesma por uma nova camada de revestimento asfáltico. No entanto, uma grande limitação na vida útil desse novo pavimento é a propagação das trincas existentes da antiga para a nova camada. De acordo com Lytton (1989), após a reabilitação de um pavimento flexível, há inúmeros casos de novas camadas asfálticas que apresentam fissuras similares as que estavam presentes na camada A Figura 2.5 mostra que este tipo de falha está associado a duas principais causas: carga da roda e variações de temperatura (KhodaiI *et al.*, 2009). Devido as descontinuidades originadas pelas fissuras na camada antiga, o novo pavimento sofre uma perda de rigidez à flexão, levando a uma concentração de tensões conforme a passagem das rodas dos veículos sob a camada acima da fissura, de tal forma que quando as solicitações superam a

resistência à fratura, inicia-se a propagação das fissuras até a nova camada (De Bondt, 2000). Já as variações de temperatura, promovem movimentos de contração na camada deteriorada que geram tensões de tração concentradas na camada acima da fissura (Kim e Buttlar, 2002).

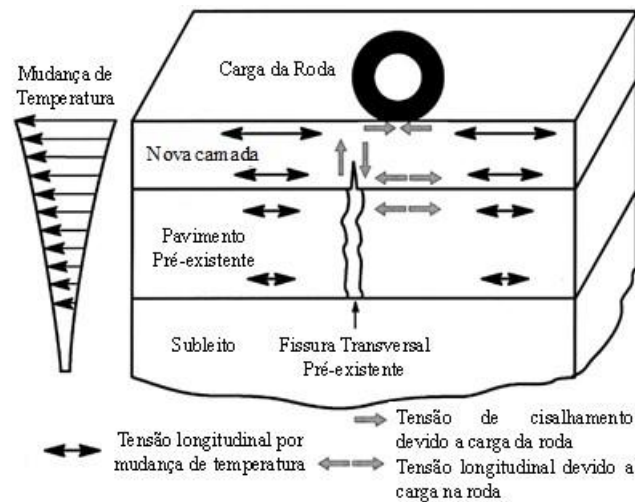


Figura 2.5 – Causas da fissura reflexiva (Adaptado de Kim e Buttlar, 2002).

A Figura 2.6 mostra que, quando um corpo fissurado é submetido a algum tipo de carga, a Mecânica da Fratura Elástica descreve três diferentes modos de carregamento da fissura: o Modo I, no qual um carregamento é aplicado normal ao plano, levando à abertura da fissura; o Modo II, quando uma carga de cisalhamento é aplicada ao plano, gerando o deslizamento entre as faces da trinca; e o Modo III, correspondente a um carregamento cisalhante fora do plano. Em um sistema fissurado carregado, pode ser observado a ocorrência de um modo de carregamento ou uma combinação deles (Anderson e Anderson, 2005; Sun e Jin, 2011).

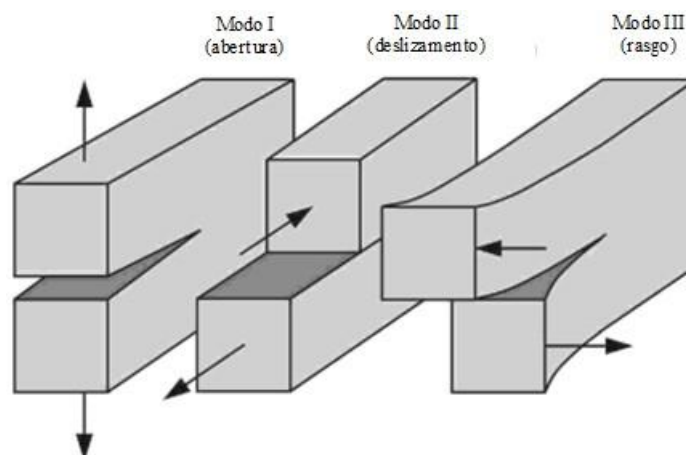


Figura 2.6 – Modos de Carregamento (Adaptado de Anderson e Anderson, 2005).

De acordo com Mecholsky Jr (1995), quando se trata de materiais unidos submetidos a esforços de tração, a trinca pré-existente tende a sofrer, na maioria das vezes, uma combinação dos Modos I e II. Nithin *et al.* (2015) destacaram que as deformações horizontais provenientes das solicitações de tráfego e das variações de temperatura podem levar a ocorrências de fratura do Modo I, enquanto o carregamento vertical cisalhante resulta no Modo II. Como a estrutura do pavimento geralmente está sujeita a ambas as solicitações, as trincas reflexivas costumam estar associadas a uma combinação dos Modos I e II. Movimentos laterais entre as camadas podem levar a fraturas do Modo III, mas esse comportamento raramente é observado entre camadas de pavimento.

No processo de fissuração do pavimento existem duas fases que podem ser observadas para melhor compreender a ocorrência da falha: a iniciação e a propagação da trinca (Uzan, 1997). Considerando essas fases, Elseifi e Al-Qadi (2004) desenvolveram um modelo de projeto simplificado para prever a vida útil de pavimentos asfálticos reabilitados, considerando os princípios da Mecânica da Fratura. Na primeira fase, inicia-se a formação microfissuras, que com o aumento das solicitações, dão origem às macrofissuras, essa fase é determinada pelo número de ciclos de carga para originar uma zona visível de danos na parte inferior da nova camada, que pode ser obtida por meio da lei de fadiga proposta por Belgium Road Research Center (1998), apresentada na equação 2.5.

$$N = 4,856 \times 10^{-14} \times \gamma_{zx}^{-4,76} \quad (2.5)$$

Sendo N denominado como o número de ciclos antes do início da trinca e γ_{zx} a tensão de cisalhamento 10 mm acima da trinca existente.

Na fase de propagação, a Lei de Paris (Paris e Erdogan, 1963) pode ser empregada para prever a taxa de crescimento da trinca na nova camada, conforme a equação 2.6.

$$\frac{dc}{dN} = A \times (\Delta K)^n \quad (2.6)$$

Sendo c o comprimento da trinca; N o número de ciclos de carga; dc / dN a velocidade de trincamento; A e n , parâmetros de fratura do material e; ΔK o fator de intensidade de tensão.

Com isso, o número de ciclos de carga (N) para que a trinca se propague por uma camada de espessura h , pode ser obtida por meio da integração em 2.7.

$$N = \int_0^h \frac{dc}{A \times (\Delta K)^n} \quad (2.7)$$

Como não há uma definição exata do fator de intensidade de tensão, os autores (Elseifi e Al-Qadi, 2004) realizaram uma análise de regressão, dependente da rigidez das camadas e da resistência à propagação das trincas da mistura, a fim de determinar o parâmetro em função do comprimento da fissura (c). Dessa forma, o número de ciclos de carga antes que a trinca se propague para a superfície do pavimento é definido pela equação 2.8. Neste caso, o estágio de falha final não é considerado, devido à instabilidade global do sistema, sendo este estágio alcançado quando a ponta da trinca está a 12,7 mm da superfície do pavimento.

$$N_{total} = N_{iniciação} + N_{propagação} \quad (2.8)$$

Sendo N_{total} o número de ciclos para que a trinca esteja a 12,7 mm da superfície do pavimento; $N_{iniciação}$ o número de ciclos para que a trinca se inicie na parte inferior da nova camada e; $N_{propagação}$ o número de ciclos para que a trinca se propague da camada inferior para a nova camada, até 12,7 mm da superfície do pavimento.

E apesar dessa análise ser eficaz para a previsão da vida útil do pavimento reabilitado frente a propagação das trincas reflexivas, seu desenvolvimento é complexo, levando ao desenvolvimento da equação 2.9, que permite uma análise mais simplificada do problema.

$$\text{Log } W_{t80} = aH_{NC} + bE_{NC} + cH_{AC} + dE_{AC} + eH_{base} + fE_{base} + gE_{suleito} \quad (2.9)$$

Sendo W_{t80} o número total de aplicações de carga de eixo único de 80 kN; a, b, c, d, e, f e g , constantes de regressão; H_{NC} a espessura da nova camada asfáltica; E_{NC} o módulo de resiliência da nova camada asfáltica; H_{AC} a espessura da antiga camada asfáltica; E_{AC} o módulo de resiliência da antiga camada asfáltica; H_{base} a espessura da camada de base; E_{base} o módulo de resiliência camada de base e; $E_{suleito}$ o módulo de resiliência do subleito.

E apesar de existirem diversas metodologias de previsão de vida útil e projeto de reabilitação de pavimentos, devido à complexidade do fenômeno de reflexão das trincas, que está associada a diversos fatores, ainda não foi possível propor uma solução que assegure a prevenção completa dessa falha (Khodaii *et al.*, 2009). Dessa forma, o retardamento do

progresso da propagação da trinca tem sido a melhor estratégia para garantir o desempenho e a vida útil do pavimento.

Nas últimas décadas, diversos estudos foram realizados para avaliar o pavimento, principalmente quanto à propagação de trincas, apontando a incorporação de geossintéticos entre camadas de revestimentos asfálticos como uma técnica eficiente para absorver as tensões mobilizadas durante o carregamento e mitigar os danos causados pela passagem do tráfego (Chang *et al.*, 1999; Ling e Liu, 2001; Montestruque *et al.*, 2004; Sobhan e Tandon, 2008; Khodaii *et al.*, 2009; Zamora-Barraza *et al.*, 2011; Correia e Zornberg, 2016; Safavizadeh, 2015; Obando-Ante e Palmeira, 2015; Kumar e Saride, 2017; Kumar *et al.*, 2021; Spadoni *et al.*, 2021; Roodi *et al.*, 2023).

No entanto, a existência de inúmeros produtos geossintéticos com diferentes propriedades físicas e mecânicas bem como a inexistência de normas e regulamentações de projeto, dificulta a escolha do material de reforço mais adequado para cada situação. Graziani *et al.*, (2014) destaca que atualmente, a escolha do geossintético em obras de reabilitação de pavimentos asfálticos deteriorados baseia-se em critérios empíricos ou de resultados de ensaios laboratoriais que não consideram todos os aspectos do material.

2.3 Geossintéticos na mitigação de trincas reflexivas

A instalação de um geossintético devidamente especificado entre uma nova camada de revestimento asfáltico e uma camada deteriorada, em obras de reabilitação ou manutenção de pavimentos, previne, reduz e mitiga a ocorrência de trincas reflexivas (Austin e Gilchrist, 1996; Khodaii *et al.*, 2009; Kumar *et al.*, 2022; Lytton, 1989; Safavizadeh, 2015). Para isso, soluções que empregam técnicas com geossintéticos, como em todo projeto, devem ser cuidadosamente analisadas, de forma a identificar a possível aplicação do material bem como especificar o geossintético mais adequado, conforme descrito por Shahkolahi e Singh (2023), que destacam um melhor desempenho do geossintético frente a trincas de baixa e média severidade ocasionadas por problemas de fadiga, em contrapartida a problemas originados no subleito, onde essa aplicação do reforço pode não ser uma solução.

Analisar a atuação do geossintético na mitigação de trincas reflexivas é essencial para definir de forma mais adequada os parâmetros de um projeto de reabilitação de pavimento. Nessa aplicação, os principais mecanismos observados são o de desenvolvimento de esforços

de tração e a alívio de tensões (Zornberg, 2017). A Figura 2.7 apresenta a atuação do geossintético ao ser instalado entre as camadas de revestimento asfáltico do pavimento.

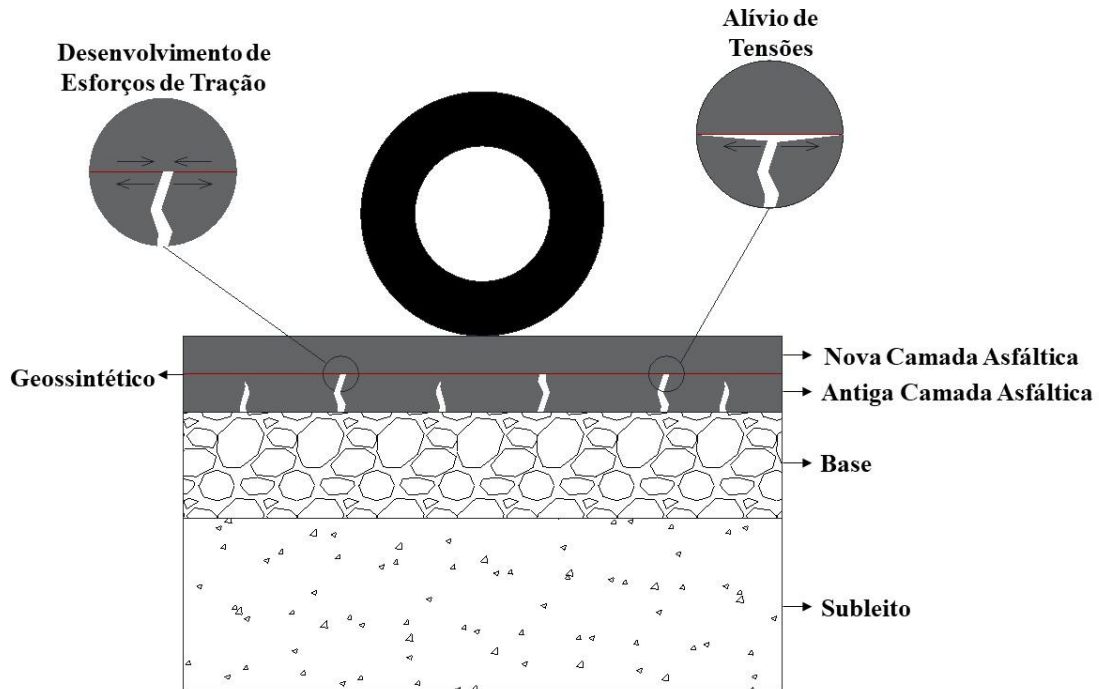


Figura 2.7 – Mecanismos de atuação do geossintético na mitigação da reflexão das trincas (Autora, 2026).

A Figura 2.9 mostra que, conforme descrito por Kumar *et al.* (2023), o mecanismo de desenvolvimento de esforços de tração decorre da redistribuição das tensões de tração no interior do revestimento asfáltico, mantendo simultaneamente o confinamento da camada asfáltica existente. Por outro lado, o mecanismo de alívio de tensões ocorre por meio do desenvolvimento de deformações horizontais, levando a um descolamento controlado na interface entre a camada asfáltica existente e a nova camada de revestimento. Dessa forma, a propagação das trincas é interceptada por esse descolamento controlado, sendo assim minimizada.

Shahkolahi e Singh (2023) destacam que diferentes características físicas e mecânicas dos geossintéticos podem influenciar na função do material na estrutura do pavimento. Em um detalhado estudo, descreveram que os geossintéticos para aplicação em camadas asfálticas podem ser categorizados como geotêxteis (tecidos ou não tecidos), geogrelhas, geocompostos com geotêxtil de baixa espessura (geogrelha com suporte de geotêxtil tecido de baixa espessura), geocompostos com geotêxtil espesso (geogrelha com geotêxtil espesso, não tecido ou tecido) e geotêxteis reforçados. Produtos geotêxteis não tecidos ou geocompostos com cobertura de betume e alta espessura, tendem a ser mais eficazes na função de alívio de tensões,

uma vez que agem como um amortecedor das cargas sobre o pavimento, minimizando as tensões na região da trinca. A impregnação destes materiais com betume proporciona também que atuem como barreiras hidráulicas, ao reduzir a permeabilidade da estrutura pela presença do betume. O mecanismo de desenvolvimento de esforços de tração, por fim, é associado as geogrelhas, geocompostos (geogrelha e geotêxtil) e geotêxteis reforçados que, por possuírem maior resistência à tração, atuam na redução das deformações superficiais, mitigação das trincas reflexivas e no aumento da vida de fadiga. A Figura 2.8 apresenta diferentes tipos de reforço de revestimento asfáltico.

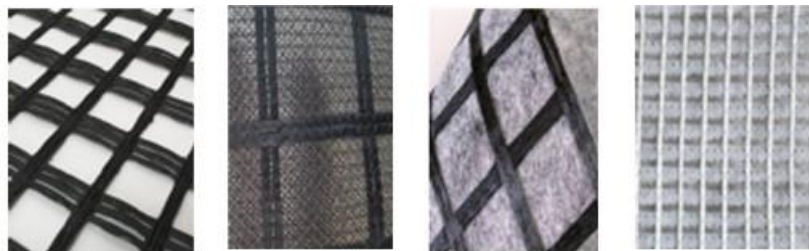


Figura 2.8 – Tipos de geossintéticos para concreto asfáltico (Shahkolahi e Singh, 2023).

A composição dos geossintéticos é também um fator fundamental para compreender o comportamento desses materiais em suas diversas aplicações. A escolha dos componentes constituintes, tais como polímeros sintéticos, fibras naturais ou sintéticas, e aditivos, influencia diretamente as propriedades físicas e mecânicas do geossintético, incluindo sua resistência à tração, flexibilidade, durabilidade e interação com a estrutura em que está inserido. As principais matérias primas para a produção de geossintéticos com aplicação na pavimentação são a fibra de vidro, poliéster (PET), polipropileno (PP) e álcool polivinílico (PVA), que influenciam, de modo especial, no ponto de fusão e na resistência à tração e deformação do material. Como o PP possui um ponto de fusão baixo, cerca de 160°C, deve-se atentar à temperatura de trabalho com o material, sendo mais adequado para aplicações com misturas asfálticas frias ou inferiores à temperatura de fusão. Geossintéticos de fibra de vidro, PET e PVA se adequam bem a aplicações com misturas asfálticas quentes, uma vez que possuem altos valores de ponto de fusão: 800 °C, 260 °C, 200 °C, respectivamente. Quanto ao comportamento de resistência à tração e deformação, geossintéticos constituídos de fibra de vidro apresentam deformação na ruptura de cerca de 3%, enquanto os poliméricos entre 10% e 16%. Isso confere maior rigidez aos materiais compostos de fibra de vidro, que apresentam maiores valores de resistência em baixas deformações, enquanto o PET, o PP e o PVA permitem maiores

deslocamentos até a ruptura (Shahkolahi e Singh, 2023). A Figura 2.9 apresenta o comportamento típico de resistência à tração pela deformação para diferentes materiais.

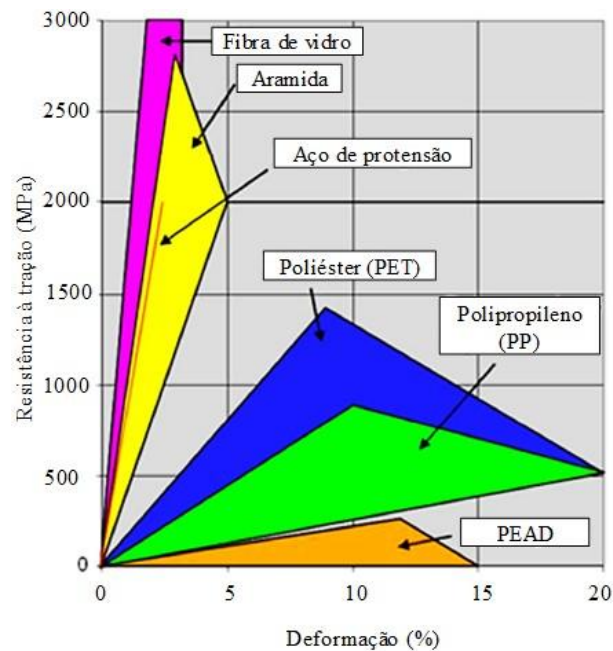


Figura 2.9 – Comportamento típico de resistência à tração pela deformação de diferentes materiais (Adaptado de Southern African Bitumen Association, 2005).

2.3.1 Desempenho de sistemas reforçados

A seleção adequada de um geossintético para controlar a reflexão de trincas é uma tarefa complexa devido as diferentes variáveis que influenciam sua atuação. Cada projeto requer um desempenho, onde um mesmo material pode se mostrar mais ou menos adequado. Nas últimas décadas, pesquisas vêm sendo realizadas para avaliar os diversos parâmetros apresentados acima.

Chang *et al.* (1999) realizaram ensaios de fadiga em primas de concreto asfáltico com e sem a presença de reforço, sendo empregados três diferentes geossintéticos, duas geogrelhas de fibra de vidro com valores de resistência à tração de 100 kN/m e 200 kN/m, e uma geogrelha de polietileno de alta densidade (PEAD) com resistência de 25 kN/m. Os ensaios foram realizados na temperatura de 30 °C, em corpos de prova com seção transversal de 76,2 x 76,2 mm e 508 mm de comprimento, com o reforço localizado a um terço da base. A Figura 2.10 apresenta um esquema do ensaio e o gráfico de fator de melhoria dos corpos de prova reforçados em relação ao controle.

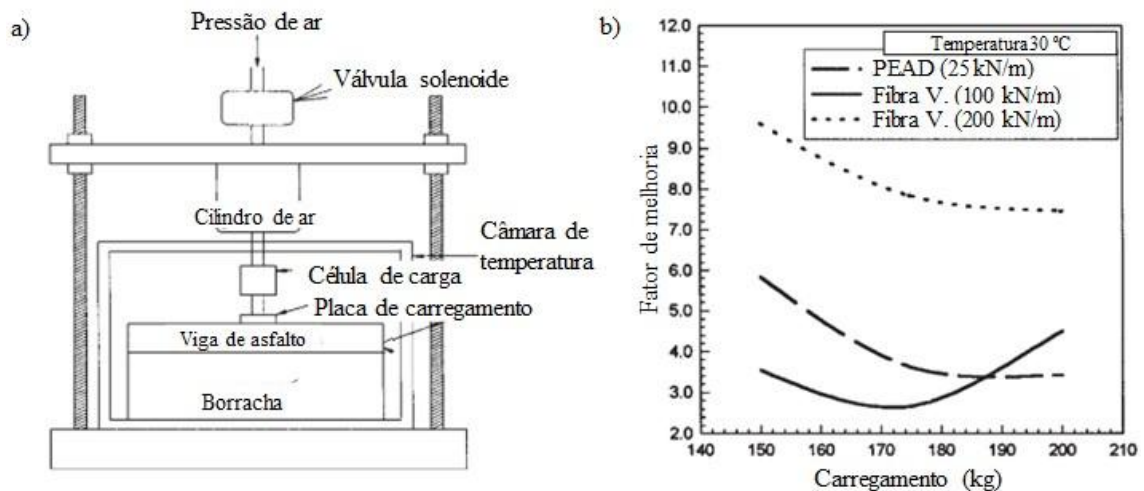


Figura 2.10 – Ensaio de fadiga: a) configuração do ensaio; b) curva resultante de fator de melhoria (Adaptado de Chang *et al.*, 1999).

Os resultados apresentaram um fator de melhoria de 3 a 5 vezes para a geogrelha de fibra de vidro com resistência de 100 kN/m em relação ao prisma não reforçado, o mesmo ocorreu para a geogrelha de PEAD, enquanto para a geogrelha de fibra de vidro de 200 kN/m, a vida de fadiga mostrou-se 5 a 9 vezes superior ao sistema controle. Os autores destacaram que embora a geogrelha de 100 kN/m tenha uma resistência superior à geogrelha de PEAD, seus filamentos não são espessos, o que pode ter levado a sofrer danos pelos agregados da mistura.

Sanders (2001) realizou uma série de ensaios de flexão em quatro pontos sob carregamento cíclico para a análise da reflexão de trincas em seções de pavimentos asfálticos reforçados com diferentes geossintéticos. Os ensaios foram realizados na temperatura de 20°C, em prismas de 400(c) x 200(l) x 120(h) mm, com um pré-trinca no centro inferior do corpo de prova de 10 mm de altura e 4 mm de espessura e interface localizada a um terço da base. A Figura 2.11 apresenta o gráfico de crescimento da trinca em função do número de ciclos para os sistemas controle e reforçado.

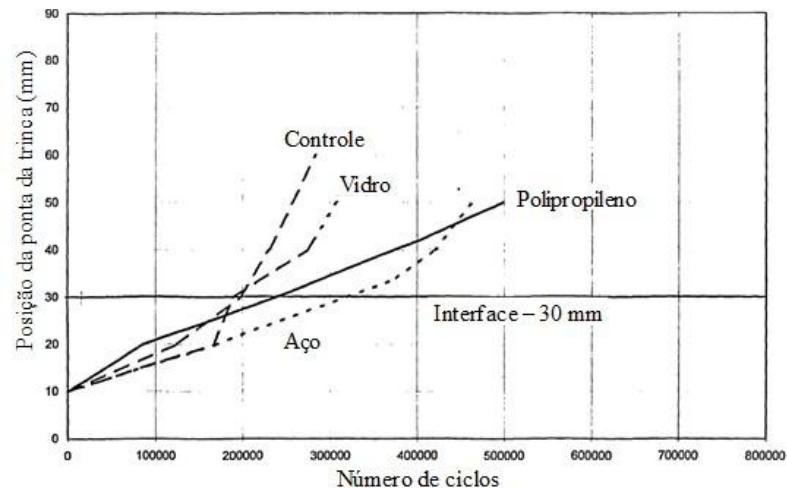


Figura 2.11 – Curva resultante de crescimento da trinca em função do número de ciclos (Adaptado de Sanders, 2001).

Os resultados apontaram, para o prisma controle, uma taxa entre 2 e 3 vezes mais rápida que as amostras reforçadas com aço e PP e entre um terço e 1,4 vezes em relação ao prisma com reforço de fibra de vidro. A Figura 2.12 apresenta o padrão de fissuração, o qual variou para cada configuração de interface, sendo que os prismas controle e reforçados com geogrelhas apresentaram tendência de propagação vertical das trincas, enquanto nos prismas reforçados com geocompostos as trincas tenderam a se desviar no sentido horizontal, na interface entre as camadas, variando o mecanismo de atuação dos reforços.

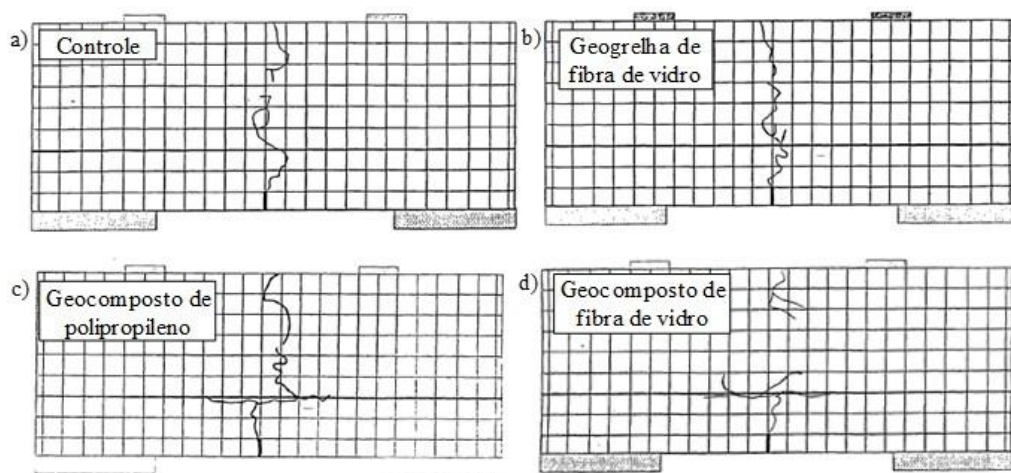


Figura 2.12 – Modos de propagação da trinca para diferentes condições de interface (Adaptado de Sanders, 2001).

Zamora-Barraza *et al.* (2011), analisaram o desempenho, quanto à reflexão de trincas, de revestimentos asfálticos reforçados com cinco diferentes geossintéticos, sendo uma geogrelha de PET com geotêxtil não tecido ultraleve com resistência de 50 kN/m (P-1), uma

geogrelha de PET de 50 kN/m (P-2), uma geogrelha de fibra de vidro de 100 kN/m (P-3) e dois geotêxteis não tecidos com fibras de PP, de 9 kN/m (P-4) e 8 kN/m (P-5) e uma membrana de absorção de tensão (P-6). Através de ensaios dinâmicos realizados na temperatura de 5 °C, em corpos de prova de dupla camada, com dimensões de 305(c) x 305(l) x 60(h) mm. A Figura 2.13 apresenta a amplitude da trinca em função do número de ciclos para cada condição analisada. Os autores concluíram que as geogrelhas apresentaram um desempenho de no mínimo, 4 vezes superior as demais configurações analisadas. O sistema reforçado pela geogrelha de fibra de vidro, suportou de 1,5 a 3 vezes mais ciclos de carregamento que as demais geogrelhas. O aumento da rigidez a tração resultou em um melhor desempenho do sistema reforçado.

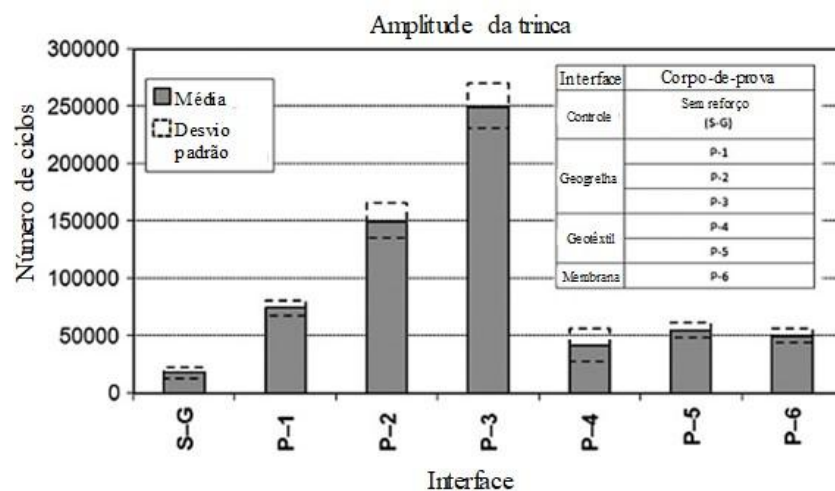


Figura 2.13 – Amplitude da trinca em função do número de ciclos (Adaptado de Zamora-Barraza *et al.*, 2011).

Obando-Ante e Palmeira (2015), realizaram uma investigação laboratorial por meio de ensaios cíclicos em prismas de dupla camada com dimensões de 200(c) x 100(l) x 25(h) mm. Para tanto, foram analisados três diferentes geossintéticos e uma tela metálica, sendo um geocomposto de PET com resistência à tração de 38/34 kN/m e abertura de malha de 40x40 mm (G1), duas geogrelhas de PET, de 128/48 kN/m (G3) e 55/43 kN/m (G4), ambas com abertura de malha de 20x20 mm, e uma tela metálica fabricada com fios de aço galvanizado, de 49/49 kN/m e abertura de 20x20 mm (G2). A Figura 2.14 apresenta os reforços empregados neste estudo e o gráfico de eficiência de cada condição analisada.

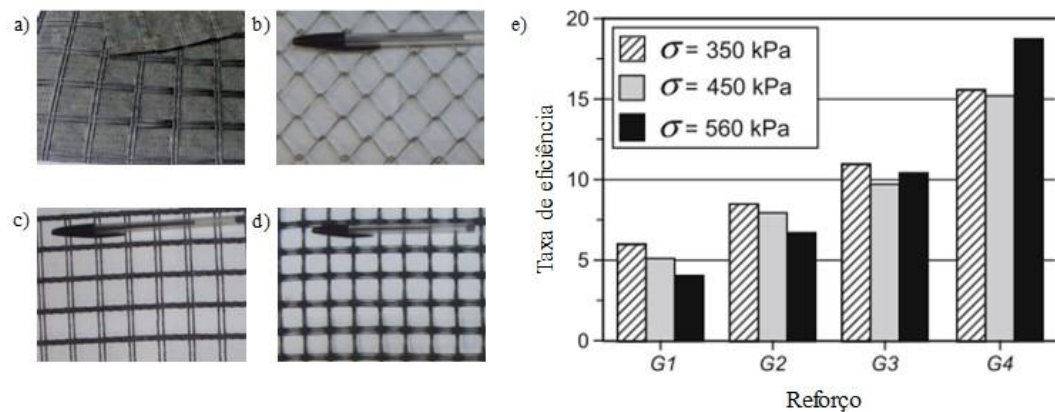


Figura 2.14 – Investigação de interfaces reforçadas: a) G1; b) G2; c) G3; d) G4; e) gráfico da taxa de eficiência de cada reforço analisado (Adaptado de Obando-Ante e Palmeira, 2015).

A presença dos reforços aumentou de 4 a 18,8 vezes a aplicação de carga em relação ao controle, sendo o sistema reforçado com o geocomposto o menos eficaz entre os geossintéticos estudados, o que, segundo os autores, pode estar relacionado à sua menor rigidez à tração e maior abertura de malha, quando comparado com os demais reforços.

Norambuena-Contreras e Gonzalez-Torre (2015) estudaram a reflexão de trincas por meio de ensaios cíclicos de baixa frequência em corpos de prova prismáticos de 410(c) x 260(l) x 100(h) mm, com uma pré-trinca no centro inferior de 45 mm de altura e interface posicionada no centro do prisma. Foram considerados oito diferentes geossintéticos, sendo um geotêxtil não tecido de PP (G1), um geotêxtil não tecido de PP reforçado com filamentos de fibra de vidro (G2), uma geogrelha de PET ligada a um geotêxtil leve não tecido de PP (G3), uma geogrelha de PVA ligada a um geotêxtil leve não tecido de PP (G4), uma geogrelha rígida de PP ligada a um geotêxtil tecido de PP/PET (G5), duas geogrelhas de fibra de vidro cobertas com uma resina epóxi ligada a um geotêxtil leve não tecido de PET (G6, G7) e uma geogrelha de fibra de vidro-carbono coberta com um betume (G8). A Figura 2.15 apresenta a abertura da trinca em função do número de ciclos para os corpos de prova com e sem a presença dos reforços.

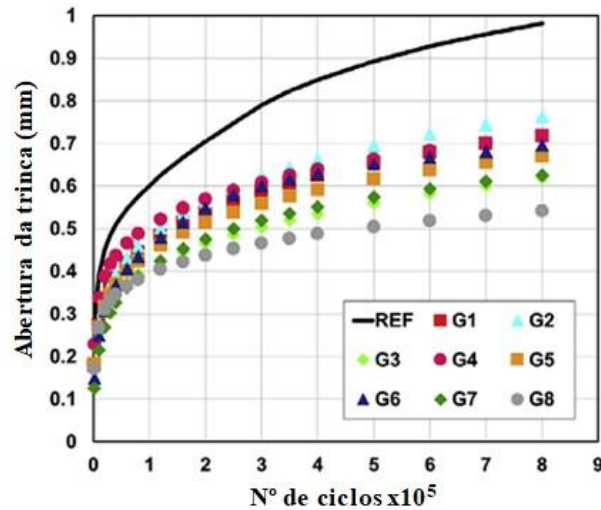


Figura 2.15 – Abertura da trinca em função do número de ciclos (Adaptado de Norambuena-Contreras e Gonzalez-Torre, 2015).

Com os resultados, os autores, ao contrário do observado em outros estudos, concluíram que a mitigação da reflexão das trincas pelos geossintéticos é dependente da resistência à deterioração dos mesmos quanto à instalação e realização dos ensaios dinâmicos e não da rigidez do material de reforço, uma vez que os geossintéticos com características semelhantes não apresentaram um comportamento padrão, onde alguns reforços com baixa e média resistência foram tão eficazes quanto geossintéticos com alta resistência e vice versa.

Tam *et al.* (2020) realizaram ensaios de fadiga do tipo Overlay, em que é induzido um movimento de deslocamento perpendicular ao eixo de propagação da trinca, provocando a abertura e o fechamento da fissura. Neste estudo foram empregados cinco diferentes geossintéticos, sendo uma geogrelha de fibra de vidro com resistência à tração de 50 kN/m (biaxial) (FG1), uma geogrelha de fibra de vidro apoiada em um filme de polietileno (PE), de 60 kN/m (biaxial) (FG2), uma geogrelha de fibra de vidro coberta com betume e areia, fixada em um filme de EVA, com resistência de 50 kN/m (biaxial) (FG3), uma geogrelha de fibra de vidro coberta com betume e areia, fixada em um filme de PP, com resistência de 50 kN/m (biaxial) (FG4) e uma geogrelha de fibra de vidro e fibra de carbono coberta com betume e areia, com resistência de 50 x 80 kN/m (longitudinal x transversal) (FG5). Além disso, foram consideradas duas diferentes misturas asfálticas (M1 e M2), para a confecção de corpos de prova de dupla camada de 150(c) x 75(l) x 60(h) mm, com uma pré-trinca no centro inferior de 12,5 mm. A Figura 2.16 apresenta o número de ciclos resultante para cada combinação analisada.

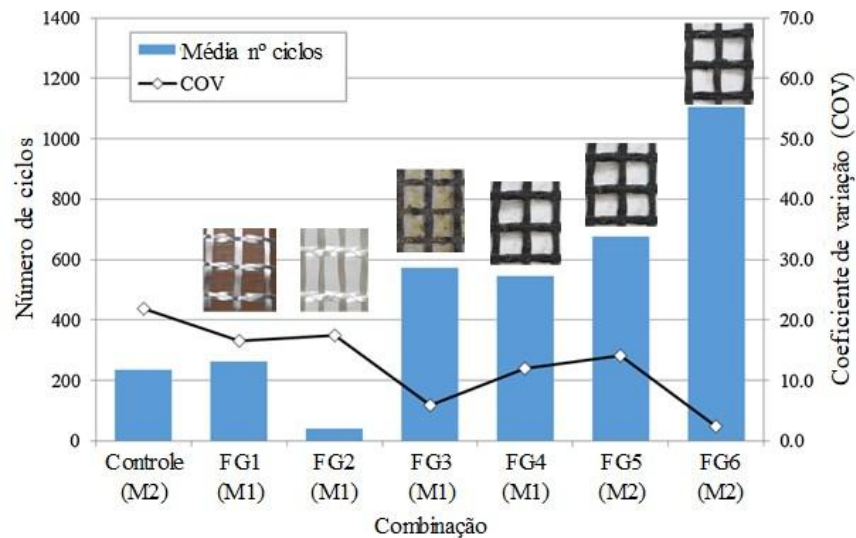


Figura 2.16 – Número de ciclos para cada combinação em análises (Adaptado de Tam *et al.*, 2020).

Os resultados indicaram uma tendência de aumento da vida de fadiga das amostras reforçadas, com destaque para o reforço de fibra de carbono, que possui a maior resistência à tração. Entretanto, a amostra reforçada com a geogrelha de fibra de vidro apoiada em um filme de PE (FG2), apresentou um desempenho inferior a todas as amostras analisadas, inclusive à controle, o que pode ser atribuído ao filme de PE, que normalmente degrada a uma temperatura de 110 °C, no entanto, a amostra foi resfriada à temperatura ambiente, o que pode ter evitado a quebra do filme durante a compactação, impedindo o intertravamento dos agregados e levando a uma fraca aderência entre as camadas.

Jaskula *et al.* (2021) investigaram o desempenho de prismas reforçados por meio de ensaios de fadiga por flexão em quatro pontos. As amostras foram reforçadas com dois geocompostos constituídos por uma geogrelha de PP ligada a um geotêxtil não tecido de PP, diferenciando-se pela abertura da geogrelha, sendo uma quadrada e a outra hexagonal. Os ensaios foram realizados na temperatura de 13 °C, em corpos de prova de 850(c) x 170(l) x 100(h) mm, com a interface posicionada a um terço da base. A Figura 2.17 apresenta os resultados obtidos na pesquisa.

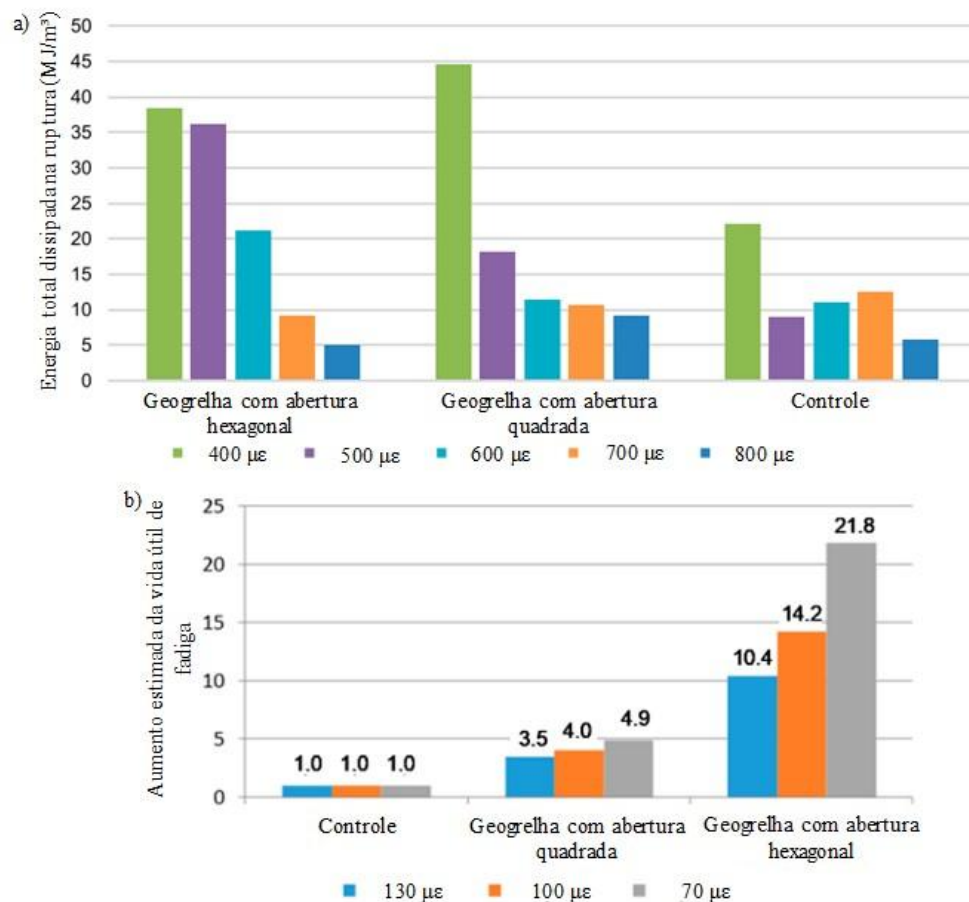


Figura 2.17 – Resultados da pesquisa para cada condição analisada: a) gráfico de energia total dissipada; b) gráfico do aumento da estimado da vida de fadiga (Adaptado de Jaskula *et al.*, 2021).

Os resultados indicaram uma maior vida de fadiga para os sistemas reforçados, que apresentaram uma maior dissipação de energia em comparação ao controle (Figura 2.17 a). Com base nos modelos de fadiga criados a partir dos resultados dos ensaios, os sistemas com reforço hexagonal atingiram uma vida de fadiga de 10 a 22 vezes maior que os sistemas sem reforço, enquanto a abertura quadrada alcançou valores superiores na ordem de 3 a 5 vezes (Figura 2.17 b). Além disso, com base nas curvas de fadiga, obteve-se as tensões críticas em um milhão de ciclos (ϵ_6), que caracteriza a resistência à fadiga de uma mistura asfáltica no método francês de projeto de pavimentos. Com isso, os sistemas foram classificados pela resistência à fadiga com base na deformação crítica, que resultou em uma menor resistência para os corpos de prova sem reforço, enquanto os reforçados com a geogrelha quadrada resultou em um aumento de 25%, e com geogrelha hexagonal de 40%.

Kumar *et al.*, (2023), construíram um segmento experimental de campo durante a reabilitação da Rodovia Estadual do Texas. Uma seção sem reforço e duas seções reforçadas

com geocomposto de PET e de fibra de vidro foram monitoradas com sensores de deformação instalados na metade da profundidade da camada asfáltica pré-existente, para medir as deformações de tração. Carregamentos de tráfego controlado foram aplicados diretamente sobre os sensores de deformação do tipo H gauge instalados. As deformações de tração registradas na seção não reforçada foram significativamente superiores em comparação às seções com o reforço, indicando um aumento da capacidade estrutural do pavimento. Entre as duas seções reforçadas, as deformações de tração foram menores para a seção reforçada com o geocomposto de PET, o que foi atribuído pelos autores às propriedades de resistência à tração, rigidez à tração e aderência de interface. De maneira especial, o estudo apontou a menor rigidez à tração do reforço como um benefício, ao tornar a camada asfáltica mais dúctil e mais resistente às condições superficiais pré-existentes, como oxidação e fresagem, bem como a danos durante a instalação e construção, em contrapartida ao geocomposto de fibra de vidro, que por ser mais rígido, é mais frágil e menos resistente a esses danos.

Com base nesses estudos da literatura, entre as propriedades do reforço, a rigidez à tração influencia significativamente no desempenho das camadas asfálticas reforçadas. Tem-se observado, em muitos casos, que materiais com maior rigidez tendem a apresentar um desempenho superior, contribuindo para o aumento da vida de fadiga e na mitigação de trincas reflexivas. No entanto, esse comportamento somente foi observado quando foi realizada a correta instalação do material de reforço, sem que ocorressem danos durante o processo de instalação, bem como nos casos em que a aderência entre as camadas reforçadas foi garantida. Os materiais menos rígidos, por sua vez, por serem menos suscetíveis aos danos de instalação, levaram a resultados mais eficientes em alguns estudos, ao manter a integridade do reforço.

2.3.2 Instalação e especificações

Em uma recente pesquisa realizada por Kumar *et al.* (2023) foram descritos os procedimentos de instalação de reforços geossintéticos empregados em seções experimentais construídas em uma rodovia estadual do Texas. A Figura 2.18 apresenta os danos causados durante a instalação incorreta de geossintéticos, que podem comprometer a atuação do material e invalidar o seu emprego na estrutura do pavimento.

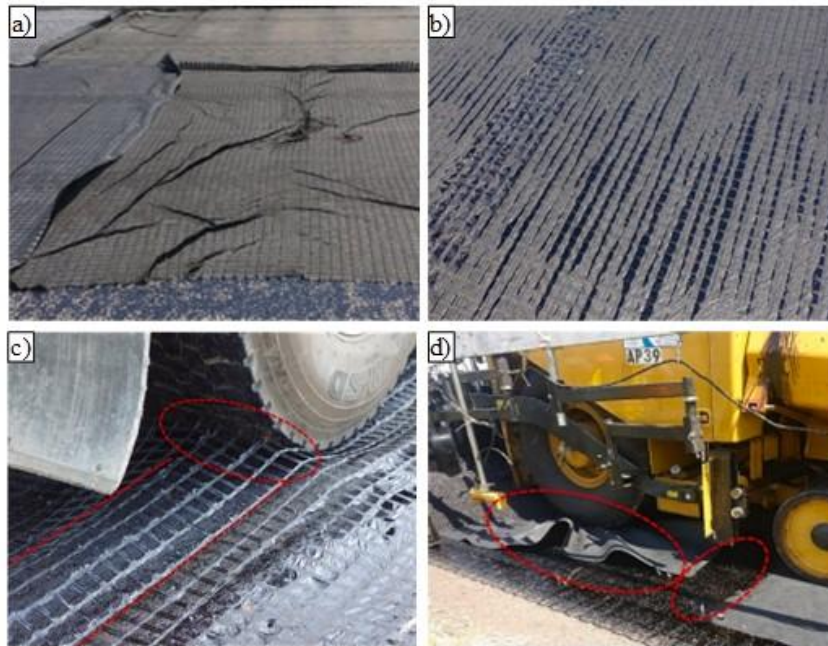


Figura 2.18 – Danos causados durante a instalação do geossintético: a) instalação e sobreposição inadequada; b) formação de bolhas; c) danos provocados pela passagem da roda do trator; d) construção inadequada da nova camada asfáltica (Kumar *et al.*, 2023).

O processo de instalação descrito pelos autores (Kumar *et al.*, 2023) inicia-se pela preparação da superfície pré-existente, que deve ser nivelada, limpa e reparada. No caso de um pavimento com alto nível de degradação, deve-se realizar a construção de uma camada de nivelamento com concreto asfáltico de 20 a 25 mm de espessura, conforme as recomendações de Button e Lytton (2007). Quanto à pintura de ligação, deve-se considerar o material a ser empregado para essa função e a taxa de aplicação, que variam de acordo com o geossintético. As pinturas de ligação normalmente empregadas são o cimento asfáltico de petróleo (CAP), a emulsão asfáltica e o asfalto diluído de petróleo (ADP), sendo o primeiro o mais recomendado. As taxas de aplicação dependem de diversas variáveis, como o tipo de pintura de ligação, o tipo de geossintético e as condições da superfície pré-existente, não havendo ainda consenso quanto a esses parâmetros. A norma AASHTO ME 288-05 (AASHTO, 2005) aponta o uso de CAP como pintura de ligação, com a taxa de aplicação correspondente à retenção de asfalto do material, conforme o ensaio ASTM D 6140 (ASTM, 2022). Finalizada a etapa de aplicação da pintura de ligação, o geossintético deve ser instalado por uma equipe especializada, utilizando equipamentos adequados, de forma que, durante a aplicação, o material seja tensionado o suficiente para evitar a ocorrência de dobras ou rugas. Por fim, assim que o geossintético for instalado, deve ser construída a nova camada asfáltica, com espessura entre 25 e 38 mm. Nessa etapa, é necessário atentar-se a temperatura da mistura asfáltica, que deve ser suficiente para

garantir a aderência com a camada anterior, sem que cause danos às propriedades do material geossintético.

A norma australiana MRTS104 (2024) apresenta os procedimentos de instalação de geossintéticos em obras de reabilitação de pavimentos. A superfície deve ser previamente preparada, de modo que esteja seca, limpa e uniforme, atentando-se ainda as áreas adjacentes à construção, a fim de evitar que o tráfego arraste contaminantes para a superfície preparada. Estruturas como tampas de bueiros, meios-fios e canais, devem ser identificadas e limpas. Quaisquer inadequações no pavimento causadas pelo procedimento de fresagem deverão ser relatadas. Trincas com tamanho entre 3 e 10 mm devem ser limpas e preenchidas até o nível da superfície utilizando um selante betuminoso, antes da aplicação da pintura de ligação e instalação do geossintético. Em caso de defeitos maiores nos pavimentos, deverá ser realizado aterro e compactação. Quanto as condições climáticas, não se deve realizar os procedimentos durante períodos de chuva ou com a superfície com temperaturas superiores a 50 °C e inferiores à 20 °C. Para a aplicação da pintura de ligação, a textura da superfície deverá ser verificada conforme ATM 250 (AUSTROADS, 2023) e a taxa de pintura de ligação poderá ser estimada através dos valores apresentado no Quadro 2.4. A pulverização da pintura de ligação deve ser inspecionada para que seja uniforme e não haja sobreposição do material. Em caso de aplicação de emulsão, a cura completa deve ser verificada antes da instalação do geossintético. O procedimento de instalação do material geossintético deve ser realizado mecanicamente ou manualmente onde não há a possibilidade de se empregar máquinas. O geossintético deverá ser aplicado de forma plana e lisa, sem rugas e dobras, diretamente sobre a camada de pintura de ligação. É recomendado a passagem de um rolo de assentamento (revestido de borracha) imediatamente após a instalação do geossintético. Quanto a posição do reforço na estrutura da camada de revestimento asfáltico, a norma destaca uma melhor eficiência associada ao posicionamento na parte inferior, onde há as maiores solicitações de tração, fator este também observado por Khodaii *et al.*, (2009), que apontaram a profundidade de um terço, a partir do fundo da camada inferior, para proporcionar uma vida útil máxima.

Quadro 2.4 – Estimativa da taxa de pintura de ligação a ser aplicada a partir da profundidade da textura da superfície (Adaptado de MRTS104, 2024).

Profundidade da textura (mm)	Taxa de aplicação da pintura de ligação (L/m ²)
0,3 a 0,6	0,0
0,7 a 0,9	0,1
1,0 a 1,3	0,2
1,4 a 1,6	0,3
1,7 a 2,0	0,4
Acima de 2,0	0,5
Superfície fresada	0,5

No Brasil, a especificação técnica DER ET-DE-P00/043 (2024a) descreve o tratamento anti-reflexão de trincas em pavimentos asfálticos, definindo a execução, aceitação e medição da aplicação de geossintéticos em obras rodoviárias. Na construção do pavimento reforçado, a especificação considera o emprego da emulsão asfáltica, de ruptura rápida ou modificado com polímero, como tipos de pintura de ligação a serem empregados na interface entre as camadas. As taxas de aplicação devem ser suficientes para garantir a aderência entre as camadas reforçadas, apresentando valores distintos conforme as condições da superfície no caso do emprego de geotêxteis, e variando entre 0,4 e 0,6 L/m² para as geogrelhas. A Figura 2.19 apresenta a síntese da execução de pavimentos reforçados com geotêxtil e geogrelha conforme as especificações da DER ET-DE-P00/043 (DER, 2024a).

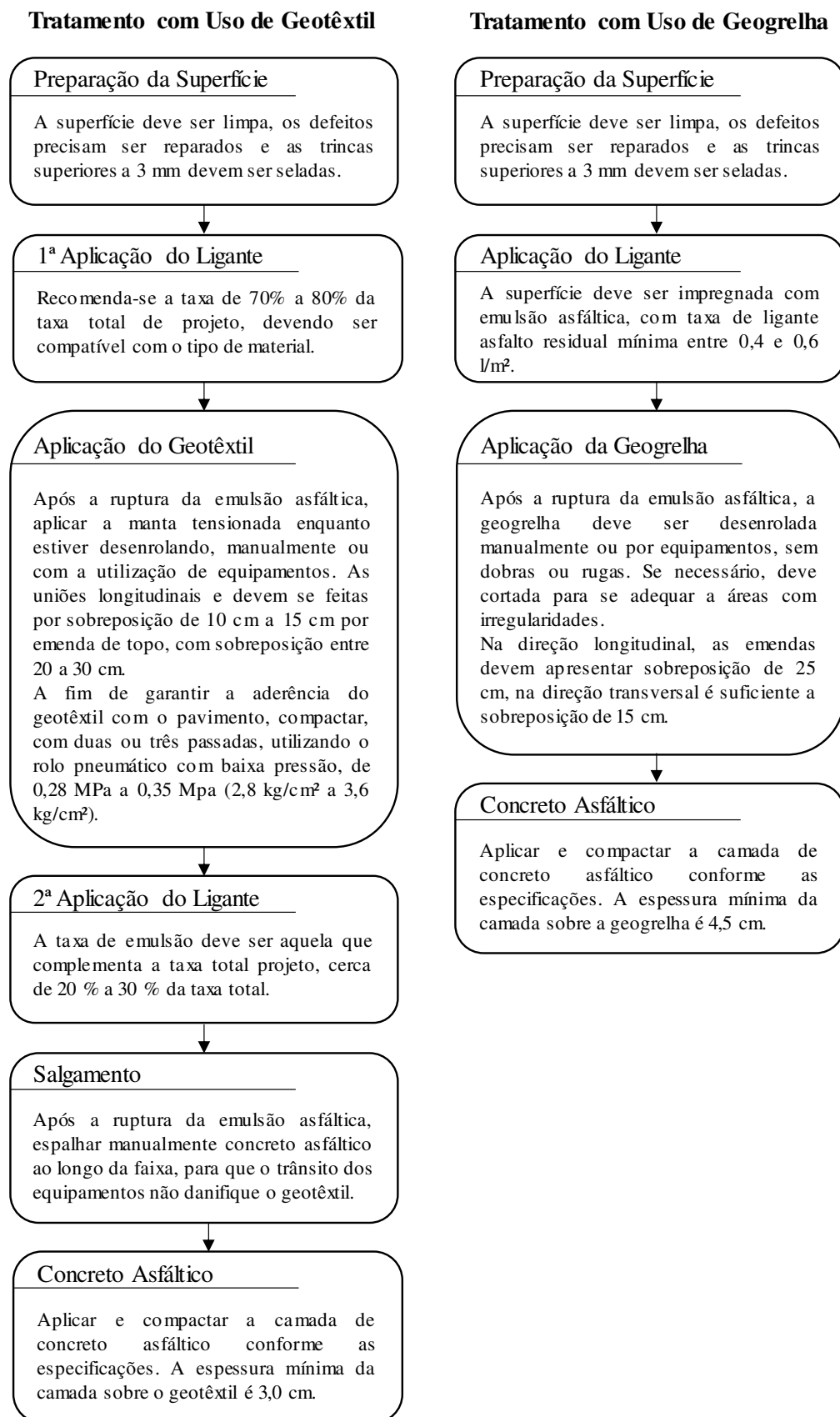


Figura 2.19 – Síntese da execução de pavimentos reforçados com geotêxtil e geogrelha segundo a DER ET-DE-P00/043 (Adaptado de DER, 2024a).

Estudos recentes têm avaliado diferentes taxas de aplicação de pintura de ligação e a aderência entre as camadas reforçadas. Silva *et al.* (2024), avaliaram a resistência da aderência de interface em corpos de prova reforçados com diferentes geossintéticos e taxas de aplicação de pintura de ligação. Os resultados destacaram que a aderência entre as camadas reforçadas é altamente dependente da taxa de aplicação da pintura de ligação e que a aplicação de uma taxa ótima pode melhorar significativamente o desempenho da técnica.

Correia *et al.*, (2024), avaliaram a resistência ao cisalhamento de interface em corpos de prova de concreto asfáltico de dupla camada, reforçados com diferentes geossintéticos para pavimentação, com aplicação de diferentes taxas de pintura de ligação, baseadas na capacidade de retenção asfáltica dos reforços geossintéticos. Os resultados indicaram que os geocompostos com suporte de geotêxtil não tecido ou com suporte de geotêxtil que não derrete após a aplicação da camada asfáltica, apresentaram taxas ótimas de aderência com 100% da capacidade de retenção asfáltica do geocomposto. Para as geogrelhas, o estudo sugeriu a aplicação de 200% da taxa de retenção asfáltica. E para geocompostos com suporte de geotêxtil leve, que derrete após a construção da nova camada asfáltica, a taxa ótima encontrada foi de 140% da capacidade de retenção asfáltica.

Diversos fatores estão associados ao bom desempenho do geossintético aplicado entre camadas de revestimento asfáltico para o controle de trincas reflexivas. O tipo de geossintético e as diferentes propriedades físicas e mecânicas do material devem estar de acordo com o mecanismo de atuação esperado em cada projeto. A pintura de ligação e as taxas de aplicação devem ser apropriadas para garantir a adesão da interface, enquanto a execução do pavimento reforçado precisa estar de acordo com as recomendações. Somado a esses fatores, para que haja um aumento na vida de fadiga do pavimento pela presença do geossintético, é necessário ainda garantir a boa aderência entre a antiga e a nova camada que pode ser alterada pela presença do geossintético (Brown *et al.*, 2001; Canestrari *et al.*, 2013; Canestrari *et al.*, 2012; Ferrotti *et al.*, 2012; Khodaii *et al.*, 2009; Noory *et al.*, 2017; Zamora-Barraza *et al.*, 2011). Neste sentido, analisar a aderência de interface, bem como os fatores que afetam este mecanismo, é essencial para garantir a eficiência da aplicação de geossintéticos em obras de reabilitação de revestimentos asfálticos.

2.3.3 Condições da interface: aderência entre as camadas

Na estrutura de um pavimento, as diferentes camadas que o compõem são projetadas para trabalharem unidas, de forma a receberem uniformemente as tensões geradas pelo tráfego, as quais se propagam da camada de revestimento até o subleito. Na interface entre as camadas, os carregamentos repetitivos geram tensões de cisalhamento que levam a uma redução na rigidez e na aderência de interface (De Beer *et al.*, 2012; Sutanto, 2010), onde as camadas passam a trabalhar de maneira isolada umas das outras, alterando a distribuição das tensões e deformações na estrutura. Sendo assim, o bom desempenho e a vida útil do pavimento não estão associados apenas à capacidade de suporte das camadas que o compõem, mas também da aderência entre elas (Uzan *et al.*, 1978; Cho *et al.*, 2019).

A definição de aderência compreende dois diferentes aspectos, sendo o primeiro associado a ligação estabelecida entre dois corpos e o segundo em relação a força necessária para romper essa união (Schultz e Nardin, 2002), que pode ser observada para mensurar a resistência ao cisalhamento de interface, o módulo de rigidez ou energia necessária para a ruptura da interface (White, 2017).

Devido à complexidade associada à aderência, o conhecimento acerca dos fatores que influenciam seu comportamento é limitado, o que leva os métodos de projeto a se basearem, geralmente, apenas na vida de fadiga e nas deformações do pavimento, desconsiderando que as camadas não estão completamente aderidas (Diakhate *et al.*, 2006; Muslich, 2010; Roussel *et al.*, 2022).

Neste sentido, pesquisas utilizando ferramentas computacionais têm buscado descrever o comportamento da aderência entre camadas e os mecanismos envolvidos na ruptura da interface. De acordo com White (2017), essas ferramentas permitem o cálculo das tensões e deformações na interface por meio de métodos elásticos ou de elementos finitos. Uzan *et al.*, (1978) descreveram um modelo que considera a interface entre as camadas como um material de espessura finita h e módulo de cisalhamento G , utilizados para determinar a tensão de cisalhamento τ provocada pela passagem do tráfego sobre o pavimento, a qual ocasiona um deslocamento cisalhante de interface Δu , conforme a equação 2.10:

$$\tau = G \times \frac{\Delta u}{h} \quad (2.10)$$

A partir da equação 2.11 e considerando a lei constitutiva de Goodman (Goodman *et al.*, 1968), o comportamento da interface pode ser descrito por:

$$\tau = K \times \Delta u \quad (2.11)$$

Sendo K denominado como módulo de rigidez de interface, que pode ser obtido por meio de ensaios de laboratório de cisalhamento puro de interface e é expresso em kg/cm² ou MPa/mm.

Em seu estudo, Uzan *et al.*, (1978), investigou a influência das propriedades da interface na distribuição de tensões. A Figura 2.20 apresenta as tensões ao longo da profundidade do pavimento, com a variação do módulo de rigidez, onde pode-se observar uma maior mudança na tensão de tração na interface com K variável. Quando a interface é analisada sem aderência, há uma inversão na tensão, que passa de tração para compressão e, conforme o valor de K entre as camadas aumenta, o comportamento volta a se aproximar da condição totalmente aderida. Isso demonstra que, quando há completa aderência entre as camadas, a deformação máxima de tração ocorre na parte inferior da estrutura pavimento. Por outro lado, à medida que essa aderência se reduz, as tensões máximas de tração passam a concentrar-se na interface, podendo resultar em deslizamento entre as camadas.

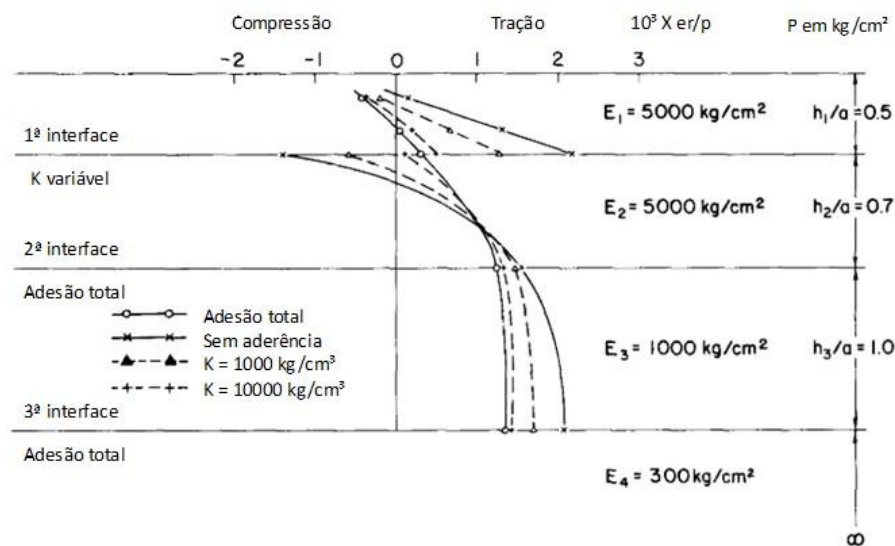


Figura 2.20 – Distribuição de tensões ao longo da profundidade do pavimento com a variação do módulo de rigidez de interface (Adaptado de Uzan, Livneh e Eshed, 1978).

Como observado, o módulo de rigidez de interface determina o comportamento de aderência entre as camadas do pavimento, no entanto, nas análises de cálculo retroativo, que emprega a bacia de deflexão pelas medições FWD (Falling Weight Deflectometer) para avaliar

a rigidez, geralmente é assumido que há uma aderência completa entre as camadas, sem levar em consideração ao que ocorre na realidade (Canestrari *et al.*, 2013). Em um estudo sobre a influência do erro associado ao não emprego do módulo real de rigidez, Al Hakim *et al.*, (1996) analisaram diferentes estruturas de pavimentos flexíveis, nas quais as condições de interface entre as camadas betuminosas variaram desde a completa aderência até o deslizamento completo. Os resultados apontaram que a modelagem incorreta da interface pode alterar a vida útil do pavimento em até 40%.

De maneira geral, a correta avaliação da aderência de interface, apesar de ser uma tarefa complexa, é fundamental para o desenvolvimento de projetos de reabilitação de pavimentos flexíveis, especialmente quando associado à inclusão de um geossintético. Esse material, apesar de proporcionar inúmeros benefícios à estrutura do pavimento, tal como mitigar o desenvolvimento de trincas reflexivas (Austin e Gilchrist, 1996; Delbono *et al.*, 2012; Khodaii *et al.*, 2009; Lytton, 1989) e aumentar desempenho estrutural (Laurinavičius e Oginskas, 2006; Siriwardane *et al.*, 2010; Graziani *et al.*, 2014; Correia e Zornberg, 2016, 2018; Arraigada *et al.*, 2016; Kumar *et al.*, 2022), pode reduzir aderência entre as camadas de revestimento, com consequente surgimento precoce de diversas patologias, como deformações excessivas, trincas por fadiga, fissurações por deslizamento e descolamento das camadas, que diminuem a vida útil do pavimento (Uzan *et al.*, 1978; Nithin *et al.*, 2015; Jaskula e Rys, 2017; Cho *et al.*, 2019).

2.3.3.1 Ensaios de aderência de interface

Ensaios para avaliar a resistência de aderência de interface podem ser realizados em campo, por meio da construção de seções experimentais em escala real, ou em corpos de prova produzidos em laboratório. No primeiro caso, é possível reproduzir as condições reais da interface, enquanto que em laboratório, o processo de produção dos corpos de prova permite o maior controle e repetibilidade (White, 2017).

Para a investigação do comportamento de aderência de interface, busca-se analisar os modos de ruptura provenientes das solicitações do tráfego no pavimento. Nas condições reais, o pavimento fica sujeito aos seguintes modos de falha: (a) cisalhamento, que pode ocorrer nas direções transversal e longitudinal, devido a passagem do tráfego e a variação da temperatura (Rahman *et al.*, 2017); (b) tração, observada em interfaces entre revestimento de concreto e camada asfáltica (Al-Qadi *et al.*, 2009); e (c) combinação de cisalhamento e tração, decorrente

da presença de uma superfície de espessura fina com baixa aderência com a superfície subjacente, levando a grandes deformação na camada superior devido a passagem do tráfego, condição raramente observada em pavimentos (Muslich, 2010). A Figura 2.21 apresenta os diferentes modos de ruptura.

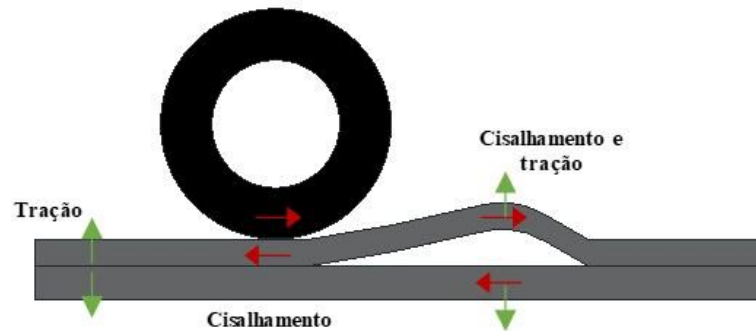


Figura 2.21 – Modos de falhas por falta de aderência (Autora, 2026).

A Figura 2.22 apresenta os métodos de ensaio de aderência de interface que, inspirados nos modos de ruptura observados em campo, podem ser agrupados em dois tipos: ensaios de tração e ensaios de cisalhamento. Os ensaios de tração, por sua vez, podem ocorrer de dois diferentes modos, por tração direta ou tração indireta. Enquanto os ensaios de cisalhamento se dividem em três: cisalhamento direto sem carga vertical, cisalhamento direto com carga vertical e torque (Rahman *et al.*, 2017).

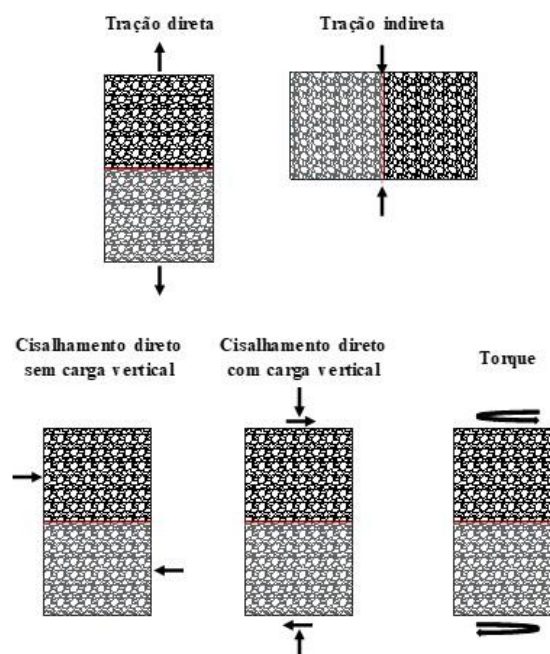


Figura 2.22 – Métodos de ensaio de aderência de interface (Autora, 2026).

Os ensaios de cisalhamento direto são reconhecidos como uma alternativa eficiente para análise de interface de camadas asfálticas (Raab e Partl, 2004), sendo o mais utilizado nas investigações de aderência (Rahman *et al.*, 2017). A literatura destaca métodos e equipamentos que vêm sendo desenvolvidos em diferentes estudos para a análise das propriedades de aderência de interface entre camadas de asfalto (Canestrari *et al.*, 2013; Petit *et al.*, 2018), a partir de ensaios de deslocamento controlado e de carga monotônicos ou cíclicos (Canestrani *et al.*, 2006; Cho e Kim, 2016; Sudarsanan *et al.*, 2018; Wellner e Hristov, 2015; West *et al.*, 2005; Nguyen *et al.*, 2015). Nguyen *et al.* (2013) enfatizam que, nos últimos 30 anos, diferentes métodos para avaliar a resistência de aderência de interface foram desenvolvidos. Dentre as categorias de ensaios de aderência existentes, pesquisas com ensaios de cisalhamento monotônico vem apresentando resultados satisfatórios para a análise e controle da aderência de interface (Canestrani *et al.*, 2006; Canestrari *et al.*, 2018; Correia e Mugayar, 2021; Pasetto *et al.*, 2019; Pasquini *et al.*, 2013; Sagnol *et al.*, 2019; Sudarsanan *et al.*, 2018; Vaitkus *et al.*, 2012; Walubita *et al.*, 2018; Zamora-Barraza *et al.*, 2011).

Um dos dispositivos mais utilizados para a realização de ensaios de cisalhamento puro (sem aplicação de carga vertical) foi construído por Leutner (1979), em que uma taxa constante de deslocamento é aplicada sobre um corpo de prova cilíndrico de dupla camada até a ruptura. A Figura 2.23 apresenta um dispositivo do tipo *Leutner*.



Figura 2.23 – Dispositivo *Leutner* para ensaio de cisalhamento de interface (Urquiza Jr., Silva e Correia, 2022).

Com os resultados é possível obter a curva tensão cisalhante *versus* deslocamento cisalhante, pela qual se determina a resistência ao cisalhamento de interface (*interface shear strength – ISS*), definida pela tensão de cisalhamento máxima ($\tau_{m\acute{a}x}$), mostrado na equação 2.12.

$$ISS = \tau_{m\acute{a}x} = \frac{F_{rup}}{A_{inicial}} \quad (2.12)$$

Sendo: ISS a resist\^encia ao cisalhamento de interface, em MPa; $\tau_{m\acute{a}x}$ a tens\~ao cisalhante m\^axima, em MPa; F_{rup} a for\~ca de ruptura, em N; $A_{inicial}$ a \^area inicial da interface, em mm².

Al\^em disso, com os resultados do ensaio \^e poss\^ivel calcular a rigidez de interface (*interface shear stiffness* - K), como pode ser visto na equa\~cao 2.13, e a energia de cisalhamento de interface (*interface shear energy* – ISE), resultante da \^area abaixo da curva tens\~ao-deforma\~cao, em 2.14. A Figura 2.24 apresenta a curva t\^ipica obtida neste ensaio.

$$K = \frac{ISS}{\delta} \quad (2.13)$$

Sendo o $K_{m\acute{o}dulo}$ o m\^odulo de rigidez de interface, em MPa/mm, ISS a resist\^encia ao cisalhamento de interface, em MPa; δ o deslocamento de ruptura, em mm.

$$ISE = \sum (\tau \times \Delta d) \quad (2.14)$$

Sendo o ISE a energia de cisalhamento de interface, em kJ/m², τ a tens\~ao cisalhante, em MPa; Δd o deslocamento infinitesimal, em mm.

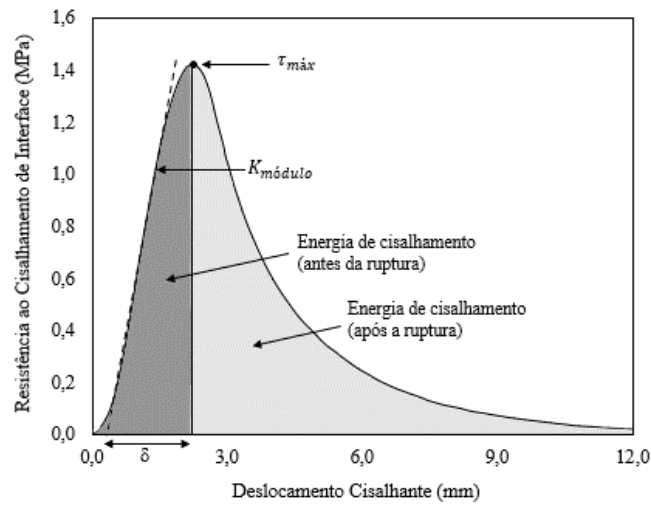


Figura 2.24 – Curva t\^ipica de um ensaio de cisalhamento de interface (Autora, 2026).

Embora diversos parâmetros possam ser obtidos a partir dos ensaios, as normas existentes estabelecem limites mínimos apenas para a resistência ao cisalhamento de interface. O manual do Reino Unido (Highways England's Standards and Specifications, 2022) define diferentes valores mínimos de ISS conforme a profundidade da interface, sendo 1,00 MPa para profundidades menores ou iguais a 75 mm e 0,50 MPa para profundidades superiores a 75 mm, em corpos de prova de 150 mm de diâmetro. Na Espanha, o valor mínimo especificado é de 0,60 MPa, para corpos de prova de 100 ou 150 mm de diâmetro para amostras retiradas do campo. As normativas alemã (Forschungsgesellschaft für Strassen-Und Verkehrswesen, 2013) e suíça (Schweizerische Normen Vereinigung, 2013) estabelecem o valor mínimo de 0,85 MPa, para amostras extraídas do campo, de 150 mm de diâmetro. Na norma austríaca ÖNORM B3639-1 (Austrian Standards International, 2016), os valores mínimos são estabelecidos conforme o tipo de pintura de ligação aplicado na interface, sendo 0,80 MPa para pinturas de ligação não modificadas e 1,20 MPa para pintura de ligação modificadas, em corpos de prova de 100 mm de diâmetro retirados de campo. Entretanto, apesar das diferentes normativas apresentarem valores-limite de aceitação, todas se referem à condição não reforçada. A exceção é a norma alemã FGSV 770 (FGSV, 2013), que estabelece o valor mínimo de 0,56 MPa para interfaces com geossintéticos.

A especificação australiana MRTS104 (Department of Transport and Main Roads, 2024) descreve o ensaio de campo *pull-upfield* para verificar a aderência entre o geossintético e a superfície do pavimento subjacente. A Figura 2.25 apresenta o ensaio realizado em uma seção mínima de 1 m², na qual um gancho de uma balança de mola é inserido através do geossintético no centro da seção. A balança é puxada para cima até que o material descole da superfície, nesse momento o resultado é registrado em kg, cujo valor deve ser maior ou igual a 9 kg, caso contrário uma ação corretiva deve ser considerada.



Figura 2.25 – Ensaio de aderência de campo (Department of Transport and Main Roads, 2024).

Apesar das normativas existentes e dos procedimentos padrões apresentados na literatura, os resultados dos ensaios de aderência de interface de revestimentos asfálticos reforçados são influenciados por diversos parâmetros. Dessa forma, compreender os mecanismos de aderência, especialmente sob a influência da presença do geossintético, é essencial para o correto dimensionamento de projetos de manutenção de pavimentos reforçados.

2.3.3.2 Parâmetros que influenciam a aderência de interface

Assim como nos mecanismos de mitigação das trincas, os diversos fatores associados à aderência tornam complexo o seu entendimento. A Figura 2.26 apresenta os mecanismos associados à aderência entre camadas asfálticas com geossintéticos que, segundo Sudarsanan *et al.*, (2018), consistem no intertravamento entre os grãos e na adesão, podendo ocorrer de maneira isolada ou em conjunto, a depender do tipo de geossintético. O intertravamento é também conhecido como *Through hole bonding* (THB), na qual uma ligação é gerada através da interação dos agregados da mistura asfáltica com a abertura de malha da geogrelha, enquanto o segundo refere-se a adesão pelo contato do material geotêxtil com a superfície asfáltica.

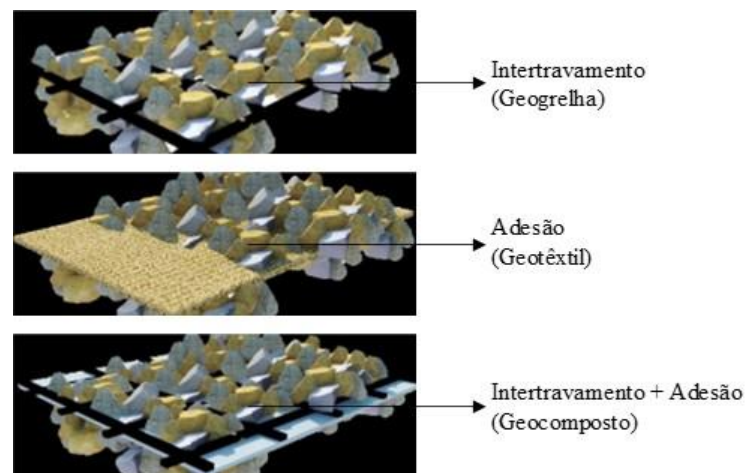


Figura 2.26 – Mecanismos da aderência (Adaptado de Sudarsanan *et al.*, 2018).

Embora a literatura apresente diversos estudos acerca da aderência de interface entre camadas asfálticas não reforçadas, poucas pesquisas tratam do comportamento de aderência entre camadas com a presença de geossintéticos. No intuito de investigar os elementos que afetam esse mecanismo, um esforço tem sido observado entre os pesquisadores. O Quadro 2.5 resume alguns fatores destacados na literatura que podem influenciar a aderência entre camadas asfálticas com geossintéticos.

Quadro 2.5 – Fatores que influenciam a aderência da interface reforçada com geossintético (Autora, 2026).

Fator	Autores
Tipo ou taxa de pintura de ligação	Safavizadeh (2015); Noory <i>et al.</i> , (2019); Safavizadeh <i>et al.</i> , (2020); Urquiza Jr. <i>et al.</i> , (2022); Correia e Mugayar (2021); Ali <i>et al.</i> , (2023); Correia <i>et al.</i> , (2023); Correia <i>et al.</i> , (2024); Silva <i>et al.</i> (2024)
Temperatura da pintura de ligação	Noory <i>et al.</i> , (2019); Safavizadeh <i>et al.</i> , (2020)
Constituição do geossintético	Walubita <i>et al.</i> (2018); Kumar <i>et al.</i> , (2023)
Espessura dos filamentos do geossintético	Roodi <i>et al.</i> , (2017); Walubita <i>et al.</i> (2018); Correia e Mugayar (2021)
Espessura do geotêxtil	Urquiza Jr. <i>et al.</i> , (2022); Kumar <i>et al.</i> , (2023)
Abertura de malha da geogrelha	Safavizadeh (2015); Walubita <i>et al.</i> (2018); Noory <i>et al.</i> , (2019); Correia e Mugayar (2021); Correia <i>et al.</i> (2023); Kumar <i>et al.</i> , (2023); Silva <i>et al.</i> (2024)
Cobertura de betume	Walubita <i>et al.</i> (2018); Kumar <i>et al.</i> , (2023); Silva <i>et al.</i> (2024)

Roodi *et al.*, (2017), realizaram ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova reforçados com quatro geossintéticos de diferentes composições, fibra de vidro, PVA e PET, além da condição controle (sem reforço). Os resultados indicaram que a taxa de cobertura, determinada pela razão entre a área coberta pelo geossintético e a área total de cisalhamento do corpo de prova, e a espessura dos filamentos da geogrelha, são parâmetros de grande influência na aderência. Conforme a taxa de cobertura aumenta, ou seja, quanto maior é a área de cobertura do geossintético, menor é a resistência de aderência e quanto menor a espessura dos filamentos da geogrelha, melhor se torna a aderência de interface.

Walubita *et al.* (2018), investigaram a resistência ao cisalhamento de interface em corpos de prova de dupla camada com 150 mm de diâmetro, reforçados com seis diferentes geossintéticos, sendo eles de fibra de vidro e de PET. Os ensaios laboratoriais indicaram que a condição não reforçada apresentou a melhor resistência de aderência, seguida pelos reforços de PET e, por último, de fibra de vidro. Os autores destacaram que a cobertura de betume nas geogrelhas de PET contribuiu para a melhor aderência do material, somada a maior abertura de malha, menor espessura dos filamentos e maior flexibilidade do material. Além disso, quanto as geogrelhas de fibra de vidro, foi observado que o comportamento frágil do material pode ter contribuído para o seu menor desempenho.

Noory *et al.*, (2019), realizaram ensaios de cisalhamento duplo, em corpos de prova reforçados com quatro geocompostos, constituídos por geogrelha de fibra de vidro e geotêxtil

não tecido de PP, com diferentes aberturas de malha. Na interface entre as camadas, foram aplicados dois tipos de pintura de ligação, considerando quatro diferentes taxas de aplicação e em quatro temperaturas distintas. Os resultados mostraram que o tamanho da abertura de malha, a temperatura, o tipo e a taxa de pintura de ligação são fatores que impactam significativamente a resistência ao cisalhamento de interface, sendo a temperatura o fator de maior influência.

Os efeitos associados a diferentes aberturas de malha dos geossintéticos, bem como aos tipos e temperaturas de aplicação de pinturas de ligação na resistência ao cisalhamento de interface, foram investigados por Safavizadeh *et al.*, (2020). Duas geogrelhas de fibra de vidro e dois tipos de pintura de ligação (PG 64-22 e emulsão asfáltica aniônica de ruptura lenta) foram combinados em quatro temperaturas (5°C, 18°C, 32°C e 48°C) para analisar diferentes interfaces em ensaios de cisalhamento monotônico e cíclico. Os resultados demonstraram que o aumento da abertura de malha e a maior rigidez proporcionada pela pintura de ligação PG 64-22, impactaram significativamente o comportamento de interface. Além disso, os autores observaram a influência da temperatura da pintura de ligação nos ensaios de cisalhamento, nos quais maiores valores apresentaram uma melhora mais acentuada associada à pintura de ligação PG 64-22 em relação à emulsão.

Correia e Mugayar (2021) investigaram a influência da taxa de aplicação da pintura de ligação, associada a diferentes características de geogrelhas, na aderência de interface em amostras extraídas de campo e produzidas em laboratório. Ensaios de cisalhamento de interface do tipo *Leutner* apontaram uma tendência de melhor aderência entre as camadas para maiores taxas de aplicação de pinturas de ligação. A Figura 2.27 apresenta a influência das características da geogrelha na resistência ao cisalhamento.

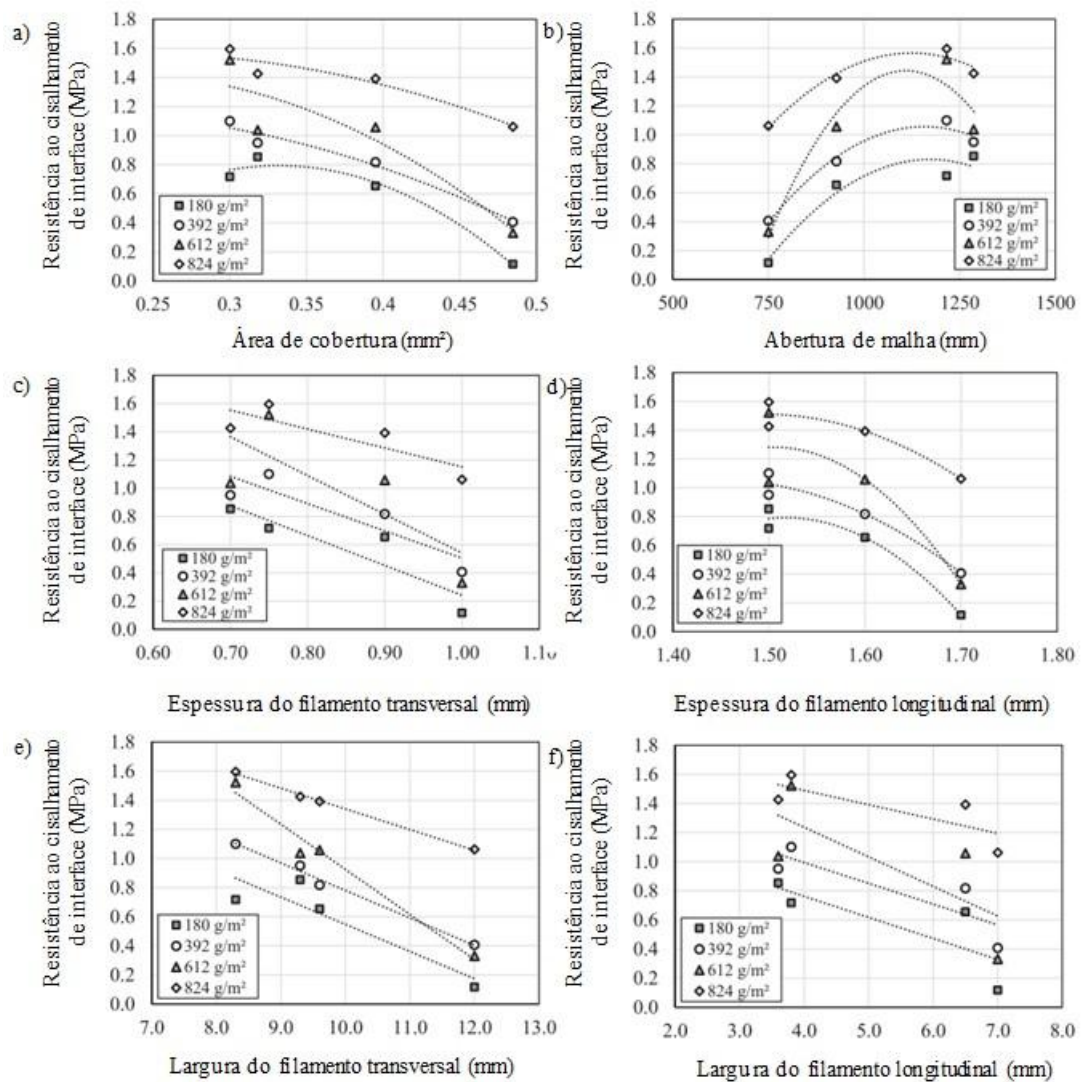


Figura 2.27 – Influência das características da geogrelha na resistência ao cisalhamento: (a) área de cobertura; (b) abertura da malha; (c) espessura do filamento transversal; (d) espessura do filamento longitudinal; (e) largura do filamento transversal; (f) largura do filamento longitudinal (Adaptado de Correia e Mugayar, 2021).

Observa-se, na Figura 2.27, uma diminuição da aderência com o aumento da área de contato do material com a superfície asfáltica, ou seja, filamentos e espessura maiores tendem a gerar uma menor aderência de interface. Além disso, em relação à abertura de malha, parece existir uma interação deste parâmetro com o tamanho do agregado da mistura. Observou-se também uma diminuição na resistência de interface com o aumento da rigidez à tração da geogrelha. No entanto, os autores destacaram a hipótese de que propriedades físicas tendem a ser mais significativas que as mecânicas no comportamento de aderência entre as camadas.

Correia *et al.* (2023) realizaram ensaios de cisalhamento de interface do tipo *Leutner* em corpos de prova extraídos de seções experimentais construídas no Aeroporto Internacional

de Salvador, onde foram instalados cinco diferentes geossintéticos combinados com taxas variadas de pintura de ligação. Previamente a construção das seções experimentais, o Aeroporto havia realizado a reabilitação do pavimento das pistas empregando geossintéticos para minimizar a reflexão de trincas. No entanto, prematuramente, o pavimento apresentou falhas na aderência entre as camadas, que levaram ao deslizamento entre elas. A Figura 2.28 apresenta o deslocamento da camada superior do revestimento asfáltico na região onde havia sido retirado um corpo de prova. As investigações posteriores sugeriram a existência de uma taxa ideal de aplicação da emulsão asfáltica, sendo essa altamente influenciada pela capacidade de retenção de asfalto dos materiais, que promove uma maior resistência e rigidez de interface. O aumento da massa por unidade de área parece ter reduzido a aderência, enquanto maiores aberturas de malha, até 900 mm², apresentaram um melhor desempenho.

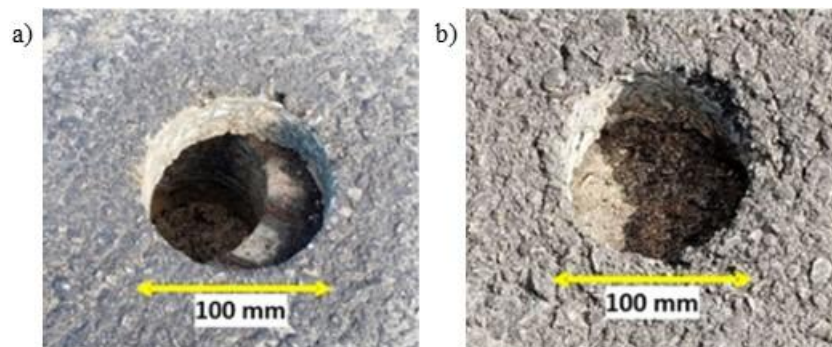


Figura 2.28 – Deslizamento entre as camadas do revestimento das pistas do Aeroporto Internacional de Salvador: (a) deslizamento da interface; (b) após deslizamento (Correia *et al.*, 2023).

Ensaio de cisalhamento de interface do tipo *Leutner*, foram realizados por Kumar *et al.*, (2023), em corpos de prova retirados de sete seções experimentais em uma rodovia em serviço no Texas, sendo seis reforçadas com diferentes geossintéticos e uma seção controle. Os ensaios indicaram uma melhor resistência ao cisalhamento de interface nos corpos de prova reforçados com um geocomposto de geogrelha de PVA e um geotêxtil não tecido fino, seguido pelos seguintes materiais, em ordem decrescente de desempenho: geocomposto de geogrelha de PET e um geotêxtil não tecido fino, geocomposto de geogrelha de fibra de vidro e um geotêxtil não tecido fino, geocomposto de geogrelha de PET e um geotêxtil tecido, geogrelha de fibra de vidro autoadesiva e, por último, um geocomposto de filamentos de fibra de vidro incorporados em um geotêxtil não tecido espesso de PP. Os autores destacaram o melhor desempenho de interface associado aos geossintéticos poliméricos em relação aos de fibra de

vidro, além da maior abertura de malha, presença de um geotêxtil menos espesso e cobertura betuminosa.

Ali *et al.* (2023) avaliaram o impacto do tipo e taxa de pintura de ligação na resistência ao cisalhamento da interface empregando dois asfaltos diluídos (RC-70 e RC-250) e uma emulsão (CSS-1) em diferentes taxas. A Figura 2.29 apresenta os resultados de aderência de interface, que indicam a significativa influência desses parâmetros na aderência entre as camadas.

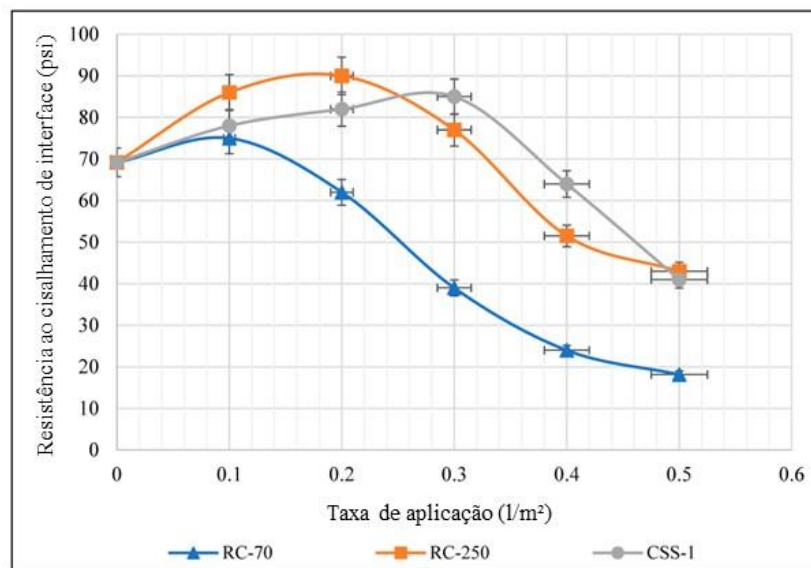


Figura 2.29 – Resistência ao cisalhamento de interface em função da taxa de pintura de ligação aplicada (Ali, Khalil e Wang, 2023).

Correia *et al.* (2024), avaliaram a resistência ao cisalhamento de interface em corpos de prova de concreto asfáltico de dupla camada, reforçados com diferentes geossintéticos para pavimentação, com aplicação de diferentes taxas de pintura de ligação, baseadas na capacidade de retenção asfáltica dos reforços geossintéticos. Os resultados indicaram que os geocompostos com suporte de geotêxtil não tecido ou com suporte de geotêxtil que não derrete após a aplicação da camada asfáltica, apresentaram taxas ótimas de aderência com 100% de retenção asfáltica do geocomposto. Para as geogrelhas, o estudo sugeriu a aplicação de 200% da taxa de retenção asfáltica. E para geocompostos com suporte de geotêxtil leve, que derrete após a construção da nova camada asfáltica, a taxa ótima encontrada foi de 140% da retenção asfáltica. O estudo também avaliou a presença da abertura de malha, realizando ensaios de cisalhamento de interface com a aplicação dos geocompostos com e sem a presença do suporte de geotêxtil na geogrelha. A Figura 2.30 apresenta os resultados que demonstraram que,

independentemente das variações na taxa de aplicação da pintura de ligação, a ausência do geotêxtil aumentou significativamente a resistência ao cisalhamento da interface, ao favorecer o mecanismo de intertravamento entre as camadas.

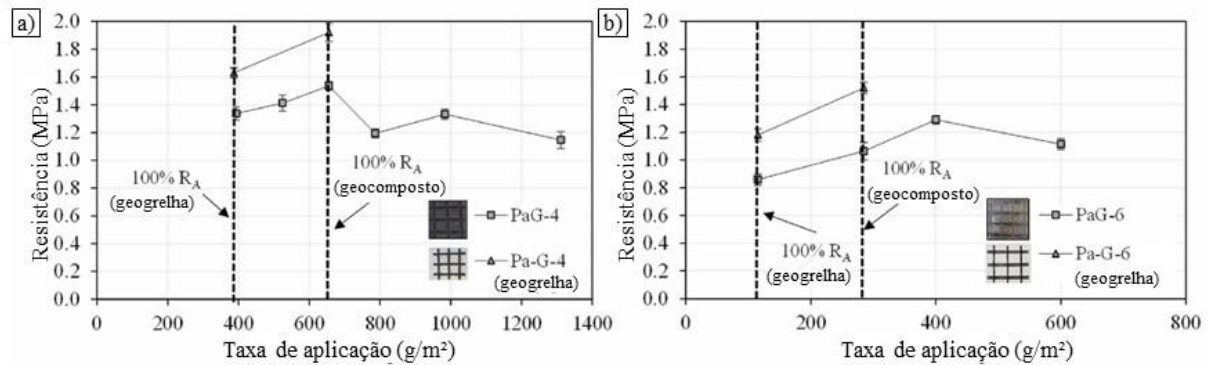


Figura 2.30 – Influência da presença de abertura de malha na resistência de aderência de interface (Correia, Silva e Shahkolahi, 2024).

Silva *et al.* (2024), avaliaram a resistência ao cisalhamento de interface em corpos de prova reforçados com diferentes geossintéticos e taxas de aplicação da pintura de ligação. Os resultados destacaram que a aderência entre as camadas reforçadas é altamente dependente da taxa de aplicação da pintura de ligação e que a aplicação de uma taxa ótima pode melhorar significativamente o desempenho da técnica.

Conforme exposto, diversos fatores estão associados ao desempenho da aderência entre as camadas de revestimento asfáltico reforçadas com geossintético. Apesar de várias investigações abordarem a influência desses parâmetros, ainda não estão plenamente estabelecidas as condições ideais para se garantir uma aderência de interface adequada. Adicionalmente, no que se refere a influência da aderência de interface na vida de fadiga de sistemas asfálticos com geossintéticos, ainda se fazem necessárias mais investigações que levem em consideração essa propriedade no desempenho do pavimento reforçado.

2.4 Correlação de imagem digital na pavimentação asfáltica

A técnica de Correlação de Imagem Digital (DIC) baseia-se na medição óptica de deslocamentos em uma região de interesse de um determinado material, frente a diferentes solicitações. Este método de medição sem contato fundamenta-se na comparação de imagens capturadas nos estados indeformado (imagem de referência) e deformado da amostra, a fim de rastrear os deslocamentos e gerar o campo de deformações resultante (Sudarsanan *et al.*, 2019).

O desenvolvimento da técnica DIC iniciou-se na década de 1980, em estudos realizados na Universidade da Carolina do Sul (Chu *et al.*, 1985; Peters e Ranson, 1982; Sutton *et al.*, 1983), os quais permitiram gerar campos de deformações de superfície de amostras planares, convertendo os deslocamentos medidos nas imagens em valores numéricos.

Além de possibilitar análises mais completas do comportamento da amostra em estudo, a DIC tem se destacado pela simplicidade de aplicação e precisão nas medições (Dong e Pan, 2017). A Figura 2.31 mostra que os autores destacam o significativo aumento da aplicação da técnica DIC, em comparação aos diferentes métodos de medição da mecânica experimental, entre os anos 2000 e 2015.

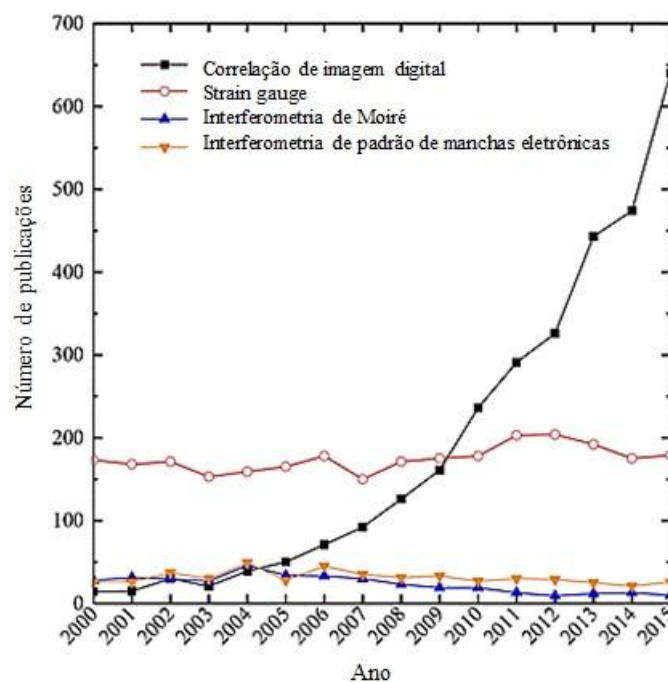


Figura 2.31 – Curva típica de um ensaio de cisalhamento de interface (Adaptado de Dong e Pan, 2017).

No que tange aos sistemas de medição tradicionais, Xing *et al.* (2017) destacam as desvantagens associadas à sua utilização em ensaios de materiais asfálticos. Devido à heterogeneidade das misturas, o posicionamento do sensor no local exato do dano é dificultado, enquanto sensores colados na superfície podem influenciar no comportamento do material. Adicionalmente, com os resultados obtidos pela medição dos sensores, obtêm-se apenas valores referentes aos deslocamentos locais, não sendo possível identificar informações acerca da região de ruptura. Devido a esses fatores, estudos na área da pavimentação asfáltica têm empregado cada vez mais o uso da técnica DIC, a qual possibilita a obtenção de resultados confiáveis, geralmente limitados pelos métodos tradicionais (Sudarsanan *et al.*, 2019).

Seo *et al.* (2002) empregaram pioneiramente a técnica DIC em ensaios mecânicos de concreto asfáltico para analisar o desempenho frente a carregamentos monotônicos e cíclicos. As análises permitiram a observação da propagação das trincas e uma medição mais precisa das tensões e deformações na região do trincamento. A partir dessa aplicação, diversos outros pesquisadores da área aplicaram essa metodologia de análise (Wen e Kim, 2002; Hartman e Gilchrist, 2004; Chehab *et al.*, 2007; Birgisson *et al.*, 2008; Buttlar *et al.*, 2014; Safavizadeh e Kim, 2017; Rivera-Pérez *et al.*, 2021; Zhu e Al-Qadi, 2023).

Wang *et al.* (2024) realizaram recentemente uma revisão sistemática da literatura, a fim de identificar a publicação de artigos científicos que empregaram a técnica DIC para analisar o desempenho de materiais asfálticos. A Figura 2.32 apresenta os resultados considerando o termo “*digital image correlation asphalt*”, que os autores buscaram na plataforma de dados *Web of Science*, considerando os estudos realizados entre 2002 e 2023.

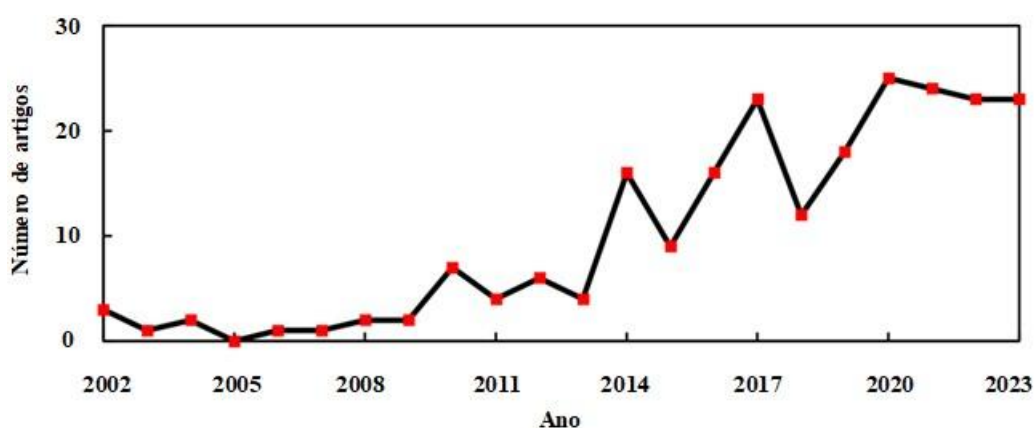


Figura 2.32 – Número de artigos que empregaram a DIC em estudos de materiais asfálticos (Adaptado de Wang *et al.*, 2024).

Devido aos diversos benefícios associados a aplicação da DIC, tem-se observado sua crescente aplicação, especialmente na última década, destacando-se seu emprego nas análises de ensaios de flexão semicircular – SCB (Stewart *et al.*, 2017; Zhu *et al.*, 2020; Pei *et al.*, 2021; Wang *et al.*, 2022; Radeef *et al.*, 2023), tração indireta – IDT (Tan *et al.*, 2017; Górszczyk *et al.*, 2019; Xing *et al.*, 2020; Al-Qadi *et al.*, 2022), flexão em três pontos – F3P (Hill *et al.*, 2017; Cullen *et al.*, 2021; Wang e Bai, 2022; Lin *et al.*, 2023) e flexão em quatro pontos – F4P (Safavizadeh, 2015; Kumar e Saride, 2017; Freire *et al.*, 2021; Safavizadeh *et al.*, 2022; Correia *et al.*, 2025). No entanto, para garantir a precisão das medições com o uso da técnica, é necessário se atentar a diversos aspectos, como a preparação das amostras, a configuração do

sistema de registro das imagens e o entendimento da técnica de análise pós realização dos ensaios.

2.4.1 Princípios fundamentais da técnica DIC

As técnicas de Correlação de Imagem Digital podem ser aplicadas por meio de análises em duas ou três dimensões. Para a medição de deslocamentos em objetos planos, emprega-se uma única câmera para realizar o registro das imagens pelo método bidimensional (2D-DIC). No entanto, se a amostra em análise não possui superfície plana ou há a ocorrência de deformações tridimensionais, aplica-se o método 3D-DIC, mediante a utilização de câmera única e aparelhos de divisão de luz ou de duas câmeras que farão registros simultâneos do objeto (Pan, 2018).

Devido à simplicidade associada à configuração experimental do método bidimensional, a técnica 2D-DIC tem se destacado entre os estudos. De acordo com Wang *et al.* (2024), 95% das pesquisas realizadas na área da pavimentação asfáltica utilizando a DIC implementaram a aplicação 2D. A Figura 2.33 apresenta a técnica 2D-DIC, seu sistema de imagem e aplicabilidade.

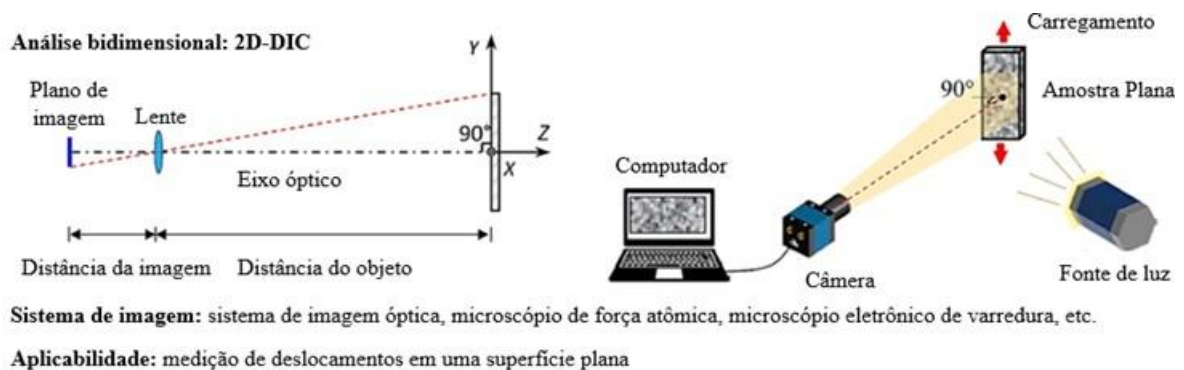


Figura 2.33 – Técnica 2D-DIC: sistema de imagem e aplicabilidade (Adaptado de Pan, 2018).

Para a determinação dos deslocamentos por meio da técnica 2D-DIC, são necessários alguns procedimentos de implementação, tais como preparação das amostras, aquisição das imagens em diferentes estágios e processamento das imagens para o cálculo dos deslocamentos e obtenção do campo de deformações (Pan *et al.*, 2009b).

2.4.1.1 Preparação das amostras

A preparação das amostras refere-se basicamente à obtenção de um padrão de manchas (conhecido como *speckle pattern*) na superfície a ser analisada, o qual pode decorrer da formação natural do material ou ser produzido artificialmente. Quando se trata da aplicação da técnica em materiais asfálticos, tem-se discutido nos últimos anos a confiabilidade das medições considerando a textura natural da mistura asfáltica em contrapartida aos padrões produzidos artificialmente (Xing *et al.*, 2017; Guo *et al.*, 2020; Yuan *et al.*, 2020).

Xing *et al.* (2017) realizaram ensaios em amostras de concreto asfáltico a fim de avaliar a medição de deformações com a técnica DIC considerando a textura natural do material. Os autores destacaram que, apesar das manchas produzidas artificialmente estarem associadas a uma melhor precisão nas medições, sua aplicação pode dificultar a visualização da superfície, tal como a distribuição dos agregados, que influenciam o comportamento da fratura. O estudo indicou melhores resultados com a utilização da técnica DIC para misturas com agregados de tamanho nominal máximo menor. Guo *et al.* (2020) também comprovaram a eficiência da técnica DIC aplicada a amostras de concreto asfáltico com superfície natural. As medições possibilitaram a obtenção das deformações durante a realização de ensaios de tração indireta. No entanto, Dong e Pan (2017), destacam a necessidade de algoritmos robustos para análises mais precisas considerando padrões naturais nas superfícies analisadas.

Yuan *et al.* (2020) estudaram a precisão da medição DIC, observando uma maior confiabilidade nos resultados associados aos padrões fabricados artificialmente em comparação à textura natural do material. A Figura 2.34 apresenta as curvas de erro de diferentes tipos de padrão de manchas, sendo NT a curva com os resultados das amostras com textura natural; WTP, das amostras com manchas por impressão; e SP, com manchas por tinta spray.

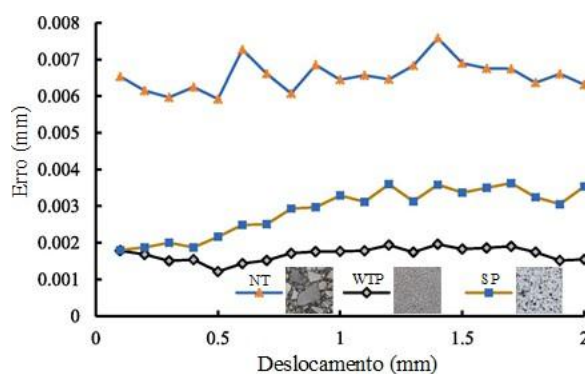


Figura 2.34 – Precisão de medição na DIC considerando diferentes padrões de manchas (Adaptado de Yuan *et al.*, 2020).

Para identificar a técnica mais adequada de fabricação de padrões de manchas, Doll (2015) realizou análises DIC em amostras de concreto asfáltico considerando diferentes padrões de manchas. O autor avaliou três formas de preparação da superfície, a primeira referente a metodologia proposta por Seo *et al.*, (2002), que se inicia com a regularização da superfície, seguida pela aplicação de camadas de tinta branca e pulverização de tinta preta em spray, para a criação de um padrão pontilhado. Visando contornar os erros associados ao sombreamento causado pelos vazios entre os agregados no fundo branco, o autor propôs um método inverso ao de Seo *et al.*, (2002), aplicando camadas de tinta preta e pulverizando tinta branca. Por fim, a terceira técnica consistiu na aplicação de uma fina camada de gesso sobre a amostra, criando uma superfície plana e lisa, sobre a qual foi aspergida tinta preta em spray.

A Figura 2.35 apresenta a precisão das medições considerando movimentos simples de translação e rotação de corpos rígidos. As medições sugeriram não haver diferenças significativas entre os padrões criados com as tintas branca ou preta aplicadas diretamente sobre a amostra. No entanto, no padrão com a camada de gesso, os resultados foram numericamente mais precisos. Apesar dos valores apontarem um melhor desempenho para a técnica com gesso, durante as análises foi possível observar que o revestimento não apresenta o mesmo comportamento do material ensaiado, levando a medições não representativas. Dessa forma, a pesquisa destacou a maior adequação associado à técnica com tinta sobre a superfície, que, apesar de apresentar maiores erros, representa de maneira mais fiel o real comportamento do material.

LePage *et al.* (2017) investigaram o desempenho de padrões de manchas pretas sobre uma superfície branca em comparação ao inverso. Os resultados indicaram um melhor contraste associado às manchas pretas sobre a camada de tinta branca, devido ao menor poder de cobertura da tinta branca quando pulverizada sobre a camada preta. O contraste criado pelas manchas pretas possibilitou tamanhos menores de subconjuntos, bem como de intervalos de confiança de correlação, levando a gradientes de intensidade média mais altos e deslocamentos mais precisos. Idealmente, o estudo propõe a aplicação de uma fina camada de tinta branca (suficiente para cobrir completamente a superfície da amostra) seguida da pulverização das manchas em tinta preta com tamanho uniforme de pelo menos 3×3 pixels (em quantidade aproximadamente igual de cobertura para a camada de base e manchas).

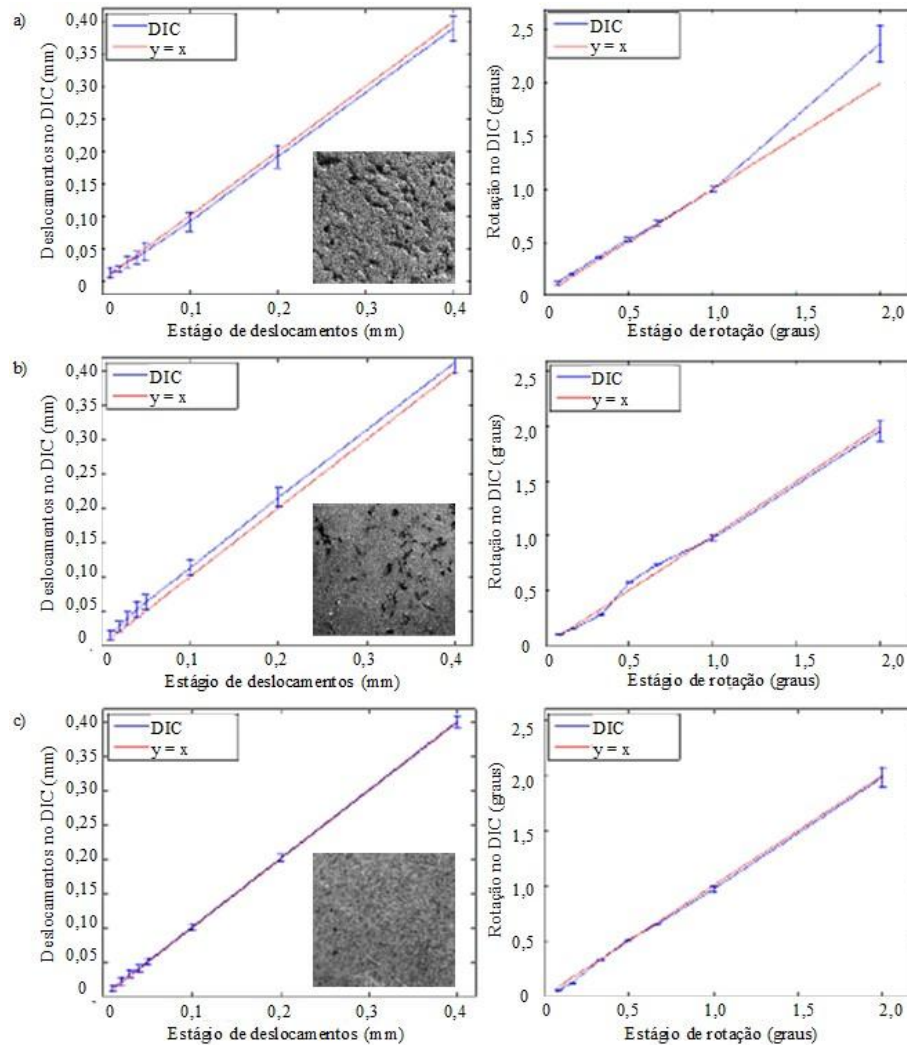


Figura 2.35 – Deslocamento DIC *versus* deslocamento imposto (esquerda) e Rotação DIC *versus* rotação imposta (direita): a) fundo branco; b) fundo preto; c) fundo com gesso (Adaptado de Doll, 2015).

Quanto a fabricação dos padrões de manchas, a depender da ferramenta utilizada, pode-se alcançar diferentes resultados. Wang *et al.* (2024) destacam que a tinta spray produz manchas maiores em relação ao aerógrafo, sendo ambos amplamente empregados. Ensaios prévios devem ser realizados para garantir as condições ideais de preparação das amostras.

2.4.1.2 Softwares e algoritmo

Atualmente, diversos softwares implementam algoritmos de análise DIC. O Quadro 2.6 apresenta os softwares 2D-DIC não comerciais mais empregados em artigos de pesquisa, conforme estudo realizado por Wang *et al.* (2024).

Quadro 2.6 – Softwares 2D-DIC (Adaptado de Wang *et al.*, 2024).

Software	Autores	Interface de usuário	Código aberto	Livre	Linguagem	Citações (até Ago/2025)
Ncorr	Blaber, Adair e Antoniou (2015)	Sim	Sim	Sim	Matlab	2.410
DICe	Turner, Crozier e Reu, (2015)	Sim	Sim	Sim	C++	2
μ DIC	Olufsen, Andersen e Fagerholt (2020)	Não	Sim	Sim	Python	70
OpenCorr	Jiang (2023)	Sim	Sim	Sim	C++	51
iCorrVision-2D	De Deus Filho, Da Silva Nunes e Xavier, (2022)	Sim	Sim	Sim	Python	23

O software Ncorr, que apresenta significativo número de citações no Quadro 2.5, é um pacote DIC 2D de código aberto, com algoritmos implementados em C++ e integrados ao MATLAB por meio da interface MEX. Conforme apresentado por Blaber *et al.*, (2015), o Ncorr possui algoritmos DIC baseados em subconjuntos, que permitem a captação dos deslocamentos da imagem de referência para a imagem deformada, cuja similaridade é verificada pelos critérios de correlação.

Na Correlação de Imagem Digital, o campo de deslocamento é gerado a partir da comparação entre duas imagens de um objeto, uma estado indeformado e outra no estado deformado, por meio da distribuição dos níveis de cinza na superfície de interesse (Wittevrongel *et al.*, 2015). , De acordo com Pan *et al.* (2009b), durante o processo de análise, a região de interesse é dividida uniformemente, e os deslocamentos são calculados para cada ponto (P), representando as intersecções de uma malha sobreposta. A correspondência entre os pontos P (na imagem de referência) e P' (na imagem no estado deformado) é obtida por meio da correlação de subconjuntos quadrados de pixels $((2M + 1) \times (2M + 1))$, centrados no ponto P . A Figura 2.36 apresenta esse processo de análise ao utilizar a técnica DIC.

De acordo com Pan *et al.* (2008), o tamanho do subconjunto na análise DIC deve ser suficiente para conter um padrão de intensidade que o distinga dos demais subconjuntos permitindo a correta identificação da correspondência entre imagens. No entanto, subconjuntos excessivamente grandes tendem a introduzir erros maiores na estimativa das deformações locais, comprometendo a precisão da análise.

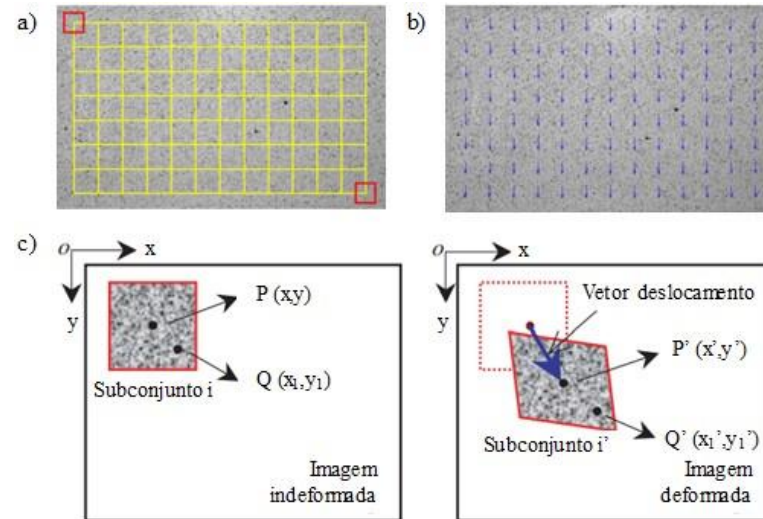


Figura 2.36 – Análise DIC: a) Divisão da região de interesse; b) vetores de deslocamentos calculados para cada ponto imposto; c) correspondência entre os subconjuntos (Adaptado de Pan *et al.*, 2009b).

Complementando essa discussão, Tambusay *et al.*, (2020) investigaram a influência do tamanho e do espaçamento dos subconjuntos na qualidade e na resolução dos mapas de deformação gerados pela análise DIC. Os resultados demonstraram que o tempo de processamento das imagens diminui com o aumento do espaçamento entre os subconjuntos, recomendando-se que este seja de 20% a 60% do raio do subconjunto, a fim de equilibrar a resolução espacial e o desempenho computacional. Além disso, os autores observaram que o aumento do tamanho dos subconjuntos resultou em redução na qualidade das imagens analisadas. A influência desses fatores reforça a necessidade de se determinar o tamanho ideal do subconjunto, o qual pode variar conforme as características específicas de cada análise.

A fim de avaliar o grau de similaridade entre o padrão de níveis de cinza, ou seja, a correspondência dos subconjuntos das imagens analisadas, utilizam-se os critérios de correlação, que podem ser classificados em dois grupos principais: correlação cruzada (CC) e soma dos quadrados das diferenças (SSD). O Quadro 2.7 apresenta os critérios relativos a esses dois grupos. Entre os critérios apresentados no Quadro 2.7, Pan *et al.* (2009b) indicam que a correlação cruzada normalizada por zero (ZNCC) e a soma dos quadrados das diferenças normalizada por zero (ZNSSD), proporcionam uma análise mais robusta e menos sensível a variações de iluminação ou ruído nas imagens.

Quadro 2.7 – Critérios de correlação (Adaptado de Pan *et al.*, 2009b).

Critério de correlação		Definição
Correlação cruzada (CC)	Correlação cruzada (CC)	$C_{CC} = \sum_{i=-M}^M \sum_{j=-M}^M [f(x_i, y_i)g(x'_i, y'_i)]$
	Correlação cruzada normalizada (NCC)	$C_{NCC} = \sum_{i=-M}^M \sum_{j=-M}^M \left[\frac{f(x_i, y_i)g(x'_i, y'_i)}{\bar{f} \bar{g}} \right]$
	Correlação cruzada normalizada por zero (ZNCC)	$C_{ZNCC} = \sum_{i=-M}^M \sum_{j=-M}^M \left\{ \frac{[f(x_i, y_i) - fm] \times [g(x'_i, y'_i) - gm]}{\Delta f \Delta g} \right\}$
Soma dos quadrados das diferenças (SSD)	Soma dos quadrados das diferenças (SSD)	$C_{SSD} = \sum_{i=-M}^M \sum_{j=-M}^M [f(x_i, y_i) - g(x'_i, y'_i)]^2$
	Soma dos quadrados das diferenças normalizada (NSSD)	$C_{NSSD} = \sum_{i=-M}^M \sum_{j=-M}^M \left[\frac{f(x_i, y_i)}{\bar{f}} - \frac{g(x'_i, y'_i)}{\bar{g}} \right]^2$
	Soma dos quadrados das diferenças normalizada por zero (ZNSSD)	$C_{ZNSSD} = \sum_{i=-M}^M \sum_{j=-M}^M \left\{ \frac{[f(x_i, y_i) - fm]}{\Delta f} - \frac{[g(x'_i, y'_i) - gm]}{\Delta g} \right\}^2$

As medidas apresentadas no Quadro 2.7 referem-se aos cálculos feitos a partir dos valores locais de nível de cinza, em que $f(x_i, y_i)$ é o valor do nível de cinza em (x_i, y_i) do subconjunto indeformado, $g(x'_i, y'_i)$ é o valor do nível de cinza em (x'_i, y'_i) do subconjunto deformado. Os termos f_m e g_m correspondem aos valores médios do nível de cinza dos subconjuntos indeformado e deformado, respectivamente. Os termos $\bar{f}$ e $\bar{g}$ representam os valores do nível de cinza dos subconjuntos indeformado e deformado, respectivamente. Por fim, Δf e Δg referem-se aos valores de desvio padrão do nível de cinza dos subconjuntos indeformado e deformado, respectivamente.

Quanto ao cálculo dos deslocamentos de campo total, emprega-se a técnica de correlação de imagem digital guiada por confiabilidade (RG-DIC), proposta por Pan (2009) e integrada às soluções de código aberto do Ncorr. O RG-DIC apresenta uma metodologia de análise que consiste na estimativa do deslocamento para um determinado ponto de referência por meio da técnica de correlação cruzada normalizada por zero (ZNCC). Em seguida, são calculados os vetores de deslocamento e os coeficientes de correlação para os pontos adjacentes ao ponto de referência. O processo é repetido iterativamente, priorizando sempre os pontos com maior correlação, até que todos os pontos da região de interesse sejam calculados. Essa abordagem visa minimizar a propagação de erro ao longo da análise (Pan, 2009). Wang *et al.* (2024) destacam que a abordagem de análise em pontos com maior correlação, demonstra um melhor desempenho na estimativa de deslocamentos em imagens de superfícies de amostras

asfálticas, que geralmente apresentam irregularidades pela composição da mistura. Em

ensaios mecânicos para análises de amostras de concreto asfáltico, o cálculo do campo de deformação permite a obtenção de informações essenciais para o entendimento do comportamento do material. No entanto, como a relação entre os deslocamentos medidos e as deformações desejadas são obtidas por meio da teoria matemática de diferenciação numérica, erros podem ser gerados pela sensibilidade ao ruído dos deslocamentos estimados. Por isso, é necessário a suavização prévia dos campos de deslocamentos para garantir a confiabilidade dos resultados em termos de deformação (Pan *et al.*, 2009b). Diante disso, Pan *et al.* (2009a) propuseram um algoritmo de mínimos quadrados pontuais simples (PLS) para estimar as deformações a partir dos subconjuntos de deslocamentos. Essa abordagem foi posteriormente implementada ao Ncorr (Blaber *et al.*, 2015). As equações 2.15, 2.16 e 2.17 descrevem o cálculo das deformações (e_{xx} , e_{yy} , e_{xy}) com base nos deslocamentos medidos.

$$e_{xx} = \frac{1}{2} \left(2 \frac{\partial u}{\partial x} + \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 \right) \quad 2.15$$

$$e_{yy} = \frac{1}{2} \left(2 \frac{\partial v}{\partial y} + \left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 \right) \quad 2.16$$

$$e_{xy} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \frac{\partial v}{\partial y} \right) \quad 2.17$$

É importante ressaltar que para obtenção de resultados confiáveis de deformação por meio do método PLS, é necessário considerar adequadamente o tamanho da janela de cálculo de deformação local utilizada no ajuste de mínimos quadrados pontuais. Este parâmetro varia de acordo com a deformação apresentada pelo material de análise, em que maiores janelas de cálculo são mais adequadas para deformações homogêneas, enquanto amostras com deformações heterogêneas exigem tamanhos mais precisos, sendo recomendado valores entre 11×11 a 21×21 pontos (Pan *et al.*, 2009a).

2.4.1.3 Aplicação da técnica DIC

O Quadro 2.8 apresenta, de maneira geral, a aplicação da técnica DIC em análises de materiais asfálticos para a obtenção de mapas de deslocamento ou deformação, parâmetros mecanísticos e rastreamento da propagação de trincas, a partir do monitoramento de diferentes ensaios mecânicos (Wang *et al.*, 2024).

Quadro 2.8 – Abordagens para o monitoramento das trincas utilizando a técnica DIC (Adaptado de Wang *et al.*, 2024).

Abordagem	Descrição	Autores	Vantagens	Desvantagens
Visualização	Mapas de deformação para identificação das trincas	Birgisson <i>et al.</i> (2008); Stewart <i>et al.</i> (2017); Hasheminejad <i>et al.</i> (2019); Al-Qadi <i>et al.</i> , (2022)	Simplicidade nas análises, sem a necessidade de processamento de campos de deformação	Subjetividade dos resultados com variações na avaliação da propagação de trincas entre diferentes usuários
Empírico mecanicista	Suposições empíricas para definir o início da trinca	Buttlar <i>et al.</i> (2014); Safavizadeh e Kim (2017)	Requisitos mínimos para o desenvolvimento das análises	Subjetividade e conhecimento elevado da técnica. Dificil validação das suposições
Mecanicista	Teoria da mecânica fundamental para identificação das trincas	Zhu e Al-Qadi (2023)	Teoria fundamental bem estabelecida e maior probabilidade de representação real do comportamento	Aplicação complexa e menos passível de automação. Validada apenas para o modo de falha I
Visão computacional	Mapas de deformação/ deslocamento com aplicação de técnicas clássicas de visão computacional.	Gehri <i>et al.</i> (2020); Cheng <i>et al.</i> (2022); Zhu e Al-Qadi (2023)	Subjetividade reduzida e o potencial para automação	Necessidade de usar limites que podem não ser validados

Em investigações voltadas ao desempenho à fadiga de materiais asfálticos, ensaios de flexão em quatro pontos tem sido amplamente empregados em análises de propagação de trincas (Correia *et al.*, 2025, 2024; Kumar e Saride, 2017; Safavizadeh, 2015; Safavizadeh *et al.*, 2022; Santos *et al.*, 2025). O Quadro 2.8 apresenta, nessa aplicação, as diferentes abordagens por meio das quais o monitoramento das trincas pode ser realizado. Devido a simplicidade de aplicação, a abordagem baseada na visualização tem sido amplamente empregada para o monitoramento das trincas utilizando a técnica DIC, apesar da subjetividade associada as análises, conforme apresentado no Quadro 2.8. No entanto, estudos vêm fazendo o uso da técnica, associada a análises adicionais pós-processamento, o que tem possibilitado a obtenção de respostas complementares mais precisas (Wang *et al.*, 2024).

Mais recentemente, a aplicação da técnica de DIC tem sido estendida ao estudo de materiais geossintéticos aplicados entre camadas de revestimento asfáltico. Nesses casos, a visualização de campos de deformação permite avaliar a atuação dos geossintéticos na atenuação das deformações e na melhoria da adesão entre camadas, além de acompanhar o comportamento à fadiga da estrutura como um todo.

Um exemplo representativo é o estudo conduzido por Kumar e Saride (2017), no qual foram analisados o comportamento de prismas asfálticos reforçados com geossintéticos com diferentes valores de rigidez à tração, submetido a ensaios de fadiga por flexão em quatro pontos. Nesse estudo, a técnica DIC foi empregada por meio da utilização software comercial VIC-2D. Através da visualização dos campos de deformação gerados pelo DIC, os autores captaram os diferentes modos de propagação das trincas, suas dimensões (altura e abertura), bem como as deformações na região do trincamento.

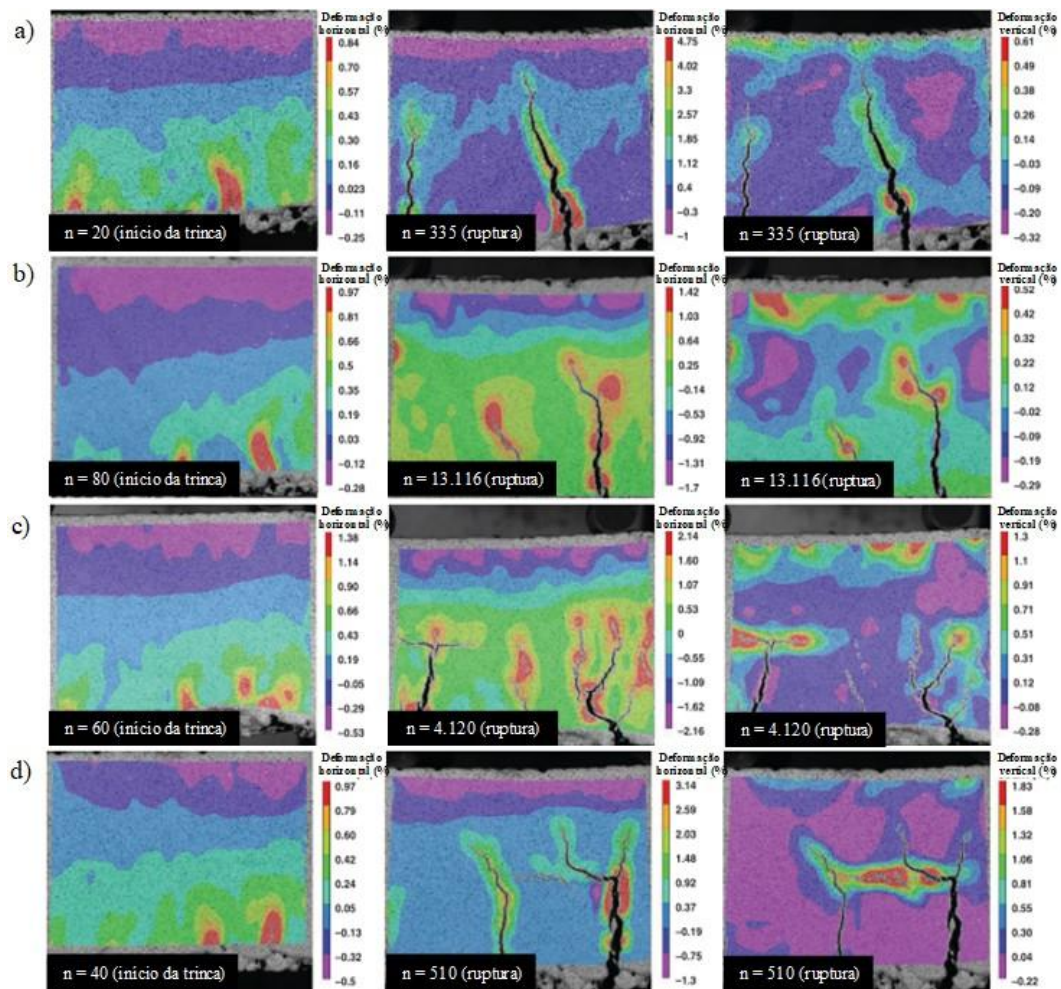


Figura 2.37 – Deformação horizontal no ciclo de início da trinca e no ciclo da ruptura e deformação vertical no ciclo da ruptura: a) sem reforço; b) reforço de maior rigidez; c) reforço de média rigidez; d) reforço de menor rigidez (Adaptado de Kumar e Saride, 2017).

A aplicação da técnica DIC na pesquisa de Kumar e Saride (2017) permitiu identificar menores deformações de tração na ponta das trincas dos corpos de prova com geossintéticos. Conforme ilustrado na Figura 2.37a, no ciclo 335 do corpo de prova não reforçado, a deformação horizontal na ponta da trinca foi de 1,85%. Em contrapartida, o sistema reforçado

com o geossintético de maior rigidez, apresentado na Figura 2.37b, apresentou, no ciclo 13.116, uma deformação máxima de 1,42% na ponta da trinca. Além disso, observaram-se maiores deformações verticais na interface reforçada, causadas pelo desvio horizontal das trincas, as quais absorveram as tensões de tração mobilizadas nas pontas das trincas, restringindo o seu crescimento. A Figura 2.37 apresenta a eficiência dos sistemas reforçados com o geossintético de maior rigidez, que também resultou em uma maior aderência de interface, levando a um fator de melhoria de até 39 vezes.

Safavizadeh (2015), investigou os mecanismos de falha associados à fissuração reflexiva de prismas de concreto asfáltico reforçados com geogrelhas de fibra de vidro por meio de ensaios cíclicos de flexão em quatro pontos. Para isso, prismas de dupla camada, com e sem a presença de reforços geossintéticos de diferentes aberturas de malha, foram confeccionados considerando combinações com duas misturas asfálticas e três tipos de pintura de ligação. Os autores estudaram se os critérios de falha baseados na rigidez, normalmente utilizados para analisar o desempenho de materiais asfálticos, também são eficientes para a condição reforçada com geossintéticos. A Figura 2.37 apresenta os resultados do estudo, considerando o modo de falha pela rigidez (S) multiplicada pelo número de ciclos (N) *versus* o número de ciclos, e o critério pelo número de ciclos em que o valor da rigidez atinge 50% do seu valor no ciclo 50. Entre as pinturas de ligação empregadas neste estudo, a PM (pintura de ligação modificada com polímero) foi a que proporcionou a melhor aderência entre as camadas, enquanto SS-1 (emulsão) exibiu uma aderência menos eficiente que resultou em descolamentos ao longo dos ensaios, indicando a imprecisão do critério de falha, mostrado na Figura 2.38 a, sugerindo não ser o modo mais adequado para avaliar o desempenho de prismas reforçados. Já na Figura 2.38 b, destacam-se resultados subestimados com o observado na prática, uma vez que, apesar dos danos diminuírem a rigidez do prisma, o sistema reforçado ainda foi capaz de suportar as solicitações impostas. Com isso, os autores consideraram uma abordagem utilizando a técnica de correlação de imagem digital (DIC), juntamente com os contornos de deformação equivalente de Von Mises para comparar qualitativamente diferentes estágios de deformação. A Figura 2.39 apresenta as análises de imagem realizadas no estudo.

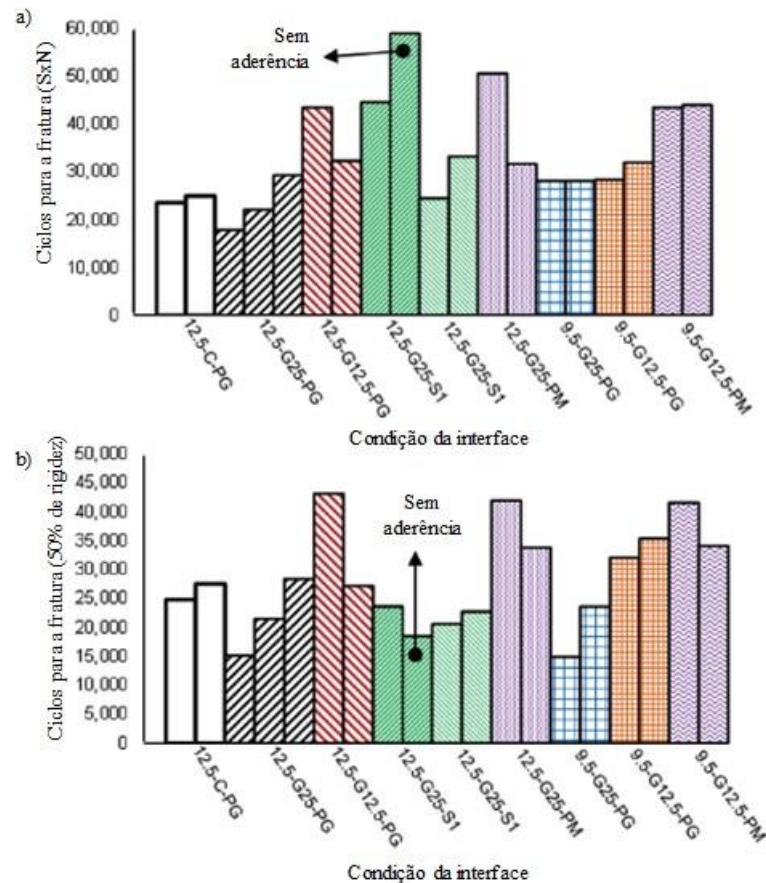


Figura 2.38 – Critérios de falha *versus* condições de interface: (a) rigidez multiplicada pelo número de ciclos; (b) número de ciclos em que o valor da rigidez atinge 50% do seu valor no ciclo 50 (Safavizadeh, 2015).

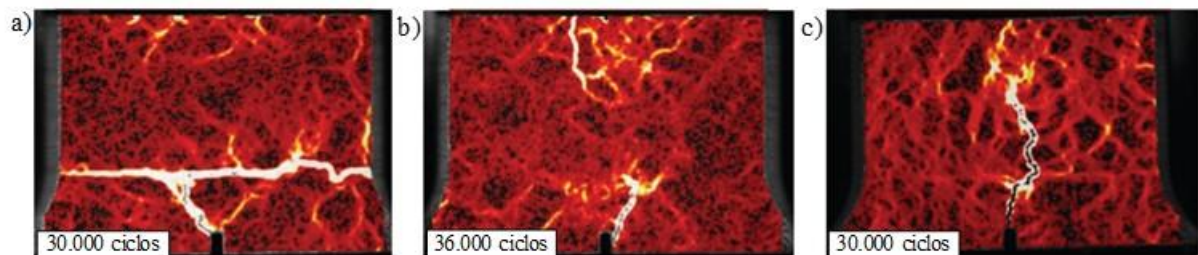


Figura 2.39 – Comparação dos contornos de deformação: a) reforçado com emulsão sem cura; b) reforçado com emulsão curada; c) controle (Safavizadeh, 2015).

A Figura 2.39 apresenta os diferentes modos de propagação das trincas, influenciados pela propriedade de aderência entre as camadas, que não são captados pelos critérios de falha baseados na rigidez. As análises indicaram que a aderência de interface pode controlar a taxa de propagação das trincas verticais de baixo para cima, em que, quanto mais forte for a aderência entre elas, maior o tempo para que a trinca atinja a nova camada (Figura 2.39 b). Quando há uma baixa resistência ao cisalhamento de interface, o descolamento entre as

camadas faz com que haja uma dissipação da energia de propagação na interface, reduzindo as concentrações de tensão na região (Figura 2.39 a). Diante disso, como os dois mecanismos descritos mitigam a propagação das trincas, quando apenas os critérios de falha baseados rigidez são empregados, o sistema com baixa aderência de interface pode parecer ter o melhor desempenho, mesmo que já tenha levado o pavimento à ruptura por descolamento. Portanto, quando investigações acerca do desempenho de revestimentos asfálticos reforçados com geossintéticos são conduzidos, é necessário considerar os diversos mecanismos que ocorrem no sistema, especialmente a propriedade de aderência de interface, utilizando-se de ferramentas que possibilitem essas análises, tais como a técnica DIC.

Kumar e Saride (2019) investigaram o desempenho à fadiga de sistemas asfálticos de dupla camada reforçados com dois diferentes geossintéticos. Para a realização das análises DIC no software VIC-2D, a superfície das amostras foi preparada com fundo branco, seguido pela pulverização de tinta preta em spray. A Figura 2.40 apresenta as análises DIC na ruptura dos corpos de prova controle (CS), reforçado com a geomanta (GJ) e reforçado com a geogrelha (PP), contendo pré-trinca de 25 e 40 mm de profundidade.

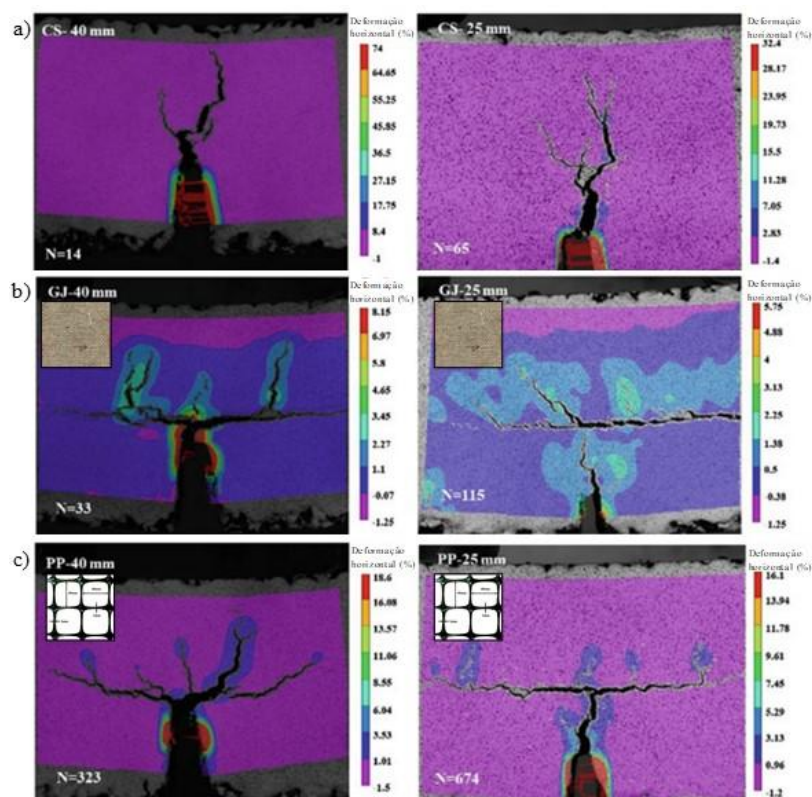


Figura 2.40 – Deformação horizontal no ciclo de ruptura: a) sem reforço; b) reforço de maior rigidez; c) reforço de média rigidez; d) reforço de menor rigidez (Adaptado de Kumar e Saride, 2017).

Os resultados indicaram uma redução de 35 a 70% das deformações horizontais nas trincas dos prismas reforçados em comparação ao sistema controle, com um melhor desempenho associado ao reforço de geogrelha. A presença da pré-trinca de 40 mm resultou em menores deformações em relação à presença da pré-trinca de 25 mm, uma vez que a maior profundidade proporcionou a plena mobilização do reforço devido às altas deformações em poucas repetições de carga. Observou-se também a ocorrência do mecanismo de alívio de tensões na atuação dos reforços. A propagação horizontal das trincas na interface resultou em um acúmulo de deformações nessa região, com potencial para gerar um descolamento entre as camadas caso a aderência não fosse adequada.

Sudarsanan *et al.* (2019) também verificaram, através da técnica DIC, o desempenho de prismas reforçados com geossintéticos de rigidezes diferentes, utilizando o software Geo-PIV. Para tanto, os corpos de prova tiveram a superfície pintada de branca com a aplicação de dois diferentes padrões de machas aleatórias em preto. A Figura 2.41 apresenta as análises DIC realizadas neste estudo.

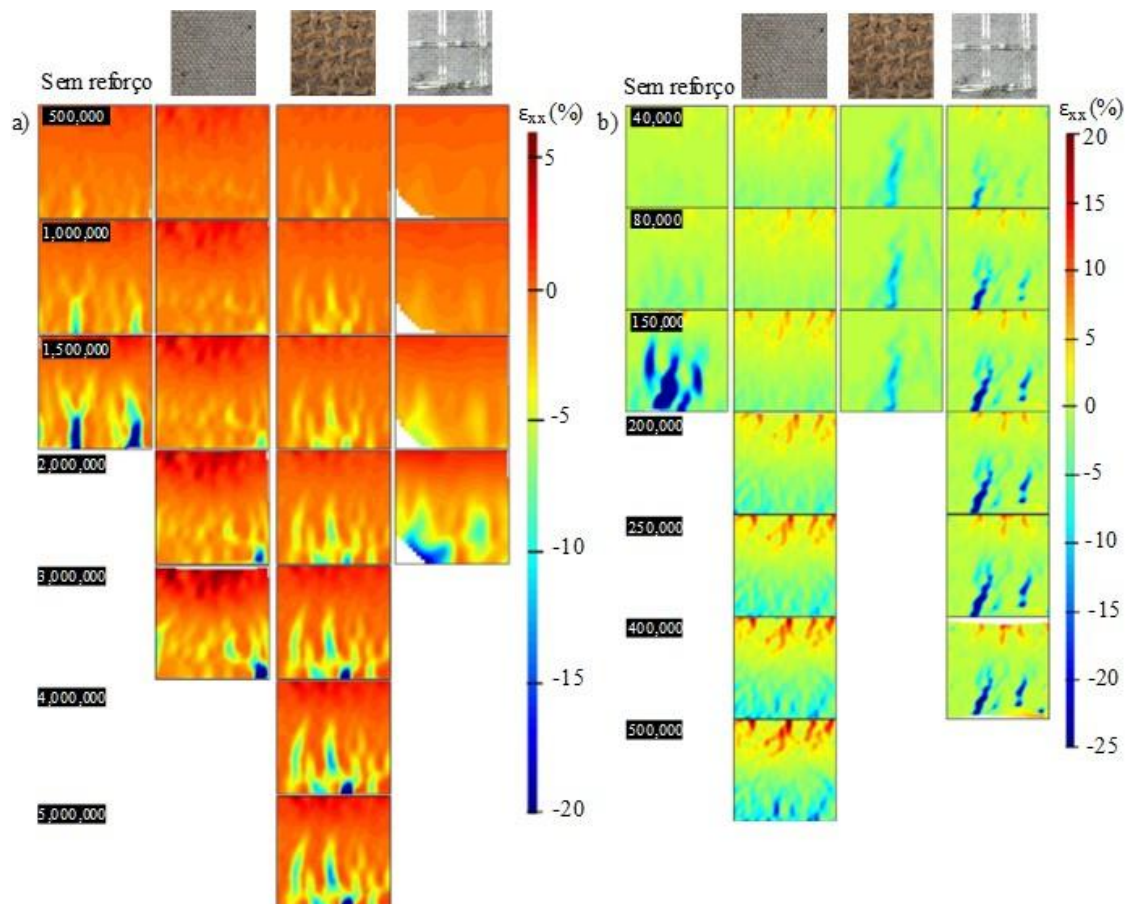


Figura 2.41 – Deformação horizontal em diferentes ciclos: a) 10 ° C; b) 40 °C (Adaptado de Sudarsanan *et al.*, 2019).

Os resultados indicam que na amostra controle houve uma propagação direta da trinca para a nova camada, sem a apresentação de qualquer desvio, enquanto nas camadas reforçadas, notou-se uma dissipação da energia de propagação provocando a formação de microtrincas, como mostrado na Figura 2.41. A atuação dos reforços resultou em um aumento na vida de fadiga de até 3,4 vezes, com resultados mais elevados associados a maiores valores de rigidez a tração e de resistência de aderência de interface. Os ensaios realizados na temperatura de 30 °C resultaram em uma vida de fadiga e inferior à obtida nos ensaios a 10 °C.

Freire *et al.* (2021) analisaram, com uso da técnica DIC, a atuação de prismas reforçados com geogrelha de fibra de vidro com diferentes valores de resistência à tração. Para a realização das análises DIC no software VIC-3D, a superfície foi pintada de branco e pulverizada com tinta preta em spray. Os ensaios flexão em quatro pontos foram realizados em duas etapas, a primeira consistiu na aplicação de dois ciclos de carga e descarga com amplitude de força entre 1 kN e 0,3 kN e, na sequência, uma taxa constante de deslocamento de 0,2 mm/min foi aplicada até a propagação completa da trinca por todo o corpo de prova. A Figura 2.42 apresenta uma análise da energia de propagação das trincas ao longo do ensaio de flexão, realizada pelos autores previamente à aplicação da técnica DIC.

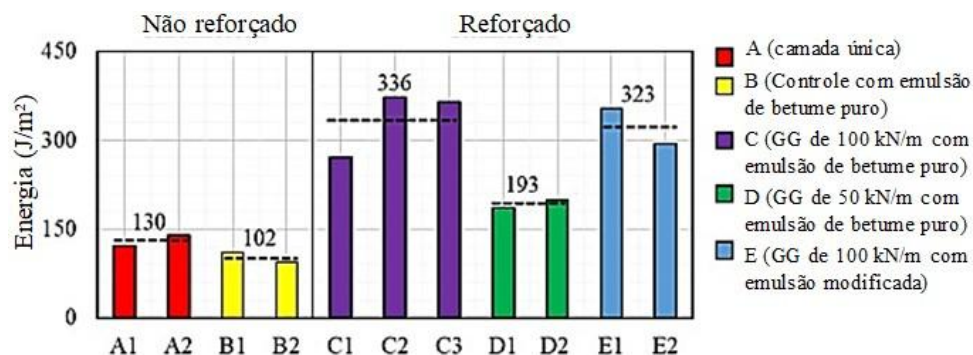


Figura 2.42 – Energia de propagação das trincas (Adaptado de Freire *et al.*, 2021).

O gráfico da Figura 2.42 indica uma maior energia de propagação das trincas para as condições reforçadas, sugerindo que o reforço da geogrelha foi eficaz para mitigar a fissuração reflexiva em camadas asfálticas. Destaca-se, ainda, que a presença da interface na configuração controle (B) comprometeu o desempenho da amostra, reforçando a importância da aderência de interface. Nas configurações reforçadas C e E, foi necessária uma quantidade similar de energia para propagação da trinca, valor 1,7 vezes superior ao da configuração D. Esse comportamento indica que a rigidez da geogrelha exerceu maior influência do que o tipo de pintura de ligação. Com o intuito de melhor compreender a influência de tais características no

desempenho dos sistemas reforçados, aplicou-se a técnica DIC. A Figura 4.43 apresenta a metodologia de análise DIC seguida pelos autores.

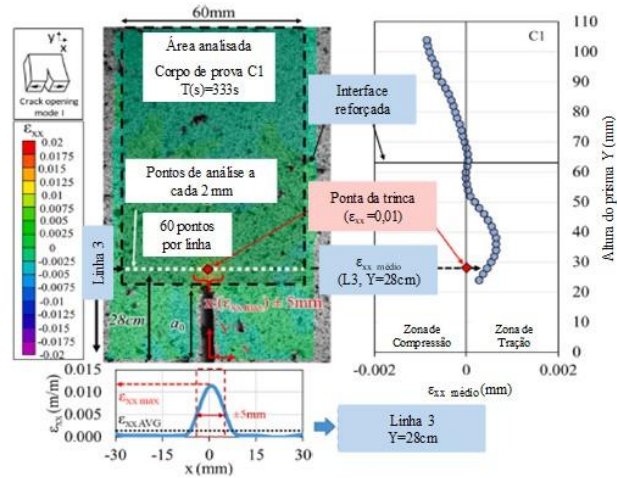


Figura 2.43 – Explicação da metodologia de análise realizada com a técnica DIC (Adaptado de Freire *et al.*, 2021).

A metodologia de análise proposta consistiu na criação de linhas horizontais a cada 2 mm de altura do corpo de prova a partir da ponta da pré-trinca, nos 60 mm centrais do prisma. Cada linha de medição foi composta por 60 pontos virtuais, para os quais foi calculada a deformação horizontal (ϵ_{xx}), conforme apresentado na Figura 2.43. A partir dos dados obtidos nas análises DIC, os autores geraram as curvas de deformação horizontal média e máxima para cada estágio de análise (1 – início da trinca; 2 – mobilização do reforço; 3 – início do patamar; 4 – fim do patamar). A Figura 2.44 apresenta os resultados das análises.

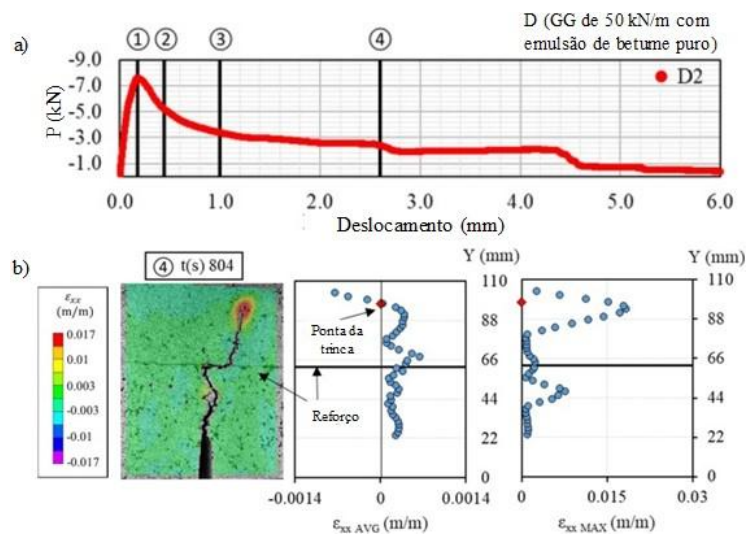


Figura 2.44 – Análises DIC para o prisma reforçado com a geogrelha de 100 kN/m no estágio 4: a) curva força versus deslocamento com os estágios de análise; b) curvas de deformação média e máxima obtidas pelo DIC (Adaptado de Freire *et al.*, 2021).

Como mostrado na Figura 2.44, na curva de deformação máxima estão presentes apenas os valores de deformação positiva, não sendo possível a observação da zona comprimida, evidenciada no gráfico de deformação média. As análises sugerem que a presença de descontinuidades nas curvas de deformação em função da altura do prisma indica a ocorrência de deslizamento entre as camadas. Nos estágios iniciais, a deformação no nível da interface manteve-se próxima de zero, sugerindo que a geogrelha não foi mobilizada até o início da propagação da trinca. Os resultados demonstraram que a análise DIC foi eficiente para calcular o campo de deformação e a posição da ponta da trinca ao longo dos ensaios, permitindo observar o início da mobilização dos reforços e a sua atuação na mitigação das trincas.

Correia *et al.* (2024) investigaram o desempenho de um prisma reforçado com geocomposto constituído de geogrelha de fibra de vidro e geotêxtil não tecido, comparado com uma amostra controle, por meio de ensaios de flexão em quatro pontos combinados com a técnica DIC. A Figura 2.45 apresenta as análises DIC, em que se obteve as deformações horizontais ao longo da vida de fadiga de cada corpo de prova. Nas curvas, nota-se o crescimento acentuado das deformações no prisma controle em poucos ciclos de carga, em contrapartida ao corpo de prova reforçado, em que as deformações se desenvolveram de forma atenuada, atingindo o mesmo nível de deformação que o sistema controle com o número de ciclos 13 vezes superior.

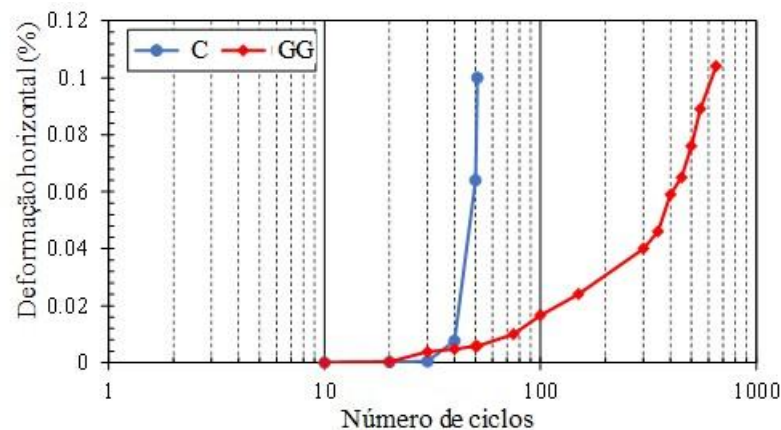


Figura 2.45 – Deformação horizontal em função do número de ciclos (Correia *et al.*, 2024).

Correia *et al.* (2025), avaliaram diferentes reforços geossintéticos aplicados entre camadas de revestimento asfáltico quanto à mitigação da propagação de trincas reflexivas. Prismas de dupla camada reforçados com uma geogrelha de fibra de vidro e um geocomposto com geogrelha de fibra de vidro costurada a um geotêxtil de PET não tecido, foram comparados a um prisma não reforçado através de ensaios de flexão em quatro pontos e análise DIC. A

Figura 2.46 apresenta os campos de deformação horizontal para os corpos de prova não reforçados e reforçados em função da altura da viga, no ciclo de falha do corpo de prova de controle. Os resultados demonstraram que a presença dos reforços retardou significativamente a propagação de trincas, levando a um aumento da vida de fadiga em comparação à viga não reforçada. Observou-se uma redução na deformação horizontal nos corpos de prova reforçados, resultando em fatores de melhoria de 3,2 para a viga com o geocomposto e 3,6 para aquela com a geogrelha. Os reforços também contribuíram para a manutenção da posição da linha neutra durante a propagação da trinca.

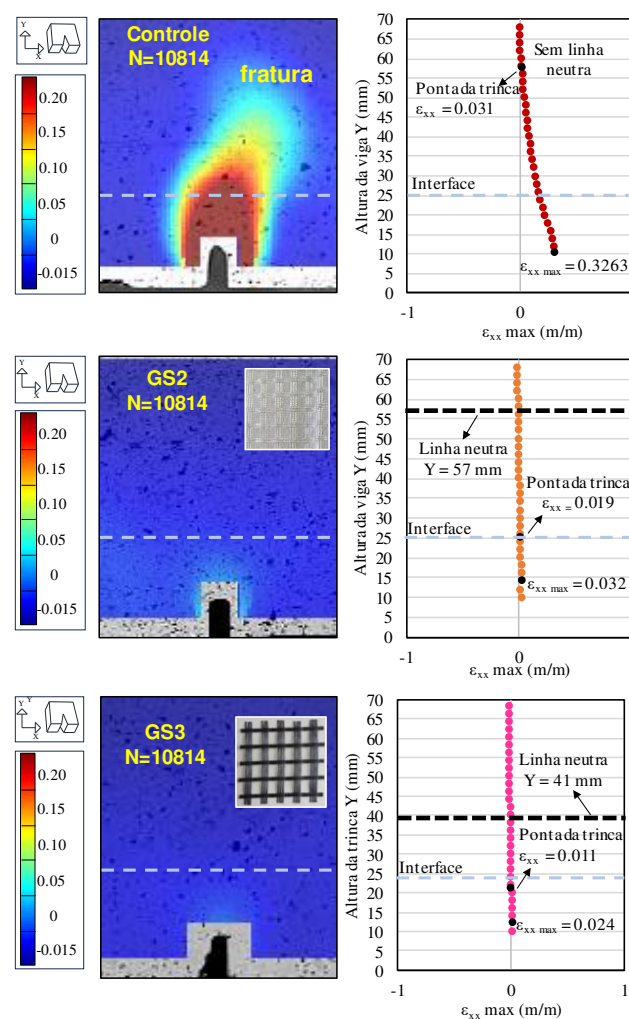


Figura 2.46 – Deformação horizontal dos corpos de prova não reforçados e reforçados em função da altura da viga, no ciclo de falha do corpo de prova de controle. (Correia *et al.*, 2025).

Santos, Correia e Kumar (2025), avaliaram o desempenho de prismas asfálticos com e sem a presença de reforços por meio de ensaios cíclicos de flexão em quatro pontos monitorados com a técnica DIC. Para isso, corpos de prova foram extraídos de um segmento experimental

construído no Aeroporto Internacional de Salvador. Os resultados demonstraram que a presença do reforço aumentou a vida de fadiga em aproximadamente 13 vezes em comparação às camadas asfálticas sem reforço. A análise DIC forneceu informações detalhadas sobre a distribuição de deformações e o comportamento na ponta da trinca, evidenciando o aumento da resistência do prisma na presença do reforço. As análises mostraram que a aderência entre as camadas foi adequada, destacando a importância dessa propriedade na atuação do reforço.

Outras abordagens também foram adotadas para a investigação da propagação de trincas entre camadas asfálticas reforçadas com geossintéticos. Safavizadeh e Kim (2017) estudaram a atuação de prismas reforçados com geogrelha de fibra de vidro por meio de ensaio de fadiga por flexão em quatro pontos, com uso da técnica DIC na abordagem empírico mecanicista. Geossintéticos com diferentes aberturas de malha e dois tipos misturas e pinturas de ligação foram empregados nesta pesquisa. Os ensaios de flexão foram conduzidos conforme a norma ASTM D7460 (ASTM, 2019) nos corpos de prova cuja superfície foi pintada de branco e um padrão de manchas aleatórias foi produzido com tinta preta em spray para as análises DIC no software VIC-2D. Para a detecção do comprimento das trincas, os autores consideraram um limite de deformação horizontal de 9000 microstrain e para as deformações verticais de 6000 microstrain. A Figura 2.47 apresenta as medições realizadas, e as curvas de comprimento das trincas que foram ajustadas para serem empregadas de maneira mais adequada nas análises.

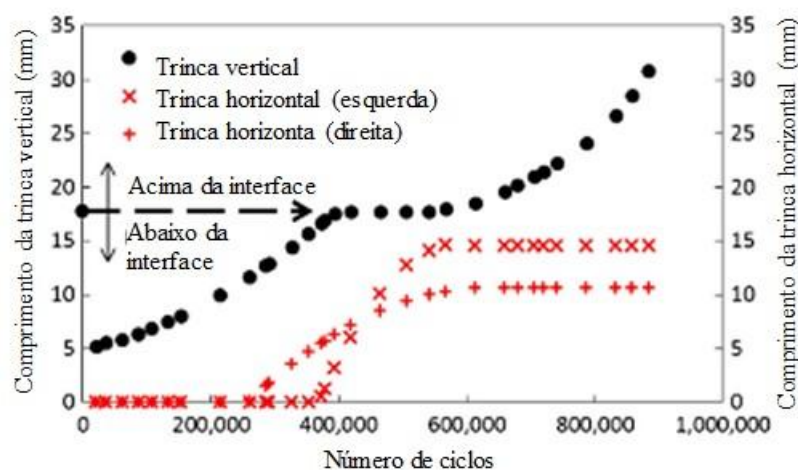


Figura 2.47 – Comprimento das trincas vertical e horizontal em função do número de ciclos (Adaptado de Safavizadeh e Kim, 2017).

Por meio das curvas é possível identificar as três principais fases de crescimento das trincas, sendo a primeira quando ela se inicia, a partir da pré-trinca, a segunda, quando atinge a interface e a terceira quando há a ruptura do corpo de prova. Na segunda fase ocorre a maior

parte do crescimento da trinca no sentido horizontal, uma vez que o crescimento vertical é interrompido pela presença do reforço, o qual dissipa a energia de propagação na interface e reduz a concentração de tensões na ponta da trinca. Nessa fase, caso a resistência da aderência entre as camadas não seja suficiente, o crescimento da trinca pode provocar danos na interface. Com o incremento das solicitações, a energia de propagação excede o limite do sistema, ocasionando o início da propagação da trinca da camada inferior para a camada superior até a ruptura total.

Safavizadeh *et al.* (2020), empregaram a técnica DIC para avaliar o desempenho a fadiga e a aderência de interface de sistemas asfálticos reforçados com geogrelhas de diferentes aberturas de malha e dois tipos de pintura de ligação, utilizando uma abordagem empírico mecanicista. A Figura 2.48 ilustra a aplicação da técnica DIC para a obtenção dos deslocamentos, das deformações e comprimento das trincas.

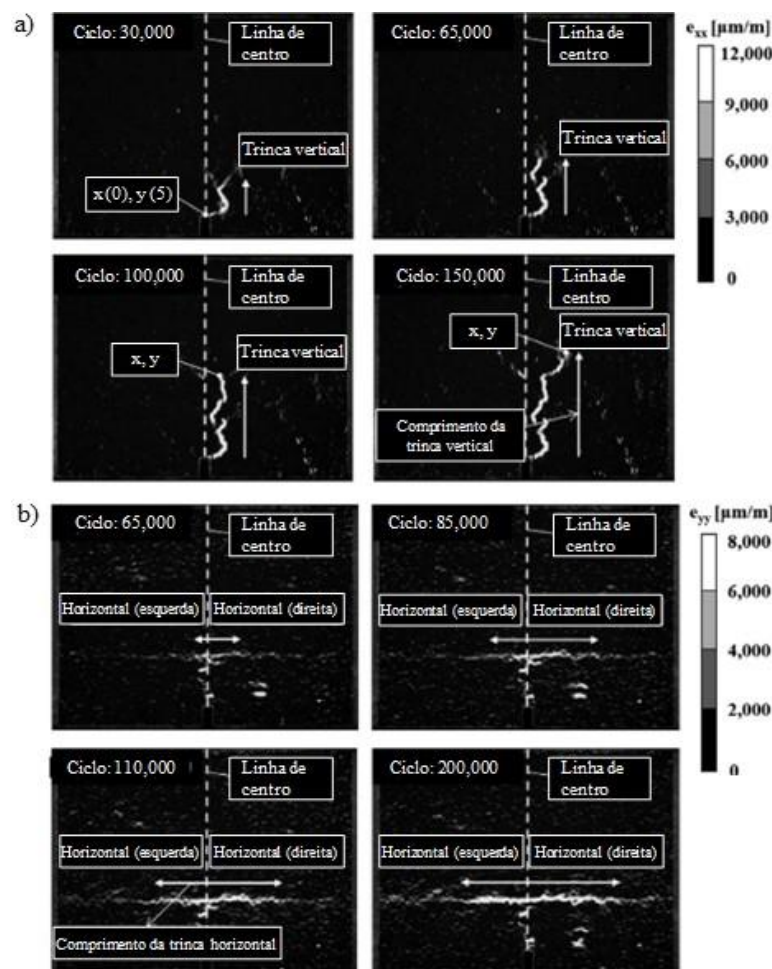


Figura 2.48 – Análise da propagação das trincas: a) trincas verticais – deformações horizontais; b) trincas horizontais – deformações verticais (Adaptado de Safavizadeh *et al.*, 2020).

A Figura 2.46 apresenta os limites de deformação vertical e horizontal foram impostos para a identificação do progresso da trinca, sendo as trincas verticais (Modo de falha I), mais fáceis de serem detectadas devido à maior abertura em relação às trincas horizontais (Modo de falha II). De modo geral, os resultados indicaram maior vida de fadiga para os sistemas com a geogrelhas de maior abertura e pintura de ligação de maior rigidez, as quais também promoveram melhores valores de resistência de aderência de interface.

As investigações sobre o desempenho de revestimentos asfálticos reforçados com geossintéticos têm avançado nos últimos anos com a aplicação da técnica DIC. Os estudos têm destacado a importância de análises que correlacionem o desempenho dos sistemas reforçados com a aderência das camadas, as quais podem levar a diferentes resultados quando comparadas às análises convencionais de rigidez do sistema. A influência das diferentes propriedades dos geossintéticos no desempenho de revestimentos reforçados bem como na aderência de interface tem sido cada vez mais discutida. O crescente mercado de geossintéticos para aplicação na pavimentação tem apresentado materiais com propriedades distintas, levando a necessidade de mais estudos que considerem tais variáveis, visando identificar os mecanismos e os fatores de melhoria relacionados à inclusão dos reforços e correlacioná-los com o desempenho da aderência de interface, de forma a auxiliar no desenvolvimento de projetos de reabilitação de pavimentos flexíveis com o uso da técnica.

3 METODOLOGIA DE PESQUISA

3 METODOLOGIA DE PESQUISA

Este capítulo apresenta os materiais e os métodos empregados na realização desta pesquisa. Para a obtenção dos corpos de prova, construiu-se um segmento experimental de campo em escala real na rodovia SP-225, entre as cidades de São Carlos-SP e Itirapina-SP. O segmento foi composto por uma seção controle (sem reforço) e três seções reforçadas com geogrelhas com características físicas e mecânicas distintas. A caracterização dos reforços, bem como da mistura asfáltica e do ligante, é apresentada de acordo com as normas vigentes. Ressalta-se que esse segmento foi executado com a finalidade de extrair corpos de prova, não se tratando de seções instrumentadas para monitoramento ao longo do tempo.

O programa experimental abrange a construção do segmento experimental, extração e preparação dos corpos de prova e posteriores ensaios em laboratório. Ensaios de flexão em quatro pontos (F4P) e de cisalhamento de interface foram realizados para compreender os fatores que influenciam o pavimento reforçado. A técnica DIC foi empregada nos ensaios F4P para analisar o desempenho dos prismas com diferentes reforços, avaliando a iniciação e a propagação das trincas, bem como deformações mobilizadas na região do trincamento.

3.1 Materiais

3.1.1 Geogrelhas para aplicação em revestimentos asfálticos

Nesta pesquisa, foram utilizados três geogrelhas empregadas na restauração de pavimentos, os quais se diferem pelo material de fabricação e por suas propriedades físicas e mecânicas. A G-PET é uma geogrelhas biaxial, confeccionada com fios de poliéster costurada a um geotêxtil não tecido ultraleve de PP, com cobertura betuminosa e resistência à tração característica de 50 kN/m. A G-PVA é uma geogrelha biaxial, composta de filamentos de álcool polivinílico costurada a um geotêxtil não tecido de PP com cobertura betuminosa, com resistência à tração nominal de 50 kN/m. Por fim, a G-FV é uma geogrelha biaxial de fibra de vidro costurada a um geotêxtil não tecido ultraleve de PP, com cobertura betuminosa e resistência à tração nominal de 100 kN/m, constituído por uma geogrelha. Em todos os casos, o geotêxtil presente nas amostras possui apenas a função de auxiliar a instalação do reforço em campo, uma vez que em contato com a mistura asfáltica em temperatura elevada se degrada,

fazendo com que apenas as geogrelhas atuem após a instalação. A Figura 3.1 apresenta os reforços empregados neste estudo.

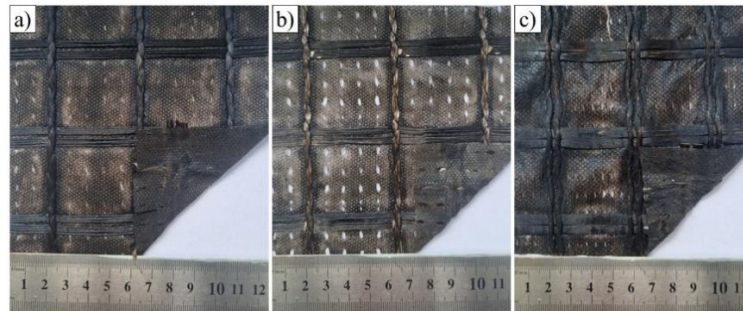


Figura 3.1 – Geogrelhas: a) G-PET; b) G-PVA; c) G-FV (Autora, 2026).

As amostras de geogrelhas foram caracterizadas segundo os ensaios de determinação da espessura a 2 kPa (ASTM D5199, 2025), largura e espessura dos elementos, abertura da malha e massa por unidade de área (ASTM 5261, 2024), ensaio de capacidade de retenção de asfalto (ASTM 6140, 2022) e de resistência à tração e deformação na carga máxima (ASTM D6637, 2015). Na Tabela 3.1 são apresentados os valores médios das propriedades físicas e mecânicas de cada geogrelha, com seus respectivos desvios padrão (D.P.) e coeficiente de variação (COV).

Tabela 3.1 – Propriedades físicas e mecânicas das geogrelhas (Autora, 2026).

Propriedades	G-PET			G-PVA			G-FV		
	Média	D.P.	COV (%)	Média	D.P.	COV (%)	Média	D.P.	COV (%)
Abertura de malha (mmxmm)	39x32	-	-	38x32	-	-	30x31	-	-
Massa por unidade de área (g/m ²)	252,40	4,37	1,73	209,11	1,85	0,89	586,07	20,49	3,50
Largura tramo longitudinal (mm)	3,73	0,11	3,05	3,53	0,14	3,95	8,00	0,49	6,10
Largura tramo transversal (mm)	9,01	0,29	3,19	8,42	0,27	3,23	9,52	0,46	4,85
Espessura total a 2 kPa (mm)	1,76	0,40	2,29	1,75	0,08	4,30	1,99	0,07	3,38
Capacidade de retenção de asfalto (g/m ²)	357,4	0,4	13,1	227,8	0,1	5,1	496,9	0,8	15,4
Resistência à tração na ruptura (kN/m)	55,02	1,39	2,53	56,98	2,82	4,91	94,18	3,96	4,21
Deformação na carga máxima (%)	10,05	0,18	1,82	6,30	0,29	3,82	3,37	0,28	8,39
Resistência à tração em 2,0% de def. (kN/m)	12,28	0,51	4,19	13,71	0,70	5,14	49,94	4,74	9,49

Como pode ser observado na Tabela 3.1, no que tange às propriedades físicas, a menor largura dos tramos longitudinais das geogrelhas G-PET e G-PVA, resultou em uma maior abertura de malha para esses reforços em relação a geogrelha G-FV. Quanto à massa por unidade de área, devido às diferentes densidades dos materiais constituintes das geogrelhas, notou-se menor resultado para o reforço G-PVA, seguido do G-PET e, por fim, G-FV. Os reforços de PET e PVA apresentaram valores de espessura semelhantes, inferiores ao de fibra de vidro (FV). A Figura 3.2 apresenta a identificação das características físicas dos reforços.



Figura 3.2 – Identificação das características físicas (Autora, 2026).

Referente à capacidade de retenção de asfalto dos reforços, presente na Tabela 3.1, foi necessária uma adaptação do procedimento descrito na norma ASTM D6140 (ASTM, 2022), visto que, nesta pesquisa, a pintura de ligação empregada foi a emulsão asfáltica RR-1C, aplicada à temperatura ambiente. Visando reproduzir a situação de campo, suprimiu-se a etapa de aquecimento da pintura de ligação, conduzindo-se o ensaio à temperatura de 20 °C. Os resultados apresentados na Tabela 3.1 indicaram maior capacidade de retenção para o reforço G-FV (496,90 g/m²), seguido pelo G-PET (357,40 g/m²) e pelo G-PVA (220,30 g/m²). A Figura 3.3 apresenta o procedimento do ensaio.

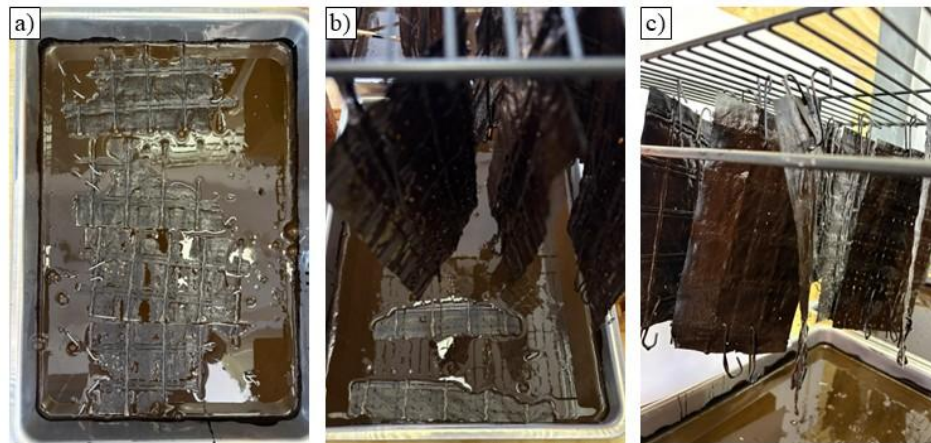


Figura 3.3 – Procedimento do ensaio de capacidade de retenção de asfalto: a) submersão dos corpos de prova na emulsão à 20 °C por 30 min; b) corpos de prova pendurados por uma extremidade por 30 min; c) corpos de prova pendurados na outra extremidade por 30 min (Autora, 2026).

Quanto à resistência à tração, os valores apresentados na Tabela 3.1 referem-se aos resultados dos ensaios, os quais foram realizados no sentido transversal das geogrelhas, coincidindo com o sentido de solicitação nos ensaios de flexão em quatro pontos. Observou-se que os valores obtidos para os reforços G-PET e G-PVA foram ligeiramente superiores ao valor nominal de 50 kN/m, apresentando valores de resistência à ruptura de 55,02 e 56,98 kN/m, respectivamente. Já o G-FV apresentou resistência de 94,18 kN/m, valor ligeiramente inferior ao nominal de 100 kN/m. A Figura 3.4 apresenta as curvas típicas resultantes de tração *versus* deformação, obtidas para cada um dos cinco corpos de prova ensaiados por amostra.

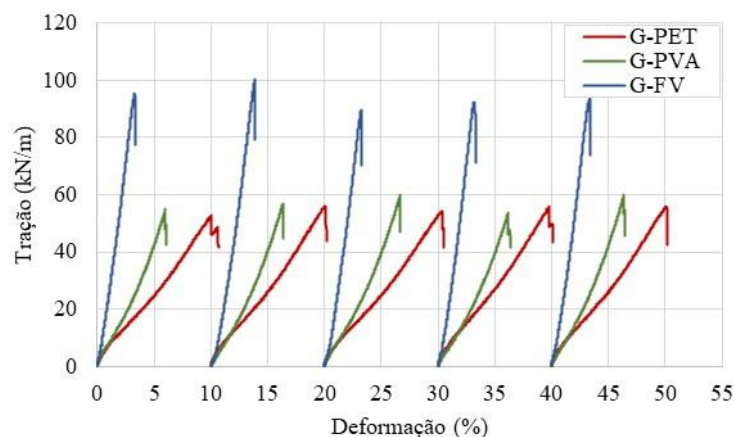


Figura 3.4 – Resultado dos ensaios de resistência à tração das geogrelhas (Autora, 2026).

No que tange ao alongamento dos reforços, influenciado pelo polímero constituinte, o reforço G-PET apresentou a maior deformação na ruptura (10,05%), seguido pelo G-PVA (6,30%) e pelo G-FV (3,37%). Contudo, considerando baixos valores de formação, de 0,50,

0,75, 1,00, 1,25 e 2,00%, que melhor representam as solicitações sofridas pelo reforço na estrutura do pavimento, observam-se valores de rigidez à tração semelhantes entre G-PET e G-PVA, ambos inferiores à rigidez do G-FVA. A Figura 3.5 apresenta as curvas de rigidez *versus* deformação, obtidas pela média dos cinco corpos de prova no início do ensaio. Uma maior rigidez inicial está associada a uma maior resistência à tração em baixas solicitações de deformação, enquanto menores rigidezes levam a uma mobilização da resistência à tração em maiores deformações, o que pode influenciar no comportamento dos corpos de prova nos ensaios de F4P.

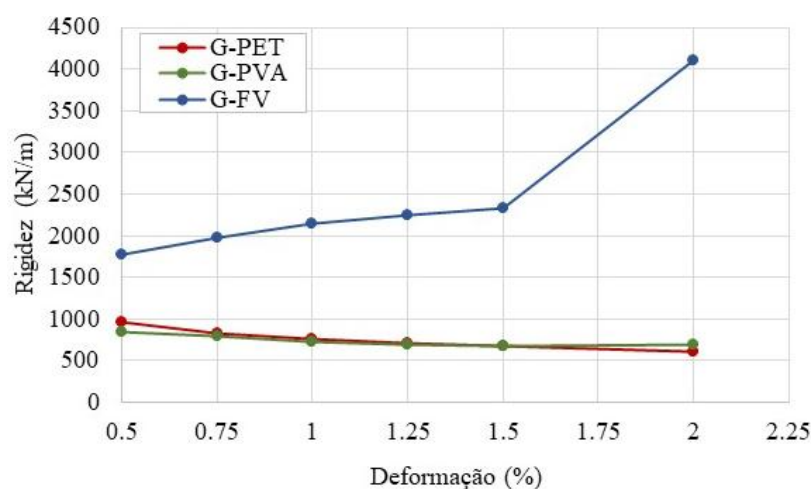


Figura 3.5 – Rigidez à tração das geogrelhas nas deformações de tração iniciais (Autora, 2026).

3.1.2 Mistura asfáltica

A mistura asfáltica, bem como sua caracterização e dosagem, foram fornecidos pelo Laboratório e Usina de asfalto da Eixo SP Concessionária de Rodovias, localizada no Município de Itirapina-SP, para aplicação em rodovias de alto tráfego no estado de São Paulo. Os materiais constituintes da mistura asfáltica foram: brita 3/4”, brita 1/2”, pedrisco 3/8”, pó de pedra 3/16”, material proveniente de fresagem de revestimento asfáltico (RAP), ligante asfáltico virgem e ligante remanescente do RAP. Os agregados britados possuem origem basáltica, ao passo que o RAP é proveniente da malha rodoviária da EIXO SP. A Figura 3.6 apresenta a análise granulométrica dos agregados que compõe a mistura asfáltica, conforme a norma DNIT 412/2025 – ME (DNIT, 2025).

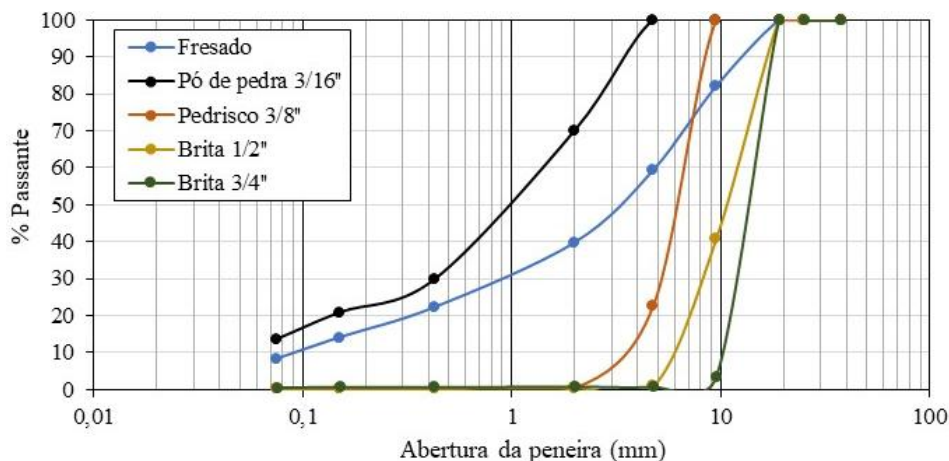


Figura 3.6 – Curvas granulométricas dos agregados da mistura (Autora, 2026).

A partir das curvas granulométricas, definiu-se a composição da mistura com as seguintes proporções: 15% de brita 3/4"; 18% de brita 1/2"; 18% de pedrisco 3/8"; 34% de pó de pedra 3/16"; e 15% de RAP. A Figura 3.7 ilustra a curva granulométrica resultante, que enquadra-se nos limites das Faixas II do DER ET-DE-P00/032 (DER, 2024b) e B do DNIT 031/2024 (DNIT, 2024a).

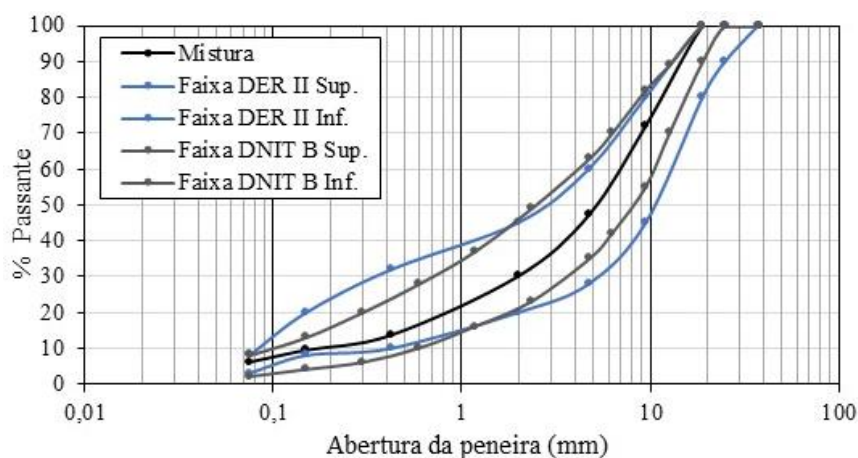


Figura 3.7 – Delimitação da curva granulométrica da mistura nas Faixas II do DER e B do DNIT (Autora, 2026).

Para a caracterização dos agregados, seguiu-se a especificação técnica DER ET-DE-P00/032 (DER, 2024b) sendo realizados os ensaios de equivalente de areia (ABNT, NBR 12052, 1992), abrasão Los Angeles (ABNT, NBR 16974, 2022), e durabilidade em sulfato de sódio (DNIT 446-ME, 2024). Os resultados obtidos em cada um dos ensaios descritos são apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Ensaio de caracterização dos agregados (Autora, 2026).

Ensaio	Especificação		Resultado
	Mínimo	Máximo	
Equivalente de Areia (%)	55	-	59,9
Abrasão Los Angeles (%)	0	50	14,8
Durabilidade em Sulfato de Sódio	0	12	1,10

Além dos ensaios apresentados na Tabela 3.2, realizou-se o ensaio de adesividade do ligante asfáltico aos agregados virgens e aos provenientes do fresado (ABNT, NBR 14329, 1999). Os resultados obtidos foram satisfatórios, atendendo ao recobrimento mínimo de 90% do agregado em ambas condições.

Para a composição da mistura foi empregado o cimento asfáltico de petróleo modificado por borracha moída de pneus, fabricado pela Greca Asfaltos, comercialmente denominado de CAP Ecoflex B (PG 76-22), e ligante proveniente do material fresado. A caracterização do CAP Ecoflex B foi obtida por meio da realização dos ensaios de penetração (ABNT, NBR 6576, 2007), ponto de amolecimento (ABNT, NBR 6560, 2016), ponto de fulgor (ABNT, NBR 11341, 2014), Viscosidade Brookfield (ABNT, NBR 15184, 2021) e recuperação elástica (ABNT, NBR 15086, 2022). A Tabela 3.3 apresenta os resultados dos ensaios.

Tabela 3.3 – Caracterização do CAP borracha (Autora, 2026).

Ensaio	Norma	Especificação		Resultado
	ABNT	Mínimo	Máximo	
Penetração, 100 g, 5s, 25°C, 0,1 mm	NBR 6576	30	70	45
Ponto de amolecimento, 5 °C/ 15 min	NBR 6560	55	-	57
Ponto de fulgor, °C	NBR 11341	235	-	265
Viscosidade Brookfield, a 175 °C, 20 RPM, cP	NBR 15529	800	2000	1450
Recuperação elástica, °C	NBR 15086	50	-	77

A metodologia Marshall (ABNT, NBR 12891, 1993), que se baseia na definição da quantidade (em massa ou volume) dos agregados e do cimento asfáltico de petróleo adequada para resistir as solicitações do tráfego, foi utilizada para a realização da dosagem da mistura asfáltica conforme apresentado na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Dosagem da mistura asfáltica (Autora, 2026).

Material	Dosagem Mineral (%)	Dosagem Marshall (%)
Brita 3/4"	15,0	14,3
Brita 1/2"	18,0	17,2
Pedrisco 3/8"	18,0	17,2
Pó de pedra 3/16"	34,0	32,5
Fresado	15,0	14,3
CAP Borracha	-	3,86
CAP fresado	-	0,64

As características do projeto de mistura asfáltica têm seus valores obtidos e comparados com a especificação técnica DER ET-DE-P00/032 (DER, 2024b), como mostrado na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Características do projeto da mistura asfáltica (Autora, 2026).

Ensaio	Resultado	ET-DE-P00/032	
		Mínimo	Máximo
Teor ótimo (%)	4,50	4,20	4,80
Massa específica do ligante (g/cm ³)	1,028	-	-
Diâmetro máximo do agregado (mm)	19,1	-	-
Densidade máxima medida RICE (g/cm ³)	2,670	-	-
Massa específica aparente (g/cm ³)	2,562	-	-
Massa específica efetiva (g/cm ³)	2,925	-	-
Volume de vazios (%)	4,04	3	5
Vazios cheios de asfalto (%)	11,20	-	-
Vazio no agregado mineral (%)	15,55	15	-
Relação asfalto vazios (%)	74,00	65	80
Resistência à tração por compressão diametral (MPa)	1,26	0,80	-
Fluência (mm)	3,35	2,00	4,00
Estabilidade (kgf)	1295	800	-

3.1.3 Ligante asfáltico

Neste estudo, empregou-se como ligante asfáltico para pintura de ligação a emulsão asfáltica catiônica de ruptura rápida RR-1C, a fim de promover a aderência entre a camada

asfáltica e o reforço. O ligante foi fabricado pela Stratura Asfaltos. Sua caracterização foi obtida por meio dos ensaios de Viscosidade Saybolt-furol (ABNT, NBR 14491, 2007), sedimentação (ABNT, NBR 6570, 2016), peneiração (ABNT, NBR 14393, 2012), resistência à água (ABNT, NBR 14249, 2007), carga de partícula (ABNT, NBR 6567, 2015), resíduo seco (ABNT, NBR 14376, 2019) e desemulsibilidade (ABNT, NBR 6569, 2008). A Tabela 3.6 apresenta as características da emulsão.

Tabela 3.6 – Caracterização da pintura de ligação emulsão asfáltica RR-1C (Autora, 2026).

Características	Norma ABNT	Especificação		Resultado
		Mínimo	Máximo	
Viscosidade Saybolt-furol a 25 °C (s)	NBR 14491	-	90	19
Sedimentação (% m/m)	NBR 6570	-	5	2,35
Peneiração, 0,84 mm (% m/m)	NBR 14393	-	0,1	0
Resistência à água (%)	NBR 14249	80	-	>80
Carga de Partícula	NBR 6567	Positiva	Positiva	
Resíduo Seco (% m/m)	NBR 14376	62	-	62,55
Desemulsibilidade (%)	NBR 6569	50	-	58

O resíduo da emulsão também foi caracterizado por meio dos ensaios de penetração (ABNT, NBR 6576, 2007), teor de betume (ABNT, NBR 14855, 2015) e ductibilidade (ABNT, NBR 6293, 2015). Os resultados da caracterização do resíduo da emulsão são apresentados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Caracterização do resíduo da emulsão asfáltica RR-1C (Autora, 2026).

Características	Norma ABNT	Especificação		Resultado
		Mínimo	Máximo	
Penetração a 25 °C, 100g, 5s (s)	NBR 6576	40	150	60
Teor de betume (%)	NBR 14855	97	-	98
Ductibilidade a 25 °C (cm)	NBR 6293	40	-	41

3.2 Segmento experimental

3.2.1 Projeto do segmento experimental

O segmento experimental foi construído na rodovia estadual SP-225 Rodovia Comandante João Ribeiro de Barros/Engenheiro Paulo Nilo Romano, entre São Carlos e Itirapina, administrado pela Eixo SP, no interior do estado de São Paulo. A Figura 3.8 apresenta a localização da seção no km 92, a cerca de 200 km da capital do estado, entre o município de

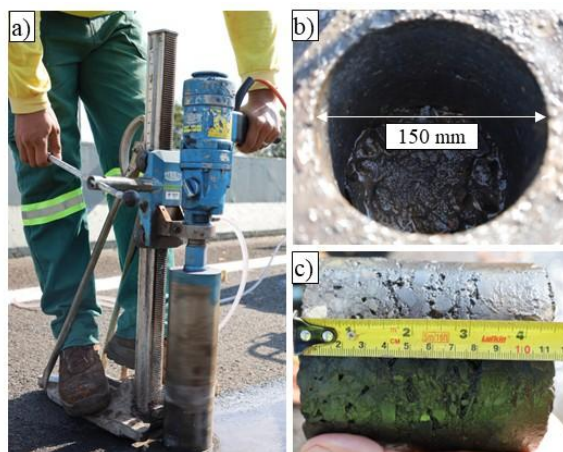


Figura 3.9 – Sondagem investigativa da espessura das camadas asfálticas: a) sonda rotativa; b) extração do corpo de prova do cálice; c) camada de base abaixo das camadas asfálticas; d) corpo de prova após a extração (Autora, 2026).

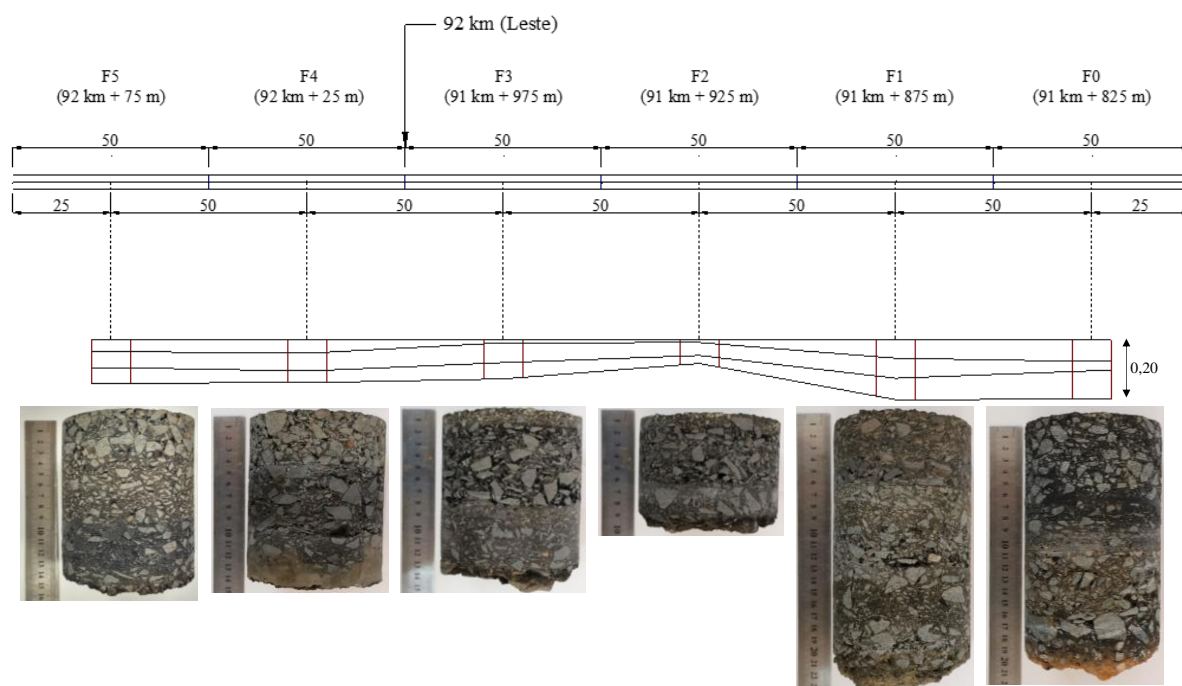


Figura 3.10 – Perfil das camadas de revestimento asfáltico a partir da sondagem investigativa (Autora, 2026).

Conforme ilustrado na Figura 3.10, o perfil das camadas apresentou heterogeneidade ao longo da seção estudada, o que impossibilitou a realização de uma fresagem padrão que garantisse a espessura de camada inferior mínima necessária para a extração dos corpos de prova. Dessa forma, optou-se pela fresagem de 110 mm da camada pré-existente de revestimento asfáltico entre os pontos 91 km + 972,5 m e 92 km + 54 m. Na sequência, procedeu-se à execução de uma camada de regularização de 50 mm e, após a aplicação da

pintura asfáltica e instalação do reforço, à compactação de uma nova camada asfáltica de 60 mm. A Figura 3.11 apresenta o layout esquemático da seção de ensaio experimental.

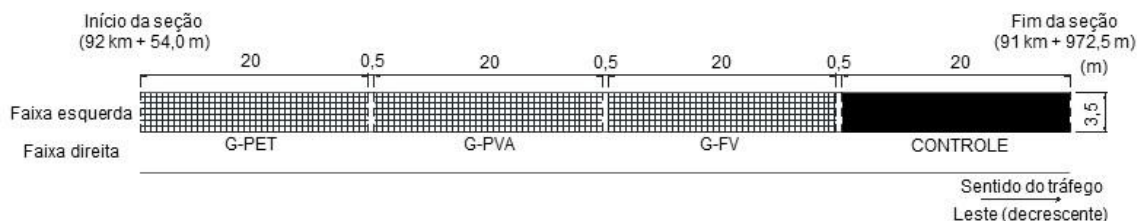


Figura 3.11 – Seção de ensaio experimental (Autora, 2026).

No que se refere às condições do relevo local, a Figura 3.12 apresenta o perfil de elevação do segmento experimental, obtido por meio do software Google Earth Pro. A seção, com 81,5 m de extensão, apresenta cota inicial de 818 m e cota final de 815 m, resultando em um declive longitudinal de 3,7%, caracterizado por um greide suave e constante. Essa análise foi importante para avaliar a atuação dos veículos durante a execução da seção, uma vez que vias com aclives ou declives acentuados poderiam ocasionar situações de aceleração ou frenagem indesejadas durante o processo construtivo.



Figura 3.12 – Perfil de elevação do segmento experimental de campo (Adaptado de Google Earth Pro, 2024).

3.2.2 Construção do segmento experimental

A execução do segmento experimental compreendeu a fresagem da camada asfáltica preexistente, seguida pela execução da camada de nivelamento (inferior), aplicação da pintura de ligação, instalação das geogrelhas nas seções reforçadas e pavimentação da camada superior.

Como a rodovia se encontrava em operação, realizou-se a interdição da faixa de intervenção e o desvio do tráfego previamente ao início da obra.

Dando início aos trabalhos na pista, foram removidos 110 mm da estrutura preexistente por meio de fresagem a frio, utilizando uma fresadora Wirtgen modelo W 100 HR, capaz de cortar até 200 mm de profundidade. O processo foi executado com a máquina operando em sua rotação máxima (2200 rpm). Com uma largura de trabalho de 1,0 m, a fresagem da seção foi realizada em quatro passadas sucessivas, cobrindo integralmente a largura da faixa. A Figura 3.13 apresenta o procedimento de fresagem e detalhes do equipamento. A Figura 3.14 apresenta as condições pós-fresagem.



Figura 3.13 – Fresagem: a) fresadora; b) tambor de fresagem; c) etapas da fresagem; d) limpeza da superfície pós fresagem (Autora, 2026).



Figura 3.14 – Condições pós-fresagem: a) espessura da camada; b) faixa fresada (Autora, 2026).

Após a fresagem e limpeza da pista, aplicou-se a pintura de ligação RR-1C e executou-se a camada de nivelamento empregando mistura asfáltica a quente (detalhada na seção 3.1.2). A Figura 3.15 apresenta as vistas traseira e frontal da vibroacabadora de esteira, da marca Wirtgen e modelo SUPER 1300, empregada para pavimentação da camada asfáltica.

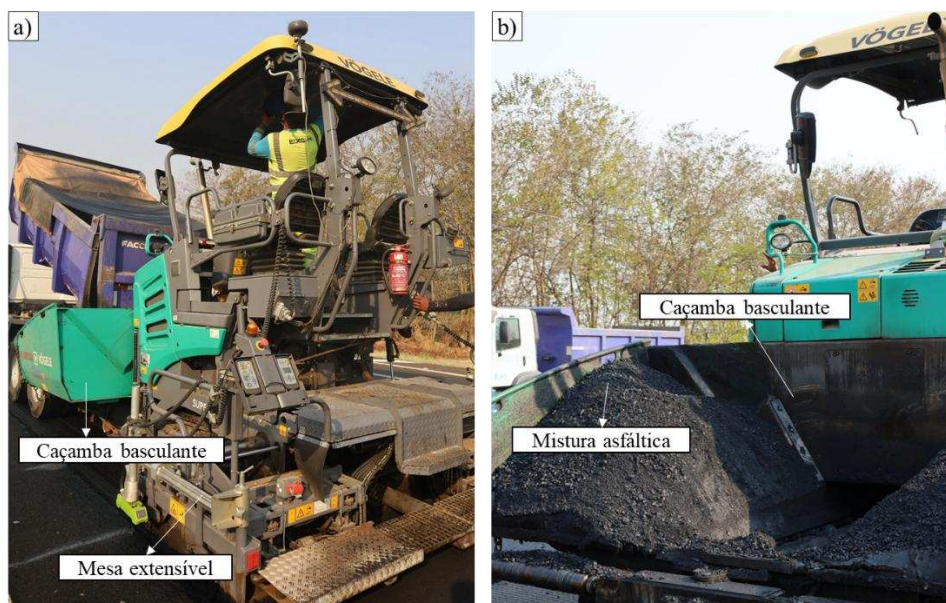


Figura 3.15 – Vibroacabadora: a) vista traseira; b) vista frontal (Autora, 2026).

A camada foi executada com espessura de 50 mm, visando possibilitar a extração de corpos de prova com a espessura necessária para os ensaios. A Figura 3.16 apresenta o rolo vibratório e o rolo pneumático, ambos da marca XCMG, empregados para a compactação da camada construída. A Figura 3.17 mostra as condições do pavimento após a compactação.

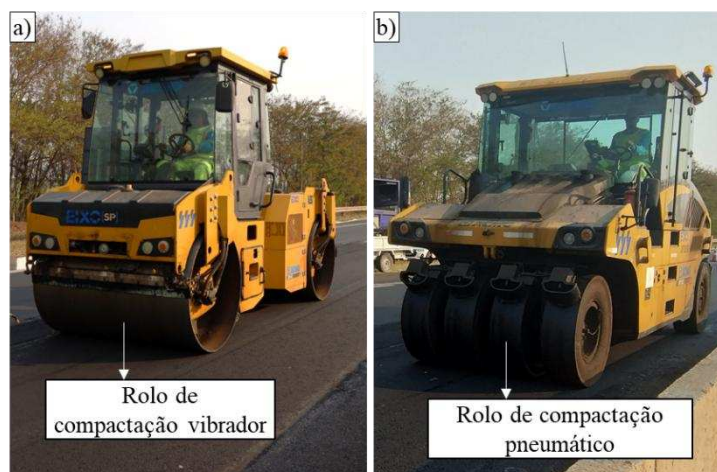


Figura 3.16 – Equipamentos de compactação da camada asfáltica: a) rolo vibratório; b) rolo pneumático (Autora, 2026).



Figura 3.17 – Condições pós-compactação da camada asfáltica inferior: a) espessura da camada; b) camada final compactada (Autora, 2026).

Após a execução da camada de nivelamento, aplicou-se a pintura de ligação com emulsão RR-1C nas seções reforçadas e no controle, pulverizada a 55 °C por caminhão espargidor, garantindo distribuição uniforme (Figura 3.18). A taxa total de projeto aplicada foi de 0,8 L/m². Porém, a taxa residual verificada pelo ensaio da bandeja (DNIT, 2014), resultou valor médio de 0,4 L/m². Com base na capacidade de retenção de emulsão dos reforços, o valor residual medido em campo mostrou-se suficiente para a saturação dos geossintéticos G-PET e G-PVA, porém inferior ao requerido para a saturação do G-FV, indicando um potencial de deficiência de aderência nessa seção.



Figura 3.18 – Procedimento de aplicação da pintura de ligação no segmento experimental: a) aspersão da pintura de ligação; b) superfície após a cura da emulsão (Autora, 2026).

Após a cura da emulsão, cerca de 30 min após a sua aplicação, os três reforços foram instalados manualmente sobre a superfície preparada. A Figura 3.19 apresenta os procedimentos de instalação dos reforços. As geogrelhas foram desenroladas no sentido longitudinal, acompanhando o comprimento do segmento experimental, com o lado do geotêxtil voltado para baixo, como convencionalmente é realizado. A instalação exigiu cuidado e pré-tensionamento manual para minimizar dobras e rugas.



Figura 3.19 – Procedimento de instalação dos reforços no segmento experimental: a) G-PET; b) G-PVA; c) G-FV (Autora, 2026).

A fim de verificar a aderência inicial entre o geossintético e a superfície subjacente, realizou-se o ensaio de campo *pull-up test*, conforme especificação australiana MRTS104 (Department of Transport and Main Roads, 2024) como método expedito de verificação da aderência inicial em campo. O ensaio consiste em selecionar uma seção de 1 m² e, com auxílio de uma balança de mola acoplada a um gancho inserido no centro do reforço, aplicar força de tração vertical até o descolamento do material. A Figura 3.20 apresenta a realização do ensaio em campo.



Figura 3.20 – Ensaio de aderência de campo pull-upfield: a) G-PET; b) G-PVA; c) G-FV (Autora, 2026).

Nas seções com G-PET e G-PVA, a balança indicou 10 kgf, enquanto para o G-FV obteve-se cerca de 11 kgf. Tais valores superam o mínimo de 9 kgf estabelecido pela norma. No entanto, ressalta-se que o ensaio de aderência em campo, por se tratar de um teste de controle rápido, apresenta limitações próprias de sua natureza, sendo seus resultados influenciados tanto pela forma de aplicação da força pelo operador quanto pela rigidez intrínseca dos materiais, associada à sua elasticidade durante o tracionamento.

Apesar disso, tais características não invalidam sua importância na fase de instalação, uma vez que o ensaio permite uma verificação imediata das condições de aderência em campo. Nesse contexto, um sistema de controle de qualidade robusto deve considerar de forma complementar tanto a avaliação das condições de instalação em campo quanto a análise do desempenho em laboratório, a partir de ensaios de resistência ao cisalhamento de interface.

Após a instalação dos reforços, executou-se a camada asfáltica superior, com 60 mm de espessura, empregando a mesma mistura da camada de nivelamento. A temperatura da massa atingiu valor médio de 160 °C na aplicação. A Figura 3.21 ilustra o procedimento descrito.

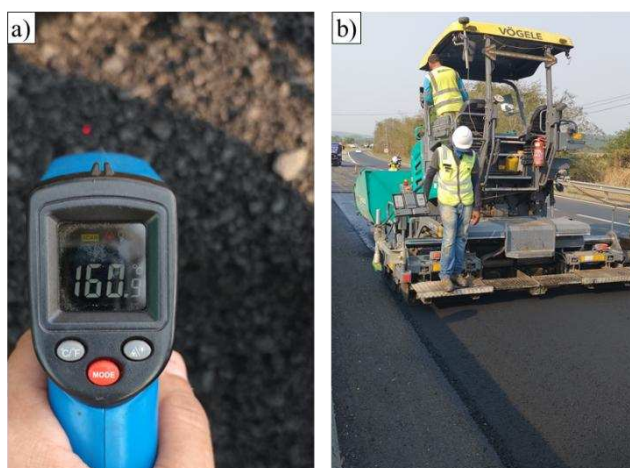


Figura 3.21 – Construção da camada superior: a) vibroacabadora; b) temperatura da mistura asfáltica (Autora, 2026).

Durante a pavimentação, evitou-se que a passagem dos equipamentos sobre os reforços causasse danos ou deslocamentos. A Figura 3.22 apresenta as condições do reforço após a passagem dos equipamentos, mostrando que não houve danos ao material e que a geogrelha permaneceu fixa à superfície, sem aderir aos pneus dos veículos ou causar ondulações. A Figura 3.23 ilustra a situação após a finalização da construção da camada superior nas seções reforçadas e controle.

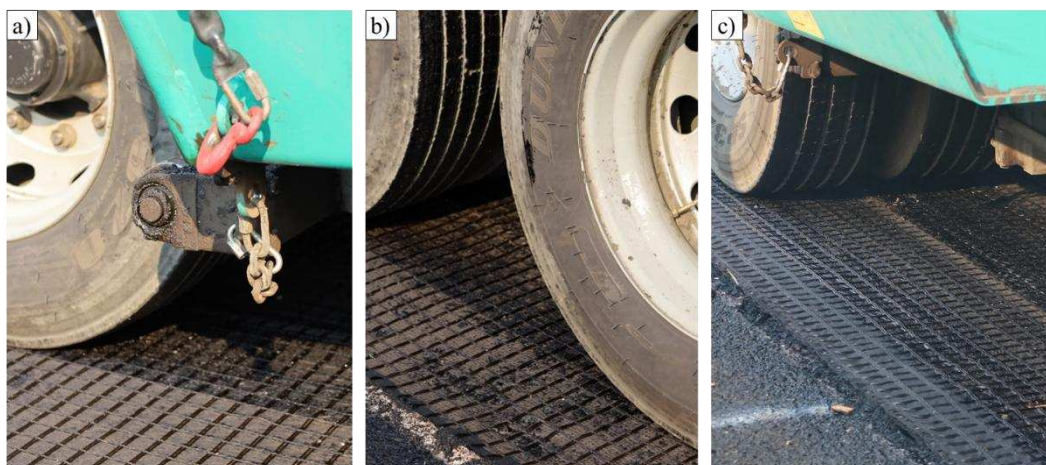


Figura 3.22 – Condições do reforço após a passagem dos equipamentos: a) G-PET; b) G-PVA; c) G-FV (Autora, 2026).



Figura 3.23 – Segmento experimental de campo após a construção (Autora, 2026).

3.2.3 Extração dos corpos de prova

Nas semanas subsequentes à execução do segmento experimental de campo, procedeu-se à extração dos corpos de prova de cada uma das seções construídas. A atividade iniciou-se com a interdição da faixa e a demarcação dos pontos de extração, respeitando as dimensões previstas para a realização dos ensaios em laboratório. Para a extração dos corpos de prova, foi empregada uma perfuratriz com cálice e coroa de 100 e 150 mm de diâmetro e uma serra clipper.

O processo começou pela extração dos corpos de prova cilíndricos de 100 e 150 mm de diâmetro, destinados aos ensaios de caracterização da mistura asfáltica e cisalhamento de interface, respectivamente. Para tanto, utilizou-se uma perfuratriz, com a qual foram executadas

perfurações verticais nos pontos previamente demarcados. Ao todo, pelo menos cinco corpos de prova de 100 e 150 mm de diâmetro foram extraídos de cada seção do segmento experimental. A Figura 3.24 apresenta o processo descrito.



Figura 3.24 – Extração corpos de prova cilíndricos: a) perfuratriz; b) processo de extração; c) corte do corpo de prova na superfície; c) corpo de prova extraído (Autora, 2026).

Na sequência da extração dos corpos de prova cilíndricos, realizou-se a retirada das placas de 600(c) x 600(l) x 110(h) mm, as quais foram posteriormente cortadas em serralheria para a obtenção dos prismas submetidos aos ensaios de flexão em quatro pontos. Empregando-se uma serra de corte de pavimento (serra clipper), cada placa foi extraída preservando-se uma borda de segurança periférica, visando garantir a integridade da amostra. A Figura 3.25 ilustra o procedimento de extração no segmento experimental. No total, foram retiradas 12 placas, sendo 3 de cada seção do segmento. Todos os corpos de prova extraídos da seção foram devidamente identificados e transportados até o Laboratório de Geotecnia da UFSCar, onde ficaram armazenados em temperatura controlada até a realização dos ensaios.

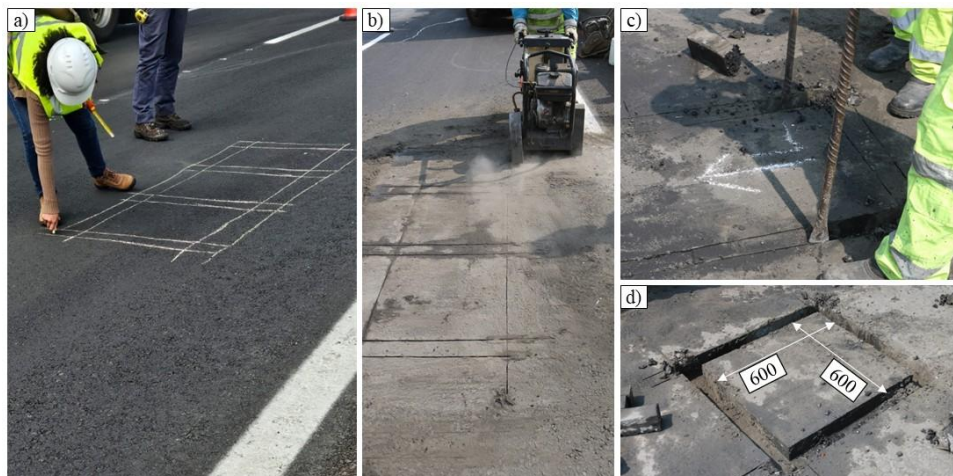


Figura 3.25 – Extração das placas: a) marcação da superfície; b) corte com a serra clipper; c) retirada da borda de segurança; d) placa sem as bordas de segurança (Autora, 2026).

3.3 Confeção dos corpos de prova de camada dupla reforçada

3.3.1 Preparação dos corpos de prova

Visando à confecção dos corpos de prova prismáticos para a realização dos ensaios, as placas extraídas do segmento experimental foram levadas à serralheria para o corte dos prismas. Os prismas foram cortados nas dimensões de 395 (comprimento) x 82,5(largura) x 82,5(altura) mm, seguindo as recomendações da norma inglesa EN 12697-24 (CEN, 2018).

Os cortes dos prismas foram realizados de forma que a interface entre as camadas se localizasse no terço inferior da viga, região onde ocorrem as maiores solicitações de tração e, portanto, onde se observa a atuação mais eficiente dos reforços. Esse posicionamento é corroborado por Khodaii *et al.*, (2009) e recomendado pela norma australiana MRTS104 (Department of Transport and Main Roads, 2024).

Para induzir o dano na camada asfáltica e estabelecer um ponto de fragilidade para o início da trinca, foi confeccionada uma pré-trinca de 10 mm de profundidade no centro inferior de cada corpo de prova. A introdução de uma trinca prévia reduz a variabilidade associada à fase de iniciação do dano, permitindo uma avaliação mais consistente da propagação de trincas e da capacidade do sistema reforçado em retardar o avanço do dano, além padronizar a região de análise em todos os corpos de prova durante o monitoramento DIC.

Quanto a dimensão da pré-trinca, Sudarsanan *et al.* (2019) ressaltaram que pré-trincas muito profundas em vigas de mistura asfáltica podem levar a resultados inconsistentes, causando a iniciação da trinca apenas devido ao peso próprio do corpo de prova. Com base

nisso, realizou-se um teste preliminar com uma pré-trinca de 5 mm. Contudo, observou-se que essa dimensão foi insuficiente para induzir o dano, impedindo que a trinca se originasse no ponto pretendido. Assim, realizou-se um segundo teste com profundidade de 10 mm, que demonstrou ser eficaz para a propagação esperada. Essa mesma dimensão também foi adotada em um estudo feito por Jaskula *et al.* (2023), que confeccionaram corpos de prova com geometria semelhante à deste estudo. A Figura 3.26 ilustra o procedimento de corte das placas e os prismas em suas dimensões finais.

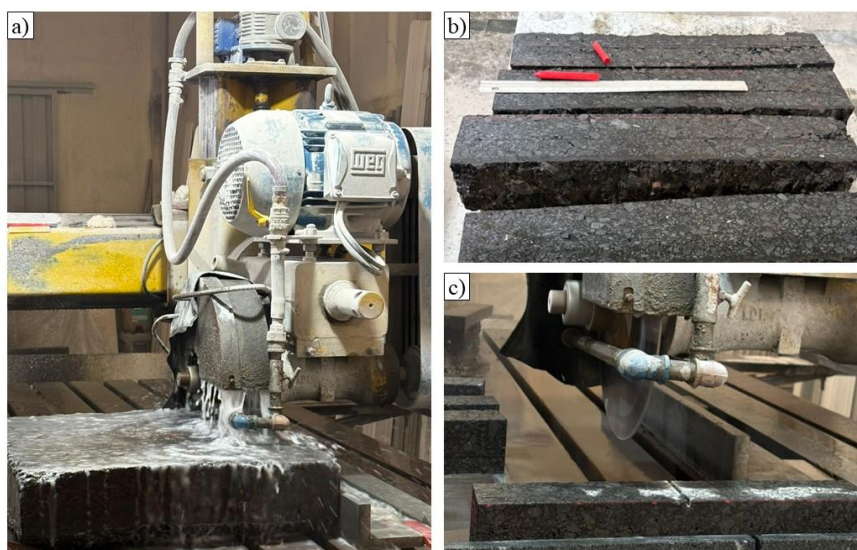


Figura 3.26 – Corte dos prismas nas placas extraídas do segmento experimental: a) corte da placa; b) prismas cortados; c) serragem da pré-trinca (Autora, 2026).

Previamente à execução dos ensaios, a superfície dos corpos de prova prismáticos foi preparada para o monitoramento das deformações via técnica de Correlação de Imagem Digital (DIC). A Figura 3.27 apresenta a preparação da superfície do corpo de prova, em que a face captada pela câmera foi pintada de branco e com uma tinta preta em spray foram pulverizadas cuidadosamente manchas aleatórias sobre a superfície de interesse, seguindo-se a mesma metodologia atestada por LePage *et al.*, (2017). Posterior à preparação dos prismas, todos os corpos de prova foram mantidos na temperatura dos ensaios (20°C) até a realização dos ensaios.

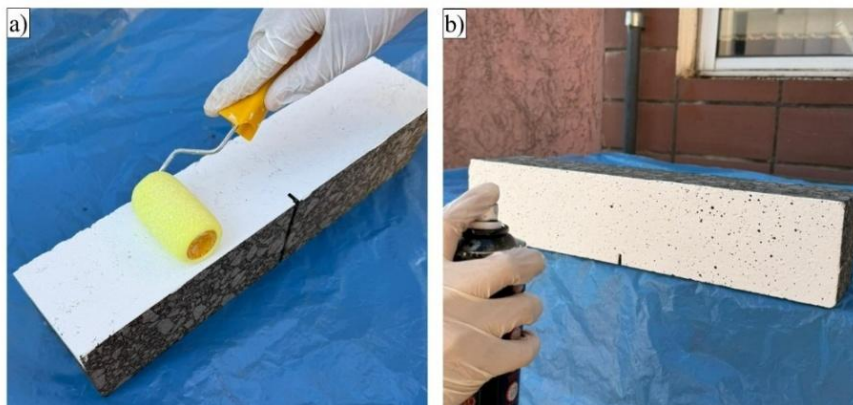


Figura 3.27 – Preparação da superfície para a aplicação da técnica DIC: a) superfície pintada em tinta branca; b) pontos aleatórios em tinta spray preta (Autora, 2026).

3.4 Ensaios de laboratório

Esta seção descreve os métodos empregados na realização dos ensaios laboratoriais envolvendo os corpos de prova extraídos do segmento experimental, bem como os procedimentos de análise adotados em cada ensaio. Inicialmente, apresenta-se a configuração de cada ensaio, incluindo os equipamentos utilizados e os parâmetros de controle estabelecidos. Em seguida, descrevem-se os procedimentos de execução e os critérios adotados para a análise dos resultados.

3.4.1 Ensaios de caracterização da mistura asfáltica

Para a caracterização da mistura asfáltica empregada no seguimento experimental, primeiramente foi realizado o ensaio de densidade aparente conforme a norma ASTM D2726M-21 (ASTM, 2021), a fim de obter o volume de vazios e o grau de compactação do revestimento compactado em campo. Para a realização dos ensaios, foram empregados cinco corpos de prova extraídos ao longo do segmento experimental, com 150 mm de diâmetro e 40 mm de espessura, em conformidade com as dimensões especificadas na norma, as quais estabelecem que o diâmetro deve corresponder a, no mínimo, quatro vezes o tamanho máximo do agregado (19 mm), e a espessura, a pelo menos 1,5 vez esse valor.

Para a realização dos ensaios, os corpos de prova foram inicialmente condicionados na temperatura de 25 ± 1 °C. Na sequência, determinou-se a massa seca ao ar em uma balança com 2 casas de precisão. Cada corpo de prova foi então imerso em água com temperatura de 25 ± 1 °C, permanecendo submerso por um intervalo de 3 a 5 min. Decorrido esse período,

realizou-se a determinação da massa do corpo de prova na água por meio da pesagem hidrostática. Por fim, o corpo de prova foi retirado da água, seco com um pano umedecido, e novamente pesado ao ar, obtendo-se, assim, a massa na condição saturada com superfície seca. A Figura 3.28 apresenta o procedimento descrito para a realização do ensaio.



Figura 3.28 – Ensaio de densidade aparente: a) pesagem do corpo de prova ao ar; b) imersão do corpo de prova em água; c) secagem da superfície com o pano umedecido; d) pesagem do corpo de prova na condição saturada superfície seca (Autora, 2026).

Com a determinação da massa seca ao ar (A), imersa em água (B) e na condição saturada com superfície seca (C), calculou-se a porcentagem de água absorvida (equação 3.1), a densidade relativa aparente do corpo de prova (equação 3.2), o volume de vazios (equação 3.3) e o grau de compactação (equação 3.4).

$$\%_{\text{água}} = \frac{C - A}{C - B} \times 100 \quad (3.1)$$

Sendo $\%_{\text{água}}$ a porcentagem de água absorvida, em %; A é a massa seca ao ar do corpo de prova, em g; B é a massa imersa em água do corpo de prova, em g; C é a massa na condição saturada com superfície seca, em g.

$$d_{\text{aparente}} = \frac{A}{C - B} \quad (3.2)$$

Sendo d_{aparente} é a densidade relativa aparente; A é a massa seca ao ar do corpo de prova, em g; B é a massa imersa em água do corpo de prova, em g; C é a massa na condição saturada com superfície seca, em g.

$$V_v = \left(1 - \frac{d_{aparente}}{d_{ap,m\acute{a}x}}\right) \times 100 \quad (3.3)$$

Sendo V_v é o volume de vazios, em %; $d_{aparente}$ é a densidade relativa aparente; $d_{ap,m\acute{a}x}$ é a densidade relativa máxima medida (valor de projeto).

$$GC = \frac{d_{aparente}}{d_{ap,projeto}} \times 100 \quad (3.4)$$

Sendo GC é o grau de compactação, em %; $d_{aparente}$ é a densidade relativa aparente; $d_{ap,proj}$ é a densidade aparente de projeto (valor de projeto).

Também foi realizado o ensaio de resistência à tração por compressão diametral conforme previsto na norma brasileira DNIT 136/2018-ME (DNIT, 2018b). As recomendações da norma indicam que os corpos de prova a serem ensaiados devem ter forma cilíndrica, com altura entre 3,50 cm e 6,50 cm e diâmetro de $10 \pm 0,2$ cm ou diâmetro de $15 \pm 0,2$ cm e altura entre 5,0 e 10,0 cm. Neste estudo, foram ensaiados corpos de prova de 10 cm de diâmetro e 6,0 cm de altura retirados da seção controle.

Durante o ensaio, aplicou-se a taxa de deslocamento constante de 0,8 mm/s no corpo de prova. Os valores de resistência à tração obtidos nos ensaios foram, então, comparados aos parâmetros previstos em projeto.

Com o valor da carga de ruptura resultante de cada ensaio, calculou-se a resistência à tração indireta do corpo de prova rompido por compressão diametral, a partir da equação 3.5.

$$\sigma_{RT} = \frac{2 \times F}{\pi \times D \times H} \quad (3.5)$$

Sendo o σ_{RT} a resistência à tração, em MPa; F a carga de ruptura, em N; D o diâmetro do corpo de prova, em mm; H a espessura do corpo de prova, em mm.

Por fim, foi realizado o ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada, conforme a norma DNIT 183/2018 ME (DNIT, 2018a). Para isso foram empregados os corpos de prova de 10 cm de diâmetro extraídos da seção controle, a fim de obter a vida de fadiga e o módulo de resiliência (MR) da mistura asfáltica.

Os ensaios foram realizados na temperatura controlada de 25 °C, com uma frequência de aplicação de carga de 1Hz, considerando quatro níveis de tensão (15, 30, 40 e 50%) do valor da carga, resultante nos ensaios de resistência à tração (RT).

A partir da realização dos ensaios definiu-se a vida de fadiga da mistura asfáltica expressa pelo número N de solicitações necessárias para o fim do ensaio, relacionada à diferença de tensões no centro da amostra ($\Delta\sigma$), pelo modelo do tipo log-log indicado na equação 3.6.

$$N = k \times \left(\frac{1}{\Delta\sigma}\right)^n \quad (3.6)$$

Sendo o N o número de repetições de carga necessárias à ruptura do corpo de prova; k o parâmetro experimental; $\Delta\sigma$ a diferença entre tensão horizontal e vertical e; n o parâmetro experimental. O módulo de resiliência (MR) foi determinado a partir da equação 3.7, indicada a seguir.

$$MR = \frac{F}{\Delta \times t} \times (0,9976 \times \mu + 0,2692) \quad (3.7)$$

Sendo o MR o módulo de resiliência, em MPa; F a carga aplicada, em N; Δ o deslocamento resiliente inicial do corpo de prova, em mm; t a espessura do corpo de prova, em mm e; μ o coeficiente de Poisson.

3.4.2 Ensaio de resistência ao cisalhamento de interface

Os ensaios de cisalhamento de interface monotônico foram realizados conforme previsto nas normas da Alemanha (Forschungsgesellschaft für Strassen-Und Verkehrswesen, 2013), do Reino Unido (Highways England's Standards and Specifications, 2022) e da Suíça (Schweizerische Normen Vereinigung, 2013) nos corpos de prova de 150 mm de diâmetro extraídos em campo e previamente condicionados à temperatura de 20 °C. A Figura 3.29 apresenta o dispositivo MIST (*Multifunctional interface shear testing*) desenvolvido por Silva (2024), que realiza ensaios de cisalhamento de interface do tipo *Leutner shear test*. Este equipamento está disponível no Laboratório de Geossintéticos da UFSCar, sendo capaz de realizar ensaios de aderência monotônicos e cíclicos.

Para a realização do ensaio desta pesquisa foi considerado um *gap* ou espaçamento de 6 mm. O ensaio baseia-se na aplicação de uma taxa constante de deslocamento cisalhante na

interface entre duas camadas de mistura asfáltica, resultando em um estado de cisalhamento puro entre as camadas.

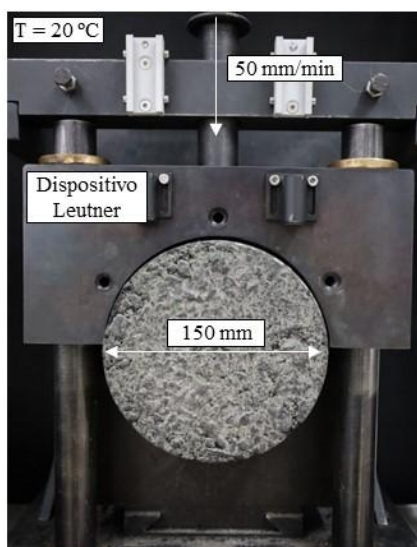


Figura 3.29 – Configuração do ensaio de cisalhamento de interface monotônico utilizando o dispositivo MIST (Autora, 2026).

Durante o ensaio, foi aplicada uma taxa de deslocamento cisalhante constante de 50,0 mm/min no corpo de prova, que teve sua camada inferior fixada no equipamento, enquanto a camada superior foi carregada verticalmente, sem aplicação de tensão normal. Esta mesma taxa de deslocamento cisalhante foi usada nas pesquisas de Sagnol *et al.* (2019), Urquiza Jr. *et al.*, (2022) e Silva (2024). Para isso, empregou-se uma prensa universal da marca EMIC linha DL-30000, com célula de carga com capacidade máxima de 300 kN. O critério de parada do ensaio foi a ruptura completa da interface. Foram ensaiados pelo menos cinco corpos de prova para cada seção do segmento experimental.

A Figura 3.30 apresenta a curva tensão cisalhante *versus* deslocamento cisalhante gerada para cada ensaio realizado, com a qual foi possível obter a resistência ao cisalhamento de interface, rigidez cisalhante de interface e a energia de cisalhamento de interface.

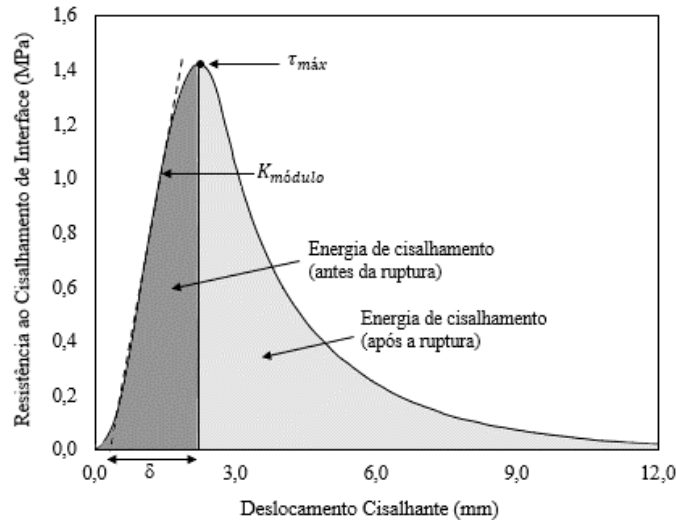


Figura 3.30 – Curva típica do ensaio de cisalhamento de interface monotônico (Autora, 2026).

A partir da curva apresentada, obteve-se a resistência ao cisalhamento de interface (*interface shear strength – ISS*), dada pela tensão de cisalhamento máxima ($\tau_{máx}$), mostrado na equação 3.8.

$$ISS = \tau_{máx} = \frac{F_{rup}}{A_{inicial}} \quad (3.8)$$

Sendo o *ISS* a resistência ao cisalhamento de interface, em MPa; $\tau_{máx}$ a tensão cisalhante máxima, em Mpa; F_{rup} a força de ruptura, em N; $A_{inicial}$ a área inicial da interface, em mm².

Além disso, com os resultados do ensaio foi possível obter o módulo de rigidez de interface (*K*) com a equação 3.9, e a energia de cisalhamento de interface (*interface shear energy – ISE*), resultante da área abaixo da curva tensão-deformação, mostrado em 3.10.

$$K = \frac{ISS}{\delta} \quad (3.9)$$

Sendo o $K_{módulo}$ o módulo de rigidez de interface, em MPa/mm, *ISS* a resistência ao cisalhamento de interface, em MPa; δ o deslocamento de ruptura, em mm.

$$ISE = \sum (\tau \times \Delta d) \quad (3.10)$$

Sendo o ISE a energia de cisalhamento de interface, em kJ/m^2 , τ a tensão cisalhante, em MPa ; Δd o deslocamento infinitesimal, em mm .

3.4.3 Análise por Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

Análises por Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) foram propostas com o objetivo de avaliar aspectos físicos dos reforços geossintéticos após ensaios de cisalhamento em busca de danos ou aspectos que pudessem estar relacionados aos resultados de aderência de interface.

Para a preparação dos corpos de prova, todos os reforços geossintéticos empregados neste estudo foram cortados em dimensões aproximadas de $1 \times 1 \text{ cm}$, privilegiando-se os filamentos transversais, devido às diferenças significativas em relação ao modo de fabricação quando comparados aos longitudinais. Após o corte, os corpos de prova foram submetidos a um processo de recobrimento metálico com ouro, visando garantir a adequada condutividade elétrica da superfície e, consequentemente, a obtenção de imagens com maior definição e contraste. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Caracterização Estrutural da UFSCar, utilizando um microscópio eletrônico de varredura FEI Magellan 400 L (Figura 3.32a).

Inicialmente, amostras virgens de geogrelhas foram analisadas a fim de identificar características do processo de fabricação dos filamentos, rugosidade superficial e uniformidade da camada de cobertura de betume, fatores que podem influenciar a aderência entre as camadas reforçadas. Posteriormente, a técnica foi aplicada em amostras extraídas do segmento experimental pós-instalação, permitindo verificar a ocorrência de possíveis danos decorrentes do processo construtivo e compreender de que forma tais alterações poderiam impactar nos resultados de aderência de interface. As micrografias foram obtidas em diferentes magnitudes, possibilitando uma análise detalhada dos filamentos, da rugosidade superficial e da integridade da camada de cobertura, em ambas as condições avaliadas. A Figura 3.31 apresenta os componentes do ensaio de MEV.

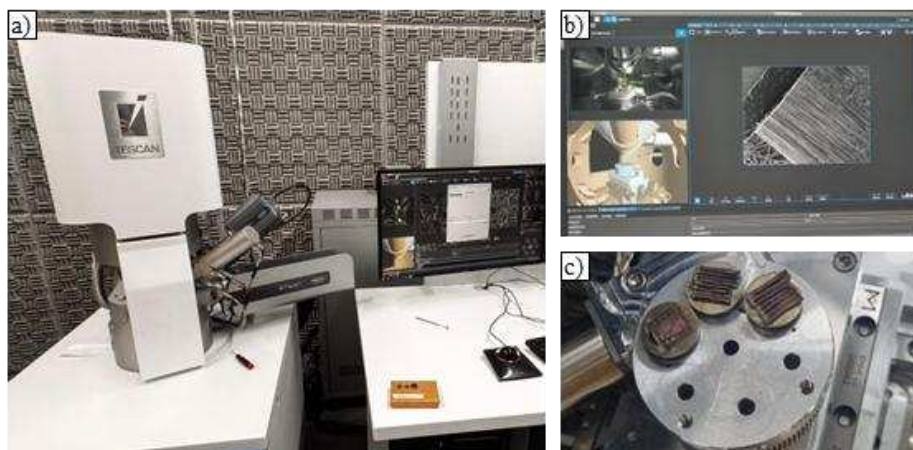


Figura 3.31 – Componentes do ensaio de MEV: a) microscópio eletrônico de varredura; b) interface de análise; c) amostras preparadas para o ensaio (Autora, 2026)

3.4.4 Ensaio de flexão em quatro pontos monotônico

O ensaio de flexão em quatro pontos (F4P) é amplamente utilizado em engenharia de pavimentos para determinar a resistência à tração na flexão e, principalmente, para a avaliação do comportamento à fadiga de misturas asfálticas. Com o objetivo de definir os níveis de carregamento a serem aplicados nos ensaios de fadiga dos prismas reforçados e não reforçados, foi inicialmente realizado um ensaio monotônico de flexão em quatro pontos em um corpo de prova de referência (controle), seguindo procedimento semelhante ao descrito por Freire *et al.* (2021).

O ensaio monotônico foi conduzido em modo de deslocamento controlado, à taxa constante de 0,2 mm/min, até a ruptura completa do corpo de prova. Para a realização dos ensaios foi utilizada uma prensa universal EMIC, modelo DL-30000, equipada com célula de carga com capacidade máxima de 300 kN. Todos os ensaios foram executados à temperatura de 20 °C, após o condicionamento prévio dos corpos de prova. A configuração adotada para o ensaio é apresentada na Figura 3.32.

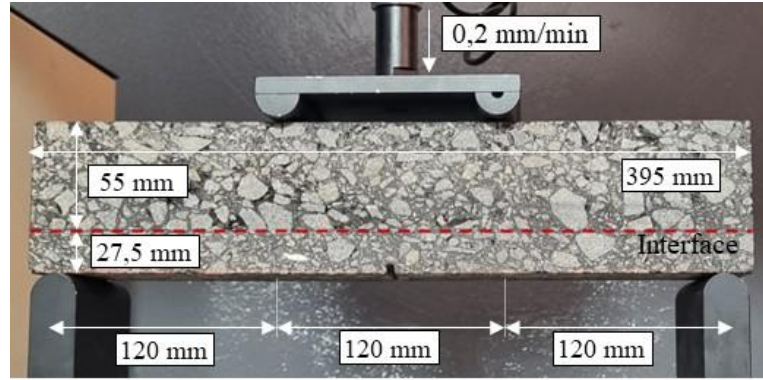


Figura 3.32 – Configuração do ensaio de flexão monotônico (Autora, 2026).

A partir da curva força versus deslocamento obtida no ensaio monotônico, apresentada na Figura 3.33, foi determinada a carga máxima suportada pelo corpo de prova, utilizada para o cálculo da resistência à tração na flexão, expressa pela tensão máxima de tração na flexão ($\sigma_{t,m\acute{a}x}$), conforme apresentado na Equação 3.11.

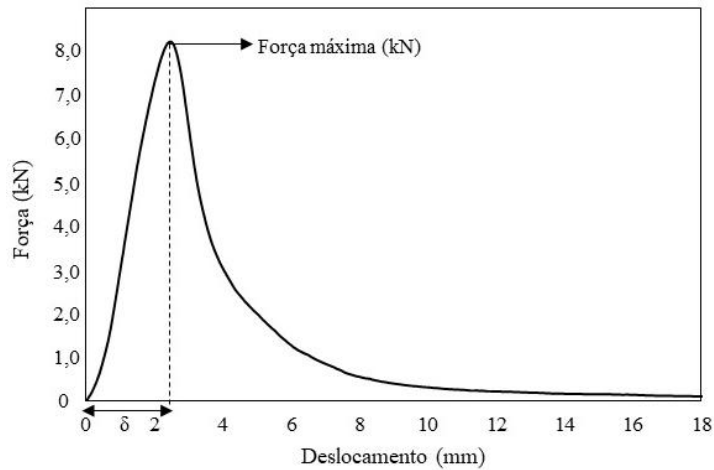


Figura 3.33 – Curva típica do ensaio de tração na flexão (Autora, 2026).

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} = \frac{3 \times l \times F_{rup}}{b \times (h - a)^2} \quad (3.11)$$

em que $\sigma_{t,m\acute{a}x}$ é a resistência à tração na flexão, em kPa; l é a distância entre os apoios internos, em m; F_{rup} é a força de ruptura, em kN; b é a largura do prisma, em m; h é a altura do prisma, em m e; a é a altura da pré-trinca, em m.

A tensão máxima obtida no ensaio monotônico do corpo de prova controle foi adotada como referência para a definição dos níveis de sollicitação empregados nos ensaios de fadiga

sob carregamento cíclico. Os níveis de carregamento foram estabelecidos como frações da tensão máxima de ruptura. Tal procedimento permitiu que as solicitações aplicadas representassem condições mecânicas compatíveis com a capacidade resistente dos prismas avaliados.

3.4.5 Ensaio de flexão em 4 pontos cíclico

Visando avaliar a propagação de trincas, foram realizados ensaios de flexão em quatro pontos sob carregamento cíclico nos prismas extraídos do segmento experimental, seguindo as diretrizes da norma inglesa EN 12697-24 (CEN, 2018). Os ensaios foram conduzidos em uma máquina dinâmica eletropneumática, operando no modo de tensão controlada, com aplicação de pulsos de carga do tipo *haversine* à frequência de 5 Hz. Os ensaios foram realizados à temperatura controlada de 20 °C, monitorada periodicamente ao longo de cada teste.

Os níveis de carregamento aplicados foram definidos a partir da resistência à tração na flexão obtida no ensaio monotônico do corpo de prova controle, adotando-se níveis de tensão correspondentes a 55%, 75% e 90% da tensão máxima de ruptura. A seleção desses níveis teve por objetivo avaliar o comportamento dos prismas asfálticos, com e sem reforço, sob distintas condições de carregamento, bem como compatibilizar a representatividade experimental com a viabilidade operacional dos ensaios, especialmente em relação ao tempo de execução e ao volume de dados gerados para análise por Correlação Digital de Imagens (DIC). A tensão de contato imposta pelo equipamento foi de 75 kPa.

Em etapa preliminar do programa experimental, foram investigados níveis de tensão inferiores aos adotados nesta pesquisa. Entretanto, verificou-se que tais condições resultavam em tempos de ensaio excessivamente longos, dificultando a aquisição contínua e estável dos dados experimentais e comprometendo a qualidade das imagens necessárias à aplicação da técnica de Correlação Digital de Imagens (DIC). Dessa forma, os níveis de tensão selecionados foram definidos considerando simultaneamente a representatividade mecânica do fenômeno de fadiga e a viabilidade experimental dos ensaios, incluindo as limitações associadas ao sistema de aquisição de dados e imagens.

Os deslocamentos verticais foram monitorados por meio de um transdutor linear variável diferencial (LVDT), com resolução de 0,01 mm, posicionado na região central inferior do prisma. O critério de encerramento do ensaio foi estabelecido quando o deslocamento vertical atingisse 10 mm. Adicionalmente, a temperatura dos corpos de prova foi acompanhada

durante os ensaios utilizando um termômetro infravermelho sem contato. A Figura 3.34 apresenta a configuração dos ensaios de flexão em quatro pontos sob carregamento cíclico.

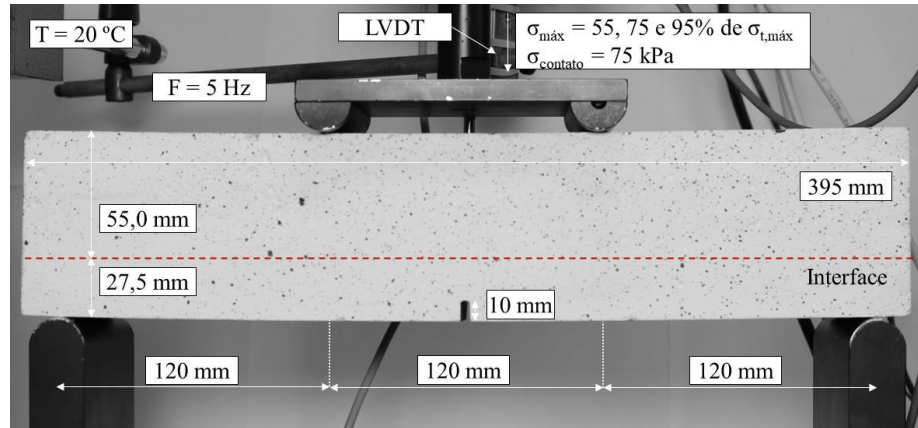


Figura 3.34 – Configuração do Ensaio de Flexão em Quatro Pontos (Autora, 2026).

A Figura 3.35 apresenta uma curva típica de evolução dos deslocamentos verticais (δ) em função do número de ciclos, utilizada como base para a análise do comportamento mecânico dos prismas durante os ensaios de fadiga. A partir dessa curva, é possível determinar o incremento do deslocamento, parâmetro empregado na avaliação da evolução dos danos ao longo do carregamento cíclico, conforme apresentado na Equação 3.12.

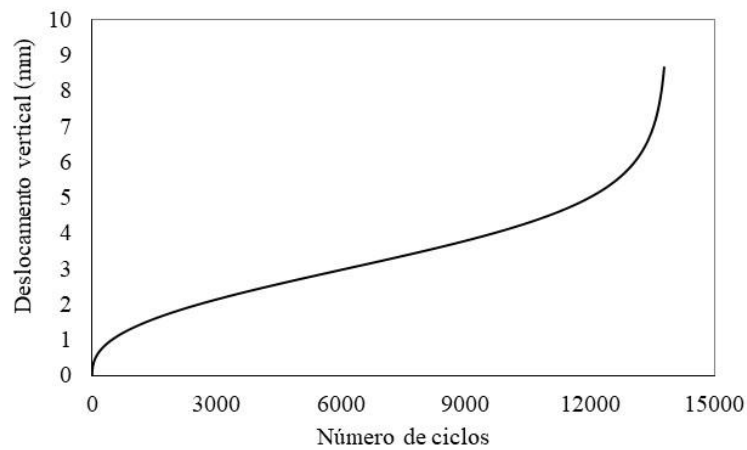


Figura 3.35 – Curva típica do ensaio de flexão em quatro pontos (Autora, 2026).

$$t_d = \delta_i - \delta_{i-1} \quad (3.12)$$

Sendo δ_i o deslocamento atual, em mm e δ_{i-1} o deslocamento anterior, em mm.

3.4.5.1 Definição do critério de ruptura em ensaios de flexão com a presença de geossintéticos

A definição do critério de ruptura em ensaios de flexão em quatro pontos sob carregamento cíclico constitui uma etapa fundamental para a avaliação do comportamento à fadiga de misturas asfálticas. Tradicionalmente, em misturas não reforçadas, a falha é determinada pelo critério convencional de redução de 50% do módulo inicial, segundo o qual a ruptura está associada a uma perda significativa da rigidez do material ao longo da aplicação dos ciclos de carregamento. Embora amplamente utilizado, esse critério possui caráter predominantemente empírico, uma vez que não está necessariamente relacionado a um mecanismo físico específico de dano, mas sim a uma condição global de degradação estrutural.

Considerando que a presença de geossintéticos pode alterar o processo de deterioração das misturas asfálticas, nesta pesquisa foi adotado o critério de falha baseado no Ponto de Flexão Simplificado (*Simplified Flex point* - SFP). Essa abordagem já foi empregada em estudos envolvendo reforços em revestimentos asfálticos, como os desenvolvidos por Orešković *et al.* (2024) e Virgili *et al.* (2009).

O critério SFP baseia-se na análise da evolução da taxa de deslocamento em função do número de ciclos de carregamento. Nessa abordagem, considera-se a curva da taxa de deslocamento (t_d) em função do número de ciclos, obtida a partir de ensaios realizados em modo de tensão controlada. A evolução dessa curva permite identificar três estágios distintos do processo de dano: (i) estágio primário, caracterizado pela rápida redução da taxa de deslocamento; (ii) estágio secundário, no qual ocorre um ponto de inflexão associado à mudança do mecanismo predominante de dano; e (iii) estágio terciário, caracterizado pelo aumento progressivo da taxa de deslocamento, indicando a propagação acelerada da trinca até a ruptura.

Para a identificação do ponto de inflexão, os dados experimentais são ajustados por meio de uma função não linear de ordem N . O ajuste é considerado válido quando atendidas simultaneamente as seguintes condições:

- 1) a curva apresenta crescimento monotônico ao longo de todo o domínio (1ª derivada positiva);
- 2) existe um ponto de inflexão (Flex point - Fp), para o qual a curvatura é negativa antes de Fp e positiva após Fp;
- 3) a terceira derivada permanece positiva em todo o domínio analisado.

Neste estudo, os dados experimentais obtidos nos ensaios de flexão em quatro pontos foram analisados usando o software LAB Fit (Silva e Silva, 2003). O programa realiza regressões não lineares pelo método dos mínimos quadrados e fornece as funções de ajuste com base na qualidade estatística da regressão. Entre as funções avaliadas, a Equação 3.13 foi a que apresentou melhor ajuste aos dados experimentais e atendeu a todas as condições estabelecidas para aplicação do critério SFP.

$$\delta_{Fp} = (A \times N^B) \times (C - N)^D \quad (3.13)$$

Em que δ_{Fp} é o deslocamento ajustado aos dados experimentais, em μm , N é o número de ciclos e A, B, C e D são os coeficientes de regressão.

A taxa de deslocamento, obtida pela primeira derivada da equação apresentada na equação 3.13, é indicada pela Equação 3.14. A Figura 3.36 apresenta um exemplo das curvas de deslocamento experimental, deslocamento ajustada pela função encontrada e taxa de deslocamento em função do número de ciclos, utilizadas para a determinação do ponto de flexão simplificado e, conseqüentemente, do ciclo de falha dos corpos de prova.

$$\frac{d\delta_{Fp}}{dN} = A \times N^{B-1} \times (C - N)^{D-1} \times [B \times (C - N) - D \times N] \quad (3.14)$$

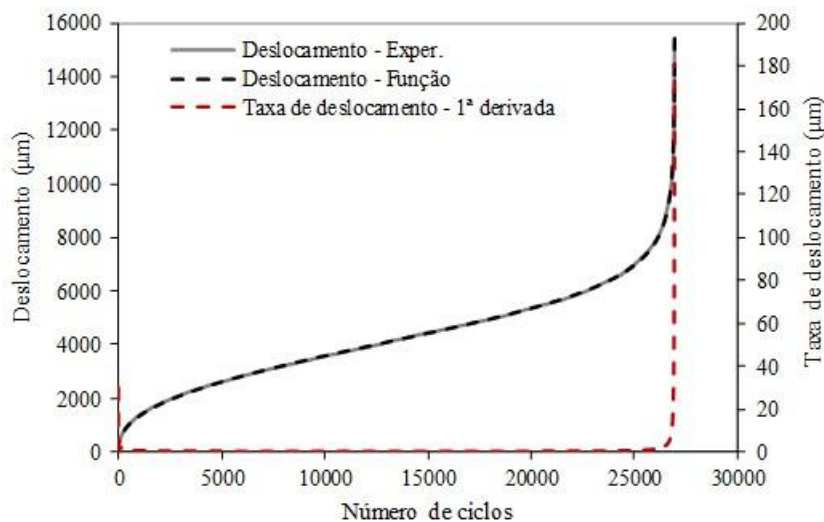


Figura 3.36 – Curvas de deslocamento obtida experimentalmente, deslocamento ajustada pela função encontrada e taxa de deslocamento, *versus* o número de ciclos (Autora, 2026).

3.4.5.2 Fator de melhoria

Após a determinação do ciclo de falha, o desempenho dos prismas reforçados foi avaliado por meio do Fator de Melhoria (FM), definido como a razão entre o número de ciclos até a falha do corpo de prova reforçado e o número de ciclos até a falha do corpo de prova controle, conforme a Equação 3.15.

$$FM = \frac{N_{ref}}{N_{cont}} \quad (3.15)$$

em que FM é o fator de melhoria, N_{ref} é o número de ciclos do corpo de prova reforçado e N_{cont} é o número de ciclos do corpo de prova controle.

Ressalta-se que o FM também pode ser definido com base em outros parâmetros de desempenho, avaliados em um mesmo número de ciclos de carregamento, tais como deslocamentos, deformações, abertura de trincas ou rigidez residual. Nesses casos, o índice representa a razão entre o parâmetro obtido para a condição reforçada e aquele correspondente à condição controle, permitindo quantificar os benefícios proporcionados pelo reforço mesmo antes da ocorrência da ruptura.

3.5 Análises de imagem com aplicação da técnica de Correlação de Imagem Digital (DIC)

Com o objetivo de complementar as análises mecânicas obtidas nos ensaios de flexão em quatro pontos sob carregamento cíclico, foi empregada a técnica de Correlação Digital de Imagens (*Digital Image Correlation – DIC*) para o monitoramento do comportamento dos prismas asfálticos de dupla camada, com e sem reforço. Essa técnica permitiu a avaliação da evolução dos deslocamentos superficiais e da propagação de trincas ao longo dos ciclos de carregamento, fornecendo informações que não podem ser obtidas exclusivamente por meio dos instrumentos convencionais de aquisição de dados.

A metodologia adotada compreendeu a aquisição sequencial de imagens digitais da superfície dos corpos de prova durante a realização dos ensaios, seguida do processamento dessas imagens por meio da técnica de DIC. A partir da correlação entre imagens obtidas em diferentes instantes de carregamento, foi possível determinar campos de deslocamentos e

acompanhar a evolução dos mecanismos de dano, possibilitando uma análise mais detalhada da influência dos reforços no comportamento à fadiga dos prismas avaliados.

A aquisição das imagens foi realizada utilizando uma câmera Canon EOS Rebel T6i, equipada com lente 18-55 mm e resolução de 24,2 megapixels. O posicionamento da câmera foi ajustado de forma a capturar toda a extensão do corpo de prova ao longo do ensaio. Durante as gravações, utilizou-se o software Canon EOS Utility (Canon Inc., versão 3.19.0), que permitiu o controle da câmera e o armazenamento das gravações. Para uma melhor iluminação da superfície registrada, foi utilizada uma luminária de LED. A Figura 3.37 ilustra a configuração do ensaio monitorado para posterior análise de imagem.

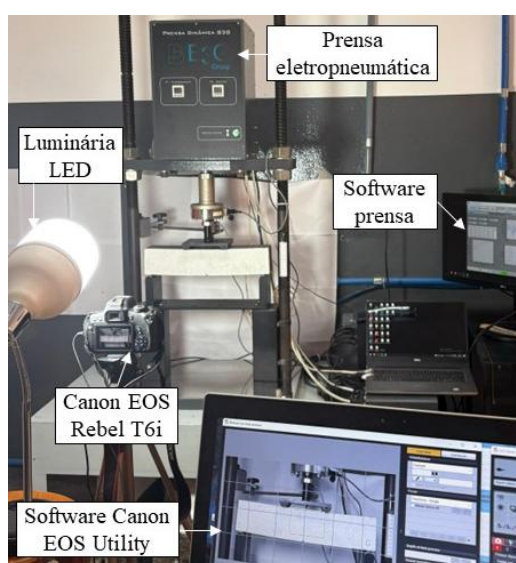


Figura 3.37 – Curva típica do ensaio de flexão em quatro pontos (Autora, 2026).

Na sequência, a etapa de análise de imagem digital teve início com a revisão das gravações, buscando identificar os estágios de interesse que descrevem a propagação da trinca. Conforme os princípios na mecânica da fratura, o fenômeno divide-se em três estágios: iniciação da trinca; propagação da trinca e; ruptura do sistema (Antoniazzi *et al.*, 2024). Essa análise foi conduzida minuciosamente, de forma a localizar com precisão cada um dos estágios a serem empregados nas fases subsequentes. A extração das imagens foi realizada utilizando o software de edição de vídeo Wondershare Filmora (Wondershare Technology Group Co., versão 13.0), que possibilitou a captação dos frames em intervalos de tempo predefinidos, do início ao fim dos ensaios, incluindo os estágios de interesse.

Finalizadas as análises de imagem digital, seguiu-se para a etapa da DIC, a qual foi realizada no software Ncorr (Blaber *et al.*, versão 1.2, disponível em código aberto), que é

implementado no MATLAB (MathWorks, Inc., versão R2024b, licença estudantil 41254973). O processo iniciou-se com a seleção da imagem indeformada antes do ensaio, seguida dos frames com o prisma deformado. Com as imagens inseridas no Ncorr, procedeu-se à definição da região de interesse e ao posicionamento da semente. Neste estudo, toda a superfície frontal do prisma foi selecionada como região de interesse, e a semente foi fixada na parte central inferior, que está sujeita à maiores deformações.

Na sequência, realizou-se o processo de calibração dos deslocamentos, definindo-se a escala no software por meio de uma régua posicionada no mesmo plano da face do prisma. Para a validação, os deslocamentos verticais calculados pela DIC foram comparados aos valores medidos pela instrumentação do ensaio (LVDT). As Figuras 3.38, 3.39 e 3.40 apresentam as curvas de calibração geradas a partir dessa relação, nas quais se observa a correspondência entre os deslocamentos medidos experimentalmente pelo LVDT (*Linear Variable Differential Transforme* – Transformador Diferencial Variável Linear) e aqueles calculados pelo software DIC Ncorr, durante os ensaios com as diferentes tensões. Os resultados indicaram uma concordância entre os valores com desvios inferiores a 0,5 mm, atendendo ao limite adotado no estudo realizado por Sudarsanan *et al.* (2019). Essa verificação assegura a confiabilidade dos dados de deformação e deslocamento obtidos pelo método DIC, viabilizando o prosseguimento das análises subsequentes.

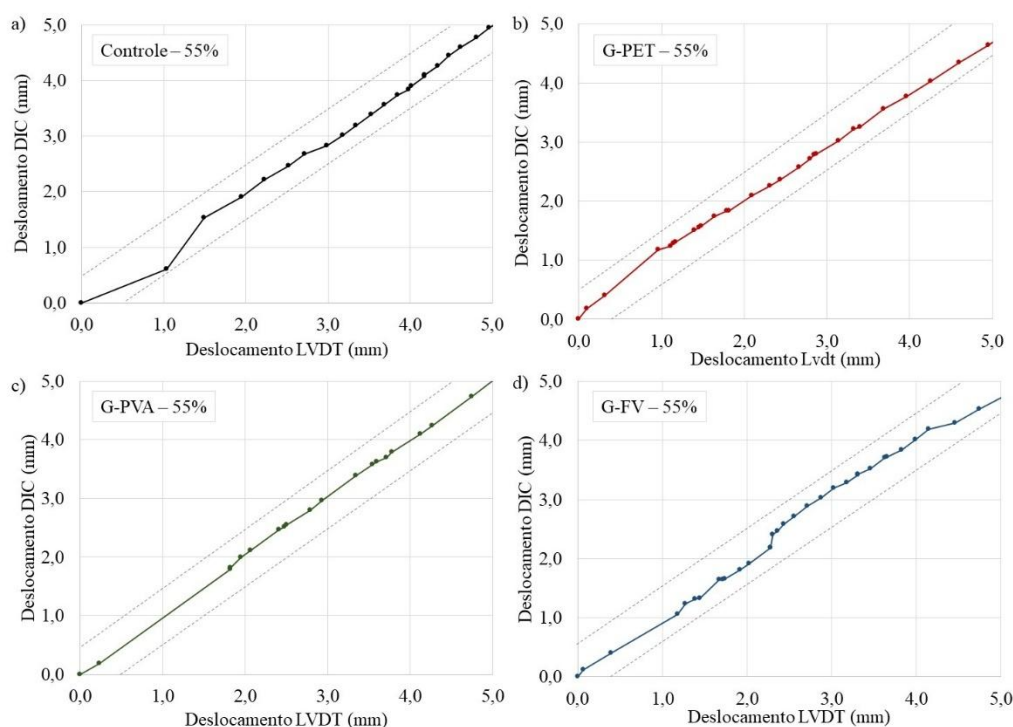


Figura 3.38 – Curvas de calibração DIC para os ensaios de flexão na tensão de 55%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

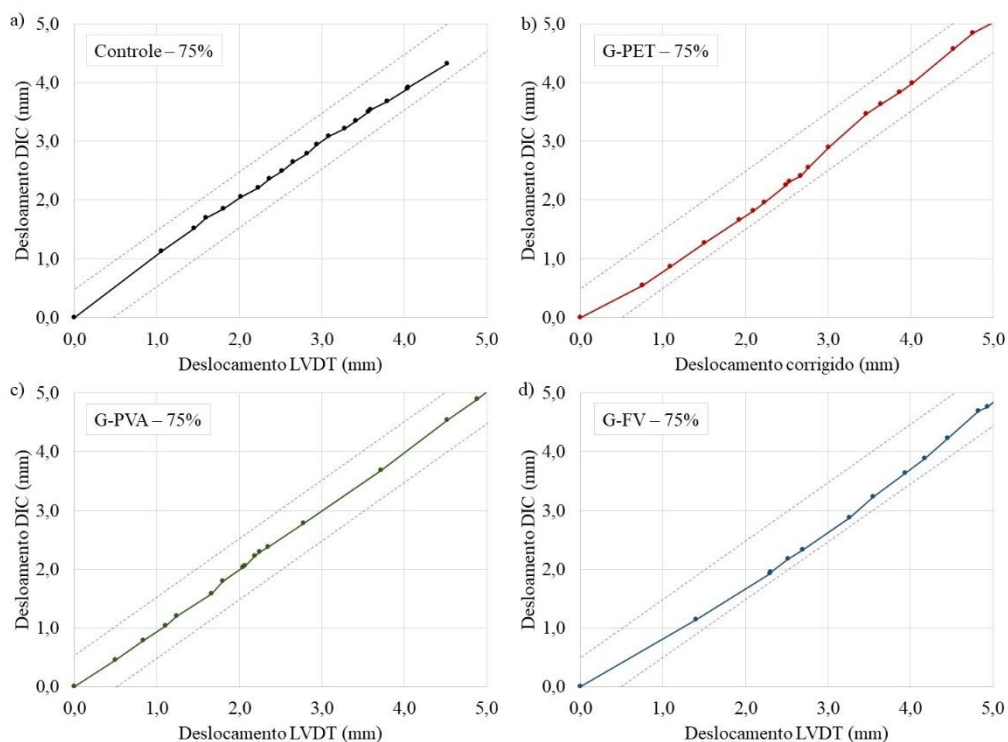


Figura 3.39– Curvas de calibração DIC para os ensaios de flexão na tensão de 75%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

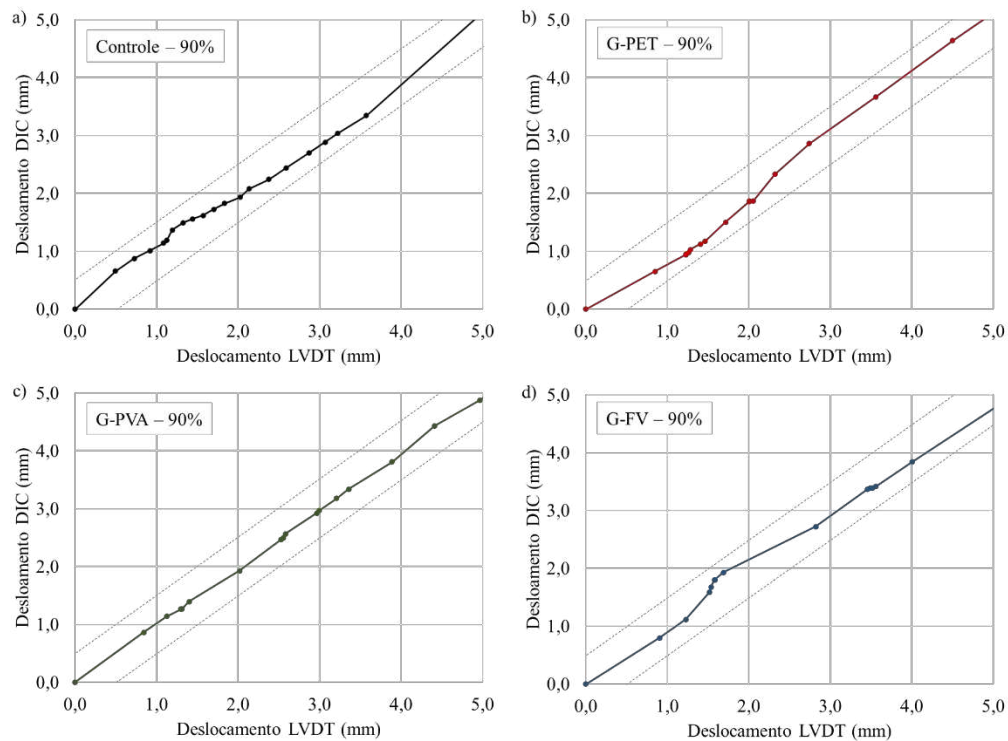


Figura 3.40 – Curvas de calibração DIC para os ensaios de flexão na tensão de 90%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

Com base nesses parâmetros, o software processa a correlação entre as imagens inseridas, gerando os campos de deformação horizontal (ϵ_{xx}), vertical (ϵ_{yy}). A Figura 3.41 apresenta a metodologia descrita para a realização das análises de imagem.

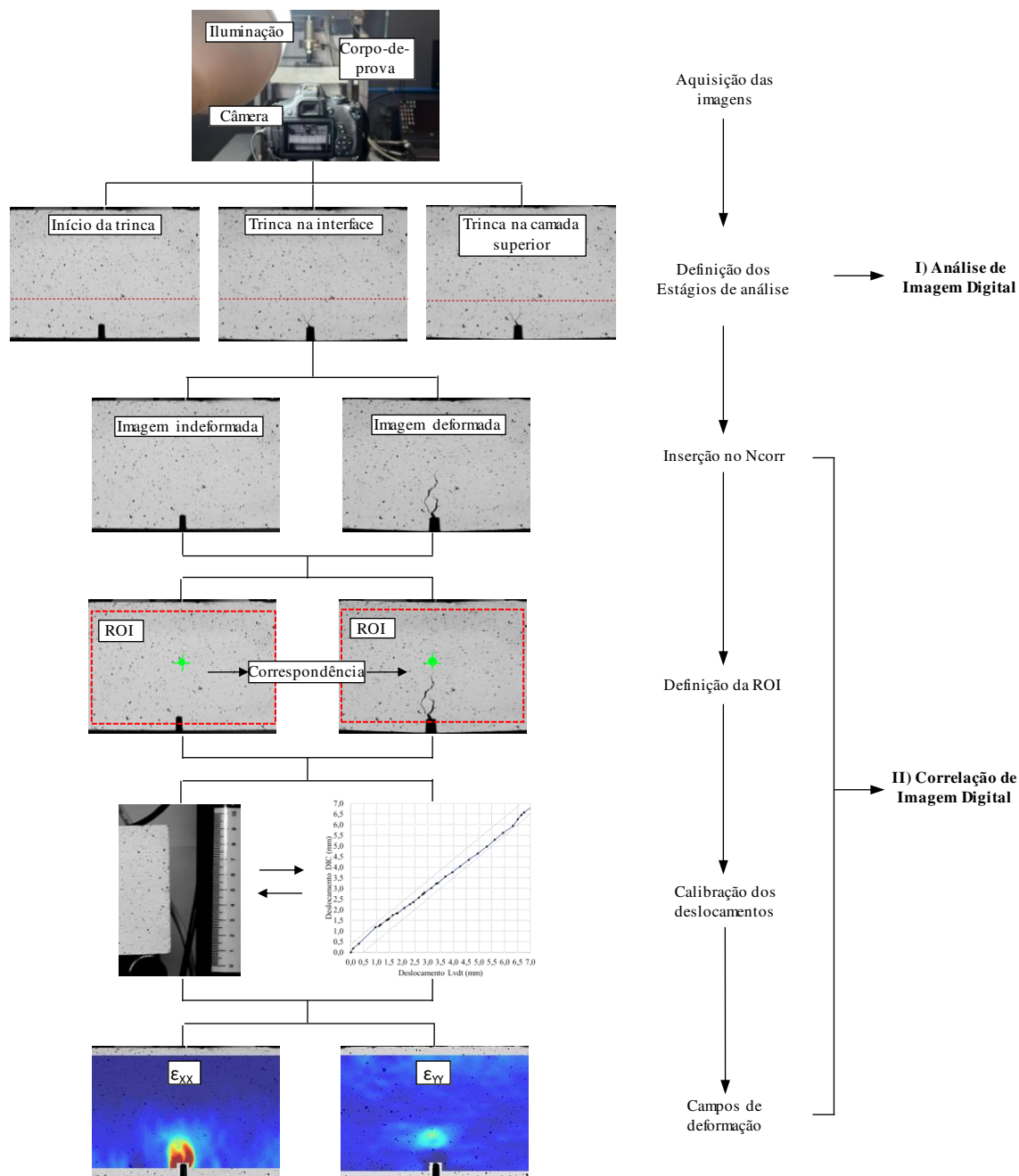


Figura 3.41 – Sequência metodológica para as análises de imagem DIC (Autora, 2026).

Após a obtenção dos campos de deformação pelo Ncorr, aplicou-se a extensão denominada Ncorr Long Line, fundamentada na metodologia de análise de Freire *et al.* (2021). O procedimento consistiu no traçado de linhas horizontais espaçadas a cada 2 mm ao longo da altura do corpo de prova, tendo como referência inicial a ponta da pré-trinca (localizada a 10

mm da base). Para cada linha definida, o software registrou as deformações horizontal (ϵ_{xx}) e vertical (ϵ_{yy}). Ressalta-se que, nesta etapa, foram processadas apenas as imagens referentes aos estágios de interesse delimitados durante a análise preliminar. A Figura 3.42 apresenta o procedimento descrito para a extração dos valores dos campos de deformação gerados.

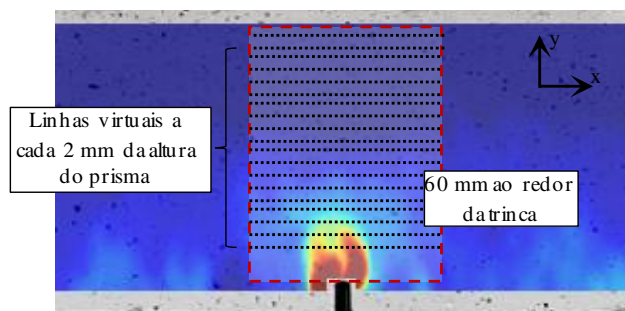


Figura 3.42 – Procedimento de extração dos valores dos campos de deformações no software Ncorr (Autora, 2026).

A Figura 3.42 mostra que, a fim de captar as deformações próximas à trinca, foi selecionada uma região de interesse de 60 mm de largura, localizada dentro da zona de flexão pura, compreendida entre os apoios internos de aplicação de carga, onde o esforço cortante era nulo e o momento fletor permanecia constante. Essa condição favoreceu a ocorrência da ruptura no ponto mais fraco da seção, permitindo uma análise mais representativa do comportamento do material nessa região.

A Figura 3.43 apresenta que, para cada linha traçada, os valores máximos de deformação registrados na região de interesse foram considerados para a obtenção das curvas de deformação horizontal (ϵ_{xx}) em função da altura do prisma, enquanto a deformação vertical (ϵ_{yy}) foi registrada na linha que passou sobre a interface, em função da largura do corpo de prova.

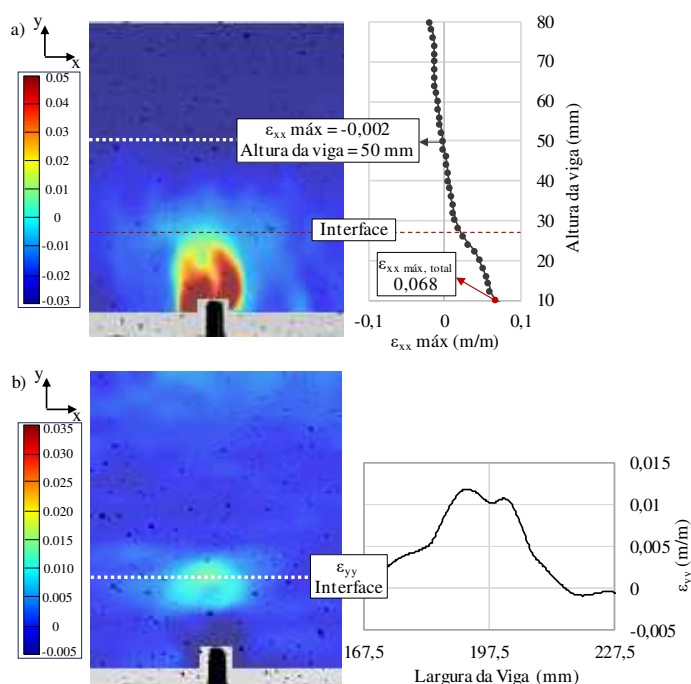


Figura 3.43 – Extração dos pontos de deformação máxima: a) deformação horizontal; b) deformação vertical (Autora, 2026).

Inicialmente, buscou-se investigar a evolução das deformações de tração por meio da análise de ϵ_{xx} , comparando os sistemas reforçados ao sistema controle. Para isso, foram selecionados estágios representativos do comportamento do corpo de prova controle, correspondentes aos momentos em que: (i) a trinca foi iniciada, (ii) atingiu a interface entre camadas e (iii) propagou-se para a camada superior. Essa abordagem permitiu avaliar a capacidade dos sistemas reforçados em mitigar o dano, preservando sua integridade frente à degradação observada no sistema não reforçado, especialmente no que se refere à redução dos níveis de deformações verticais e horizontais máximas.

3.5.1 Avaliação da influência conjunta da aderência de interface e da rigidez dos reforços

Além da análise quantitativa das deformações máximas, foi realizada uma avaliação da influência conjunta da aderência de interface e da rigidez dos reforços sobre a evolução do dano nos prismas. Para isso, foram analisados os campos de deformação normal obtidos nas análises DIC nas direções longitudinal ϵ_{xx} e vertical ϵ_{yy} em diferentes estágios do processo de degradação.

Inicialmente, as deformações foram avaliadas no instante correspondente ao ciclo de ruptura do corpo de prova controle, definido pelo critério de falha adotado nesta pesquisa. Nessa condição, os sistemas reforçados encontravam-se em estágios distintos de evolução do dano, permitindo avaliar sua capacidade de retardar a propagação de fissuras em relação à condição sem reforço.

Posteriormente, foram realizadas análises no instante correspondente à ruptura de cada sistema reforçado, possibilitando a comparação dos campos de deformação sob condições avançadas de degradação. Essa abordagem permitiu investigar a contribuição dos mecanismos de reforço tanto em estágios intermediários quanto próximos à falha final dos prismas.

3.5.2 Cálculo do índice de redução das deformações

Com o objetivo de quantificar a capacidade dos reforços em mitigar as deformações desenvolvidas nos prismas asfálticos, foi calculado o índice de redução das deformações, conforme a Equação 3.16, proposta por Vinay *et al.* (2025).

$$\alpha = \frac{\varepsilon_{m\acute{a}x,ref}}{\varepsilon_{m\acute{a}x,cont}} \quad (3.16)$$

em que $\varepsilon_{m\acute{a}x,ref}$ é a deformação máxima no corpo de prova reforçado, em mm/mm; $\varepsilon_{m\acute{a}x,cont}$ é a deformação máxima no corpo de prova controle, em mm/mm.

O índice de redução das deformações constitui um parâmetro que permite quantificar a eficiência dos reforços na mitigação das deformações desenvolvidas nas camadas asfálticas submetidas a carregamentos repetidos. Embora empregado neste estudo como uma métrica de comparação entre diferentes configurações de reforço, esse índice também possui potencial aplicação em metodologias de dimensionamento de pavimentos. A redução das deformações promovida pelos reforços pode ser utilizada como um indicador do aumento da capacidade estrutural do sistema ou da extensão de sua vida útil em serviço.

Adicionalmente, o índice pode ser empregado na calibração de modelos numéricos e na definição de fatores de benefício associados ao uso de geossintéticos, permitindo incorporar os efeitos do reforço em análises de dimensionamento. Nessa perspectiva, a quantificação da mitigação das deformações fornece subsídios para a avaliação do desempenho estrutural de diferentes soluções de reforço e para a estimativa de ganhos potenciais em termos de resistência à fadiga e retardamento da propagação de trincas.

.

4 RESULTADOS

4 RESULTADOS

4.1 Ensaios de caracterização da mistura asfáltica

4.1.1 Densidade aparente, absorção de água e características volumétricas

Inicialmente, foram realizados os ensaios de densidade aparente dos corpos de prova extraídos do segmento experimental. Para tanto, foram determinadas as massas seca ao ar (A), imersa em água (B) e saturada com superfície seca (C), conforme apresentado na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Medições das massas seca ao ar (A), imersa em água (B) e na condição saturada com superfície seca (C) (Autora, 2026).

Corpo de prova	Massa A (g)	Massa B (g)	Massa C (g)
1	1847,74	1140,35	1851,65
2	1853,80	1139,99	1854,29
3	1859,55	1140,99	1860,29
4	1881,00	1152,84	1883,50
5	1784,45	1096,33	1785,88
Média	1845,308	1134,100	1847,12
D.P.	36,258	21,789	36,466
COV (%)	2,0	1,9	2,0

A partir dessas medições, foram calculadas a densidade aparente, a massa específica aparente, a absorção de água, o volume de vazios e o grau de compactação dos corpos de prova extraídos do segmento experimental. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Resultados do ensaio de densidade aparente (Autora, 2026).

Corpo de prova	Água absorvida (%)	Densidade Aparente	Massa Aparente (g/cm ³)	Volume de vazios (%)	Grau de compactação (%)
1	0,550	2,598	2,590	2,99	101,1
2	0,069	2,595	2,588	3,08	101,0
3	0,103	2,585	2,578	3,46	100,6
4	0,342	2,574	2,567	3,86	100,2
5	0,207	2,588	2,580	3,36	100,7
Média	0,254	2,588	2,581	3,35	100,7
D.P.	0,197	0,009	0,009	0,344	0,359
COV (%)	77,4	0,4	0,4	10,3	00,4

Os resultados indicam que a massa específica aparente média da mistura foi de 2,581 g/cm³, valor ligeiramente superior ao adotado em projeto (2,562 g/cm³). Como consequência,

o volume de vazios médio obtido foi de 3,35%, inferior ao valor de projeto (4,04%). Apesar dessa redução, o resultado permanece dentro da faixa especificada pela norma DNIT 031/2024 (DNIT, 2024a), que estabelece valores entre 3% e 5% para misturas asfálticas densas.

Observa-se ainda baixa dispersão dos resultados de massa específica aparente, com coeficiente de variação inferior a 1%, indicando boa uniformidade entre os corpos de prova analisados. Por outro lado, a absorção de água apresentou coeficiente de variação elevado (77,4%), embora os valores absolutos obtidos tenham permanecido reduzidos.

Com relação ao grau de compactação, obteve-se valor médio de 100,7%. De acordo com a DNIT 031/2024 (DNIT, 2024a), a verificação do grau de compactação deve ser realizada por meio de controle estatístico bilateral, considerando os limites mínimo de 97% e máximo de 100%. Nesse procedimento, a conformidade do conjunto de resultados é avaliada por meio das inequações $\bar{X} - ks \geq 97\%$ e $\bar{X} + ks \leq 100\%$, nos quais $\bar{X}$ representa a média, s o desvio padrão e k o coeficiente definido em função do número de corpos de prova ($k = 1,55$, para $n = 5$). Considerando os valores obtidos, a aplicação do controle estatístico bilateral resulta em $\bar{X} - ks = 100,14 \geq 97\%$ e $\bar{X} + ks = 101,26 \geq 100\%$, ou seja, verifica-se que o limite inferior estatístico atende ao valor mínimo de 97%, enquanto o limite superior estatístico ultrapassa ligeiramente o valor máximo de 100%. Esse comportamento pode estar associado ao maior grau de compactação indicado anteriormente, possivelmente influenciado pela ação do tráfego sobre o pavimento antes da extração dos corpos de prova, que ocorreu na semana seguinte à execução do seguimento experimental.

4.1.2 Ensaios mecânicos

Com o objetivo de avaliar o comportamento mecânico da mistura asfáltica após a execução do segmento experimental, foram realizados ensaios de resistência à tração por compressão diametral (RT), módulo de resiliência (MR) e fadiga por compressão diametral, conforme os procedimentos estabelecidos pelas normas DNIT 136/2018-ME (DNIT, 2018b) e DNIT 183/2018-ME (DNIT, 2018a).

Os ensaios de resistência à tração por compressão diametral resultaram em valor médio de 1,32 MPa, superior ao obtido durante a dosagem da mistura (1,26 MPa) e acima do valor mínimo de 0,80 MPa estabelecido pelas especificações do DNIT. Esse incremento pode estar associado ao maior grau de compactação observado nos corpos de prova extraídos em campo,

condição que reduz o volume de vazios da mistura e favorece o aumento da resistência mecânica.

O módulo de resiliência médio obtido foi de 7.193 MPa, indicando elevada capacidade da mistura em recuperar deformações elásticas sob carregamentos repetidos. Esse resultado é compatível com o elevado grau de compactação observado na camada executada e com os valores de resistência à tração obtidos nos ensaios laboratoriais.

Os ensaios de fadiga por compressão diametral permitiram a obtenção da curva apresentada na Figura 4.1, que relaciona o número de aplicações de carga até a ruptura (N) com a diferença de tensões no centro da amostra ($\Delta\sigma$). A equação ajustada aos resultados apresentou coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,99, superior ao valor mínimo de 0,80 recomendado pela norma DNIT 183/2018-ME, evidenciando excelente ajuste do modelo aos dados experimentais.

Pela curva de fadiga apresentada, os ensaios de compressão diametral foram realizados para diferenças de tensão ($\Delta\sigma$) aproximadamente entre 0,8 MPa e 2,0 MPa (800 a 2000 kPa). Nessa faixa, a vida de fadiga variou de aproximadamente 1.000 a 25.000 ciclos.

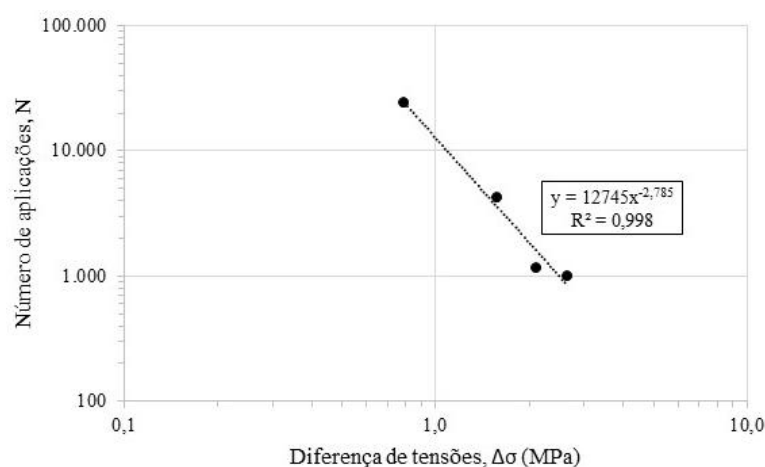


Figura 4.1 – Vida de fadiga da mistura asfáltica expressa pelo número N de solicitações necessárias para o fim do ensaio em função da diferença de tensões no centro da amostra ($\Delta\sigma$) (Autora, 2026).

Os resultados dos ensaios de fadiga por compressão diametral evidenciaram a elevada influência do nível de tensão sobre a vida de fadiga da mistura asfáltica, observando-se redução significativa do número de ciclos até a ruptura com o aumento das tensões aplicadas. Esse comportamento confirma a necessidade da adoção de diferentes níveis de solicitação nos ensaios de flexão em quatro pontos, permitindo avaliar a propagação de trincas sob condições representativas de dano moderado a severo.

Embora os valores não sejam diretamente comparáveis devido às diferenças de geometria, condição de carregamento e estado de tensões entre os ensaios, observa-se que ambos se encontram na mesma ordem de grandeza.

4.2 Ensaio de resistência ao cisalhamento de interface

4.2.1 Análises dos Ensaios *Leutner*

Os ensaios de resistência ao cisalhamento de interface foram realizados para avaliar a aderência entre as camadas asfálticas do segmento experimental. Ao todo, foram ensaiados 30 corpos de prova extraídos das diferentes seções executadas em campo.

A Figura 4.2 apresenta as curvas típicas de tensão de cisalhamento de interface versus deslocamento cisalhante para cada combinação avaliada, permitindo a comparação direta do comportamento mecânico das diferentes seções do segmento experimental.

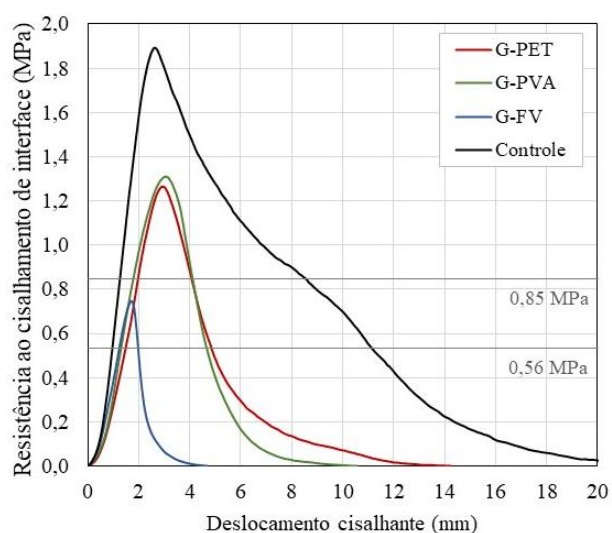


Figura 4.2 – Curva típica de tensão de cisalhamento de interface *versus* deslocamento cisalhante de cada combinação ensaiada (Autora, 2026).

Conforme apresentado na Figura 4.2, a curva referente ao resultado do ensaio realizado para a seção controle apresentou a maior resistência ao cisalhamento, enquanto as curvas referentes aos corpos de prova das seções reforçadas com as geogrelha G-PET e G-PVA atingiram valores máximos inferiores, e semelhantes entre si. Por sua vez, a curva referente ao resultado do ensaio realizado para a seção com a geogrelha G-FV apresentou, em média, a menor resistência de pico. Além disso, observa-se que as seções G-PET e G-PVA atingiram a resistência de cisalhamento de interface máxima com aproximadamente o mesmo deslocamento

cisalhante, em torno de 2,5–3,0 mm, indicando que a inclusão dos reforços G-PET e G-PVA não alterou significativamente o deslocamento necessário para mobilizar a resistência máxima de aderência de interface, estando similar aos resultados da seção controle. Por outro lado, o reforço G-FV atingiu seu pico em um deslocamento menor, sugerindo uma iniciação mais precoce da falha.

Após o pico de resistência, a curva típica resultante para os ensaios nos corpos de prova controle apresentou uma redução muito mais gradual da resistência ao cisalhamento, mantendo a capacidade de carga ao longo de uma faixa de deslocamento significativamente maior, o que indica maior ductilidade. A curva dos corpos de prova com o reforço G-PET também exibiu um decaimento pós-pico progressivo e manteve resistência ao longo de uma faixa de deslocamento ligeiramente maior do que a curva típica dos corpos de prova com a geogrelha G-PVA, sugerindo redução menos abrupta. A curva dos corpos de prova com o reforço G-FV apresentou a queda pós-pico mais abrupta, com a resistência ao cisalhamento reduzindo-se a valores próximos de zero em um curto intervalo de deslocamento, caracterizando um comportamento de descolamento frágil.

Os resultados laboratoriais mostraram-se coerentes com as tendências observadas nos ensaios de aderência realizados em campo para as geogrelhas G-PET e G-PVA. As seções com os reforços G-PET e G-PVA apresentaram valores de aproximadamente 10 kgf, enquanto a seção com a geogrelha G-FV atingiu cerca de 11 kgf. Esses resultados são coerentes com as tendências observadas nas curvas dos corpos de prova com os reforços G-PET e G-PVA, que indicaram valores similares de resistência ao cisalhamento de interface, contudo, o resultado indicado pela curva dos corpos de prova com a geogrelha G-FV divergiu, apresentado em laboratório um desempenho inferior.

Essa diferença pode estar associada às características de cada ensaio. O teste de aderência em campo apresenta limitações inerentes à sua natureza como um ensaio de controle rápido, seus resultados podem ter sido influenciados tanto pela forma de aplicação da força pelo operador quanto pela rigidez intrínseca dos materiais, associada à sua elasticidade durante o tracionamento. Neste sentido, a realização de ambos os ensaios, em campo e laboratório, permitiu um controle de qualidade mais robusto, complementando a análise de aderência. Vale ressaltar que tais diferenças não invalidam a importância do teste na fase de instalação, mas reforçam a importância de realizar ensaios laboratoriais complementares para avaliar as condições da interface reforçada de maneira mais abrangente.

A Figura 4.3 apresenta os valores médios obtidos para resistência máxima ao cisalhamento de interface para cada seção do segmento experimental, juntamente com a barra de erro padrão.

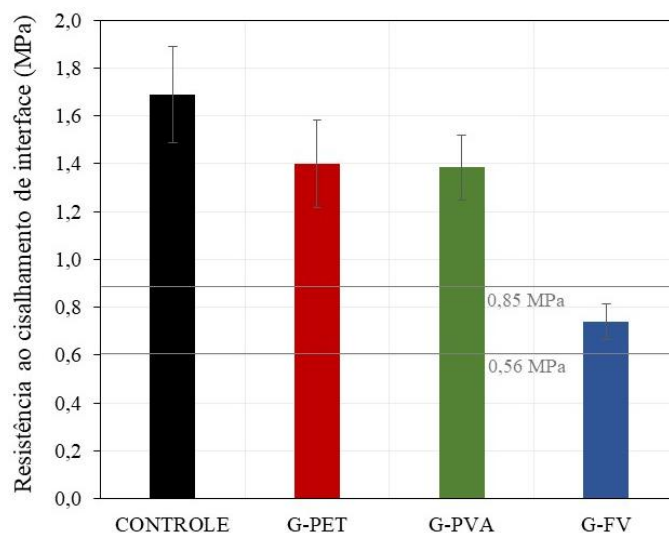


Figura 4.3 – Comparação dos resultados de cisalhamento médio de interface (Autora, 2026).

Conforme apresentado na Figura 4.3, o desempenho médio dos corpos de prova controle atendeu à norma ZTV Asphalt-StB 07/13 (FGSV, 2013), que estabelece uma resistência mínima ao cisalhamento de interface de 15 kN (0,85 MPa). Para os corpos de prova reforçados, os valores de resistência ao cisalhamento de interface variaram entre 0,74 e 1,40 MPa, todas acima do valor mínimo de 10 kN (0,56 MPa) estabelecido pela recomendação alemã FGSV 770 (FGSV, 2013) para camadas asfálticas reforçadas com geossintéticos, tendo diâmetro de 150 mm. Esses resultados também estão dentro dos limites observados em outros estudos da literatura, tal como em Correia *et al.* (2024), Silva (2024), Canestrari *et al.* (2018), Walubita *et al.* (2018) e Sudarsanan *et al.* (2018).

No entanto, embora a verificação normativa indique que todas as combinações avaliadas atendem aos critérios mínimos estabelecidos, a análise baseada apenas em valores médios não é suficiente para avaliar a relevância dessas diferenças. Dessa forma, torna-se necessária uma avaliação estatística, a fim de verificar se as diferenças observadas entre as médias experimentais e os valores de referência são estatisticamente significativas, considerando a variabilidade dos resultados.

4.2.2 Análises estatísticas

De forma complementar à análise gráfica e à verificação do atendimento aos critérios normativos, foi aplicada uma análise estatística dos resultados dos ensaios de aderência por meio do teste t-Student, com o objetivo de avaliar se os valores médios de resistência ao cisalhamento diferem estatisticamente dos valores de referência estabelecidos pelas normas FGSV 770 (FGSV, 2013) e ZTV Asphalt-StB 07/13 (FGSV, 2013). As análises foram realizadas considerando nível de significância de 5%. Para a aplicação do teste t-Student, o valor da estatística t foi determinado conforme a Equação 4.1, considerando a média ($\bar{X}$), valores de referência estabelecidos pelas normas (μ_0) e o erro padrão (EP).

$$t = \frac{\bar{X} - \mu_0}{EP} \quad 4.1$$

O p-valor foi obtido a partir da distribuição t de Student, considerando $n-1$ graus de liberdade, sendo adotado o teste bicaudal. A Tabela 4.3 apresenta os resultados obtidos nessa análise estatística.

Tabela 4.3 – Análise estatística dos resultados de resistência ao cisalhamento (Teste t de Student) para os sistemas analisados (Autora, 2026).

Combinação	$\bar{X}$ (MPa)	μ_0 (MPa)	EP	t	p-valor	Diferença significativa $\alpha = 5\%$ (0,05)
Controle	1,69	0,85	0,20	4,18	0,1496543	Não
G-PET	1,4	0,56	0,07	11,45	0,0014285	Sim
G-PVA	1,38	0,56	0,03	32,15	0,0000056	Sim
G-FV	0,74	0,56	0,03	6,62	0,0070291	Sim

Os resultados da análise estatística indicaram que as combinações reforçadas com geogrelhas apresentaram valores médios estatisticamente superiores ao valor de referência de 0,56 MPa. Para a combinação controle, apesar da média superior ao valor mínimo de 0,85 MPa, não foi observada diferença estatisticamente significativa, o que pode ser atribuído ao reduzido número de corpos de prova válidos dessa seção do segmento experimental.

Com o objetivo de avaliar se as diferenças observadas entre as combinações ensaiadas são estatisticamente significativas, foi realizada uma análise de variância (ANOVA) de um fator, considerando nível de significância de 5%. A Tabela 4.4 apresenta o resumo da ANOVA aplicada aos valores de resistência ao cisalhamento de interface.

Tabela 4.4 – Resumo da Análise de Variância (ANOVA) para a resistência ao cisalhamento de interface (Autora, 2026).

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Entre grupos	1,61	3	0,54	21,69	0,00006	3,59
Dentro dos grupos	0,271	11	0,02			
Total	1,881	14				

A análise de variância (ANOVA) indicou a existência de diferenças estatisticamente significativas entre as combinações ensaiadas ($p < 0,05$). Dessa forma, foi aplicado o teste de comparações múltiplas de Tukey (post hoc), a fim de identificar entre quais combinações ocorreram tais diferenças. A Tabela 4.5 apresenta os resultados obtidos no teste de Tukey aplicada aos valores de resistência ao cisalhamento de interface.

Tabela 4.5 – Comparações múltiplas de médias pelo teste de Tukey (post hoc) para a resistência ao cisalhamento de interface (Autora, 2026).

Comparação	Diferença das médias (MPa)	p-valor	Significativa $p < 0,05$
Controle × G-PET	0,29	0,05705	Não
Controle × G-PVA	0,31	0,04032	Sim
Controle × G-FV	0,95	0,00002	Sim
G-PET × G-PVA	0,02	0,88014	Não
G-PET × G-FV	0,66	0,00010	Sim
G-PVA × G-FV	0,64	0,00008	Sim

Conforme pode ser visto na Tabela 4.5, os resultados do teste de comparações múltiplas de Tukey indicaram que não há diferença estatisticamente significativa entre os resultados de aderência obtidos para os corpos de prova controle e reforçados com a geogrelha G-PET ($p > 0,05$). Por outro lado, os corpos de prova com a geogrelha G-FV apresentou resultados de resistência ao cisalhamento estatisticamente inferior às demais combinações analisadas ($p < 0,05$), enquanto os corpos de prova com o reforço G-PVA também indicaram resultados estatisticamente inferiores em relação ao corpo de prova não reforçado. Entre os corpos de prova com as geogrelhas G-PVA e G-FV, observa-se que o reforço G-FV apresentou resultados com a maior diferença em relação aos resultados da seção controle, com desempenho estatisticamente inferior às demais seções analisadas.

4.2.3 Análise do módulo de rigidez de interface

A Figura 4.4 apresenta os resultados de módulo de rigidez de interface, obtidos a partir dos resultados da curva de resistência ao cisalhamento de interface e do deslocamento na ruptura, com o respectivo erro padrão.

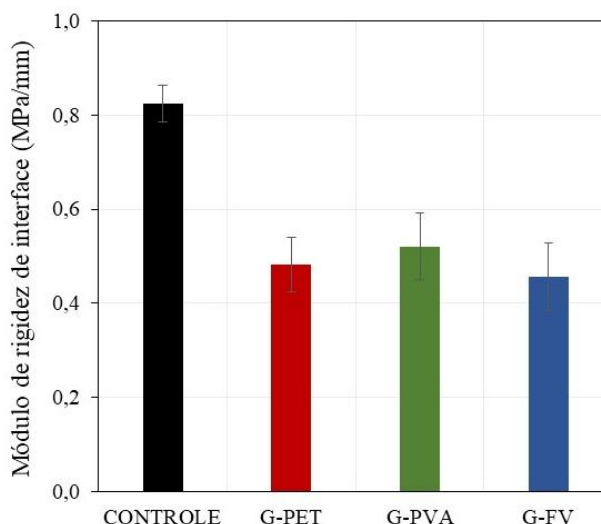


Figura 4.4 – Comparação dos resultados de módulo de rigidez médio de interface (Autora, 2026).

Os resultados de módulo de rigidez de interface variaram entre 0,46 MPa/mm e 0,82 MPa/mm. Segundo os limites estabelecidos por Canestrari *et al.* (2013), que definem 0,01 MPa/mm como descolamento total e 100 MPa/mm como adesão completa, tais magnitudes indicam uma aderência adequada entre as camadas asfálticas reforçadas.

Adicionalmente, nota-se que, nesta pesquisa, as seções reforçadas apresentaram resultados de módulo de rigidez inferiores à da seção de controle, tal como os resultados de resistência máxima de interface. Isso porque a interface passa a ser governada por mecanismos como encaixe mecânico dos agregados, atrito e aberturas da geogrelha, modificando o contato asfalto-asfalto em relação à seção controle.

Para verificar se as diferenças entre os resultados de módulo de rigidez de interface obtidos nas avaliações das seções controlem e reforçados são estatisticamente significativas, a análise de variância (ANOVA) de um fator, foi aplicada. Foi considerando um nível de significância de 5%. A Tabela 4.6 apresenta o resumo da ANOVA.

Tabela 4.6 – Resumo da análise de variância (ANOVA) para os valores de módulo de rigidez de interface dos sistemas analisados (Autora, 2026).

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Entre grupos	0,20	3	0,07	15,52	0,0003	3,59
Dentro dos grupos	0,05	11	0,00			
Total	0,25	14				

Como a análise de variância (ANOVA) indicou a existência de diferenças estatisticamente significativas entre as combinações avaliadas ($p < 0,05$), foi aplicado o teste de comparações múltiplas de Tukey (post hoc), a fim de identificar entre quais combinações ocorreram tais diferenças. A Tabela 4.7 apresenta os resultados obtidos no teste de Tukey aplicada aos valores de módulo de rigidez de interface.

Tabela 4.7 – Comparações múltiplas de médias pelo teste de Tukey (post hoc) para o módulo de rigidez dos sistemas (Autora, 2026).

Comparação	Diferença das médias (MPa/mm)	p-valor	Significativa p < 0,05
Controle × G-PET	0,34	0,00009	Sim
Controle × G-PVA	0,30	0,00020	Sim
Controle × G-FV	0,37	0,00005	Sim
G-PET × G-PVA	0,04	0,39145	Não
G-PET × G-FV	0,02	0,60099	Não
G-PVA × G-FV	0,06	0,17234	Não

Os resultados do teste de comparações múltiplas de Tukey aplicados aos valores de módulo de rigidez de interface, apresentado na Tabela 4.7, indicaram diferenças estatisticamente significativas entre a controle e todas as seções reforçadas, evidenciando a redução da rigidez de interface na presença dos reforços. Por outro lado, não foram observadas diferenças estatisticamente significativas entre as seções reforçadas entre si, indicando que, independentemente da geogrelha, os sistemas reforçados apresentaram, para este estudo, comportamento estatisticamente semelhante em termos de rigidez de interface.

4.2.4 Análises da interface pós-ruptura

A Figura 4.5 apresenta as interfaces dos corpos de prova reforçados após a realização dos ensaios de cisalhamento de interface. Observa-se que o geotêxtil presente nos três reforços degradou completamente com o contato da massa asfáltica aquecida, favorecendo o mecanismo

de intertravamento entre os agregados de ambas as camadas, uma vez que os filamentos das geogrelhas imbricaram na mistura asfáltica. A atuação conjunta desses mecanismos garantiu a aderência satisfatória nos sistemas reforçados, levando a resultados adequados de aderência quanto aos critérios mínimos normativos.

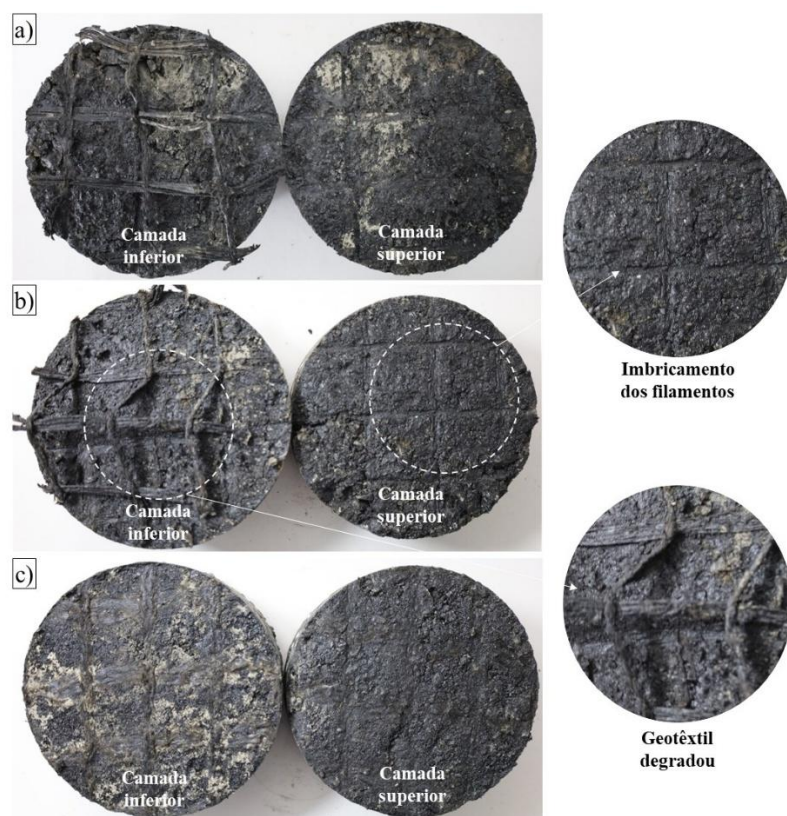


Figura 4.5 – Interface após a realização dos ensaios de cisalhamento: a) corpo de prova com G-PET; b) corpo de prova com G-PVA; c) corpo de prova com G-FV (Autora, 2026).

Ao comparar os sistemas reforçados, verificou-se que as geogrelhas G-PET e G-PVA apresentaram resistência de aderência superior à observada para a geogrelha G-FV. Esse comportamento pode ser explicado, ao menos em parte, pela comparativa maior abertura de malha das geogrelhas de PET e de PVA, a qual tende a favorecer o intertravamento mecânico. Esse comportamento foi também reportado na literatura por Correia e Mugayar (2021), Safavizadeh *et al.* (2022) e Silva (2024).

Adicionalmente, a taxa residual de aplicação da pintura de ligação de emulsão parece ter exercido influência relevante sobre os resultados. Estudos recentes de Correia *et al.* (2023) e Correia *et al.* (2024) mostraram que a aderência tende a ser otimizada quando a taxa aplicada supera 100% da capacidade de retenção de asfalto do reforço. Sob essa ótica, o desempenho inferior da seção com a geogrelha G-FV pode estar associado ao fato de a taxa aplicada ter sido

inferior a esse limite. Como verificado na Tabela 3.1, a capacidade de retenção de asfalto da geogrelha G-FV é de 496,9 g/m², enquanto a taxa de ligante aplicada em campo foi de 400 g/m². Por outro lado, as seções com os reforços G-PET e G-PVA, que apresentaram melhor desempenho de aderência, receberam taxa de ligante superiores às respectivas capacidades de retenção de asfalto, o que reforça essa interpretação.

4.2.5 Análises das propriedades dos reforços usando MEV

Para complementar a análise da influência das propriedades dos reforços nos resultados de aderência de interface, empregou-se a Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV). A análise MEV foi realizada para caracterizar a morfologia dos filamentos constituintes dos reforços. Assim, examinou-se a rugosidade superficial e a uniformidade da cobertura betuminosa nos filamentos das geogrelhas, comparando-se as amostras virgens de geogrelhas e amostras exumadas (após a instalação em campo). Essa investigação buscou identificar possíveis danos decorrentes do processo construtivo que poderiam influenciar a resistência ao cisalhamento de interface. As Figuras 4.6 e 4.7 apresentam as micrografias obtidas para as condições virgem e pós-instalação das geogrelhas, respectivamente.

Um dos fatores que podem influenciar os mecanismos de aderência entre as camadas é a cobertura betuminosa dos filamentos. A Figura 4.6 evidencia que, para as amostras de geogrelha na condição virgem, essa cobertura betuminosa apresentou-se uniforme para todos os reforços analisados. Em relação à rugosidade superficial, outra característica importante para promover a aderência, verificou-se semelhança entre as fibras das três geogrelhas (Figuras 4.6b, 4.6d e 4.6f). Por outro lado, diferenças foram identificadas no modo de fabricação: os reforços G-PET e G-PVA apresentam espaçamentos entre os filamentos (Figuras 4.6a e 4.6b), ao passo que, na geogrelha G-FV, as fibras do filamento encontram-se aglutinadas, comportando-se como um filamento único ou consolidado (Figura 4.6c). Essas características morfológicas também podem estar associadas ao melhor desempenho de aderência observado nos reforços G-PET e G-PVA, uma vez que a abertura entre os filamentos pode ter favorecido o contato entre as camadas e a entrada de ligante, potencializando o mecanismo de intertravamento e pintura de ligação. Já no caso da geogrelha G-FV, a ausência de espaçamento entre os filamentos pode ter reduzido a área efetiva de contato entre grãos, limitando a adesão na interface e a entrada de ligante.

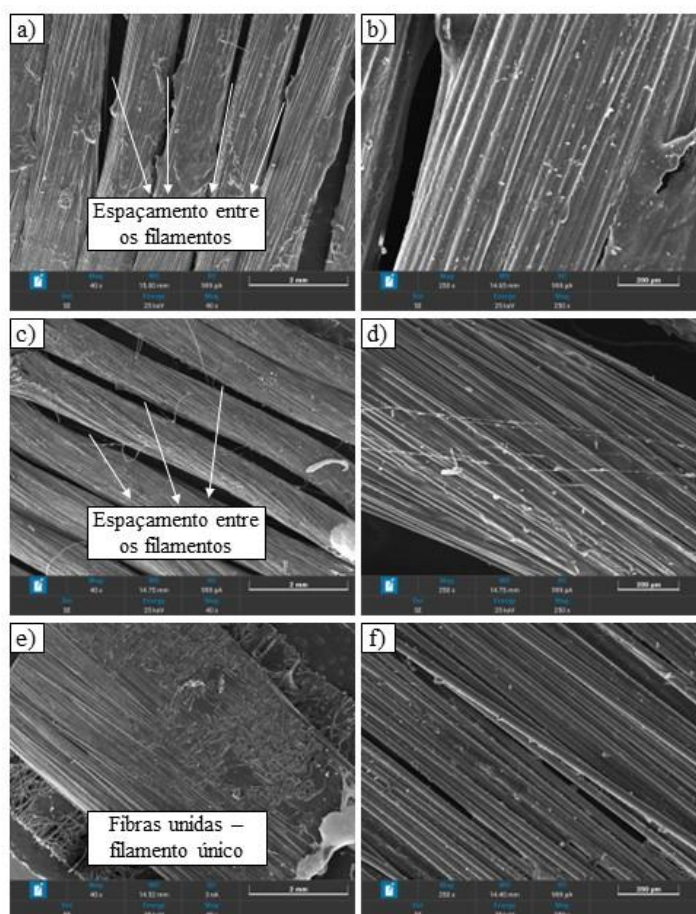


Figura 4.6 – MEV virgIn: a) G-PET escala 2 mm; b) G-PET escala 200 μm ; c) G-PVA escala 2 mm; d) G-PVA escala 200 μm ; e) G-FV escala 2 mm; f) G-FV escala 200 μm .

A Figura 4.7 apresenta as imagens de MEV dos reforços extraídos do segmento experimental e a realização do ensaio de cisalhamento de interface. Nessa condição, foram observados danos significativos em alguns reforços. A amostra avaliada demonstrou que, na geogrelha G-PET (Figuras 4.7a e 4.7b), algumas fibras se soltaram do filamento, enquanto na geogrelha G-PVA (Figuras 4.7c e 4.7d) foi observada quantidade ainda maior de fibras soltas ou cortadas. Já na geogrelha G-FV (Figuras 4.7e e 4.7f), grande parte dos filamentos de vidro se apresentou rompida após o contato com os agregados, com danos distribuídos ao longo do filamento. Apesar disso, a cobertura betuminosa manteve-se uniforme em todos os casos. Ressalta-se, contudo, que não é possível afirmar, com base apenas nessas imagens, em que medida os danos observados foram gerados durante a instalação ou durante o ensaio de cisalhamento de interface.

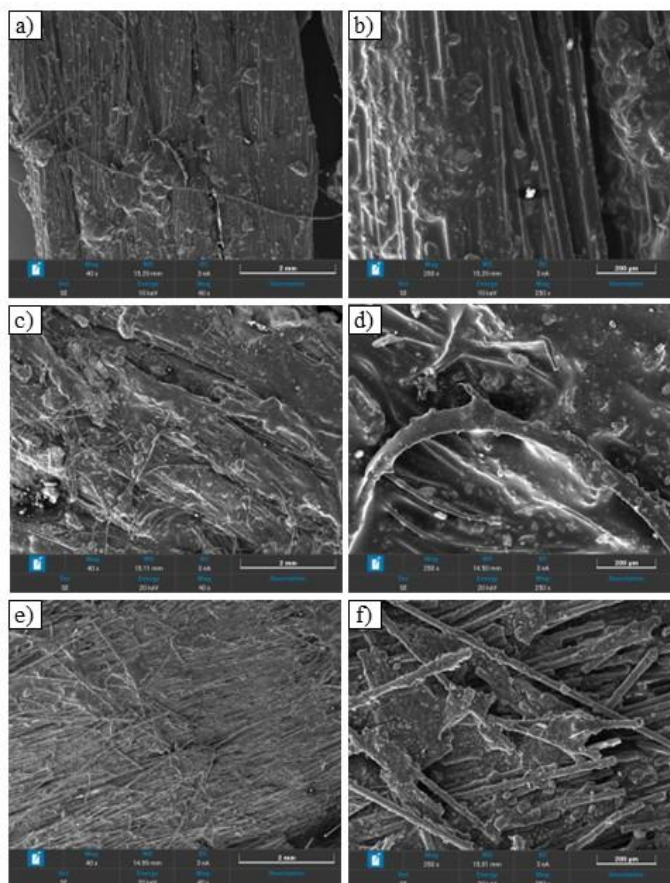


Figura 4.7 – MEV após instalação: a) G-PET escala 2 mm; b) G-PET escala 200 μm ; c) G-PVA escala 2 mm; d) G-PVA escala 200 μm ; e) G-FV escala 2 mm; f) G-FV escala 200 μm .

Em síntese, embora a dissociação completa das variáveis seja complexa, os resultados sugerem que a abertura de malha, a taxa de aplicação da pintura de ligação e a morfologia dos filamentos (nas condições virgem e exumada), bem como o intertravamento dos agregados e possível danos aos filamentos, influenciam diretamente o comportamento de aderência na interface. Adicionalmente, a ausência de uma correlação clara com a rigidez dos materiais reforça a hipótese de que as propriedades físicas e os parâmetros construtivos exercem preponderância sobre as propriedades mecânicas no mecanismo de aderência entre camadas, corroborando as conclusões de Correia e Mugayar (2022).

4.3 Resistência à tração na flexão

As análises abaixo apresentam os resultados obtidos nos ensaios de resistência à tração na flexão do tipo F4P, realizados no modo estático. A Figura 4.8 ilustra a curva força *versus* deslocamento resultante para o corpo de prova controle. A força de ruptura atingiu 1,052 kN,

correspondendo à uma tensão máxima de tração na flexão ($\sigma_{t,m\acute{a}x}$) de 873,35 kPa. Tal magnitude assemelha-se à obtida por Sudarsanan *et al.*, (2019) para corpos de prova não reforçados ensaiados à mesma temperatura (20 °C).

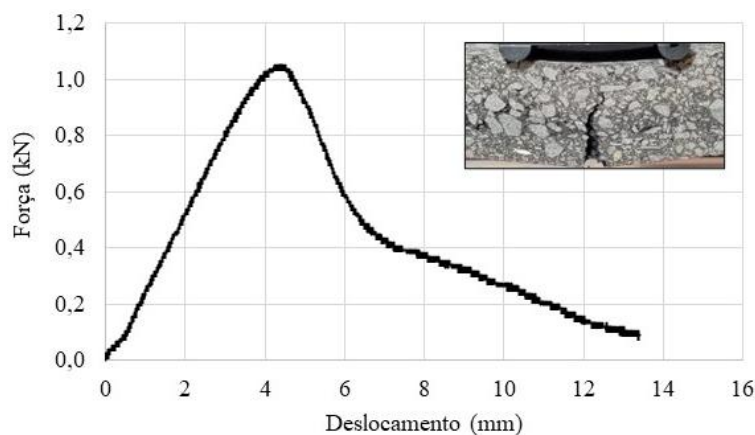


Figura 4.8 – Curva força *versus* deslocamento resultante do ensaio de resistência à tração na flexão no modo estático para o corpo de prova controle (Autora, 2026).

Com base nessa tensão de referência do ensaio controle, foram então definidos os níveis de solicitação aplicados nos ensaios de fadiga sob carregamento cíclico, correspondentes às frações dessa tensão máxima de ruptura. Nesta pesquisa, foram adotados os seguintes níveis de tensão: 55%, 75% e 90% da tensão máxima de ruptura. Dessa forma, as tensões aplicadas nos ensaios de flexão sob carregamento cíclico foram: $\sigma_{m\acute{a}x,55\%}$ igual a 480,34 kPa, $\sigma_{m\acute{a}x,75\%}$ igual a 665,01 kPa e $\sigma_{m\acute{a}x,90\%}$ igual a 786,01 kPa.

Ressalta-se que, em etapa preliminar de análise dos equipamentos e ensaios, foram avaliados níveis de tensão inferiores aos adotados, tal como porcentagens de carga usadas em ensaios de fadiga de misturas asfálticas. Embora estes níveis de tensão mais baixos tenham sido inicialmente considerados, verificou-se que tais condições resultavam em tempos de ensaio excessivamente longos. Essa situação dificultava a aquisição contínua e estável dos dados experimentais, além de comprometer a obtenção de imagens com qualidade adequada para a aplicação da técnica DIC, devido ao elevado volume de dados gerado e à necessidade de monitoramento prolongado. Assim, os níveis de tensão adotados foram definidos como um compromisso entre a representatividade do comportamento mecânico dos materiais e a viabilidade experimental, permitindo a obtenção de resultados confiáveis e reproduzíveis para as dimensões de corpos de prova utilizadas, dentro de períodos de ensaio compatíveis com as limitações operacionais e de aquisição de imagens.

4.4 Flexão em quatro pontos

4.4.1 Curvas típicas de deslocamento vertical

Os resultados dos ensaios de flexão em quatro pontos, realizados no modo de tensão controlada, sob carregamento cíclico, são apresentados nesta seção, com o objetivo de avaliar o comportamento quanto à resposta do sistema sob fadiga e propagação de trincas de sistemas asfálticos com e sem a presença de diferentes geogrelhas. Foram analisados os quatro sistemas, sendo um controle, reforçado com G-PET, reforçado com G-PVA e reforçado com G-FV. Todos os sistemas foram submetidos aos três níveis de tensão, correspondentes a 55%, 75% e 90% da carga de ruptura obtida no ensaio monotônico.

A Figura 4.9 apresenta as curvas típicas de deslocamento vertical permanente em função do número de ciclos, para os diferentes níveis de tensão aplicados nos quatro sistemas, (controle, reforçado com G-PET, G-PVA e G-FV), acompanhadas de um detalhe da região correspondente a deslocamentos verticais de até 1 mm. Conforme verificado nas figuras, o tempo médio dos ensaios foi aproximadamente 4 horas, variando de cerca de 26 minutos (8.000 ciclos) até 12,5 horas (225.000 ciclos).

De acordo com os resultados da Figura 4.9, é possível identificar, de maneira geral, o comportamento típico das curvas de deslocamento: uma etapa inicial caracterizada por rápido aumento do deslocamento vertical, associada à acomodação no início do ensaio; seguida por um regime de evolução gradual; e, por fim, uma fase de degradação acelerada do mecanismo de falha, caracterizada pelo aumento significativo do deslocamento permanente, embora essa última não tenha sido observada de forma nítida em todos os sistemas avaliados.

No carregamento correspondente a 55% da tensão de ruptura (Figura 4.9a), observa-se que todos os sistemas reforçados apresentaram desempenho superior ao sistema controle, evidenciado pela redução da taxa de acumulação de deformações permanentes e pelo aumento expressivo da vida em fadiga. O sistema controle apresentou rápida evolução dos deslocamentos, atingindo a ruptura após aproximadamente 30.000 ciclos. Já os sistemas reforçados prolongaram significativamente a vida útil da estrutura, destacando-se os reforços G-PVA e G-FV, que suportaram mais de 200.000 ciclos antes da falha. Nas ampliações da região inicial (até 1.500 ciclos), verifica-se que as diferenças entre os sistemas já são perceptíveis desde os primeiros carregamentos. O G-PET apresentou os menores deslocamentos iniciais, seguido por G-FV e G-PVA, enquanto o sistema controle mostrou

maior suscetibilidade à deformação. Esses resultados indicam que, para níveis moderados de carregamento, a inclusão dos geossintéticos aumenta significativamente a resistência à deformação permanente e retarda os mecanismos de dano acumulado.

No carregamento correspondente a 75% da tensão de ruptura (Figura 4.9b) com o aumento da intensidade do carregamento, ocorreu redução da vida em fadiga de todos os sistemas. O sistema controle continua apresentando o desempenho inferior, atingindo rapidamente deslocamentos elevados. Entretanto, observa-se uma alteração na hierarquia de desempenho dos reforços. Os sistemas G-PET e G-PVA passam a apresentar comportamento bastante semelhante, alcançando aproximadamente 70.000 ciclos, enquanto o sistema G-FV apresenta maior deslocamento inicial e menor vida útil, rompendo com cerca de 25.000 ciclos. Na região ampliada dos primeiros ciclos, nota-se que o G-FV apresenta maior deformabilidade inicial, atingindo rapidamente deslocamentos próximos de 1 mm, enquanto G-PET e G-PVA mantiveram comportamento praticamente coincidente e significativamente mais estável. Esse comportamento sugere que o aumento do nível de carregamento reduz a eficiência relativa dos reforços, tornando mais evidente a influência das propriedades mecânicas individuais de cada geogrelha e o papel da aderência de interface. No caso da G-FV, o comportamento pode estar relacionado ao menor nível de aderência observado quando comparado aos demais sistemas reforçados.

Na Figura 4.9c, para carregamento correspondente a 90% da tensão de ruptura, ou seja, o carregamento mais severo, todos os sistemas apresentam redução drástica da vida em fadiga, caracterizando um regime próximo da ruptura. As diferenças entre os reforços tornam-se menos pronunciadas em termos de número total de ciclos, embora ainda sejam observadas diferenças na evolução dos deslocamentos. O sistema controle apresentou a menor durabilidade, enquanto os reforçados mantiveram capacidade adicional de suporte de carga. A ampliação dos ciclos iniciais evidencia que o G-PVA apresenta os menores deslocamentos durante grande parte da fase inicial do ensaio, enquanto o G-FV mostra maior deformabilidade. Contudo, à medida que o carregamento prosseguiu, as curvas tenderam a convergir para níveis semelhantes de deslocamento. Esse comportamento indica que, em níveis de tensão muito elevados, a proximidade da ruptura passa a dominar a resposta estrutural, reduzindo a influência relativa do tipo de reforço empregado.

Em geral, observa-se que as curvas correspondentes ao sistema sem reforço (controle) são apresentadas de forma completa para todos os níveis de tensão, uma vez que os ensaios foram conduzidos até a ruptura total do corpo de prova. Já nas condições reforçadas com as

geogrelhas G-PET, G-PVA e G-FV, os ensaios foram finalizados antes da ocorrência da falha total do prisma, devido à elevada duração do ensaio e as limitações operacionais de captação de dados e imagens decorrentes. Esta limitação neste tipo de ensaio foi também verificada no estudo de Virgili *et al.* (2009) na análise de sistemas reforçados sujeitos a ensaios de longa duração. Com exceção dos ensaios conduzidos com 90% da carga, em que foi possível levar também à ruptura os prismas reforçados. A presença da geogrelha contribui para o aumento da rigidez do sistema reforçado, promovendo melhor distribuição de tensões e restringindo a deformação inicial, o que tende a retardar a acumulação de deformações permanentes mesmo sob condições de solicitação menos severas.

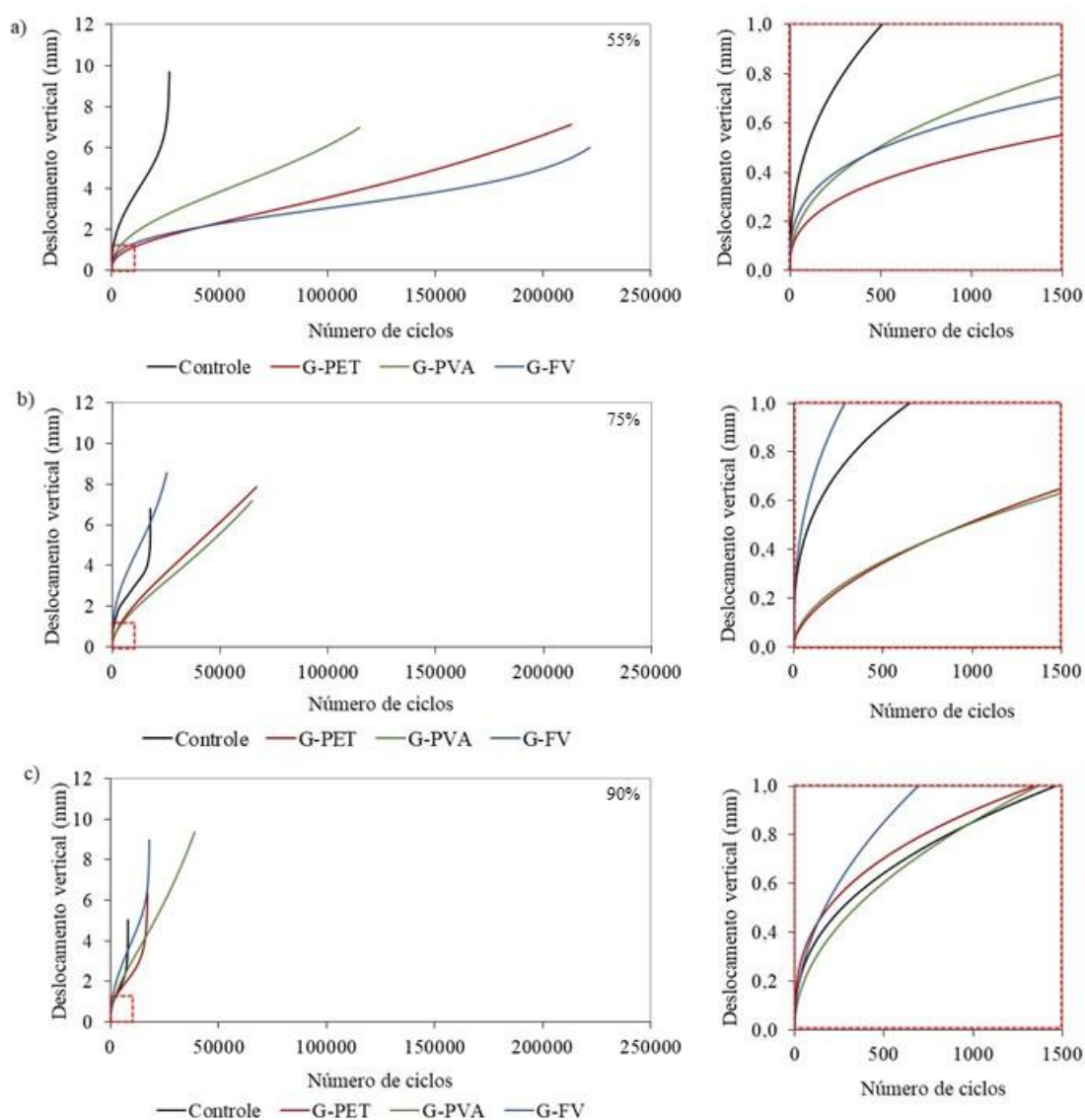


Figura 4.9 – Curvas típicas de deslocamento vertical *versus* número de ciclos de todos os sistemas analisados: a) 55% da tensão de ruptura; b) 75% da tensão de ruptura; c) 90% da tensão de ruptura (Autora, 2026).

A fim de verificar o comportamento dos sistemas reforçados com a geogrelha G-FV sob o nível de tensão de 75% da carga de ruptura, uma nova tentativa de ensaio foi realizada utilizando um segundo prisma reforçado com geogrelha de fibra de vidro. A repetição do ensaio mostrou-se necessária para avaliar a repetibilidade dos resultados obtidos, uma vez que a variabilidade inerente aos materiais asfálticos, ao processo de fabricação dos corpos de prova e às condições experimentais pode influenciar o desempenho observado em ensaios de fadiga. Assim, a realização de um segundo ensaio permitiu verificar a consistência da resposta mecânica do sistema reforçado, aumentando a confiabilidade dos resultados e fornecendo maior robustez às análises e interpretações realizadas.

A Figura 4.10 apresenta as curvas de deslocamento vertical em função do número de ciclos e o aspecto final dos dois corpos de prova reforçados com a geogrelha G-FV, submetidos à tensão de 75%. Nota-se a partir da Figura 4.10, que novamente foi observado o descolamento da interface na segunda tentativa de ensaio realizado, o que ocasionou a ruptura prematura do corpo de prova, ocorrendo de forma ainda mais precoce em relação ao ensaio anterior. A repetição do ensaio com um segundo prisma reforçado com geogrelha de fibra de vidro permitiu avaliar a repetibilidade dos resultados obtidos. Embora tenha sido observada diferença na vida de fadiga entre os corpos de prova, ambos apresentaram comportamento mecânico semelhante ao longo do ensaio, caracterizado pela evolução gradual do deslocamento vertical seguida por uma rápida aceleração da deformação próxima à ruptura. Adicionalmente, as análises visuais após o ensaio evidenciaram mecanismos de falha compatíveis, com ocorrência de descolamento na interface entre as camadas e propagação de trincas na região central dos prismas.

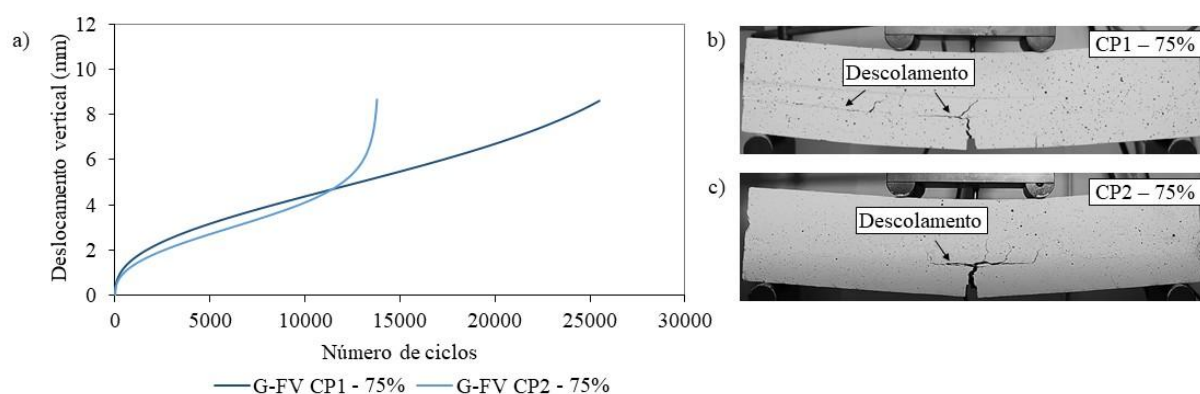


Figura 4.10 – Repetição do ensaio de F4P nos corpos de prova reforçados com a geogrelha G-FV na tensão de 75%: a) curva de deslocamento vertical *versus* número de ciclos; b) aspecto do corpo de prova no primeiro ensaio; c) aspecto do corpo de prova no segundo ensaio (Autora, 2026).

Dessa forma, os resultados podem ser considerados consistentes do ponto de vista qualitativo, indicando que o comportamento observado é representativo do sistema reforçado com geogrelha de fibra de vidro, apesar da variabilidade inerente aos ensaios de fadiga em misturas asfálticas. Assim, para as análises subsequentes, foi considerado apenas o primeiro corpo de prova reforçado com a geogrelha G-FV (CP1 G-FV) sob tensão de 75%. Ressalta-se que todos os corpos de prova disponíveis foram empregados para a realização dos testes, não sendo possível a realização de mais repetições.

Os sistemas reforçados com as geogrelhas G-PET e G-PVA mostraram comportamento bastante semelhante entre si, apesar da diferença de rigidez do reforço, e continuaram apresentando desempenho mais favorável, com evolução mais estável do deslocamento em níveis de tensão avançados. Por outro lado, o sistema com o reforço G-FV apresentou resultado inferior atingindo níveis elevados de deslocamento com menor número de ciclos em comparação aos demais reforçados, o que indica perda de eficiência sob maior solicitação. Ressalta-se que, neste nível de tensão, observou-se a ocorrência de descolamento entre as camadas do corpo de prova reforçado com o G-FV, o que pode ter afetado na mobilização efetiva do reforço de fibra de vidro, influenciando o seu desempenho.

Na condição de maior solicitação (Figura 4.9c), com 90% da tensão de ruptura, o efeito do carregamento torna-se ainda mais pronunciado para todos os prismas analisados, com redução adicional da resposta do sistema sob fadiga e rápida progressão do deslocamento vertical permanente. As diferenças entre as curvas tornam-se menos acentuadas do que nas condições anteriores, o que sugere diminuição da efetividade global do reforço sob solicitação mais severa. Ainda assim, observa-se que os reforços poliméricos apresentaram desempenho mais favorável, enquanto a geogrelha de fibra de vidro continuou apresentando comportamento inferior, atingindo rapidamente níveis elevados de deslocamento. Nessa condição, a resistência à tração última do reforço deixa de ser dominante e a rigidez global do sistema, associada a combinação de aderência de interface e rigidez do geossintético, passa a prevalecer.

De forma geral, a análise das curvas obtidas nestes ensaios indica que o aumento da tensão aplicada diminui a vantagem proporcionada pelo reforço. Em baixos níveis de tensão, o reforço contribui de maneira mais clara para retardar a evolução do dano e aumentar o número de ciclos suportados. Entretanto, à medida que a tensão se eleva, essa contribuição torna-se menos uniforme entre os materiais, com destaque para a qualidade da aderência de interface que teve um papel fundamental nos ensaios com 90% da tensão aplicada, uma vez que os

resultados foram similares ao prisma controle, o qual apresentou superior aderência nos ensaios *Leutner*.

4.4.2 Análise das imagens captadas durante os ensaios

A Figura 4.11 apresenta o aspecto dos corpos de prova no instante final dos ensaios de flexão em quatro pontos sob carregamento cíclicos, para as tensões de 55%, 75% e 90% da tensão de ruptura.

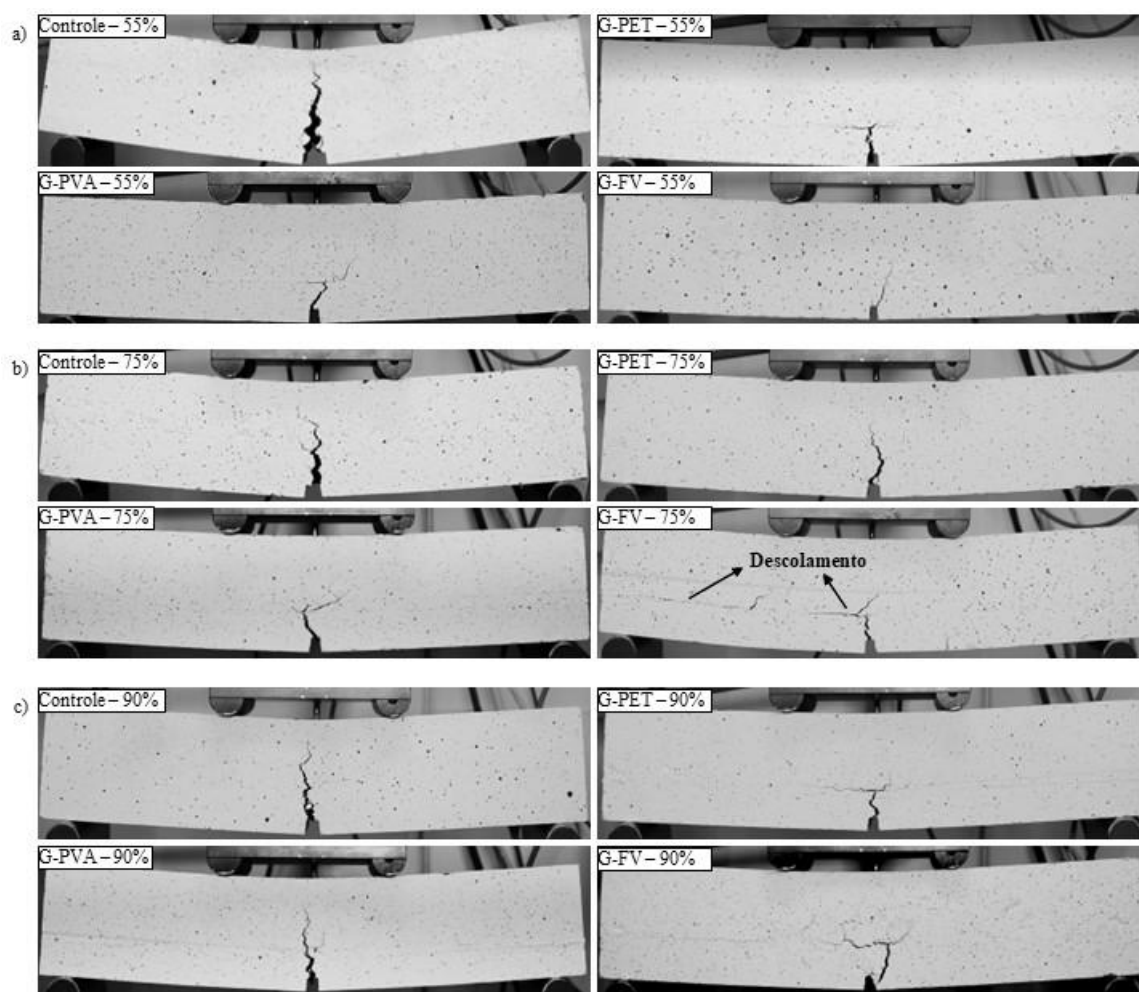


Figura 4.11 – Aspecto dos corpos de prova no instante final dos ensaios de flexão em quatro pontos: a) 55% da tensão de ruptura; b) 75% da tensão de ruptura; c) 90% da tensão de ruptura (Autora, 2026).

Conforme pode ser observado na Figura 4.11a, que apresenta o aspecto final dos corpos de prova submetidos à tensão de 55% da carga de ruptura, é notável a diferença no prisma controle em relação dos reforçados com a geogrelhas G-PET, G-PVA e G-FV. Observa-se que nos corpos de prova com as geogrelhas que além de suportarem um número

significativamente maior de ciclos de aplicação de carga, indicaram menores danos sobre a superfície em comparação ao prisma não reforçado, especialmente nos prismas com as geogrelha G-PET e G-FV, concordando com os resultados apresentados anteriormente, na Figura 4.11a.

Com o avanço do nível da tensão para 75%, nota-se na Figura 4.11b, maiores danos em todos os corpos de prova analisados. Ainda assim, os corpos de prova com as geogrelhas ainda indicaram danos menos avançados em comparação ao prisma controle. Apesar disso, destaca-se o corpo de prova com a geogrelha G-FV, em que é possível observar o descolamento entre as camadas reforçadas, que se estendeu além da região próxima à pré-trinca. Esse descolamento afetou significativamente a mobilização da geogrelha de fibra de vidro, levando a um desempenho inferior aos demais prismas com os reforços poliméricos neste nível de tensão, conforme indicado na análise anterior.

No nível crítico de solicitação com 90% da carga de ruptura, indicado na Figura 4.11c, nos corpos de prova com os reforços G-PET e G-FV, é possível observar que o dano na interface se manteve restrito à região central do prisma, sem indicação de descolamentos ao longo da interface, como observado no corpo de prova com a geogrelha de fibra de vidro na tensão anterior. Além disso, observa-se que novamente os prismas reforçados apresentam um aspecto de dano mais avançado, especialmente o corpo de prova com a geogrelha G-PVA, que ficou semelhante ao prisma controle, embora com um número de ciclos superior.

4.4.3 Determinação dos fatores de melhoria (FM)

Com o objetivo de quantificar a contribuição dos reforços no desempenho à fadiga, foram determinados fatores de melhoria (FM) a partir da comparação entre os sistemas reforçados e o sistema controle. Esses fatores foram avaliados segundo duas abordagens: (i) em função do deslocamento vertical permanente, fixando-se determinados níveis de deslocamento e calculando-se a razão entre o número de ciclos suportados pelo sistema reforçado e pelo sistema controle; e (ii) em função do número de ciclos, fixando-se o número de ciclos e calculando-se a razão entre os deslocamentos verticais observados nos sistemas reforçados e no sistema sem reforço.

A Figura 4.12 apresenta os fatores de melhoria obtidos em função do deslocamento vertical permanente para os diferentes níveis de tensão aplicados. Na Figura 4.12a, correspondente ao carregamento de 55% da tensão de ruptura, observam-se os maiores

benefícios proporcionados pelos reforços. Todos os sistemas reforçados apresentam fatores de melhoria significativamente superiores à unidade ($FM > 1$), evidenciando a elevada eficiência das geogrelhas em retardar a acumulação de danos e prolongar a vida à fadiga. Nessa condição, os valores de FM variam aproximadamente entre 4 e 14, dependendo do tipo de reforço e do nível de deslocamento considerado. O sistema reforçado com G-PET apresentou os maiores fatores de melhoria nos menores níveis de deslocamento, atingindo valores próximos de 14 para deslocamentos de 1 mm. Entretanto, observa-se redução gradual da eficiência com o aumento da deformação acumulada, sugerindo que parte dos mecanismos de reforço é progressivamente degradada à medida que o dano se desenvolve no revestimento. Comportamento semelhante também foi observado para o sistema G-PVA, embora com magnitudes inferiores e menor variação ao longo do ensaio. Por outro lado, o sistema reforçado com G-FV apresentou comportamento distinto, com aumento inicial do fator de melhoria até aproximadamente 3 mm de deslocamento, seguido por redução para deslocamentos mais elevados. Esse resultado sugere que a mobilização da geogrelha de fibra de vidro ocorre de forma mais efetiva após o desenvolvimento inicial das deformações, quando as tensões de tração passam a ser transferidas de maneira mais significativa para o reforço.

Os elevados fatores de melhoria observados nessa condição indicam não apenas a eficiência mecânica dos reforços, mas também a adequada interação entre as camadas do sistema. A boa aderência de interface favorece a transferência de tensões entre o revestimento asfáltico e a geogrelha, permitindo a mobilização dos mecanismos de reforço e retardando a propagação das fissuras induzidas pelos carregamentos cíclicos. Cabe destacar que os níveis de deslocamento analisados são característicos dos ensaios de flexão em quatro pontos (F4P), nos quais deformações relativamente elevadas são impostas com o objetivo de acelerar os mecanismos de dano e reduzir o tempo experimental. Em condições reais de serviço, deslocamentos dessa magnitude dificilmente são atingidos em pavimentos asfálticos adequadamente dimensionados, de modo que os benefícios observados tendem a representar uma condição severa de solicitação.

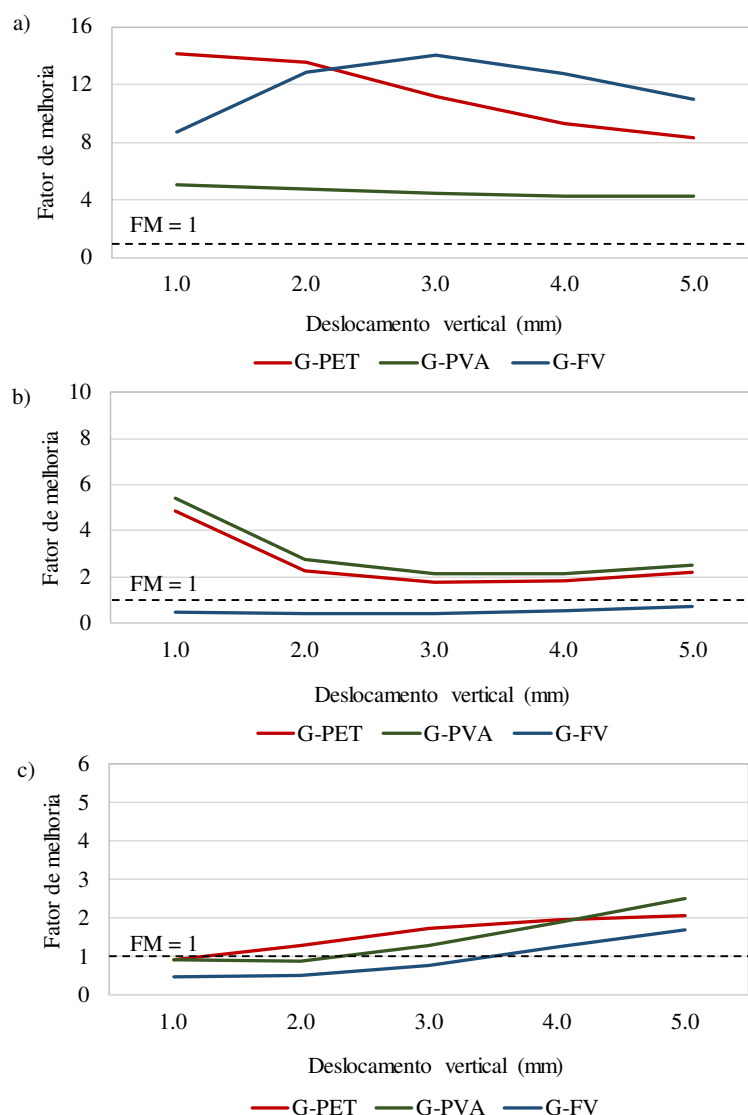


Figura 4.12 – Fatores de melhoria dos sistemas reforçados em função dos deslocamentos: a) 55% da tensão de ruptura; b) 75% da tensão de ruptura; c) 90% da tensão de ruptura (Autora, 2026).

Na Figura 4.12b, correspondente a 75% da tensão de ruptura, observa-se redução expressiva dos fatores de melhoria para todos os sistemas. Os valores passam a variar entre aproximadamente 2 e 5 para os sistemas G-PET e G-PVA, enquanto o sistema G-FV apresenta FM inferior à unidade em praticamente toda a faixa analisada. Esse comportamento indica que o aumento do nível de tensão reduz significativamente a capacidade dos reforços de retardar os mecanismos de fadiga, tornando a resposta estrutural mais dependente da resistência intrínseca do compósito asfáltico. Destaca-se que os sistemas G-PET e G-PVA mantêm desempenho semelhante ao longo de toda a faixa de deslocamentos analisada, evidenciando comportamento mais estável frente ao aumento da severidade do carregamento.

Na condição mais severa, correspondente a 90% da tensão de ruptura (Figura 4.12c), os fatores de melhoria tornam-se baixos para todos os sistemas, permanecendo próximos da unidade ao longo de todo o intervalo de deslocamento. Nessa situação, os mecanismos de dano são rapidamente mobilizados, reduzindo substancialmente a influência do reforço sobre a vida à fadiga. Observa-se, entretanto, uma tendência de aumento gradual do FM com o deslocamento para os sistemas G-PET e G-PVA, atingindo valores próximos de 2,0 e 2,5, respectivamente, para deslocamentos de 5 mm. O sistema G-FV apresentou os menores fatores de melhoria, embora também tenha demonstrado incremento progressivo à medida que as deformações aumentaram.

De forma geral, os resultados evidenciam que a eficiência dos reforços é fortemente dependente do nível de tensão aplicado. Em níveis moderados de carregamento, a atuação das geogrelhas é altamente eficaz, proporcionando ganhos expressivos na vida à fadiga. À medida que a tensão aplicada se aproxima da resistência última do material, a capacidade de redistribuição de tensões e de controle da propagação de fissuras torna-se progressivamente limitada, resultando em menores fatores de melhoria e em respostas mais próximas daquelas observadas no sistema sem reforço.

Esse comportamento indica que, sob a condição mais severa de carregamento, o efeito do reforço sobre o desempenho sob fadiga é significativamente reduzido. Esse resultado sugere que, sob condições mais severas (idealmente distantes das solicitações reais de campo), a capacidade de mobilização do reforço é limitada, levando a rápida degradação da interface ou à incapacidade do sistema em redistribuir tensões de forma eficaz. Assim, em níveis mais elevados de carregamento, essa interação é prejudicada, reduzindo significativamente os benefícios do reforço.

Além disso, a manutenção de valores de FM relativamente superiores para os sistemas com as geogrelhas G-PET e G-PVA, mesmo apresentando menor rigidez que a geogrelha G-FV, reforça a interpretação de que, nessa condição, a resistência ao cisalhamento de interface exerce papel mais determinante no desempenho sob fadiga do que a rigidez do reforço isoladamente. Essa interpretação é corroborada pela Figura 3.5, que evidencia a maior rigidez da geogrelha G-FV ao longo de todo o intervalo de deformação na tração, sem que isso se traduza em melhor desempenho sob fadiga para altas tensões. Assim, observa-se que a elevada rigidez da geogrelha G-FV não é efetivamente mobilizada, possivelmente em razão de limitações na transferência de esforços na interface. Portanto, sob elevados níveis de tensão, a efetividade do reforço passa a depender não apenas de suas propriedades mecânicas intrínsecas,

mas principalmente da sua capacidade de interação com as camadas asfálticas, sendo a resistência ao cisalhamento de interface um fator determinante para a mobilização e desempenho do sistema.

A Figura 4.13 apresenta os fatores de melhoria avaliados em função do número de ciclos, considerando os diferentes níveis de tensão aplicados.

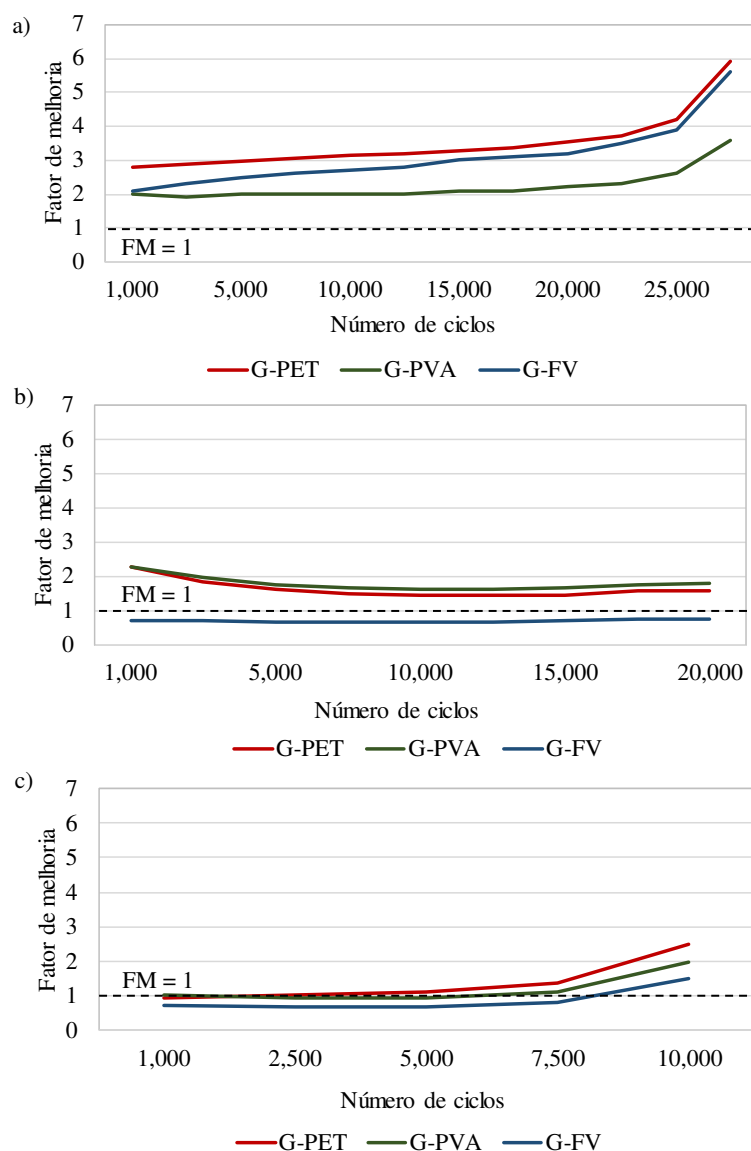


Figura 4.13 – Fatores de melhoria dos sistemas reforçados em função do número de ciclos: a) 55% da tensão de ruptura; b) 75% da tensão de ruptura; c) 90% da tensão de ruptura (Autora, 2026).

De forma geral, nas análises considerando o FM calculado pelo número de ciclos, os resultados indicam que o desempenho dos sistemas reforçados depende simultaneamente do número de ciclos e do nível de tensão aplicada. Os resultados demonstram que a eficiência dos

reforços aumenta com o número de ciclos em níveis baixos de tensão, mas é significativamente reduzida à medida que a severidade do carregamento aumenta. Além disso, observa-se que o desempenho superior está associado à capacidade de mobilização progressiva do reforço e à manutenção da integridade da interface ao longo do carregamento, sendo esses mecanismos menos efetivos em condições mais críticas.

4.4.4 Determinação do ciclo de ruptura pelo método do ponto de flexão (*Flex point*)

A definição do ponto de ruptura nas curvas apresentadas não é trivial, uma vez que o comportamento observado não exhibe uma transição abrupta ou bem definida entre os estágios de dano e falha, especialmente na condição reforçada. Diferentemente de ensaios monotônicos, nos quais a ruptura está associada a um pico seguido de queda acentuada de resistência, os ensaios de fadiga sob carregamento cíclico apresentam evolução progressiva do dano, com mudanças graduais na resposta do sistema avaliado. Em muitos casos, não há um ponto claro de inflexão que caracterize a falha, mas sim uma transição contínua associada à degradação da rigidez, ao acúmulo de deformações e à propagação de trincas. A identificação da ruptura em sistemas reforçados deve ser interpretada como um processo integrado dos diferentes parâmetros mecânicos e dos mecanismos envolvidos, porém não existem um método para esta condição.

Assim, a definição do critério de ruptura (N_f) dos corpos de prova baseou-se no critério do Ponto de Flexão Simplificado (*Simplified Flex point* - SFP). Para sua determinação, os dados experimentais de deslocamento vertical foram ajustados por um polinômio de grau N , permitindo a obtenção da taxa de deslocamento por ciclo por meio da primeira derivada da função. O ponto de mínimo dessa derivada, que corresponde ao ponto de inflexão na curva de deslocamento vertical permanente, foi estabelecido como o critério de ruptura. A partir desse ponto, há uma mudança clara no comportamento. O acúmulo de deformações passa a ser governado pela perda progressiva de rigidez, resultando em aumento acelerado da taxa de deslocamento. Ou seja, o SFP marca o início da fase de degradação instável do material.

A Figura 4.14 apresenta as curvas de taxa de deslocamento por ciclos *versus* o número de ciclos e a identificação do *flex point* (em vermelho) para todas os sistemas avaliados, sob 55% da tensão de ruptura.

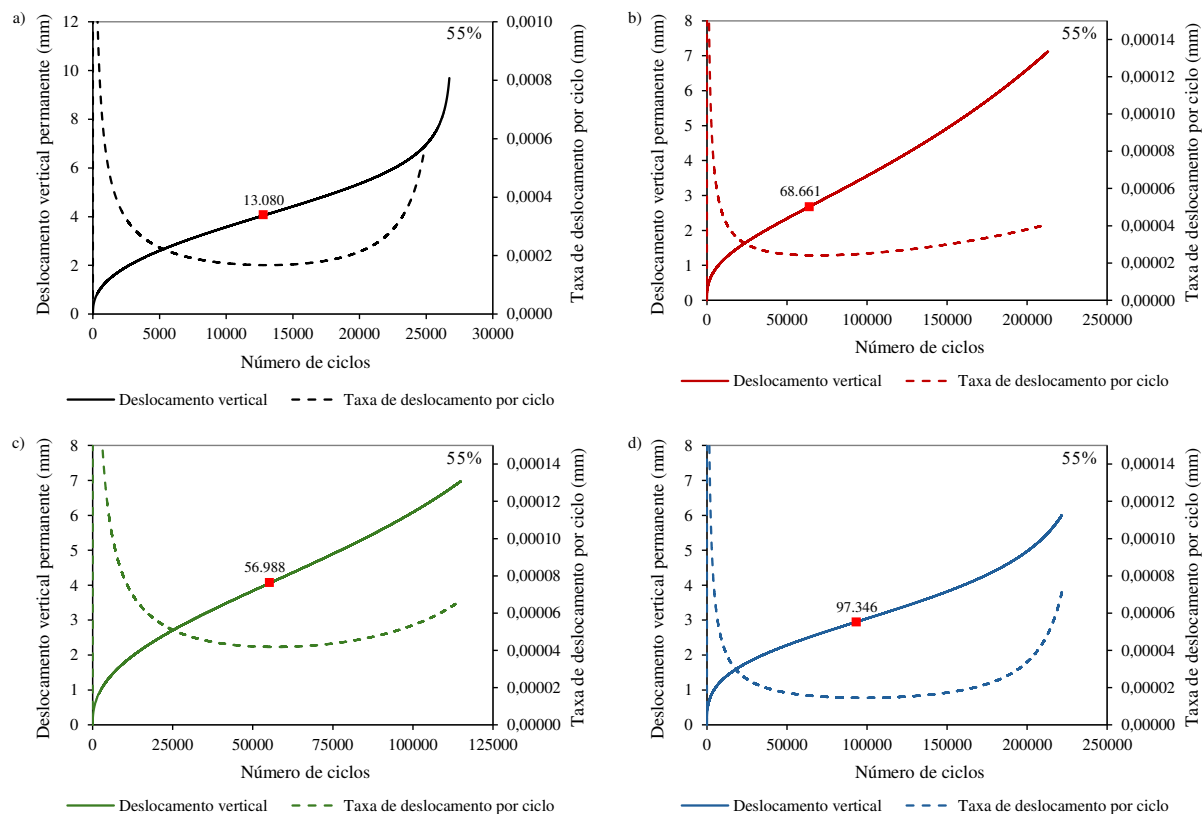


Figura 4.14 – Curvas de taxa de deslocamento por ciclo *versus* número de ciclos e *flex point* para a tensão de 55%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

Observa-se na Figura 4.14 que todos os sistemas reforçados apresentaram aumento significativo no número de ciclos até a ruptura em relação ao sistema controle, evidenciando o efeito benéfico do reforço. Os valores de N_f obtidos foram de aproximadamente 68.661 ciclos para o prisma com o reforço G-PET, 56.988 ciclos para com o reforço G-PVA e 97.346 ciclos com o reforço G-FV, em comparação a 13.080 ciclos para o sistema controle.

Nota-se que, em geral, os sistemas reforçados apresentam uma fase intermediária mais prolongada e estável, com menores taxas de evolução do deslocamento, indicando maior eficiência na redistribuição de tensões e no controle da propagação de dano. Esse comportamento está diretamente associado à atuação do reforço e à qualidade da interface, que permitem retardar a transição para o regime de falha.

Essa mudança de comportamento ao longo do carregamento pode ser explicada pela atuação de mecanismos distintos em diferentes estágios. Nos estágios iniciais, o desempenho é mais influenciado pelas condições interfaciais e pela capacidade de controle da deformação, favorecendo o sistema com a geogrelha G-PET. À medida que o número de ciclos aumenta, observa-se uma maior mobilização do reforço, permitindo que propriedades mecânicas

intrínsecas, como a rigidez à tração, passem a exercer maior influência no comportamento do sistema. Nesse contexto, o sistema com o reforço G-FV, que apresenta maior rigidez, passa a apresentar desempenho superior nos estágios mais avançados do carregamento.

Assim, o maior valor de N_f observado para o sistema com a geogrelha G-FV, na Figura 4.14, pode ser interpretado como resultado da maior contribuição de sua rigidez à tração na fase final do ensaio (com aumento progressivo da taxa e aceleração do dano), associada à resistência à ruptura estrutural do sistema. Por outro lado, os sistemas com as geogrelhas G-PET e G-PVA, que apresentam melhor desempenho no controle da deformação ao longo do carregamento, não necessariamente resultam em maior número de ciclos até o ponto de inflexão da curva.

De forma geral, os resultados confirmam que o uso de geogrelhas contribui significativamente para o aumento resposta do sistema sob fadiga, não apenas elevando o número de ciclos até a ruptura, mas também modificando o mecanismo de evolução do dano, tornando-o mais gradual e controlado. A interpretação desses resultados deve ser realizada em conjunto com as análises apresentadas nas Figuras 4.12a e 4.13a, que avaliaram o desempenho dos sistemas com base no FM, ou seja, considerando níveis fixos de deslocamento e número de ciclos, respectivamente, limitados pelos valores de número de ciclos e deslocamento do sistema controle.

Considerando o número de ciclos até o ponto de flexão (SFP) como critério de ruptura, os sistemas reforçados apresentaram ganhos expressivos em relação ao controle para este nível de tensão, com FM da ordem de 4 a 7 vezes. O sistema com o reforço G-FV apresentou o maior incremento (7,4 vezes), seguido pelo prisma com a geogrelha G-PET (5,3 vezes) e com a geogrelha G-PVA (4,4 vezes), evidenciando a significativa contribuição do reforço na resposta do sistema sob fadiga.

Dessa forma, os resultados evidenciam que a avaliação do desempenho sob fadiga depende fortemente do critério adotado. Enquanto as análises baseadas em níveis fixos de deslocamento ou número de ciclos são mais sensíveis à evolução do dano e às condições de aderência, o critério baseado no SFP está associado à resposta global até a ruptura, sendo mais influenciado pela capacidade estrutural do reforço. Essa diferença de abordagem explica a aparente divergência entre os resultados anteriormente apresentados, e reforça a necessidade de uma análise integrada do comportamento dos sistemas reforçados ao longo dos diferentes estágios de dano.

A Figura 4.15 apresenta as curvas de taxa de deslocamento por ciclo para o nível de tensão de 75% da carga de ruptura. Neste caso, observa-se na Figura 4.15, que o sistema com

o reforço G-FV exibiu taxas de deslocamento superiores às das demais combinações reforçadas e menor número de ciclos até o ponto de inflexão, com *flex point* de 11.981 ciclos. Esse comportamento pode estar associado à menor eficiência da interface entre as camadas, o que compromete a transferência de esforços e, conseqüentemente, dificulta a mobilização da elevada rigidez da geogrelha. Embora o sistema com o reforço G-FV ainda tenha superado os resultados do prisma controle, sua contribuição foi bastante restrita nessa condição, evidenciando que a eficiência do reforço não depende apenas de sua rigidez, mas principalmente da capacidade de interação e aderência com a mistura asfáltica.

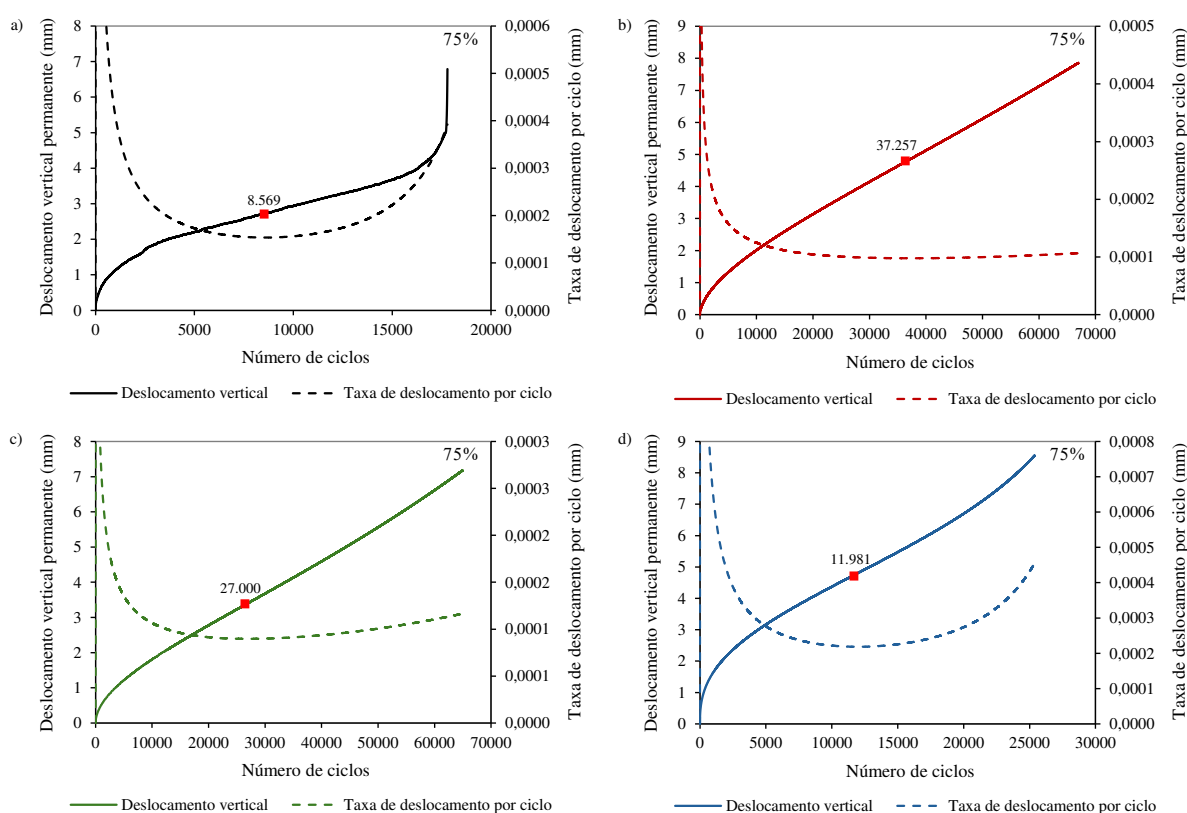


Figura 4.15 – Curvas de taxa de deslocamento por ciclo *versus* número de ciclos e *flex point* para a tensão de 75%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

Considerando SFP como critério de ruptura, para 75% da tensão, os sistemas reforçados também apresentaram ganhos em relação ao controle para este nível de tensão, com FM de 4,3 para o sistema com o reforço G-PET, seguido pelo prisma com a geogrelha G-PVA (3,2 vezes) e G-FV (1,4 vezes), evidenciando a contribuição do reforço na resposta do sistema sob fadiga.

Por fim, a Figura 4.16 ilustra o comportamento das curvas de taxa de deslocamento sob a condição de sollicitação máxima, correspondente a 90% da carga de ruptura. Sob esta

condição, observa-se que todos os sistemas reforçados proporcionaram incremento no número de ciclos até a ruptura em relação ao sistema controle, cujo *flex point* foi de aproximadamente 3.750 ciclos. Os valores de SFP obtidos foram de 6.987 ciclos para o G-PET, 9.366 ciclos para o G-FV e 11.260 ciclos para o G-PVA. Considerando SFP como critério de ruptura, para 90% da tensão, o FM do sistema com G-PVA apresentou o maior incremento (3,0 vezes), seguido por G-FV (2,5 vezes) e G-PET (1,9 vezes), evidenciando novamente, a significativa contribuição do reforço na resposta do sistema sob fadiga.

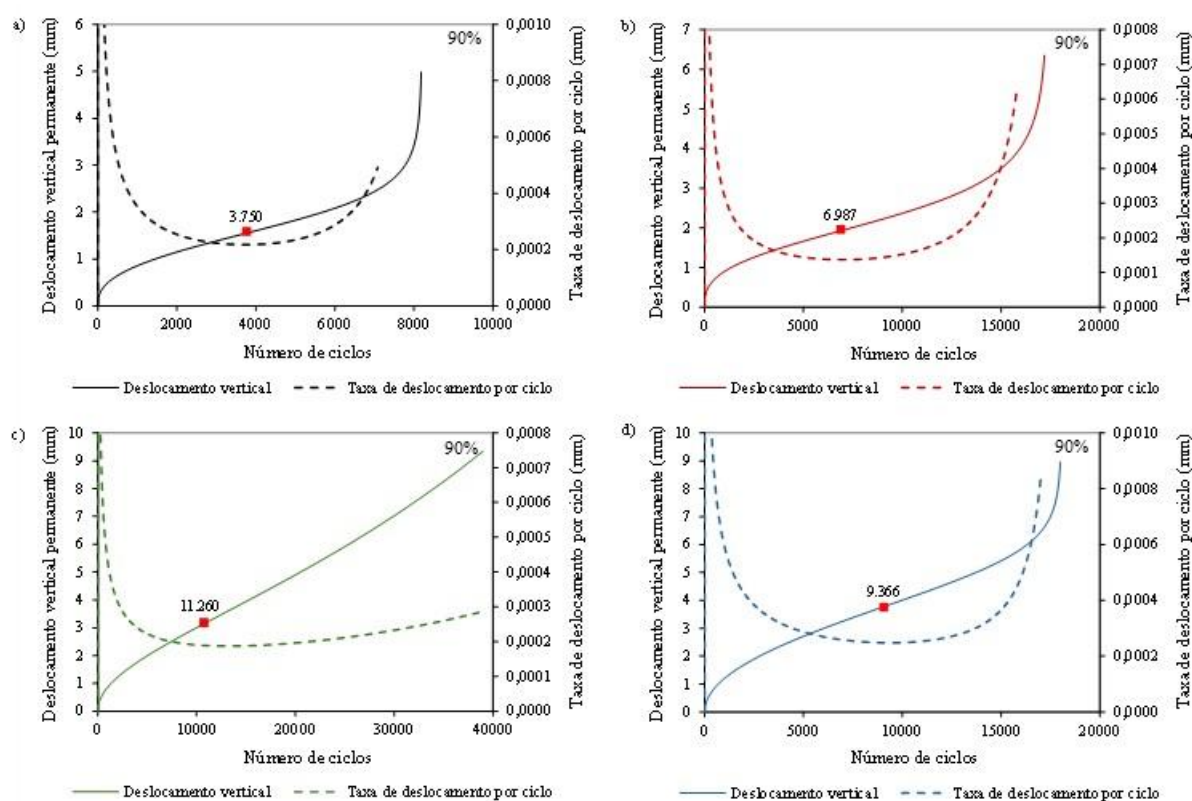


Figura 4.16 – Curvas de taxa de deslocamento por ciclo *versus* número de ciclos e *flex point* para a tensão de 90%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

A análise desses resultados deve ser realizada em conjunto com as discussões apresentadas nas Figuras 4.12c e 4.13c, nas quais se observou que, sob esse nível de tensão, os fatores de melhoria permanecem próximos da unidade nos estágios iniciais, com aumento apenas nos maiores níveis de deslocamento e número de ciclos, indicando mobilização tardia do reforço e redução significativa de sua efetividade. Nessas análises, os sistemas com a geogrelha G-PET e G-PVA apresentaram desempenho superior ao da geogrelha G-FV ao longo da maior parte do carregamento.

Nesse contexto, os resultados da Figura 4.16 são parcialmente coerentes com as análises anteriores, uma vez que confirmam o melhor desempenho do G-PVA e o caráter limitado dos ganhos proporcionados pelos reforços sob elevada solicitação. No entanto, observa-se que o sistema com G-FV apresenta número de ciclos até a ruptura superior ao do G-PET, o que indica que o critério baseado no ponto de flexão simplificado captura aspectos distintos da resposta do sistema reforçado em relação às análises baseadas em níveis fixos de deslocamento ou ciclos.

Adicionalmente, observa-se que, embora os sistemas com G-PVA e G-FV apresentem, em determinados trechos do ensaio, taxas de deslocamento por ciclo superiores às do G-PET, isso não implica necessariamente inferior desempenho global, uma vez que o número de ciclos até a ruptura é influenciado pela evolução completa da curva de dano.

Do ponto de vista experimental, destaca-se que, diferentemente do observado na condição de 75% da carga de ruptura, não foram identificados indícios de descolamento entre as camadas nos corpos de prova ensaiados sob 90%, conforme apresentado anteriormente na Figura 4.11. Esse resultado sugere que, embora o aumento das tensões cisalhantes na interface possa afetar a mobilização do reforço, a ocorrência de descolamento não se mostrou sistemática, podendo estar associada à variabilidade inerente às condições de interface.

Dessa forma, os resultados indicam que, sob 90% da tensão de ruptura, o comportamento do sistema é predominantemente governado pela rápida evolução do dano, o que reduz a influência relativa tanto da resistência ao cisalhamento de interface quanto da rigidez do reforço. Nessa condição, a contribuição dos geossintéticos ocorre de forma tardia e limitada, sendo o desempenho global resultado da interação complexa entre propriedades mecânicas, condições interfaciais e variabilidade experimental.

De modo geral, para todos os níveis de tensão analisados, os sistemas reforçados apresentaram o *flex point* em maiores números de ciclos quando comparados ao corpo de prova controle, indicando maior capacidade de resistir às solicitações impostas e, consequentemente, maiores fatores de melhoria associados. A partir das curvas de taxa de deslocamento por ciclo, observa-se que, em cada nível de tensão, os reforços tendem a prolongar a fase de redução e estabilização da taxa de deslocamento antes da transição para o regime de degradação acelerada, evidenciando a contribuição das geogrelhas para retardar o início da falha do sistema. Esse comportamento está em consonância com resultados reportados na literatura (Orešković *et al.*, 2024; Virgili *et al.*, 2009), que também indicam maiores números de ciclos até o ponto de inflexão em sistemas reforçados em comparação aos controles. No entanto, a magnitude desse

ganho varia significativamente com o nível de tensão aplicada, refletindo mudanças nos mecanismos que governam a resposta do sistema.

Em níveis mais baixos de tensão, o desempenho sob fadiga é influenciado pela capacidade de mobilização progressiva do reforço ao longo do carregamento, permitindo que suas propriedades mecânicas contribuam de forma mais efetiva para o controle da evolução do dano. Em níveis intermediários de tensão, a resposta passa a ser mais fortemente condicionada pelas condições interfaciais, que controlam a transferência de esforços entre as camadas e limitam a mobilização da rigidez do reforço. Já em níveis elevados de tensão, o comportamento do sistema é predominantemente governado pela rápida evolução do dano, reduzindo a influência relativa tanto da resistência ao cisalhamento de interface quanto da rigidez intrínseca do reforço.

Nesse contexto, observa-se que a rigidez do material, isoladamente, não garante melhor desempenho, uma vez que sua efetividade depende da capacidade de interação com a mistura asfáltica e da mobilização ao longo do carregamento. Adicionalmente, aspectos associados à variabilidade das condições interfaciais e do comportamento experimental também podem influenciar a resposta observada, especialmente sob níveis elevados de solicitação.

Dessa forma, os resultados indicam que o desempenho de sistemas reforçados deve ser analisado de forma integrada, considerando simultaneamente as propriedades mecânicas do reforço, as condições de interface e o nível de carregamento aplicado.

4.4.5 Análise integrada dos fatores de melhoria (FM)

A análise integrada dos fatores de melhoria (FM), considerando tanto os valores obtidos pelo critério do ponto de flexão simplificado (SFP) quanto aqueles derivados das curvas típicas dos ensaios de F4P, permite uma avaliação mais abrangente do desempenho dos sistemas reforçados com geogrelhas ao longo de diferentes estágios de dano avaliados nesta pesquisa. A Tabela 4.8 apresenta uma síntese global dos fatores de melhoria (FM) encontrados.

Tabela 4.8 – Síntese global dos fatores de melhoria (FM) encontrados (Autora, 2026).

Nível de tensão	Sistema	FM – Curvas (vs deslocamento)	FM – Curvas (vs nº de ciclos)	FM (SFP – N_f)
55%	G-PET	8 – 14	2,5 – 6	~5,3
	G-PVA	4 – 5	2 – 3,5	~4,4
	G-FV	9 – 14	2,5 – 5,5	~7,4
75%	G-PET	2 – 5	1,5 – 2	~4,3
	G-PVA	2 – 5,3	1,5 – 2	~3,2
	G-FV	~1	~1	~1,4
90%	G-PET	1 – 2	1 – 2,5	~1,9
	G-PVA	1 – 2,5	1 – 2,5	~3,0
	G-FV	1 – 1,7	1 – 1,8	~2,5

De maneira geral, observa-se que, para o nível de 55% da tensão de ruptura, todos os sistemas reforçados apresentaram ganhos expressivos em relação ao controle. Os valores de FM obtidos pelas curvas típicas atingem magnitudes elevadas, variando entre aproximadamente 4 e 14, dependendo do deslocamento e do número de ciclos considerados. Nessa condição, o sistema com o reforço G-PET se destaca nos estágios iniciais, enquanto o prisma com a geogrelha G-FV apresenta melhor desempenho em estágios mais avançados, o que é coerente com o maior FM obtido via SFP.

Para o nível intermediário de 75% da tensão de ruptura, verifica-se uma redução significativa dos fatores de melhoria em todas as abordagens. Os sistemas com os reforços G-PET e G-PVA mantêm ganhos moderados (FM entre aproximadamente 2 e 5 nas curvas e entre 3 e 4 por meio do SFP), enquanto o prisma reforçado com a G-FV apresenta valores próximos da unidade, indicando perda significativa de efetividade. Esse comportamento evidencia a maior influência das condições de interface nessa faixa de solicitação, limitando a mobilização da rigidez do reforço, especialmente no caso da fibra de vidro.

Na condição mais severa, correspondente a 90% da tensão de ruptura, os fatores de melhoria tornam-se reduzidos para todos os sistemas. Esse comportamento está associado à rápida evolução do dano, que reduz a capacidade de mobilização do reforço e torna o desempenho menos dependente das propriedades individuais dos materiais.

De forma geral, a comparação entre os diferentes critérios evidencia que os valores de FM obtidos a partir das curvas típicas são mais sensíveis aos estágios iniciais e intermediários do dano, sendo mais representativos das condições de campo, enquanto os valores baseados no SFP refletem a resposta global até a ruptura, fortemente influenciada pela capacidade estrutural.

Por fim, os resultados demonstram que a incorporação de geogrelhas pode proporcionar ganhos substanciais na resistência à fadiga dos revestimentos asfálticos, especialmente sob níveis moderados de solicitação, nos quais foram observados fatores de

melhoria superiores a 10 em determinadas condições. Sob a perspectiva de projeto de reabilitação de revestimentos asfálticos, esses ganhos podem ser traduzidos em aumento da vida útil do revestimento, redução da velocidade de propagação de trincas refletidas e maior intervalo entre intervenções de manutenção. Em obras de restauração e recapeamento, a utilização de geogrelhas apresenta potencial para aumentar significativamente o desempenho estrutural das camadas asfálticas, contribuindo para o controle da fissuração e para a melhoria da durabilidade do pavimento. Dessa forma, os fatores de melhoria obtidos neste estudo constituem parâmetros relevantes para a calibração de metodologias empírico-mecanicista de dimensionamento e para a quantificação dos benefícios estruturais associados ao emprego de reforços geossintéticos em pavimentos asfálticos.

4.4.6 Curvas de desempenho sob carregamento cíclico

A partir dos valores obtidos nas análises de *flex point*, que definiram a ruptura dos corpos de prova sob condições cíclicas, foram construídas as curvas de desempenho sob carregamento cíclico correspondentes às diferentes condições analisadas. Essas curvas representam a relação entre o número de ciclos de ruptura e as diferentes tensões aplicadas nos ensaios, permitindo avaliar comparativamente a resposta do sistema sob fadiga. Embora seja usuais menores porcentagem da tensão de ruptura, estas não foram possíveis de serem alcançadas nas análises dos ensaios de flexão em quatro pontos. Portanto, serão apresentados os resultados com tensões entre 55, 75 e 90% da tensão de ruptura.

Para a construção das curvas de desempenho sob carregamento cíclico, os dados experimentais de número de ciclos (N) e tensões máximas aplicadas (σ) foram plotados em eixos de escala logarítmica (base 10). Esta abordagem permite a linearização da tendência entre as variáveis, facilitando o ajuste dos dados e a análise estatística. A relação da resposta do sistema sob fadiga foi expressa por meio de uma função de potência (Equação 4.2), isolando-se o número de ciclos (N) para permitir a aplicação direta do modelo. Esta forma de representação também foi empregada por Wei *et al.* (2024) e Orešković *et al.*, (2018), embora apresentada aqui em sua forma exponencial para facilitar a sua aplicação.

$$N = k \times \sigma^{-n} \quad (4.2)$$

Sendo N o número de ciclos no ponto de ruptura (*flex point*); σ a tensão máxima aplicada no ensaio; k é a constante de fadiga e; n o coeficiente angular da reta.

Os parâmetros k e n da equação ajustada possuem interpretações físicas diretamente relacionadas ao comportamento sob fadiga dos sistemas analisados. O coeficiente k é a constante sob fadiga e corresponde ao número teórico de ciclos até a falha quando a tensão aplicada é unitária ($\sigma = 1$). Fisicamente, este parâmetro é interpretado como a constante sob fadiga ou capacidade de suporte, portanto, valores mais elevados de k indicam um deslocamento da curva de desempenho sob carregamento cíclico para a direita, refletindo uma maior vida útil sob um mesmo nível de solicitação. Já o expoente n expressa a inclinação da reta e indica a sensibilidade do material à variação de tensão. Quanto maior o seu valor, maior é a influência do aumento da tensão na redução da resposta do sistema sob fadiga.

A Tabela 4.9 apresenta um resumo das equações de regressão obtidas para as diferentes combinações analisadas, incluindo os valores do coeficiente de determinação R^2 , bem como a comparação entre o número de ciclos de ruptura experimental e calculado a partir das equações. Os valores de R^2 das equações obtidas variaram entre 0,87 e 0,99, indicando um ajuste adequado aos dados experimentais, considerando a elevada variabilidade típica dos ensaios sob fadiga. Além disso, conforme pode ser observado, o número de ciclos experimental e calculado foram semelhantes em todas as combinações analisadas, indicando que as equações obtidas reproduzem de forma consistente o comportamento à fadiga dos sistemas analisados.

Tabela 4.9 – Equações das curvas de desempenho sob carregamento cíclico (Autora, 2026).

Combinação	Tensão (kPa)	Equações	R^2	$N_{\text{experimental}}$	$N_{\text{calculado}}$
Controle	480,34	$N = 2,24 \times 10^{10} \times \sigma^{-2,4117}$	0,91	13080	14251
	655,01			8569	6745
	786,01			3750	4345
G-PET	480,34	$N = 1,30 \times 10^{16} \times \sigma^{-4,355}$	0,87	68661	83809
	655,01			37257	21706
	786,01			6987	9811
G-PVA	480,34	$N = 1,00 \times 10^{13} \times \sigma^{-3,1984}$	0,98	56988	60576
	655,01			27000	22462
	786,01			11260	12538
G-FV	480,34	$N = 4,85 \times 10^{17} \times \sigma^{-4,9672}$	0,99	97346	83838
	655,01			11981	17961
	786,01			9366	7262

A Figura 4.17 apresenta as curvas de desempenho sob carregamento cíclico construídas a partir dos valores de *flex point*, para todas as combinações analisadas,

considerando prismas reforçados e não reforçados com diferentes geogrelhas e tensões de 55, 75 e 90% da tensão de ruptura.

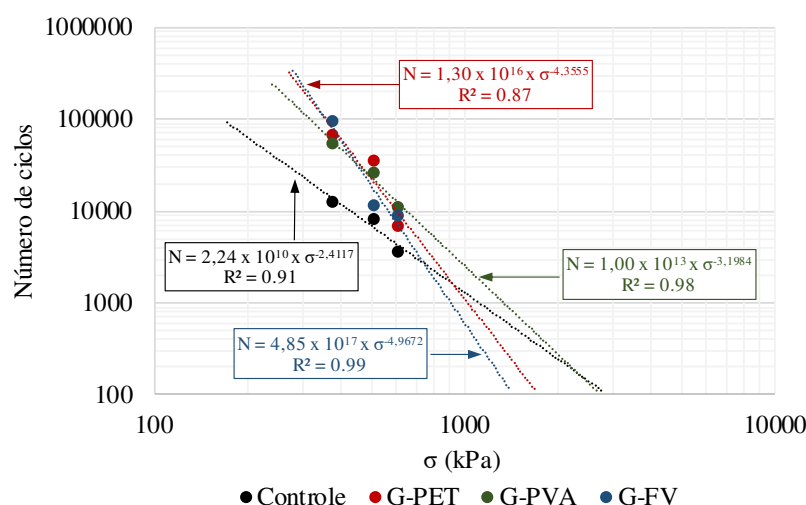


Figura 4.17 – Curvas de desempenho sob carregamento cíclico considerando prismas reforçados e não reforçados com diferentes geogrelhas (Autora, 2026).

A Figura 4.17 apresenta as curvas de desempenho sob carregamento cíclico obtidas para os diferentes sistemas analisados. Observa-se que a constante sob fadiga k é significativamente maior para os sistemas reforçados, com valores de $4,85 \times 10^{17}$ para o G-FV, $1,30 \times 10^{16}$ para o G-PET e $1,00 \times 10^{13}$ para o G-PVA, em comparação ao sistema controle, que apresentou valor de $2,24 \times 10^{10}$. Resultados semelhantes, com interceptos mais elevados para sistemas reforçados, também foram reportados por Orešković *et al.* (2018), em estudos com corpos de prova reforçados submetidos a ensaios de flexão em quatro pontos.

Quanto à inclinação das retas, que representa a sensibilidade do material à variação de tensão, observam-se valores mais elevados para os sistemas com os reforços G-FV (4,9672), G-PET (4,3555) e G-PVA (3,1984), em comparação ao sistema controle (2,4117). Esses resultados indicam que, embora os sistemas reforçados apresentem maior resposta do sistema sob fadiga em baixos níveis de tensão, eles também são mais sensíveis ao aumento da solicitação, apresentando redução mais acentuada no número de ciclos até a ruptura com o incremento da carga aplicada. Esse comportamento pode estar associado à interação entre a rigidez do reforço e as condições interfaciais. Em níveis mais baixos de tensão, a interface tende a permitir transferência mais eficiente de esforços, favorecendo a mobilização do reforço e o aumento da rigidez global do sistema. Entretanto, com o aumento da tensão aplicada, as tensões

cisalhantes na interface também se elevam, podendo reduzir a eficiência dessa transferência e limitar a mobilização das propriedades mecânicas do reforço.

Embora as análises baseadas na abordagem do SFP (*Simplified Flex point*) forneçam informações importante sobre o desempenho dos sistemas reforçados, é fundamental interpretar com cautela os resultados dos estágios avançados de danos. A magnitude de deformação no momento da ruptura do corpo de prova pode exceder dos níveis tipicamente observados nos pavimentos sob condições reais de tráfego, especialmente quanto aos instantes de iniciação e propagação das trincas em campo. Nas fases finais, a evolução do dano deixa de ser regida por ramificações ou múltiplas trincas, e passa a ser impulsionada pela perda progressiva de rigidez do sistema, concentrações elevadas de deformação e o desenvolvimento de macrotrincas.

Dessa forma, enquanto a análise dos estágios finais oferece uma visão mais direcionada para a capacidade última e o comportamento pós-trincamento do sistema, as respostas dos estágios iniciais e intermediários, mais representativas do desempenho em campo, são negligenciadas. Isso ressalta a importância de avaliar os ganhos na resposta do sistema sob fadiga conjuntamente com critérios baseados em deformação, a fim de observar a atuação dos reforços na mitigação da propagação das trincas e redução das deformações a partir de sua mobilização em níveis de dano condizentes com pavimentos em serviço.

Destaca-se, entretanto, que a avaliação de prismas reforçados com geossintéticos sob regime de deformação controlada apresenta limitações experimentais relevantes. A presença do geossintético e da interface introduz heterogeneidades e mecanismos de deformação localizados que dificultam a imposição e o controle uniforme da deformação ao longo do corpo de prova, podendo comprometer a estabilidade do ensaio e a representatividade dos resultados. Nesse contexto, optou-se pela utilização de ensaios sob controle de tensão, aliados à análise DIC, como alternativa para melhor capturar a resposta do sistema, mapeando os campos de deformação ao longo do carregamento, possibilitando a identificação da localização, evolução e concentração de danos em diferentes estágios da vida útil de cada corpo de prova.

4.4.7 Análises de imagens

A interpretação dos resultados, até o presente momento, foi realizada com base em parâmetros tradicionais obtidos a partir do ensaio de flexão cíclico em quatro pontos, tais como número de ciclos até a ruptura, deslocamento vertical permanente e fatores de melhoria. Nessa

abordagem, a identificação dos mecanismos de atuação dos reforços foi conduzida de forma indireta, a partir da resposta global dos sistemas reforçados e controle.

De forma a melhor compreender os mecanismos envolvidos no desempenho de sistemas com reforços, foram realizadas análises digitais das imagens fotográficas capturadas ao longo dos ensaios. Inicialmente, todas as horas de gravações e de dados captados foram revisadas criteriosamente, a fim de identificar os estágios de trincamento a serem avaliados. Foram identificados 5 estágios diferentes de trincamento, os quais foram aqui identificados como:

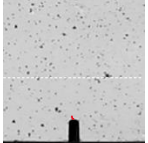
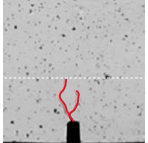
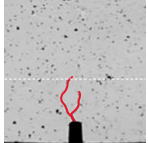
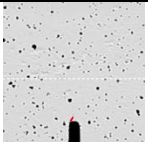
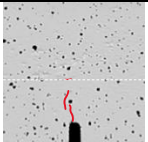
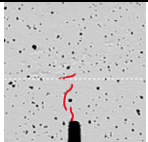
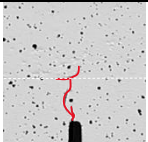
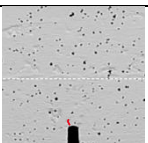
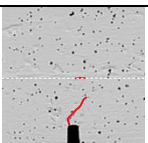
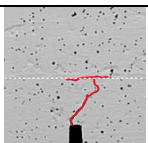
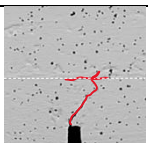
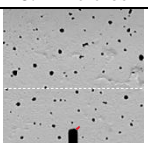
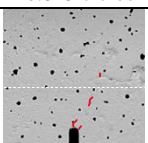
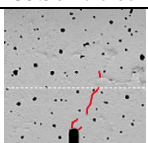
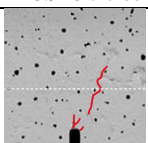
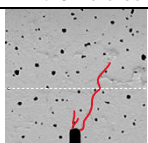
- início do trincamento a partir da pré-trinca;
- início da trinca na camada superior;
- trinca atingindo a interface;
- união das trincas na camada superior e,
- união das trincas na camada inferior.

O Quadro 4.1 apresenta as imagens dos estágios de trincamento identificados para cada corpo de prova analisado nos ensaios cíclicos de flexão em quatro pontos, quando submetidos à tensão correspondente a 55% da carga de ruptura. As análises de imagens evidenciaram comportamentos distintos na evolução do dano entre os sistemas analisados.

No corpo de prova controle, a trinca iniciou-se na pré-trinca e evoluiu rapidamente ao longo dos ciclos, propagando-se em direção à interface entre as camadas e, posteriormente, à camada superior, caracterizando assim um processo de dano pouco controlado e com trajetória predominantemente direta.

Nos sistemas reforçados, a presença das geogrelhas modificou esse padrão de propagação de trincamento em todos os casos avaliados. Nos corpos de prova com a geogrelha G-PET e geogrelha G-PVA, a trinca também se iniciou a partir da pré-trinca, porém sua evolução ocorreu de forma mais gradual ao longo dos estágios, com trajetórias mais tortuosas e indícios de descolamento controlado. Esse comportamento sugere a ocorrência de redistribuição de tensões no sistema, contribuindo para o retardamento da propagação da trinca.

Quadro 4.1 – Estágios da propagação de trincas em corpos de prova submetidos aos ensaios de flexão em quatro pontos na tensão de 55% da ruptura (Autora, 2026).

CONTROLE – 55%				
Início da trinca na pré-trinca	Propagação até a interface	Propagação na camada superior		
157 ciclos	19.129 ciclos	20.614 ciclos		
				
G-PET – 55%				
Início da trinca na pré-trinca	Início descolamento controlado	Início da trinca na camada superior	Propagação até a interface	
12.558 ciclos	28.998 ciclos	45.576 ciclos	67.509 ciclos	
				
G-PVA – 55%				
Início da trinca na pré-trinca	Início descolamento controlado	Propagação até a interface	Propagação na camada superior	
10.092 ciclos	26.672 ciclos	45.605 ciclos	47.939 ciclos	
				
G-FV – 55%				
Início da trinca na pré-trinca	Início da trinca na camada superior	Trinca atinge interface	União das trincas na camada superior	União das trincas na camada inferior
8.111 ciclos	40.815 ciclos	53.304 ciclos	118.916 ciclos	141.132 ciclos
				

Por outro lado, o corpo de prova reforçado com a geogrelha G-FV também apresentou controle da propagação da trinca ao longo do ensaio com início na pré-trinca, porém sem evidências claras de descolamento na interface nas imagens analisadas. Nesse caso, o comportamento observado pode estar associado à maior contribuição da rigidez à tração do material, que tende a restringir a abertura e o avanço da trinca, especialmente à medida em que o reforço é progressivamente mobilizado ao longo do carregamento.

Com base nos mecanismos descritos na literatura, (desenvolvimento de esforços de tração pela rigidez e alívio das tensões pelo descolamento controlado), os resultados obtidos

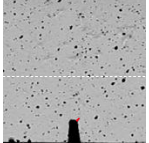
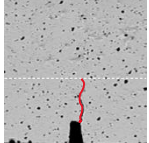
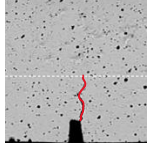
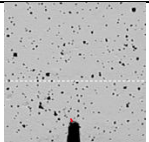
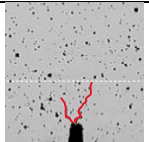
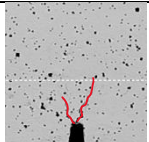
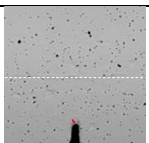
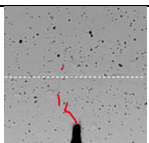
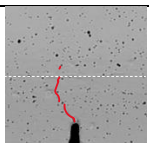
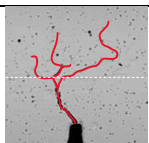
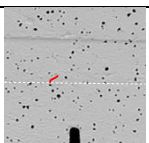
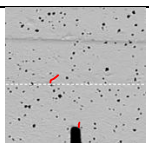
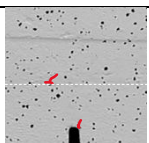
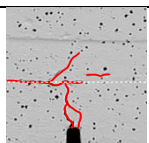
indicam que, nas condições analisadas de nível de tensão de 55%, esses mecanismos não atuam de forma isolada. Nos sistemas com as geogrelhas G-PET e G-PVA, foram observados indícios de desvio lateral da trinca na interface, o que sugere o mecanismo alívio de tensões pelo descolamento controlado. Enquanto, no sistema com a geogrelha G-FV, a contribuição da rigidez à tração aliada a um nível adequado de aderência de interface, sugere a ocorrência do mecanismo de desenvolvimento de esforços de tração. Nesse aspecto, observou-se um benefício maior desse mecanismo em termos de número de ciclos até a ruptura, quando comparado com o mecanismo observado nos sistemas com G-PET e G-PVA.

De modo geral, os resultados indicam que, sob 55% da tensão de ruptura, os reforços atuaram de forma efetiva no controle da propagação das trincas por meio dos mecanismos de desenvolvimento de esforços de tração (fibra de vidro) e alívio de tensões pelo descolamento controlado (poliméricas). Os resultados evidenciam que, embora todos os reforços aumentem significativamente a vida de fadiga em relação à mistura controle, a fibra de vidro apresentou um mecanismo eficiente de interrupção e redistribuição das tensões, promovendo a maior extensão do percurso de propagação e o maior número de ciclos necessários para a formação de uma trinca contínua.

O Quadro 4.2 apresenta as imagens registradas nos estágios de trincamento identificados para cada corpo de prova analisado ao longo dos ciclos, quando submetidos à tensão correspondente a 75% da carga de ruptura. Neste nível de tensão, as análises das imagens digitais evidenciam uma aceleração do processo de dano, em comparação ao nível de 55%, em todos os sistemas. No corpo de prova controle, a trinca atingiu a camada superior com 16.058 ciclos, mantendo a tendência de propagação rápida e vertical, predominantemente direta e pouco controlada. A partir da pré-trinca de 1 cm, o crescimento ocorreu de forma contínua e sem barreiras estruturais capazes de dissipar energia, resultando em rápida reflexão da trinca através do revestimento.

Nos sistemas reforçados com as geogrelhas G-PET e G-PVA, embora o processo de trincamento seja igualmente acelerado pelo aumento da solicitação, a propagação das trincas permaneceu mais controlada que no sistema controle. No prisma com a geogrelha G-PET, a trinca atingiu a camada superior com 28.632 ciclos. Visualmente, observa-se uma abertura em forma de "Y" ao atingir a interface, evidenciando redistribuição das tensões e bifurcação do caminho de propagação. O reforço atuou como elemento dissipador de energia, retardando a evolução da trinca mesmo sob maior nível de tensão.

Quadro 4.2 – Estágios da propagação de trincas em corpos de prova submetidos aos ensaios de flexão em quatro pontos na tensão de 75% da ruptura (Autora, 2026).

CONTROLE – 75%			
Início da trinca na pré-trinca	Propagação até a interface	Propagação na camada superior	
2.479 ciclos	14.211 ciclos	16.058 ciclos	
			
G-PET – 75%			
Início da trinca na pré-trinca	Propagação até a interface	Propagação na camada superior	
11.396 ciclos	16.995 ciclos	28.632 ciclos	
			
G-PVA – 75%			
Início da trinca na pré-trinca	Início da trinca na camada superior	Propagação até a interface	União das trincas
3.926 ciclos	12.569 ciclos	12.847 ciclos	45.329 ciclos
			
G-FV – 75%			
Início da trinca na camada superior	Início da trinca na pré-trinca	Início descolamento controlado	Propagação até a interface
3.344 ciclos	5.993 ciclos	7.499 ciclos	22.444 ciclos
			

No sistema com a geogrelha G-PVA, observou-se o surgimento de microtrincas em múltiplos pontos. A trinca iniciou em 3.926 ciclos e uma trinca secundária surgiu na camada superior em 12.569 ciclos, antes mesmo da propagação completa da trinca principal. A propagação até a interface ocorreu em 12.847 ciclos, seguida da união das trincas em 45.329 ciclos. Esse comportamento sugere que o reforço promoveu descolamento parcial das camadas, dificultando a formação de uma trinca contínua. Em vez de uma propagação única e direta, ocorreu o desenvolvimento de múltiplas frentes de dano que precisam se conectar para que a

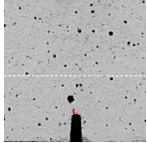
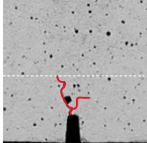
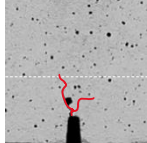
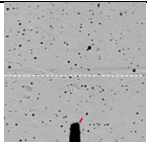
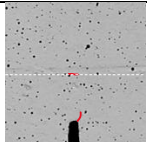
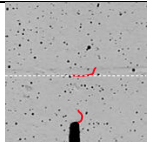
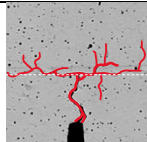
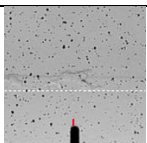
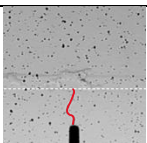
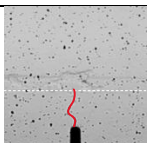
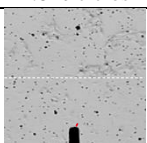
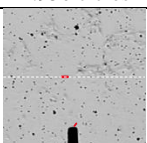
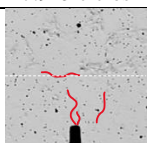
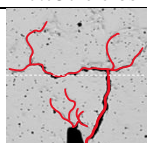
reflexão seja completada. Esse comportamento indica que os reforços contribuíram para retardar a evolução da reflexão da trinca, embora de forma mais limitada do que no nível de 55%, sendo a resposta do sistema fortemente condicionada pelas condições de interface.

Por outro lado, o sistema reforçado com a geogrelha G-FV apresentou o comportamento mais crítico entre os reforçados nesse nível de solicitação. Observa-se o surgimento precoce de trincas na camada superior, já aos 3.344 ciclos, seguido por indícios de descolamento controlado na interface aos 7.499 ciclos. As imagens mostram um padrão de propagação altamente ramificado, com múltiplas direções de crescimento e grande tortuosidade do caminho da trinca, indicando elevada dissipação de energia. Esse comportamento é consistente com a degradação da interface sob maiores tensões cisalhantes, o que compromete a transferência de esforços entre as camadas e limita a mobilização da elevada rigidez à tração desta geogrelha. A ocorrência de descolamento, inclusive fora da região central de análise, contribui para a antecipação da ruptura do sistema, resultando no menor desempenho entre os reforços. De modo geral, as análises de imagem para 75% da carga de ruptura são consistentes com os resultados mecânicos previamente apresentados (Figuras 4.12b e 4.13b), evidenciando redução significativa da efetividade dos reforços com o aumento da tensão aplicada.

O Quadro 4.3 apresenta as imagens dos estágios identificados para cada corpo de prova analisado, quando submetidos à tensão correspondente a 90% da carga de ruptura. Neste nível de tensão, as análises evidenciam o aumento do dano em todos os corpos de prova em decorrência deste maior nível de carregamento. Observa-se que o estágio inicial de formação da trinca ocorreu precocemente em todos os sistemas, ou seja, com menos de 2 mil ciclos.

No corpo de prova controle, o início da trinca ocorreu em apenas 2.214 ciclos. A propagação até a interface ocorreu em 7.662 ciclos e a trinca alcançou a camada superior em 7.778 ciclos. O intervalo entre atingir a interface e alcançar a superfície foi de apenas 116 ciclos, evidenciando uma propagação praticamente instantânea após a ruptura da interface. As imagens mostram uma trinca predominantemente vertical, com pequena ramificação próxima à interface. A partir da pré-trinca, observou-se o comportamento típico de reflexão rápida de trincas, característico de sistemas sem mecanismos de reforço.

Quadro 4.3 – Estágios da propagação de trincas em corpos de prova submetidos aos ensaios de flexão em quatro pontos na tensão de 90% da ruptura (Autora, 2026).

CONTROLE – 90%			
Início da trinca na pré-trinca	Propagação até a interface	Propagação na camada superior	
2.214 ciclos	7.662 ciclos	7.778 ciclos	
			
G-PET – 90%			
Início da trinca na pré-trinca	Início descolamento controlado	Início da trinca na camada superior	Propagação até a interface
2.423 ciclos	3.278 ciclos	3.420 ciclos	19.308 ciclos
			
G-PVA – 90%			
Início da trinca na pré-trinca	Propagação até a interface	Propagação na camada superior	
1.695 ciclos	10.197 ciclos	11.569 ciclos	
			
G-FV – 90%			
Início da trinca na pré-trinca	Início descolamento controlado	Início da trinca na camada superior	União das trincas
1.810 ciclos	1.950 ciclos	7.943 ciclos	17.757 ciclos
			

Nos casos com a geogrelha G-PVA e G-FV, visualmente, observa-se intensa propagação horizontal ao longo da interface, formando uma extensa zona de dano antes da conexão entre as trincas inferior e superior. Esse comportamento indica que o reforço promove significativa dissipação de energia por cisalhamento na interface. Em vez de permitir uma propagação vertical direta, o sistema força a redistribuição das tensões ao longo da interface, aumentando substancialmente o percurso necessário para a reflexão da trinca.

Essas observações estão em consonância com as análises apresentadas anteriormente nas Figuras 4.12c e 4.13c, que indicaram fatores de melhoria inferiores à unidade para os corpos

de prova com estas geogrelhas, e melhor desempenho para o prisma com o reforço G-PET nesta fase inicial.

Além disso, verificou-se que os sistemas reforçados com as geogrelhas G-PET e G-FV apresentaram início de descolamento na interface antes mesmo da trinca atingi-la, o que resultou na formação precoce de microtrincas na camada superior. Apesar do descolamento no sistema com a geogrelha G-PET ter ocorrido apenas com 3.278 ciclos, enquanto nos corpos de prova com a geogrelha G-FV teve início em 1.950 ciclos, a formação de trincas na camada superior foi observada aos 3.420 ciclos no corpo de prova com G-PET e apenas aos 7.943 ciclos para no corpo de prova com G-FV, indicando uma progressão mais acelerada do dano no sistema polimérico.

Por sua vez, o corpo de prova com G-PVA apresentou maior controle na mitigação dos danos, de modo que a trinca atingiu a camada superior apenas após sua propagação até a interface, com 11.569 ciclos. Esse comportamento é coerente com as análises mecânicas anteriores, que indicaram maior resposta dos sistemas sob fadiga com G-PVA, seguido por G-FV e G-PET. As análises de imagem nesse nível de tensão reforçam as observações anteriores

Os resultados demonstram que o aumento da tensão de 55% para 90% acelerou significativamente a propagação das trincas em todas as estruturas analisadas. Contudo, as geogrelhas modificam substancialmente os mecanismos de dano em comparação ao sistema controle. De forma geral, verifica-se que os sistemas reforçados apresentaram desempenho superior na mitigação da propagação de trincas refletidas. O reforço com fibra de vidro (G-FV) destacou-se por promover os maiores retardamentos na propagação das trincas, associados à formação de múltiplas frentes de fissuração, intensa ramificação e coalescência tardia das trincas, mecanismos que aumentam significativamente a dissipação de energia do sistema. A geogrelha de PET (G-PET) apresentou desempenho intermediário, caracterizado principalmente pelo desenvolvimento de descolamento controlado e pela propagação horizontal ao longo da interface, reduzindo a velocidade de reflexão das trincas. O reforço com PVA (G-PVA), embora tenha proporcionado ganhos em relação à condição sem reforço, apresentou mecanismos de propagação mais semelhantes aos observados na mistura controle, com menor capacidade de redistribuição das tensões. Dessa forma, os resultados demonstram que os reforços geossintéticos não apenas aumentam a vida de fadiga das estruturas, mas também modificam substancialmente os mecanismos de propagação das trincas, tornando esse efeito ainda mais evidente sob condições de carregamento mais severas.

4.4.8 Mecanismos de reflexão de trincas em sistemas asfálticos reforçados

De modo geral, as análises de imagem realizadas para os diferentes níveis de tensão (Quadros 4.1, 4.2 e 4.3) sob ensaio de flexão cíclica em quatro pontos evidenciaram a complexidade do fenômeno de propagação de trincas em sistemas asfálticos reforçados, demonstrando que o comportamento não segue um padrão único de evolução. Observou-se que, embora a iniciação da trinca ocorra predominantemente na região da pré-trinca, que simula a presença de um defeito localizado, o processo subsequente de crescimento e interação entre as fissuras apresenta forte dependência da presença e do tipo de geogrelha empregada, bem como de pontos de fragilidade presentes nos corpos de prova.

Os resultados evidenciam que a resposta dos sistemas reforçados sob fadiga é fortemente dependente do nível de carregamento, com uma transição clara dos mecanismos de dano à medida que a solicitação aumenta. A partir das sequências de imagens e dos ciclos associados (Quadro 4.1 a 4.3), ficam claros quatro mecanismos principais:

- Iniciação controlada na pré-trinca: Nos sistemas reforçados, houve um atraso significativo na iniciação da reflexão da trinca, indicando redistribuição de tensões na fibra inferior. O reforço atua reduzindo a concentração de tensões na ponta da trinca inicial.
- Propagação vertical com desvio: Nos sistemas reforçados houve trajetória mais tortuosa, enquanto no controle houve propagação direta até a interface e topo.
- Descolamento controlado na interface: O sistema passa de um comportamento completamente monolítico para bicamada parcial. Isso reduz a taxa de propagação da trinca, promovendo o alívio de tensões. Pode se tornar prejudicial caso ocorra de maneira descontrolada, levando a perda de integridade da aderência, a depender do nível de solicitação e da resistência ao cisalhamento de interface.
- Transferência de dano para a camada superior: a falha deixa de ser dominada por reflexão direta e passa a ser um sistema multi-trincas com redistribuição do dano.

A Figura 4.18 apresenta uma representação esquemática dos principais mecanismos de reflexão de trincas identificados nos sistemas asfálticos reforçados avaliados nesta pesquisa. A partir da análise das sequências de imagens obtidas durante os ensaios de fadiga por flexão em quatro pontos, foi possível observar que a presença das geogrelhas modifica significativamente a forma, a propagação e a interação das trincas ao longo da estrutura.

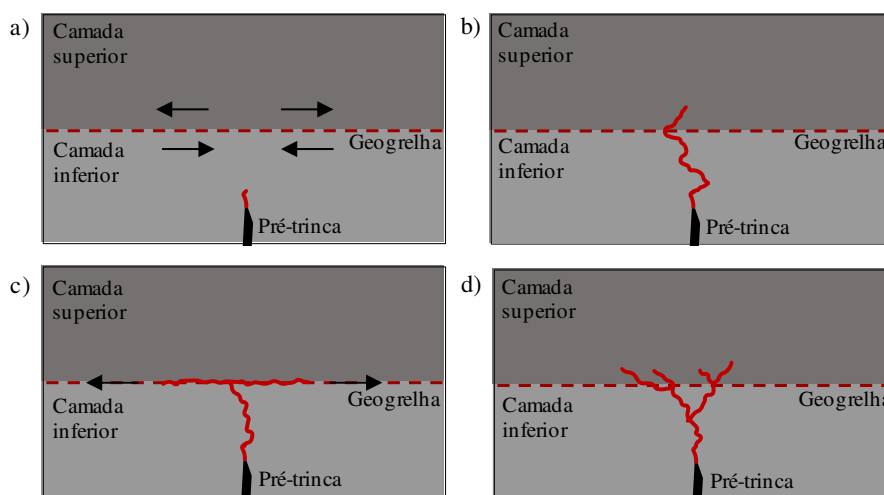


Figura 4.18 – Representação esquemática dos mecanismos de reflexão de trincas identificados: a) iniciação controlada pela pré-trinca; b) propagação vertical com desvios; c) descolamento controlado na interface; d) transferência de dano para a camada superior com formação de múltiplas trincas. (Autora, 2026).

Comparando-se os resultados obtidos com os conceitos apresentados na literatura, Antoniazzi *et al.* (2024) descrevem, com base na mecânica da fratura elástica linear, que o fenômeno de propagação de trincas pode ser dividido em três estágios: iniciação, propagação e ruptura. No entanto, em razão da presença dos reforços, foi possível identificar, nesta pesquisa, estágios adicionais associados aos mecanismos de atuação das geogrelhas e à interação entre as camadas reforçadas. Esses resultados reforçam a natureza complexa da resposta dos sistemas reforçados sob fadiga.

4.4.9 Papel da aderência de interface e da rigidez do reforço

Os resultados evidenciam que o desempenho de sistemas asfálticos reforçados está diretamente relacionado à interação entre a aderência de interface e a rigidez do reforço, sendo esses dois fatores determinantes para a mobilização dos mecanismos responsáveis pela mitigação da reflexão de trincas.

No que se refere à aderência de interface, observou-se que diferentes níveis de aderência resultam em respostas mecânicas distintas. Em condições de alta aderência, há uma transferência eficiente de tensões entre as camadas, o que favorece o atraso na iniciação da trinca e permite a mobilização efetiva do reforço. Nesse caso, o sistema apresenta comportamento mais integrado, com atuação significativa de mecanismos como redistribuição de tensões. Por outro lado, níveis intermediários de aderência promovem a ocorrência de

descolamento controlado, que atua como um mecanismo de alívio de tensões. Esse comportamento pode ser benéfico, uma vez que reduz a taxa de propagação da trinca ao impedir sua progressão direta através da interface. Tal efeito foi observado, por exemplo, nos sistemas com a geogrelha G-PVA, nos quais o descolamento controlado contribuiu para o aumento da resposta do sistema sob fadiga.

A rigidez do reforço também exerce papel fundamental na definição dos mecanismos de resposta. Reforços com maior rigidez à tração, como a geogrelha G-FV, apresentam maior capacidade de promover *bridging* (efeito de ponte sobre a trinca) e redistribuição de tensões, resultando em elevados fatores de melhoria. Além disso, esses sistemas tendem a induzir a formação de múltiplas trincas e ramificações, caracterizando um comportamento dominado por redistribuição de tensões e ramificação de trincas, o que contribui para a dissipação de energia e aumento da resposta do sistema sob fadiga.

Por outro lado, reforços com menor rigidez relativa, como as geogrelhas G-PET e G-PVA, apresentam comportamento mais dependente das condições de interface. Nesses sistemas, a eficiência do reforço está fortemente associada à qualidade da aderência, sendo comum a predominância de mecanismos que interagem com interface, como o descolamento controlado. Assim, o desempenho global passa a ser governado por um comportamento controlado pela interface, no qual pequenas variações na aderência podem resultar em mudanças significativas na resposta mecânica. O Quadro 4.4 apresenta um resumo do papel da aderência de interface e da rigidez do reforço em sistemas asfálticos reforçados.

Quadro 4.4 – Papel da aderência de interface e da rigidez do reforço em sistemas asfálticos reforçados (Autora, 2026).

Aspecto analisado	Condição observada	Comportamento mecânico	Implicações no desempenho (mitigação de trincas)
Aderência de interface	Alta aderência	Transferência eficiente de tensões entre camadas	Atraso na iniciação de trincas; maior integração do sistema; melhor mobilização do reforço e redistribuição de tensões
	Aderência intermediária	Descolamento controlado na interface	Alívio de tensões locais; redução da taxa de propagação da trinca; possível benefício em fadiga
	Baixa aderência	Descolamento total na interface	Separação das camadas; reforço não pode ser mobilizado
Rigidez do reforço	Alta rigidez à tração (ex.: G-FV)	Forte efeito de <i>bridging</i> e redistribuição de tensões	Elevados fatores de melhoria; indução de múltiplas trincas e ramificações; maior dissipação de energia
	Baixa rigidez relativa (ex.: G-PET, G-PVA)	Resposta dependente da interface	Desempenho sensível à aderência; predominância de mecanismos de interface; maior variabilidade de resposta

De forma geral, os resultados demonstram que a efetividade do reforço não depende apenas de suas propriedades intrínsecas, mas principalmente da sua capacidade de ser mobilizado por meio de uma interface adequadamente projetada, evidenciando a relação entre rigidez do reforço e aderência de interface no controle da reflexão de trincas.

4.5 Análises por Correlação de Imagem Digital (DIC)

Com o mapeamento das trincas a partir das análises de imagens digitais, procedeu-se à etapa de aplicação da técnica de Correlação de Imagem Digital (DIC), no intuito de capturar respostas mais avançadas dos sistemas analisados. Com a aplicação da DIC, foram gerados os campos de deformação ao longo das solicitações impostas nos ensaios, possibilitando identificar a evolução e concentração dos danos em diferentes estágios da vida útil dos sistemas.

4.5.1 Análise dos campos de deformações horizontais nos estágios iniciais de degradação

As análises DIC tem demonstrado ser uma ferramenta altamente eficaz na caracterização da resposta mecânica de sistemas asfálticos reforçados com geogrelhas, permitindo a avaliação do comportamento em estágios iniciais de dano, nos quais os indicadores convencionais de fadiga apresentam sensibilidade limitada. Nos estágios iniciais de degradação, o dano associa-se primordialmente à iniciação de microfissuras e à redistribuição localizada de deformações, antecedendo a fissuração visível ou a degradação severa da rigidez. Ao fornecer medições de deformação de campo completo de deformações, a técnica DIC possibilita a identificação de variações sutis na concentração de deformações, detectando-as muito antes da ocorrência dos critérios tradicionais de ruptura.

Neste sentido, primeiramente foram realizadas análises que se concentraram nestes estágios iniciais de degradação, sendo processadas imagens referentes ao início da trinca (Estágio I), à sua propagação até a interface (Estágio II) e sua propagação até a camada superior (Estágio III) no corpo de prova controle, comparando os prismas reforçados nestes mesmos instantes.

Nesses ciclos iniciais, os prismas com as geogrelhas G-PET, G-PVA e G-FV ainda se encontravam na fase de iniciação e propagação de microfissuras, com redistribuição localizada das deformações horizontais, anterior a degradação acentuada da rigidez e desenvolvimento severo dos danos. Tais avaliações são fundamentais para compreender o papel dos reforços na

mitigação das trincas em condições mais próximas à realidade de campo, evidenciando, por meio da técnica DIC, as modificações impostas ao campo de deformações pela presença das geogrelhas.

Os campos de deformação horizontal foram processados nestes estágios com o objetivo de captar os perfis de deformação máxima ao longo da altura do prisma. A análise concentrou-se nos picos de deformação na região de interesse (60 mm centrais), situada na zona de flexão pura, de modo a capturar os esforços críticos de tração. Para cada corpo de prova, são apresentados a imagem registrada durante o ensaio, o campo de deformação horizontal e a curva de deformação horizontal máxima em função da altura do prisma.

4.5.1.1 Tensão correspondente a 55% da carga de ruptura

A Figura 4.19 apresenta as análises DIC dos corpos de prova com e sem reforço, referentes ao início da trinca (Estágio I) no corpo de prova controle (N=157 ciclos) dos ensaios realizados sob tensão de 55% da tensão de ruptura. Observa-se que a trinca já se encontrava visível no corpo de prova controle, enquanto nos corpos de prova reforçados com as geogrelhas G-PET, G-PVA e G-FV não foram identificados sinais de iniciação de fissuração, sugerindo que a presença do reforço contribuiu para o aumento da resistência à iniciação do trincamento.

Quanto à deformação horizontal máxima, concentrada em todos os corpos de prova na região próxima à pré-trinca, observou-se que o corpo de prova controle apresentou níveis de deformação aproximadamente quatro vezes superiores aos registrados nos prismas reforçados com G-PET e G-FV, e cerca de duas vezes superiores ao G-PVA, evidenciando a expressiva redução das deformações promovida pelos sistemas de reforço.

Neste estágio inicial da resposta sob fadiga, observa-se um desempenho semelhante entre os corpos de prova reforçados com geogrelhas de diferentes rigidezes (G-PET e G-FV). Esse comportamento reforça que o desempenho dos sistemas está mais associado à redução das deformações proporcionada pelos reforços do que exclusivamente à sua rigidez, sendo essa resposta viabilizada pela efetiva mobilização das geogrelhas sob esse nível de solicitação. Adicionalmente, observa-se que a rigidez do reforço não se apresenta como o fator determinante da eficiência do sistema, mas sim a capacidade de mobilização do reforço, fortemente dependente da aderência entre as camadas. E apesar de apresentar maior aderência de interface e maior rigidez em relação ao G-PET, o desempenho do G-PVA foi inferior ao dos demais reforços, o que sugere a influência de outros parâmetros no comportamento dos prismas

reforçados, como o modo em que ocorre a mobilização do reforço e sua interação com a mistura asfáltica, que pode não ter sido captado pelas análises.

A Figura 4.20 apresenta as análises DIC referentes a propagação até a interface (Estágio II) do corpo de prova controle (N=19.129 ciclos) dos ensaios realizados sob tensão correspondente a 55% da carga de ruptura.

Na Figura 4.20, nota-se que nos corpos de prova reforçados com G-PET, G-PVA e G-FV, a iniciação e a propagação da trinca até aproximadamente a metade da camada inferior, sem atingir a interface, o que indica que a presença das geogrelhas contribuiu também para a mitigação da propagação do trincamento. Neste estágio, verificou-se que o corpo de prova controle apresentou níveis de deformação horizontal significativamente superiores aos observados nos sistemas reforçados, com destaque para reduções mais acentuadas nos prismas com G-PET e G-FV, seguidos pelo G-PVA. Em termos relativos, o sistema controle apresentou deformações aproximadamente quatro vezes superiores às dos corpos de prova reforçados com G-PET e G-FV, e cerca de 2,6 vezes às do sistema com G-PVA, evidenciando que os reforços continuaram a atuar de forma eficaz na redução dos níveis de deformação deste estágio.

A recorrência de valores idênticos de deformação para os sistemas com G-PET e G-FV, reforça as análises apresentadas para a Figura 4.20, sugerindo que o desempenho desses prismas está associado à mobilização efetiva das geogrelhas de PET e FV, favorecida pela adequada aderência entre as camadas, que possibilitou a redução significativa do nível de deformação máxima nos prismas reforçados com essas geogrelhas. Com o aumento das solicitações, observa-se que apesar de continuar indicando um desempenho inferior aos demais prismas reforçados, a geogrelha G-PVA parece ter sido mais mobilizada neste estágio, reduzindo ainda mais os níveis de deformação neste estágio.

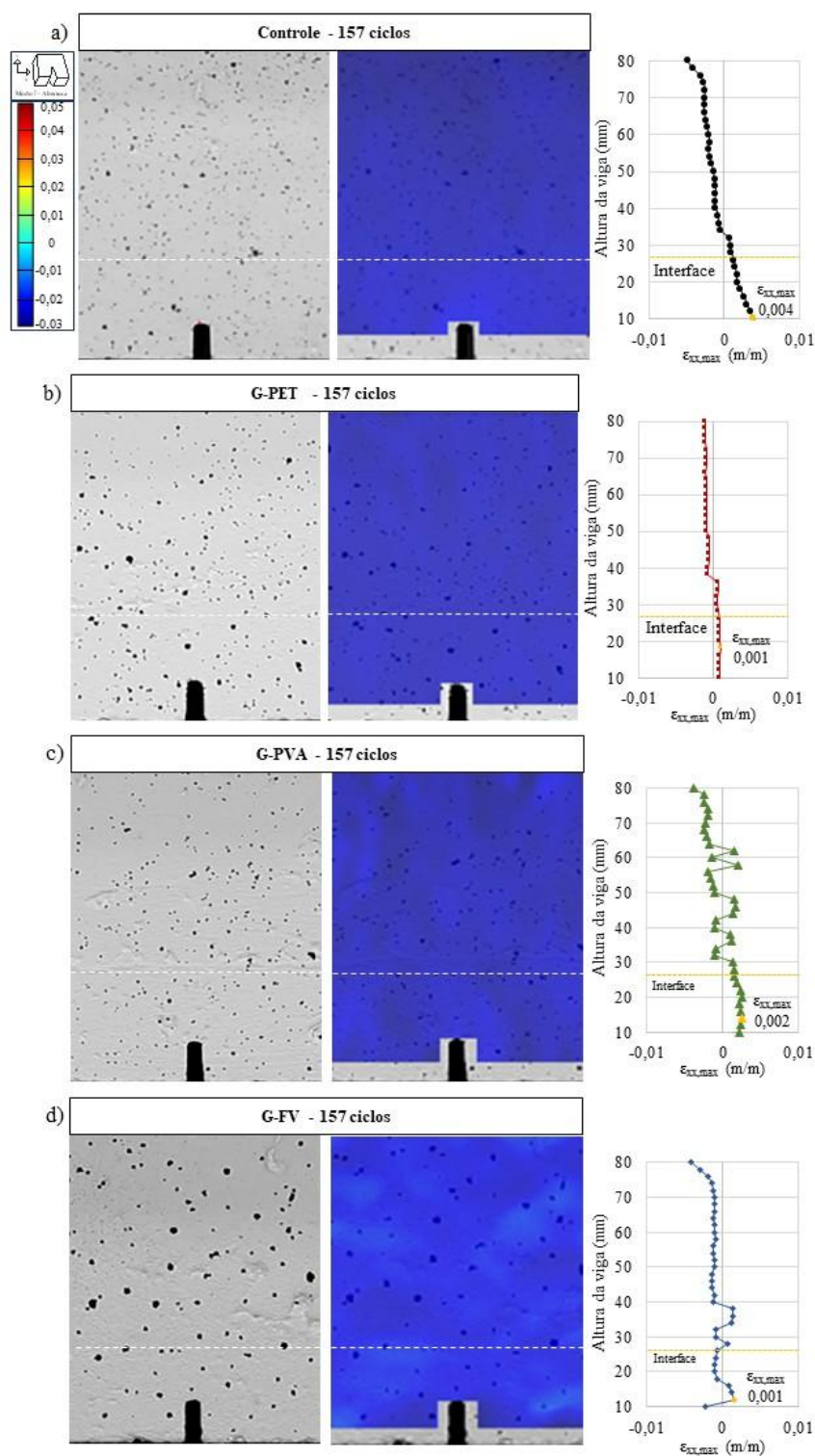


Figura 4.19 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no Estágio I do corpo de prova controle (N=157 ciclos) para os ensaios na tensão de 55%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

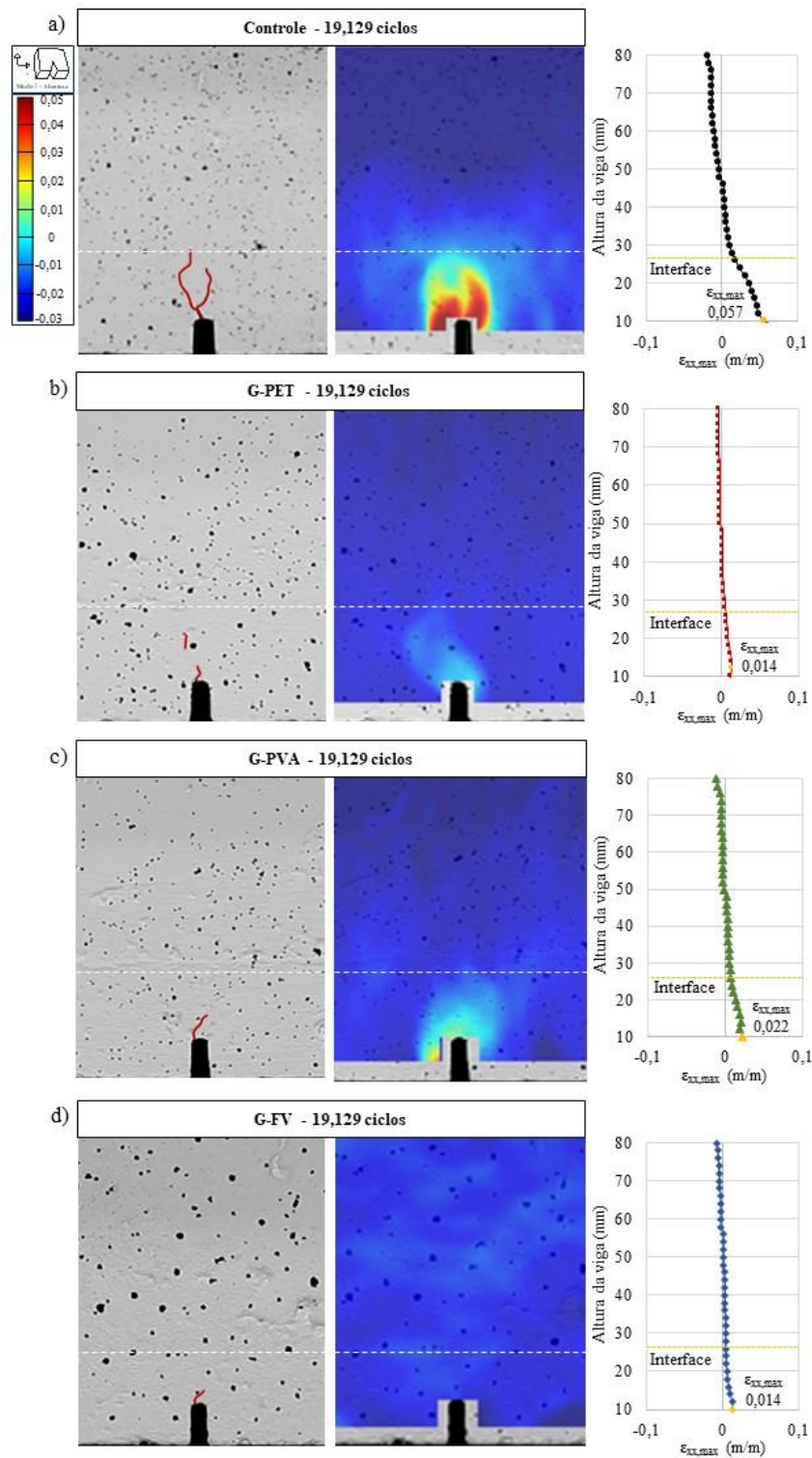


Figura 4.20 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no Estágio II do corpo de prova controle (N=19.129 ciclos) para os ensaios na tensão de 55%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

A Figura 4.21 apresenta as análises DIC referentes a propagação até a camada superior (Estágio III) do corpo de prova controle (N=20.614 ciclos) dos ensaios realizados sob tensão correspondente a 55% da carga de ruptura

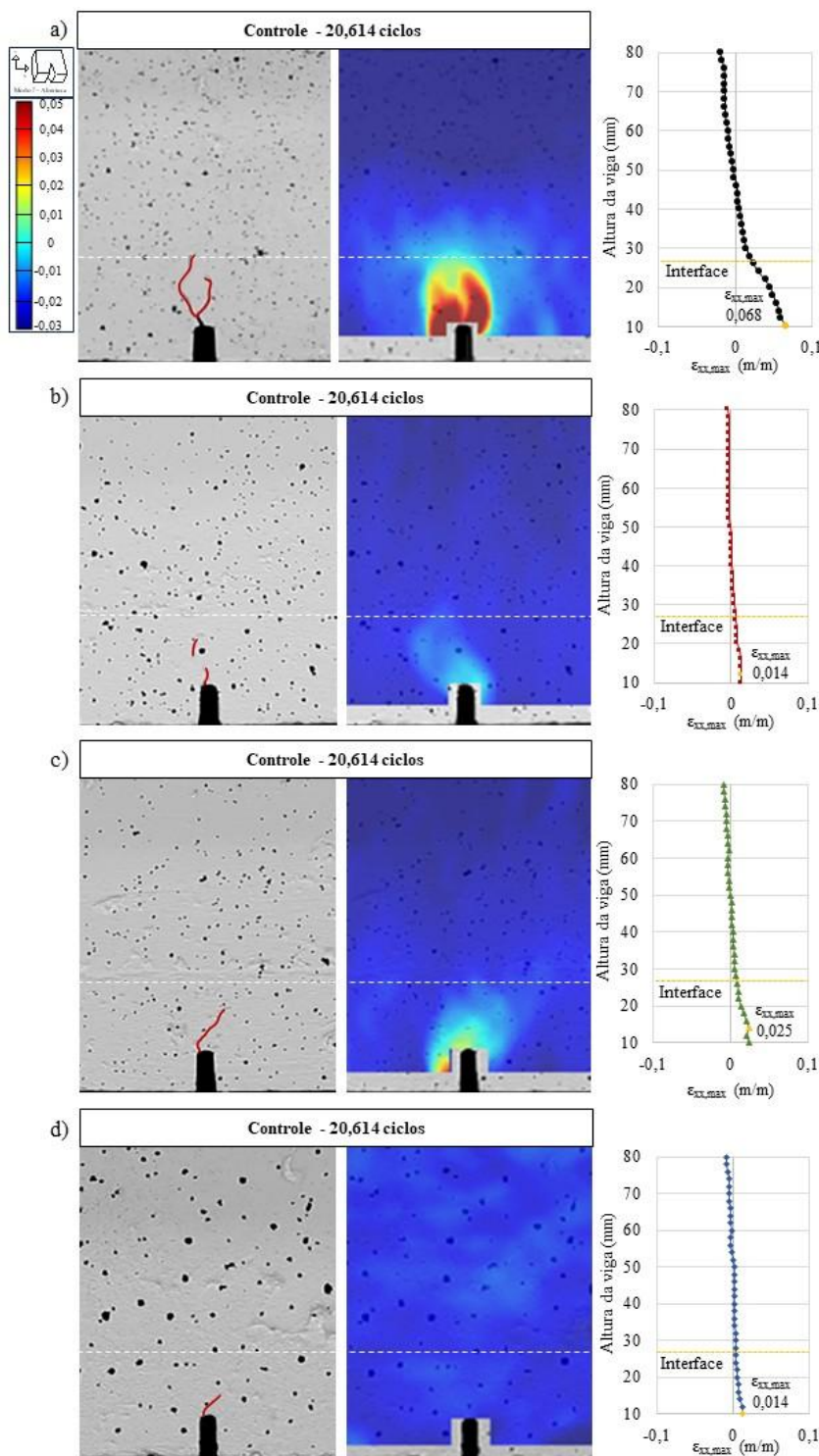


Figura 4.21 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no Estágio III do corpo de prova controle (N=20.614 ciclos) para os ensaios na tensão de 55%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

Na Figura 4.21, a trinca atingiu a camada superior no corpo de prova controle, após poucas aplicações de carga em relação ao estágio anterior, aos 20.614 ciclos. Nos corpos de prova reforçados, por outro lado, a trinca manteve-se em condições semelhantes às observadas no estágio II, restrita à camada inferior, sem atingir a interface, indicando novamente a efetividade dos reforços em retardar a evolução do dano.

Neste estágio, observou-se que o corpo de prova controle apresentou níveis de deformação horizontal significativamente superiores aos registrados nos sistemas reforçados com geogrelhas. Entre os prismas reforçados, os sistemas com G-PET e G-FV mantiveram praticamente o mesmo patamar de deformação máxima observado no estágio anterior, enquanto o corpo de prova com G-PVA apresentou um leve incremento nesse parâmetro. Em termos relativos, o controle exibiu deformações substancialmente mais elevadas em comparação aos sistemas reforçados, com destaque para reduções mais expressivas nos prismas com G-PET e G-FV e redução intermediária no sistema com G-PVA. Esse comportamento evidencia que, mesmo sob aumento do número de ciclos de carregamento, os sistemas reforçados mantiveram estabilidade nos níveis de deformação, indicando a continuidade da atuação das geogrelhas no controle da resposta deformacional. Essa estabilidade reforça a efetividade dos reforços na limitação da concentração de deformações horizontais e, conseqüentemente, na mitigação do desenvolvimento e da progressão do trincamento ao longo do carregamento cíclico.

Além disso, novamente os prismas com os reforços G-PET e G-FV, mantiveram o mesmo desempenho na redução das deformações, enquanto o corpo de prova com o G-PVA parece ter sido ainda mais mobilizado reduzindo ainda mais o nível da deformação máxima em comparação ao sistema controle. Tais comportamentos indicam que as geogrelhas G-PET e G-FV foram mobilizadas de forma efetiva desde os ciclos iniciais. Em contrapartida, o reforço G-PVA apresentou uma mobilização progressiva, acentuando seu desempenho à medida que as solicitações mecânicas evoluíram ao longo do ensaio.

Essas análises DIC apresentadas nas Figuras 4.19, 4.20 e 4.21, revelam que durante este nível de degradação, em que no sistema controle se observou a iniciação da trinca, propagação até a interface e até a camada superior, as geogrelhas nos prismas reforçados controlaram e reduziram os níveis de deformação máxima, retardando a iniciação e mitigando a propagação das trincas nestes sistemas.

4.5.1.2 Tensão correspondente a 75% da carga de ruptura

A Figura 4.22 apresenta as análises DIC referentes ao início da trinca (Estágio I) do corpo de prova controle (N=2.480 ciclos) dos ensaios realizados sob tensão correspondente a 75% da carga de ruptura.

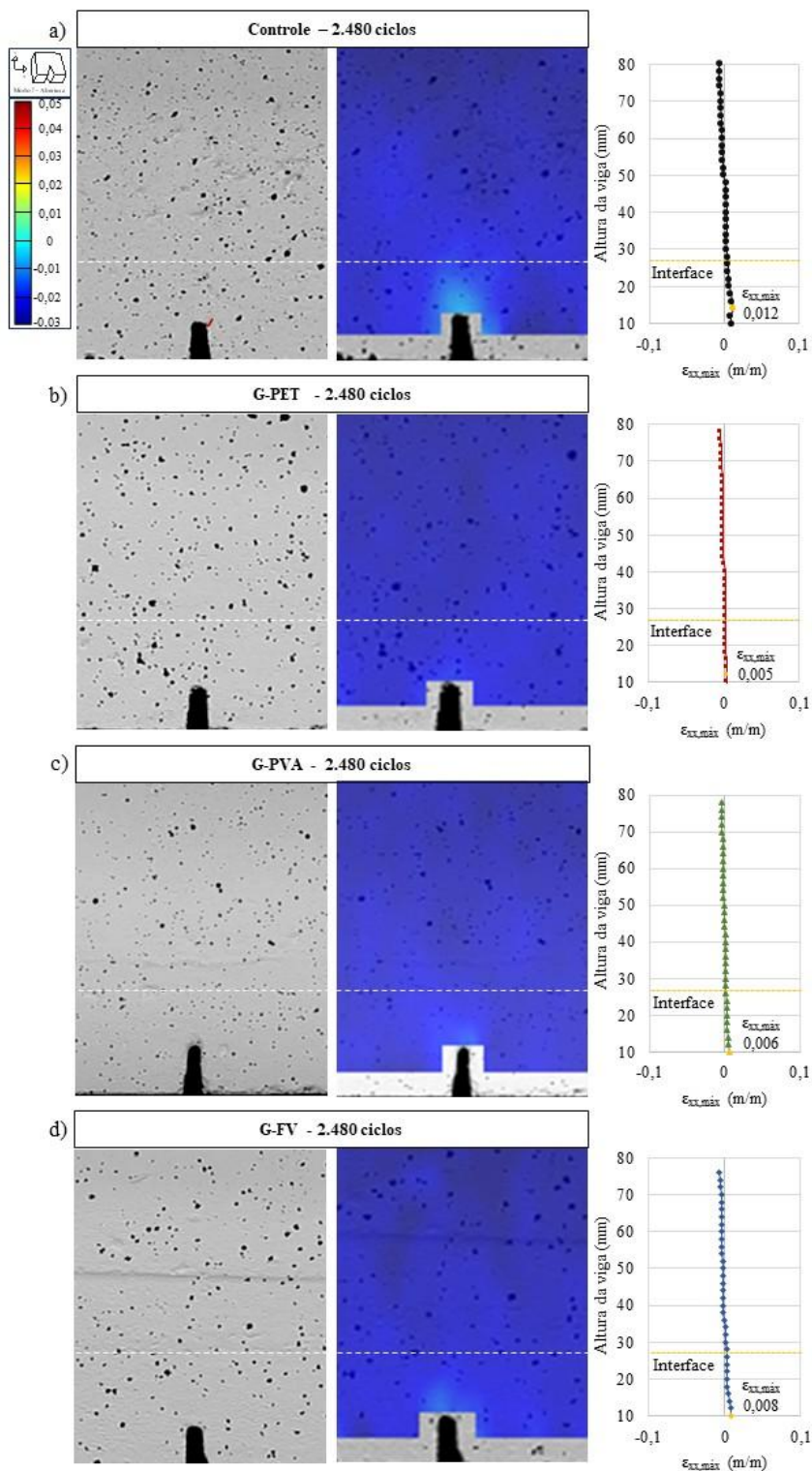


Figura 4.22 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no Estágio I do corpo de prova controle (N=2.480 ciclos) para os ensaios na tensão de 75%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

Mesmo com o aumento da tensão aplicada, observa-se novamente na Figura 4.22 os mesmos comportamentos vistos anteriormente para a tensão de 55%. No ciclo de início da trinca no corpo de prova controle, não se observa a presença de trincas nos corpos de prova com as geogrelhas G-PET, G-PVA e G-FV, sugerindo mais uma vez que a inserção do reforço contribuiu para o aumento da resistência à iniciação da trinca.

Apesar disso, os níveis de deformação horizontal máxima nesse estágio foram maiores que nos ensaios sob a tensão de 55%, para todos os corpos de prova, evidenciando o aumento do dano pelo incremento da carga aplicada. Neste caso, foram observados valores máximos de 0,012 para o controle, 0,005 para o prisma reforçado com a geogrelha G-PET, 0,006 para o corpo de prova com o reforço G-PVA e 0,008 para o G-FV. Constata-se que a deformação máxima no controle foi 2,5 superiores à do corpo de prova com o G-PET, 2 vezes maior com o G-PVA e 1,5 vezes superior ao prisma com o G-FV.

Nota-se que, neste nível de tensão, a eficiência na redução das deformações foi ligeiramente inferior à observada na tensão de 55%, reforçando o efeito da carga sob o desempenho dos sistemas com as geogrelhas. Este menor desempenho é mais evidente no sistema com reforço o G-FV. Este corpo de prova, como visto anteriormente, apresentou descolamento entre as camadas ao longo do ensaio e possivelmente já indicava neste estágio de dano um certo nível de degradação na interface, suficiente para afetar a mobilização efetiva da geogrelha neste nível de solicitação, mesmo que ainda não visível na superfície observada.

Nos sistemas com os reforços G-PET e G-PVA, que apresentaram ao longo dos ensaios uma maior integridade da aderência entre as camadas, notou-se neste caso, uma redução mais eficaz das deformações, devido a mobilização mais efetiva destes reforços.

Neste nível de tensão, a aderência de interface destacou-se ainda mais como o fator de maior influência no desempenho dos sistemas reforçados, com clara alteração nos resultados do prisma com a geogrelha G-FV, que apesar de possuir a maior rigidez entre as geogrelhas e ter apresentado desempenho superior e semelhante ao do prisma com o reforço G-PET no nível de tensão anterior (55%), não pode ser mobilizado adequadamente pela falta de aderência entre as camadas, reduzindo a sua capacidade de atuar efetivamente no controle das deformações.

Ainda assim, mesmo com a influência da tensão solicitante e da aderência entre as camadas, os prismas reforçados indicaram reduções significativas nos níveis de deformação máxima, suficientes para retardar o início da trinca em todos os corpos de prova reforçados.

A Figura 4.23 apresenta as análises DIC referentes a propagação até a interface (Estágio II) do corpo de prova controle (N=14.211 ciclos) dos ensaios realizados sob tensão correspondente a 75% da carga de ruptura.

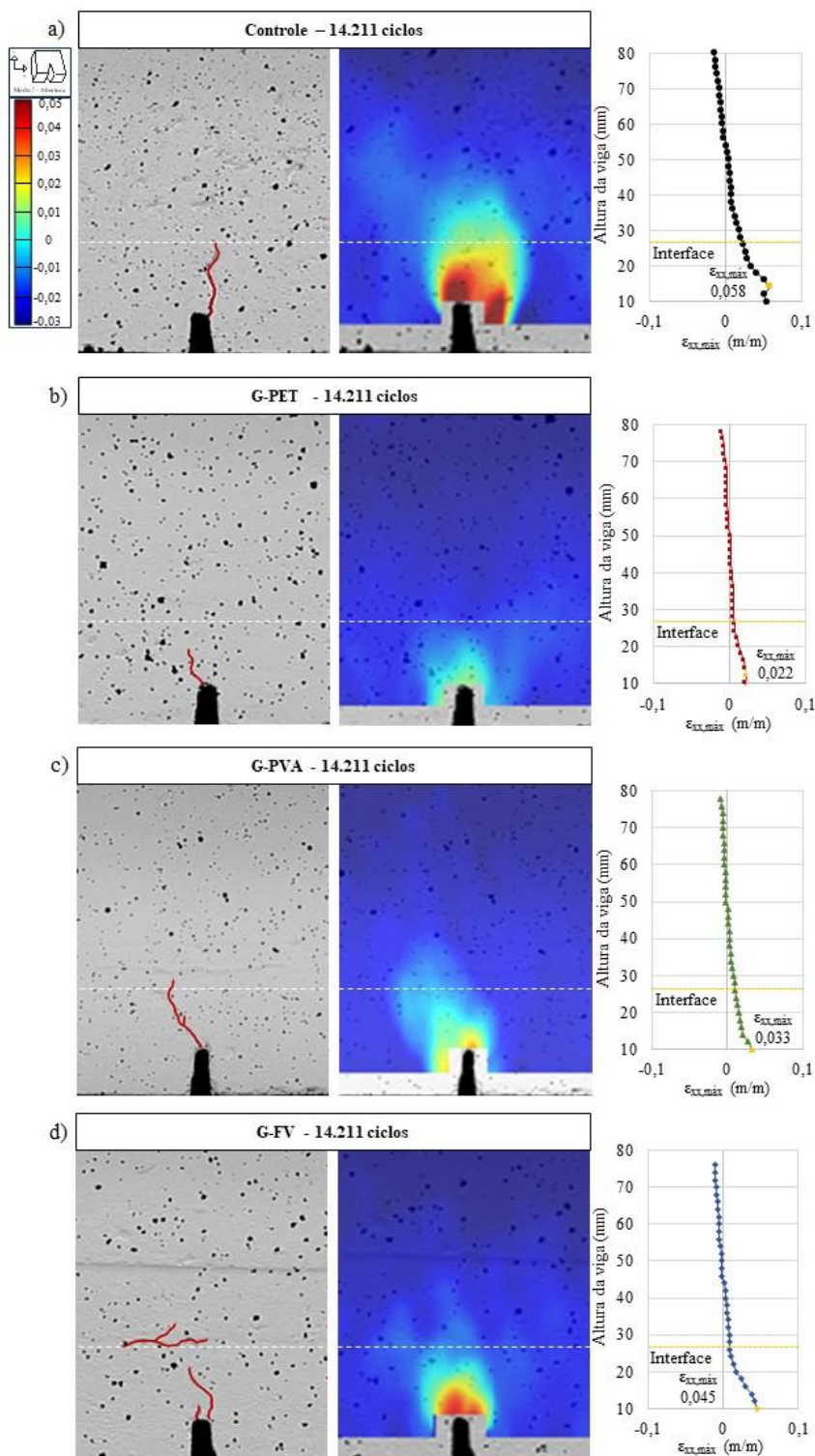


Figura 4.23 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no Estágio II do corpo de prova controle (N=14.211 ciclos) para os ensaios na tensão de 75%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

A Figura 4.23, referente ao Estágio II sob 75% da tensão de ruptura, revela um comportamento semelhante ao nível de solicitação inferior. Enquanto no corpo de prova controle, a trinca atinge a interface, nos sistemas reforçados ela permanece restrita à camada inferior, iniciando a partir da pré-trinca. Essa observação indica que, mesmo com o incremento da tensão aplicada, a presença dos reforços manteve-se eficiente na mitigação da propagação de trincas.

Os valores de deformação horizontal máxima observados neste estágio foram de 0,026 para o controle, 0,013 para o prisma reforçado com a geogrelha G-PET, 0,017 para o corpo de prova com o reforço G-PVA e 0,026 para o prisma com o reforço G-FV. Constata-se que a deformação máxima no controle foi 2 vezes superior à do corpo de prova com reforço G-PET, 1,5 vezes maior que no prisma com o reforço G-PVA e igual à do prisma reforçado com a geogrelha G-FV.

Novamente, os prismas com os reforços poliméricos indicaram as maiores reduções das deformações máxima, devido a adequada mobilização desses reforços, possibilitado pela adequada aderência de interface desses corpos de prova.

Além disso, o incremento no número de ciclos impostos aos prismas neste estágio elevou as tensões cisalhantes na interface, comprometendo a integridade da aderência entre as camadas asfálticas, especialmente no sistema com reforço G-FV. Tal fenômeno resultou neste corpo de prova, uma deformação máxima equivalente à do controle e até duas vezes superior à dos demais sistemas reforçados, evidenciando o impacto significativo da perda de aderência na capacidade do reforço em mitigar as deformações.

Contudo, embora a presença da geogrelha G-FV não tenha reduzido os níveis de deformação global, observou-se uma contribuição efetiva na mitigação da propagação da trinca, que ainda se encontrava em estágio inicial de formação. Esse comportamento indica que a eficácia do reforço no controle das trincas não depende exclusivamente da redução de deformações, mas também de mecanismos como a redistribuição de tensões para a geogrelha. Assim, mesmo menos mobilizada, ela foi capaz de suportar parte da solicitação, impedindo a progressão da trinca observada no sistema de controle.

A Figura 4.24 apresenta as análises DIC referentes a propagação até a camada superior (Estágio III) do corpo de prova controle (N=16.058 ciclos) dos ensaios realizados sob tensão correspondente a 75% da carga de ruptura.

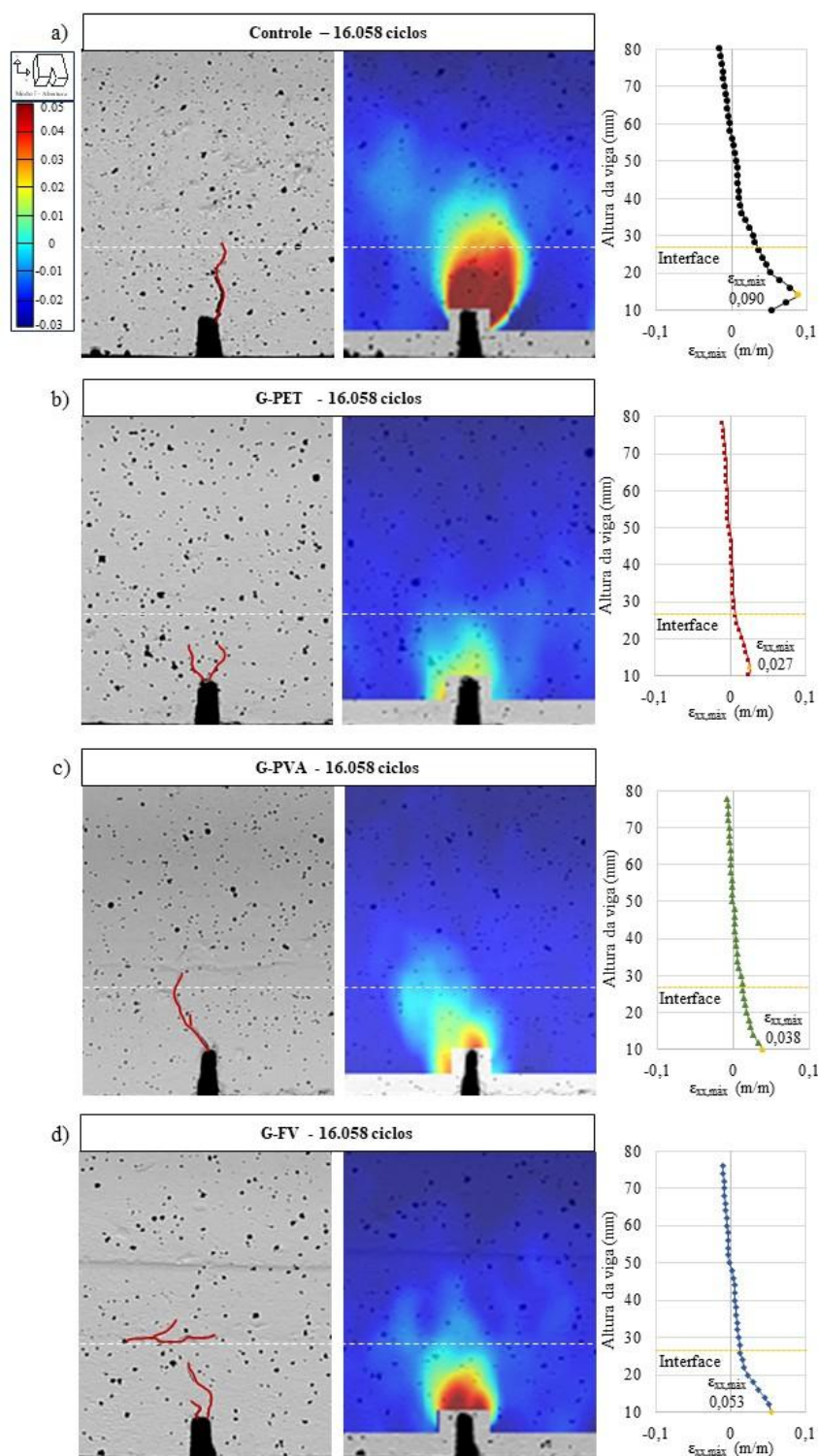


Figura 4.24 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no Estágio III do corpo de prova controle (N=16.058 ciclos) para os ensaios na tensão de 75%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

A Figura 4.24 ilustra o instante em que a trinca atingiu a camada superior no corpo de prova de controle, aos 16.058 ciclos, revelando diferentes estágios de propagação nos sistemas reforçados. No prisma com o reforço G-PET, verificou-se o início da formação e propagação

da trinca; no sistema com a geogrelha G-PVA, a fissura já alcançou a interface. Por sua vez, no corpo de prova reforçado com a geogrelha G-FV, a trinca se aproxima da interface, observando-se também um descolamento entre as camadas que originou uma nova trinca na camada superior. Tais comportamentos refletem-se no campo de deformações, que apresentaram níveis distintos de deformação horizontal máxima para cada sistema analisado.

Neste estágio, a deformação horizontal máxima foi de 0,058 para o controle, 0,022 para o corpo de prova com o reforço G-PET, 0,033 para o prisma reforçado com a geogrelha G-PVA e 0,045 para o prisma com o reforço G-FV. Assim, a deformação máxima no controle permaneceu 2,5 vezes superior à do corpo de prova com o reforço G-PET, 1,75 vez maior que no prisma com a geogrelha G-PVA e 1,3 vez superior ao prisma reforçado com a geogrelha G-FV.

Neste estágio, o aumento das solicitações parece ter mobilizado mais efetivamente a geogrelha de fibra de vidro, embora ainda tenha indicado a menor redução das deformações entre os sistemas reforçados, e um desempenho significativamente inferior ao observado para o nível de tensão inferior (55%). Enquanto isso, os prismas com os reforços G-PET e G-PVA permaneceram eficientes em mitigar as deformações, com desempenho superior do reforço de PET e mobilização progressiva da geogrelha de PVA.

Sob o nível de tensão de 75% da carga de ruptura, a influência da aderência entre as camadas na mobilização efetiva dos reforços tornou-se ainda mais evidente. Enquanto a integridade da resistência ao cisalhamento na interface favoreceu, novamente, o desempenho do sistema com o reforço G-PET, o prisma reforçado com a geogrelha G-FV não apresentou a eficiência observada no nível de tensão anterior, uma vez que a deficiência na aderência impediu a mobilização de sua elevada rigidez. A geogrelha G-PVA, por sua vez, reiterou sua menor sensibilidade a esses parâmetros específicos, pois apesar de possuir rigidez superior e resistência ao cisalhamento similar à da G-PET, apresentou um desempenho inferior. Tal comportamento reforça que a resposta dos sistemas reforçados não é governada unicamente por essas variáveis.

4.5.1.3 Tensão correspondente a 90% da carga de ruptura

A Figura 4.25 apresenta as análises DIC referentes ao início da trinca (Estágio I) do corpo de prova controle (N=2.214 ciclos) dos ensaios realizados sob tensão correspondente a 90% da carga de ruptura.

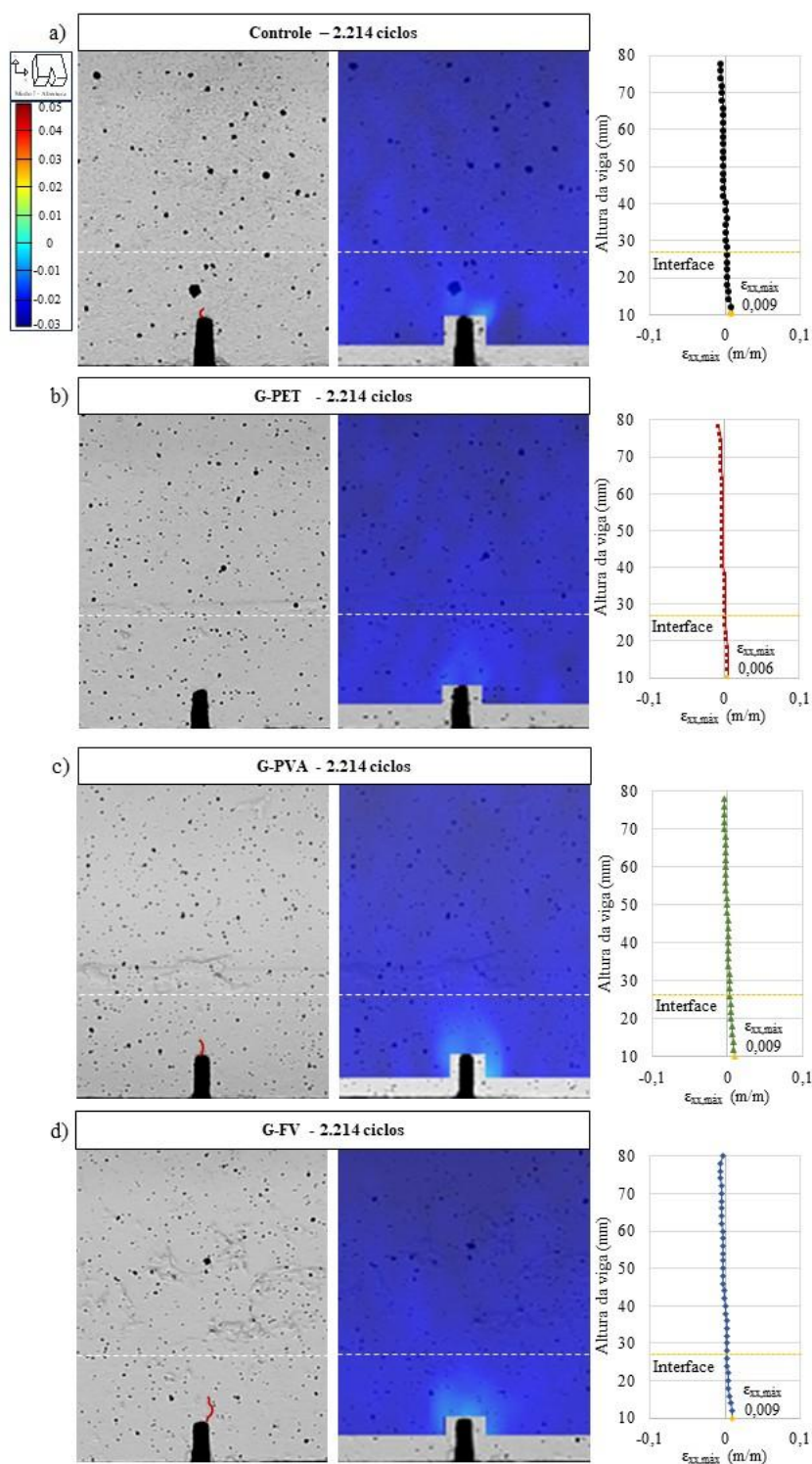


Figura 4.25 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no Estágio I do corpo de prova controle (N=2.214 ciclos) para os ensaios na tensão de 90%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

Na Figura 4.25, que indica a iniciação da trinca no controle aos 2.214 ciclos, observa-se como a magnitude da tensão crítica aplicada nestes ensaios impactou o estágio inicial de formação das trincas nos prismas reforçados, reduzindo a eficácia de atuação de algumas

geogrelhas e aproximando o comportamento de certos sistemas reforçados ao do sistema de controle.

Neste nível de solicitação, notou-se o surgimento precoce de fissuras também nos sistemas com os reforços G-PVA e G-FV. Em contrapartida, o prisma reforçado com a geogrelha G-PET ainda não apresentava dano visível nesse estágio. Esse comportamento é observado nos níveis de deformações horizontais máximas, que atingiram 0,009 tanto no controle quanto nos sistemas com as geogrelhas G-PVA e G-FV, enquanto o reforço G-PET registrou uma deformação significativamente menor, de 0,006.

Estes resultados evidenciam que, sob condições de elevada solicitação, a capacidade de mitigação de deformações foi reduzida para alguns sistemas reforçados. O mesmo valor de deformação entre os corpos de prova controle e com os reforços G-PVA e G-FV sugere que a tensão aplicada pode ter afetado mobilização inicial dessas geogrelhas. Apenas o sistema G-PET apresentou um desempenho mais eficaz, tanto no nível máximo de deformação, 1,5 vezes inferior ao controle, quanto na mitigação da trinca.

Dessa forma, nota-se que para este nível crítico de solicitação, a atuação dos reforços foi significativamente reduzida. A elevada carga aplicada promoveu uma propagação acelerada dos danos em todos os sistemas, comprometendo seus mecanismos de atuação. Como todos os corpos de prova foram analisados nos ciclos iniciais de carregamento, é provável que os reforços ainda não estivessem plenamente mobilizados, o que resultou em comportamentos mais semelhantes entre os prismas com e sem a presença dos reforços.

Este comportamento também foi observado nas análises anteriores, indicando que o nível da tensão aplicada influencia todas os fatores observados nas diferentes investigações, especialmente este nível crítico, que aproximou o desempenho de todos os sistemas.

A Figura 4.26 apresenta as análises DIC referentes a propagação até a interface (Estágio II) do corpo de prova controle (N=7.662 ciclos) dos ensaios realizados sob tensão correspondente a 90% da carga de ruptura.

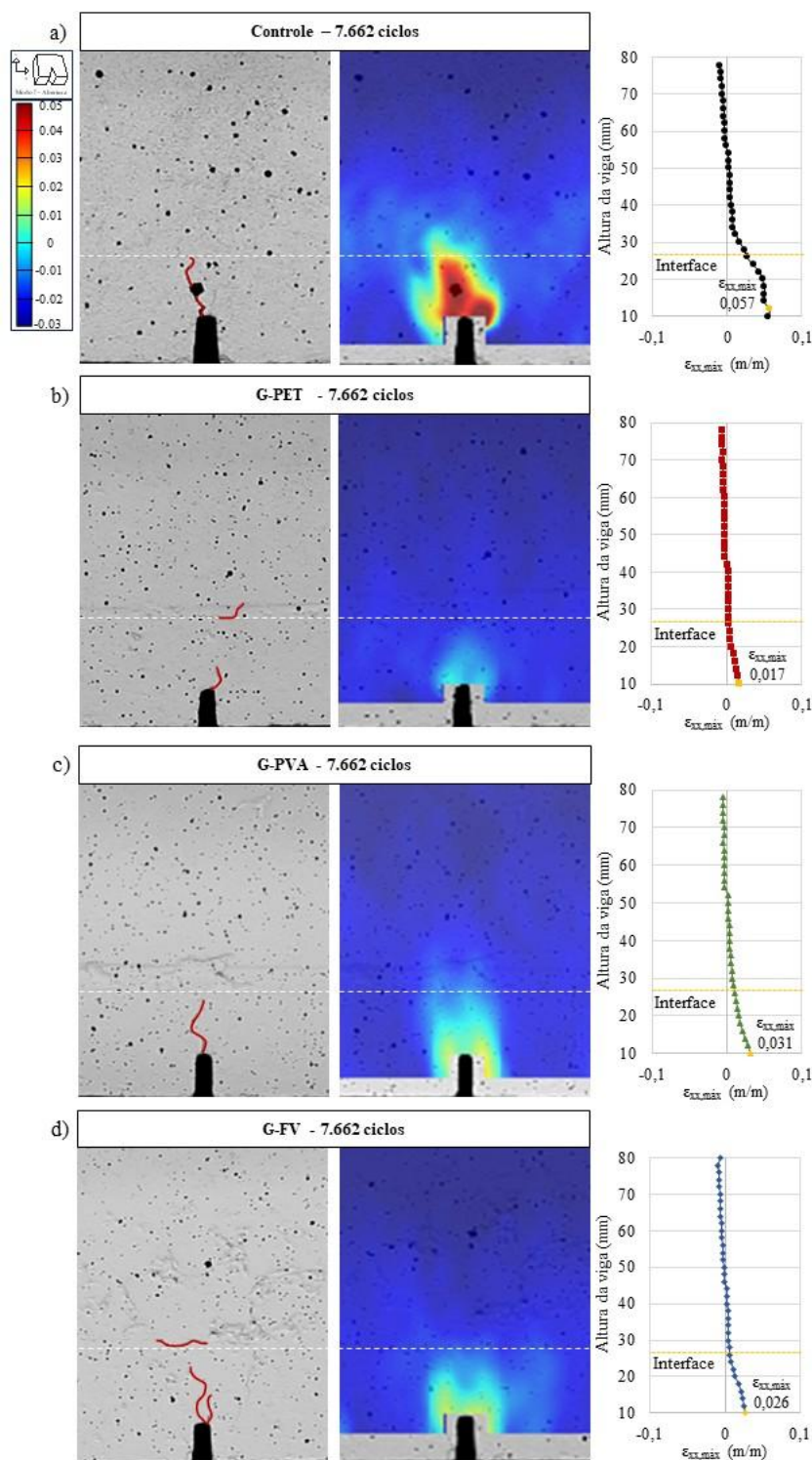


Figura 4.26 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no Estágio II do corpo de prova controle (N=7.662 ciclos) para os ensaios na tensão de 90%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

Na Figura 4.26, em que a trinca alcançou a interface do corpo de prova controle, nota-se que os sistemas reforçados apresentaram diferentes comportamentos. Com o avanço da trinca e o aumento dos deslocamentos horizontais, nota-se que as geogrelhas passaram a ser

mais mobilizadas. Nos prismas com os reforços G-PET e G-FV, observou-se um descolamento controlado na interface, mecanismo que permitiu a dissipação de energia, enquanto o sistema com o G-PVA manteve a trinca ainda confinada na camada inferior.

Este nível de tensão indicou comportamentos distintos daqueles observados para os níveis anteriores. Embora já se tivesse observado a ocorrência de descolamentos controlados nos sistemas com G-PET, esse mesmo comportamento ainda não havia sido verificado nos prismas com G-FV. Por sua vez, o G-PVA, que até então já havia apresentava atuação associada ao mecanismo de alívio por meio do descolamento na interface, não evidenciou esse comportamento nesta análise. Esse resultado pode estar relacionado ao elevado nível de solicitação imposto neste ensaio, que parece ter influenciado de forma significativa o desempenho dos sistemas e os mecanismos de atuação dos reforços.

Como resultado, as deformações foram reduzidas em relação ao controle, que atingiu 0,057, enquanto o prisma reforçado com a geogrelha G-PET se limitou a 0,017 e os sistemas com os reforços G-PVA e G-FV mantiveram-se em 0,031 e 0,026, respectivamente. Essas deformações máximas correspondem a uma diminuição de aproximadamente 3,3 vezes para o prisma reforçado com a geogrelha G-PET, 1,8 vez para o corpo de prova com o reforço G-PVA e 2,2 vezes para o prisma com o reforço G-FV.

Nota-se que as maiores reduções das deformações foram observadas nos corpos de prova com os reforços G-PET e G-FV, que também apresentaram um descolamento controlado na interface. Esse comportamento sugere que o descolamento controlado entre as camadas pode ter favorecido, neste caso, a redução das deformações, dissipando parte das tensões impostas aos sistemas na interface entre as camadas asfálticas reforçadas.

Embora o aumento da aplicação dos ciclos de carregamento tenha mobilizado mais efetivamente os reforços, a redução das deformações mostrou-se afetada pelo nível de solicitação imposta, indicando uma menor eficiência em comparação às solicitações inferiores.

A Figura 4.27 apresenta as análises DIC referentes a propagação até a camada superior (Estágio III) do corpo de prova controle (N=7.778 ciclos) dos ensaios realizados sob tensão correspondente a 90% da carga de ruptura.

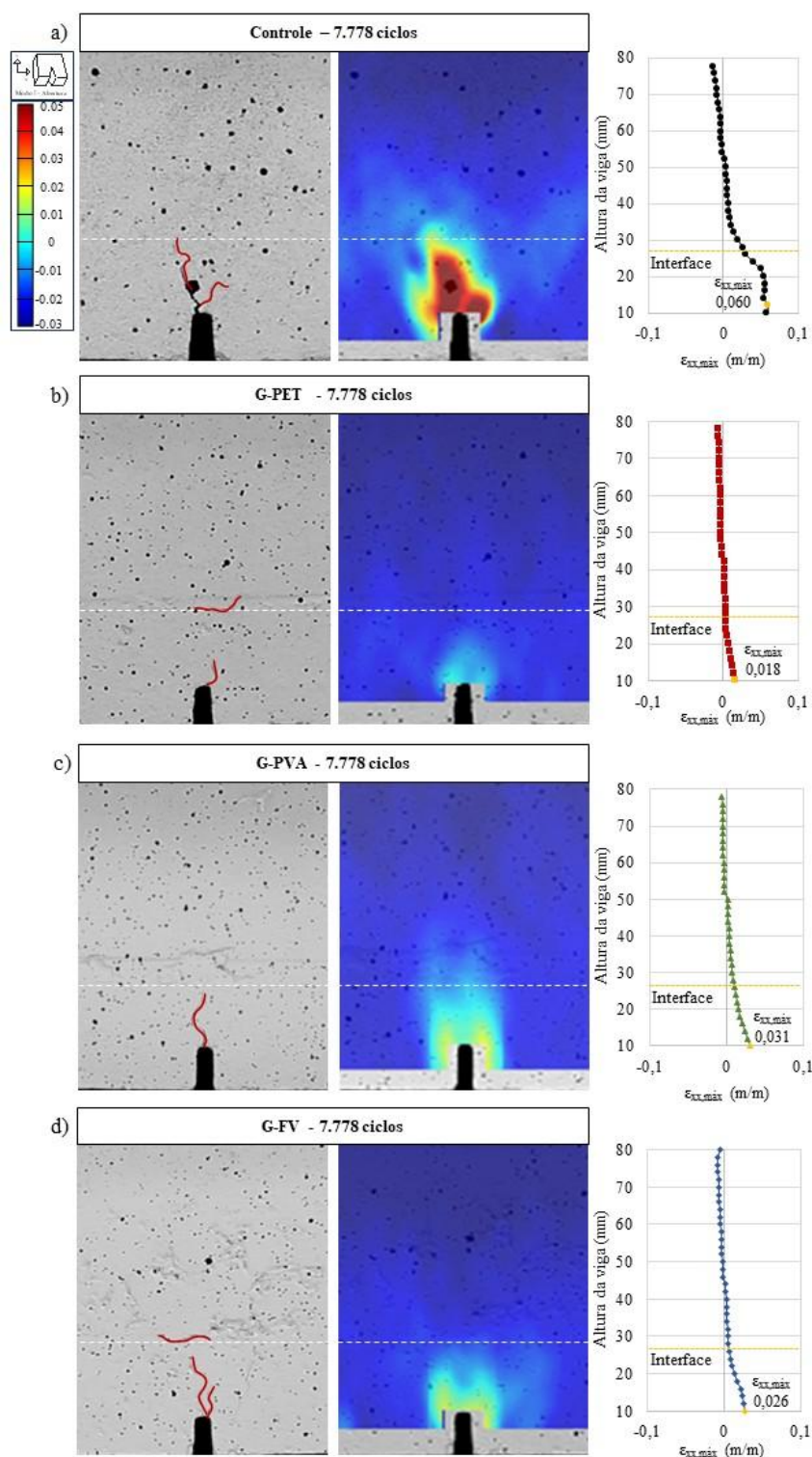


Figura 4.27 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no Estágio III do corpo de prova controle (N=7.778 ciclos) para os ensaios na tensão de 90%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

Nota-se na Figura 4.27, que após poucas aplicações de carga a trinca se propagou para a camada superior do corpo de prova controle, aos 7.778 ciclos. Nos sistemas reforçados, apesar de alguns corpos de prova (G-PET e G-FV) apresentarem trincas na camada superior, observa-

se que não houve evolução significativa das trincas em relação ao estágio anterior, evidenciando a atuação dos reforços.

Os valores de deformação horizontal máxima observados foram de 0,060 para o controle, 0,018 para o prisma reforçado com a geogrelha G-PET, 0,031 para o corpo de prova com o reforço G-PVA e 0,026 para o prisma com o reforço G-FV. Assim, a deformação máxima no controle foi de 3,3 vezes superior à do corpo de prova com o reforço G-PET, 1,9 vez maior que no prisma com a geogrelha G-PVA e 2,3 vezes superior à do corpo de prova com o reforço G-FV. Estes valores demonstram que, enquanto o controle apresenta uma progressão contínua e instável das deformações, os reforços promoveram a estabilização destes valores, permanecendo igual ao observado no estágio anterior.

Esses resultados corroboram as análises anteriores, evidenciando uma mobilização mais efetiva dos reforços sob o nível elevado de tensão (90%), após um número maior de ciclos de carregamento. Enquanto no início do ensaio as geogrelhas ainda não estavam plenamente solicitadas, o incremento da carga favoreceu sua ativação. Isso permitiu um controle mais eficiente das deformações, contribuindo para o prolongamento da vida útil dos sistemas, embora de forma menos expressiva quando comparada ao desempenho observado sob tensões inferiores.

Esses resultados corroboram as análises anteriores, evidenciando uma mobilização mais efetiva dos reforços sob o nível elevado de tensão (90%), após um número maior de ciclos de carregamento. Enquanto no início do ensaio as geogrelhas ainda não estavam plenamente solicitadas, o incremento da carga favoreceu sua ativação, permitindo um controle mais eficiente das deformações e o prolongamento da vida útil dos sistemas, ainda que de forma menos expressiva quando comparada ao desempenho sob tensões inferiores. Vale ressaltar que este nível crítico de solicitação não corresponde às condições reais de serviço; portanto, os dados devem ser interpretados com cautela, representando não o comportamento rotineiro em campo, mas sim uma análise da capacidade última desses sistemas reforçados.

A comparação entre os resultados obtidos nos diferentes níveis de tensão evidencia que o aumento da solicitação aplicada influenciou diretamente tanto o nível das deformações quanto a velocidade de propagação das trincas nos prismas ensaiados. A cada incremento de carga, observou-se que os estágios analisados ocorreram para um menor número de ciclos no sistema controle, bem como maiores níveis de deformações em todos os sistemas analisados. De maneira geral, em todos os níveis de tensão, os corpos de prova com geogrelhas apresentaram menores valores de deformação horizontal máxima e retardaram a propagação das trincas em

relação ao sistema não reforçado, embora essa melhoria tenha reduzido com o aumento da solicitação imposta. Esses comportamentos são consistentes com os resultados obtidos nas análises mecânicas anteriores.

A incorporação dos reforços reduziu as deformações horizontais máximas em faixas que variaram aproximadamente entre 2 e 4 vezes nos ensaios sob 55% e 75% da tensão de ruptura, e entre 1,3 e 3 vezes nos ensaios sob 90%, confirmando que, embora a eficiência relativa diminua sob solicitações mais severas, os efeitos de reforço permanecem expressivos.

Esses resultados, indicaram que os geogrelhas contribuíram para reduzir as deformações nos estágios iniciais de danos, retardando a iniciação e propagação das trincas. Estes benefícios, no entanto, mostraram-se mais eficazes quando associados a menores níveis de tensão solicitante, bem como a uma adequada aderência entre as camadas, que possibilitou a mobilização mais efetiva das geogrelhas.

A aplicação da técnica DIC possibilitou mapear a distribuição das deformações, demonstrando que os sistemas reforçados mantêm níveis de dano inferiores ao controle sob a mesma solicitação. Essa diferença não é perceptível apenas pela resposta do sistema sob fadiga, mas torna-se clara pela redução das deformações horizontais captadas.

4.5.1.4 Fator de melhoria em função do índice de redução das deformações horizontais máximas

A fim de quantificar de forma comparativa a eficiência dos reforços por meio das deformações máximas captadas durante as análises DIC, foi calculado o índice de redução das deformações horizontais (de tração) máximas (α) para cada estágio de análise em todos os níveis de tensão aplicados, sendo:

$$\alpha = \frac{\varepsilon_{com\ reforço}}{\varepsilon_{sem\ reforço}} \quad (4.3)$$

A Figura 4.28 apresenta os resultados obtidos no cálculo do índice de redução das deformações horizontais máximas (α) em estágio em que foram realizadas as análises DIC.

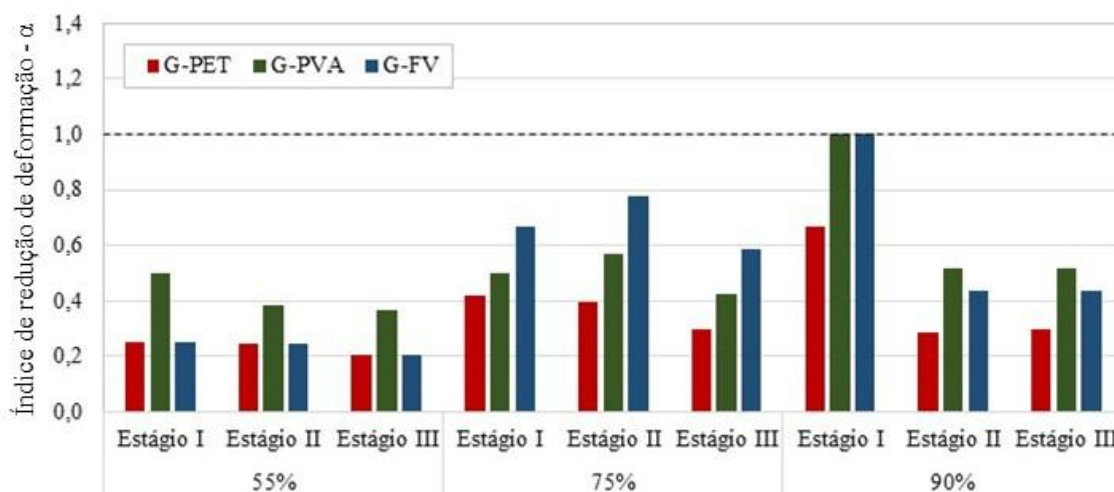


Figura 4.28 – Índice de redução de deformação para cada estágio de análise e tensão aplicada (Autora, 2026).

Considerando que valores de α inferiores a 1 indicam redução das deformações em relação as deformações ao corpo de prova controle, verifica-se que, na maioria dos casos, os sistemas reforçados apresentaram desempenho superior. As maiores reduções de deformação (menores valores de α), foram observadas, especialmente, nos níveis de tensão mais baixos, de 55% e 75% da ruptura, reiterando que a tensão de solicitação influencia no desempenho das camadas reforçadas, com o efeito do reforço apresentando uma maior eficiência sob condições de solicitação menos crítica. Na tensão de 90%, observa-se uma tendência de aumento dos valores de α , o que resultou em alguns casos, valores iguais a 1, indicando uma redução da eficiência do reforço diante de solicitações mais severas.

Nos ensaios sob 55% e 75% da carga de ruptura, os valores de α apresentaram maior constância ao longo dos estágios avaliados, com os resultados mais expressivos (menores valores) no Estágio III, devido à progressiva mobilização dos reforços. Nos ensaios sob 90%, observaram-se valores de α especialmente elevados no Estágio I. Esse comportamento decorre da severa solicitação imposta pela alta tensão aplicada, que superou a capacidade de resposta imediata dos reforços observada nos ensaios submetidos às tensões solicitantes inferiores, impedindo sua mobilização efetiva no início do teste. Neste caso, a ativação das geogrelhas ocorreu de forma progressiva com o acúmulo dos ciclos de carregamento, resultando em valores de α inferiores nos Estágios II e III.

Quanto ao valor de α para cada reforço, os prismas reforçados com a geogrelha G-PET apresentou os menores valores ao longo de todos os estágios e níveis de tensão. Este melhor desempenho, como visto anteriormente, está associado especialmente a adequada aderência entre as camadas asfálticas reforçadas nos prismas reforçados com esta geogrelha, o que

possibilitou uma mobilização efetiva deste reforço e redução significativa das deformações ao longo de todos os ensaios.

Os prismas reforçados com a geogrelha G-PVA apresentaram valores de α superiores aos demais sistemas sob as tensões de 55% e 90%, e um valor intermediário a 75% da tensão de ruptura. Esse comportamento divergiu da tendência observada nos outros reforços, visto que os corpos de prova com G-PVA mantiveram a aderência íntegra entre as camadas asfálticas, sem sinais de descolamento, além de possuírem rigidez superior à do reforço G-PET. Isso indica que a eficácia do sistema reforçado depende de uma interação entre os materiais, sugerindo que outros fatores, além da rigidez e da aderência de interface, podem influenciar na mobilização e atuação dos reforços.

Os prismas com o reforço G-FV apresentaram um comportamento mais variável. Sob 55% de tensão, exibiram menores valores de α , igual ao apresentado no prisma com o reforço G-PET, no entanto, observou-se uma redução no desempenho sob tensões mais elevadas. A 75% da carga de ruptura, o desempenho em todos os estágios foi significativamente prejudicado pelo descolamento da interface, resultando em valores de α mais elevados. Já sob 90%, a geogrelha parece não ter sido mobilizada adequadamente no estágio inicial, apesar disso, com o acúmulo dos ciclos de carga, o reforço passou a ser ativado, proporcionando índices de redução de deformação mais favoráveis nos estágios subsequentes.

Ao comparar os resultados obtidos neste estudo com os reportados na literatura, observa-se que as tendências gerais são coerentes. No estudo de Kumar *et al.*, (2025), conduzido em campo sob diferentes condições de carregamento e espessura de revestimento, os índices de redução de deformações variaram entre 0,23 e 0,70 para o reforço de PET e entre 0,35 e 0,77 para o de fibra de vidro, dependendo da configuração do eixo e da espessura da camada asfáltica. De forma semelhante, nesta pesquisa, realizada em laboratório, os valores de redução situaram-se em faixas próximas às observadas em campo: 0,21 a 0,75 para o G-PET e 0,21 a 1,00 para o G-FV. Embora, em alguns estágios sob maiores tensões, o G-FV tenha apresentado valor igual a 1, o comportamento geral foi comparável ao do estudo de referência. Destaca-se, ainda, a mesma tendência de melhor desempenho do reforço de PET na mitigação das deformações, atribuída, segundo Kumar *et al.*, (2025), à maior ductilidade e melhor adaptação às condições de interface desse material, enquanto o reforço mais rígido apresentou menor capacidade de dissipação das deformações.

Além disso, os resultados também podem ser comparados aos obtidos por Correia *et al.* (2025), em ensaios laboratoriais com corpos de prova com diferentes reforços de PET e fibra

de vidro. Nesse estudo, os índices de redução de deformação variaram entre 0,07 e 0,36, com desempenho superior dos reforços de fibra de vidro. Embora os valores observados nesta pesquisa tenham sido, em geral, mais elevados, as tendências de comportamento são comparáveis.

É importante, ainda, comparar os índices de redução de deformação com os fatores de melhoria analisados anteriormente (Tabela 4.8). Desta forma, a Tabela 4.10 apresenta o Fator de Modificação Estrutural associado à deformação ($FM\epsilon$), obtido a partir da transformação do índice de redução de deformações horizontais máximas (α), definido pela Equação 4.4.

$$FM\epsilon = \frac{1}{\alpha} \quad (4.4)$$

Este parâmetro permite a incorporação direta dos efeitos dos sistemas de reforço em análises empírico-mecanicistas, sendo aplicável a procedimentos de dimensionamento como os implementados no AASHTOWare Pavement ME Design.

Tabela 4.10 – Fator de Modificação Estrutural associado à deformação ($FM\epsilon$) para uso em projeto empírico-mecanicista (Autora, 2026).

Nível de solicitação	G-PET ($FM\epsilon$)	G-PVA ($FM\epsilon$)	G-FV ($FM\epsilon$)
55%	4,0 - 4,9	2,0 - 2,7	4,0 - 4,9
75%	2,4 - 3,3	2,0 - 2,4	1,3 - 1,7
90%	1,5 - 3,5	1,0 - 1,9	1,0 - 2,3

Os valores apresentados foram organizados em função do nível de solicitação e do estágio de carregamento, permitindo sua utilização como fator de ajuste da deformação de tração crítica (ϵ_{xx}) em modelos de previsão de fadiga. Observa-se que os maiores valores de $FM\epsilon$ estão associados às condições de menor solicitação, refletindo maior eficiência dos reforços na redução das deformações horizontais. À medida que o nível de solicitação aumenta, verifica-se redução do $FM\epsilon$, indicando menor ganho estrutural relativo em condições mais severas de carregamento.

Valores de $FM\epsilon$ próximos de 2,5 indicam um α de 0,4, ou seja, uma redução comparativa de 60% nas deformações de tração no revestimento asfáltico, resultando em aumentos substanciais da vida de fadiga e potencial redução da espessura estrutural no dimensionamento. Nessa faixa, o sistema reforçado passa a desempenhar papel estrutural ativo, com significativa dependência da eficiência de mobilização do reforço e da integridade da

interface entre camadas, podendo influenciar de maneira expressiva o dimensionamento, seja pela redução da espessura requerida ou pelo aumento substancial da vida de serviço.

Assim, observa-se que os resultados obtidos por meio das análises de deformação pela técnica DIC indicaram uma tendência mais convergente àquela derivada das curvas típicas dos ensaios de F4P (baseadas em deslocamentos e número de ciclos). Tais métodos permitiram uma captação mais precisa do comportamento dos sistemas nos estágios iniciais de dano, nos quais os reforços atuam efetivamente na mitigação das trincas, sendo mais representativos das condições de campo. Em contrapartida, os valores de FM baseados no *SFP* fornecem uma resposta global até a falha, sendo fortemente influenciados pela capacidade estrutural última do sistema. Nesse contexto, a análise baseada no Fator de Modificação Estrutural associado à deformação ($FM\epsilon$) evidenciou-se como uma abordagem intermediária aderente à resposta física observada nos ensaios, uma vez que incorpora diretamente a redução das deformações horizontais críticas no revestimento asfáltico.

4.5.2 Análise dos campos de deformações horizontais e verticais pela DIC no estágio de ruptura dos sistemas não reforçados

Para compreender a transição entre o comportamento observado nos estágios iniciais de dano e a capacidade última dos sistemas, foram realizadas análises de deformação horizontal (ϵ_{xx}) e vertical (ϵ_{yy}) pela DIC nos instantes correspondentes à ruptura (definida pela abordagem *SFP*). Essa avaliação permitiu identificar os mecanismos de atuação dos reforços em condições mais avançadas do dano, e como a integridade da interface e rigidez dos reforços influenciam as repostas dos sistemas em diferentes momentos da vida útil dos prismas reforçados.

Nesta etapa, a investigação concentrou-se na interação entre as deformações horizontais (ϵ_{xx}) e verticais (ϵ_{yy}) no instante da ruptura dos corpos de prova não reforçados, determinada pelo método da *SFP*. Para as análises de deformação horizontal, foram gerados os campos de deformação e as respectivas curvas de deformação máxima ao longo da altura do corpo de prova, conforme apresentado anteriormente. Paralelamente, a análise das deformações verticais, também foi realizado o mapeamento dos campos de deformação vertical e a extração da curva de deformação na interface em função da largura do corpo de prova.

4.5.2.1 Tensão correspondente a 55% da carga de ruptura

A Figura 4.29 apresenta as análises DIC referentes ao ciclo do *flex point* do corpo de prova controle (N=13.080 ciclos) dos ensaios realizados sob tensão correspondente a 55% da carga de ruptura.

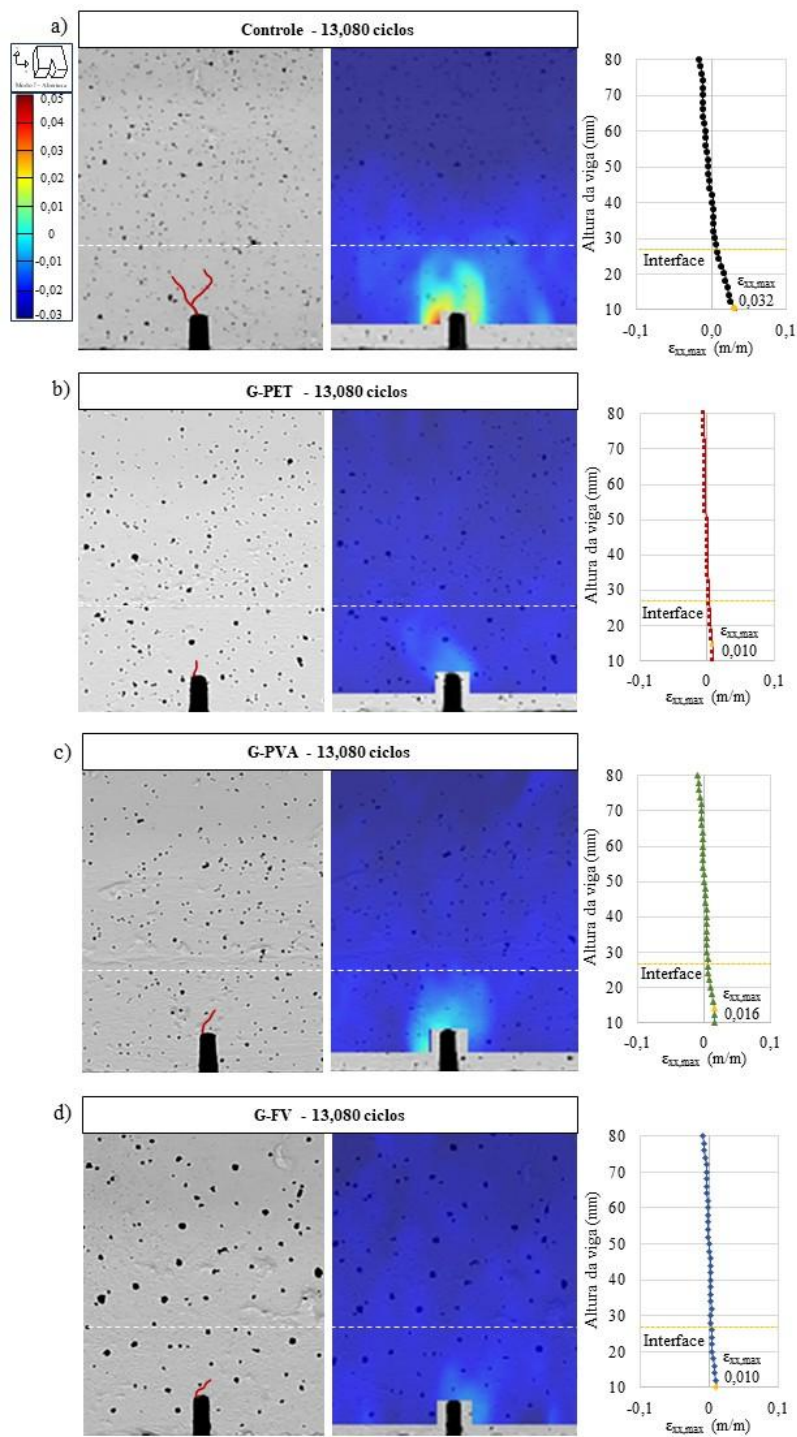


Figura 4.29 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no ciclo do *flex point* do controle (N=13.080) para os ensaios na tensão de 55%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

Nesse estágio, observa-se que, enquanto o corpo de prova controle apresenta elevada concentração de deformação horizontal na região da pré-trinca, os sistemas reforçados permanecem em estágios significativamente menos avançados de dano. Em comparação ao controle, os corpos de prova reforçados com G-PET e G-FV exibem comportamento mais eficiente, com menor concentração de deformações e melhor controle da evolução do trincamento, enquanto o sistema com G-PVA apresenta resposta intermediária. De forma geral, evidencia-se uma redução expressiva da abertura da trinca nos sistemas reforçados em relação ao sistema não reforçado.

Essa comparação indica que, no instante em que o corpo de prova controle atinge a ruptura, os sistemas reforçados ainda se encontram em estágios iniciais de evolução do dano, com propagação limitada da trinca. Esse comportamento é consistente com análises realizadas anteriormente, uma vez que os sistemas reforçados ainda se encontram em estágios iniciais de danos, apesar do prisma controle indicar o início da fase de degradação instável neste ciclo.

A análise conjunta dos resultados evidencia que, sob esse nível de solicitação e nos estágios iniciais de evolução do dano, a resposta dos sistemas reforçados é governada pela mobilização efetiva da rigidez à tração dos materiais pela adequada resistência ao cisalhamento de interface nestes corpos de prova. Os sistemas com os reforços G-PET e G-FV apresentam valores idênticos de deformação horizontal máxima, apesar de possuírem características mecânicas distintas. Por sua vez, o sistema com a geogrelha G-PVA apresenta valor superior de $\epsilon_{xx,máx}$, mesmo possuindo propriedades de rigidez e resistência ao cisalhamento de interface semelhantes às do prisma com o reforço G-PET. Esse comportamento sugere que o desempenho do sistema não é governado exclusivamente por esses parâmetros, estando também relacionado à forma como o reforço é mobilizado e à eficiência da interação com a mistura asfáltica ao longo do carregamento.

De modo geral, os resultados obtidos por DIC confirmam que, sob 55% da carga de ruptura, os sistemas reforçados são eficazes na redução da concentração de deformações horizontais e no retardamento da abertura da trinca, evidenciando que o desempenho do sistema depende da interação entre a rigidez dos reforços e das condições de interface, através da mobilização efetiva das geogrelhas.

Com o intuito de complementar a interpretação dos campos de deformação horizontal apresentados na Figura 4.29, a Figura 4.30 apresenta as distribuições de deformação vertical (ϵ_{yy}) ao longo da interface, avaliadas no mesmo ciclo correspondente ao *flex point* do corpo de prova controle (N=13.080 ciclos), para os ensaios realizados sob tensão de 55% da carga de

ruptura. Nessa abordagem, a análise de ε_{yy} permite avaliar o potencial de deslizamento ou deformação relativa na interface entre as camadas.

Observa-se que os valores de $\varepsilon_{yy,m\acute{a}x}$ são ligeiramente superiores nos sistemas reforçados em comparação ao corpo de prova controle, porém permanecem em níveis bastante reduzidos. A presença de valores ligeiramente maiores de ε_{yy} nos sistemas reforçados pode ser interpretada como indicativo de uma redistribuição de tensões maior na interface, favorecida pela presença das geogrelhas. Em particular, os maiores valores observados para os sistemas com os reforços G-PET e G-PVA e menor valor para o prisma com a geogrelha G-FV, sugerem maior participação da interface no processo de transferência de esforços entre as camadas para reforços com menor rigidez à tração.

Quando analisados em conjunto com os resultados de deformação horizontal (Figura 4.29), observa-se que os sistemas com G-PET e G-FV apresentam valores semelhantes de $\varepsilon_{xx,m\acute{a}x}$, embora apresentem comportamentos distintos em termos de ε_{yy} . O sistema com G-PET apresenta maiores deformações verticais entre as camadas asfálticas, indicando maior redirecionamento dos esforços para interface, enquanto o sistema com G-FV apresenta menores valores de ε_{yy} , sugerindo menor participação da interface e maior predominância da rigidez à tração do material no controle da abertura da trinca.

Por sua vez, o sistema com G-PVA apresenta valores intermediários de ε_{yy} e superiores de $\varepsilon_{xx,m\acute{a}x}$, indicando menor eficiência na restrição da abertura da trinca no mesmo estágio de carregamento. Esse comportamento é consistente com os resultados das respostas dos sistemas sob fadiga e fatores de melhoria previamente apresentados, sugerindo que, apesar de possuir propriedades mecânicas semelhantes às do G-PET, sua mobilização ao longo do carregamento é menos eficiente, o que sugere que há outros parâmetros que podem influenciar no desempenho dos sistemas reforçados.

De modo geral, os resultados obtidos por DIC indicam que, sob baixos níveis de tensão, a interface permaneceu íntegra para todos os corpos de prova, desempenhando papel ativo na redistribuição de tensões, sendo a resposta do sistema resultado da interação entre a rigidez do reforço, a resistência ao cisalhamento de interface e a mobilização progressiva ao longo do carregamento cíclico.

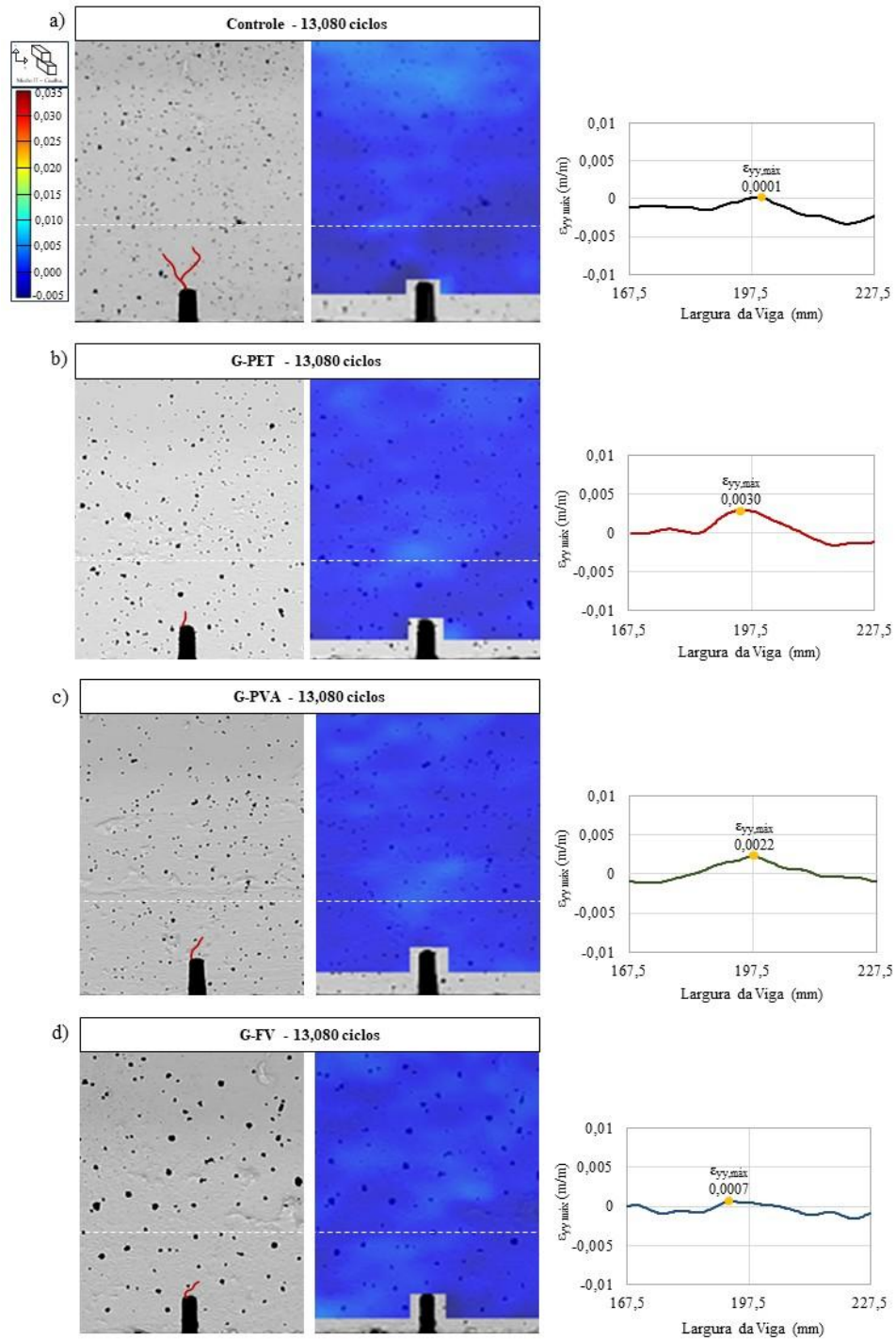


Figura 4.30 – Deformação vertical obtida pela análise DIC no ciclo do *flex point* do controle (N=13.080) para os ensaios na tensão de 55%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

4.5.2.2 Tensão correspondente a 75% da carga de ruptura

A Figura 4.31 apresenta os campos de deformação horizontal (ϵ_{xx}) obtidos por meio da técnica de Correlação Digital de Imagens (DIC), avaliados no ciclo correspondente ao *flex point* do corpo de prova controle (N=8.569 ciclos), para os ensaios realizados sob tensão de 75% da carga de ruptura.

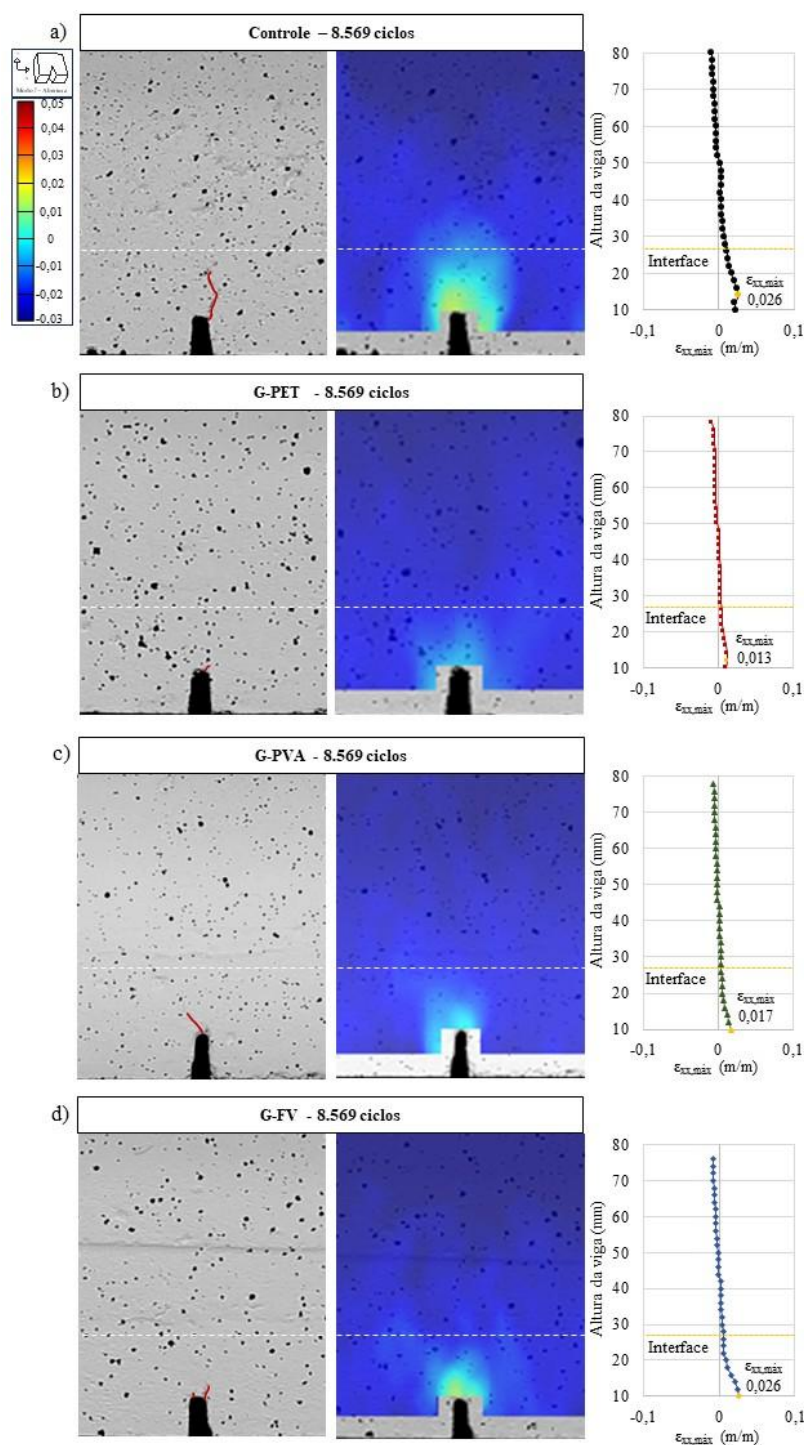


Figura 4.31 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no ciclo do *flex point* do controle (N=8.569) para os ensaios na tensão de 75%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

Observa-se que, nesse nível de solicitação, o corpo de prova controle apresenta elevada concentração de deformação horizontal na região da pré-trinca, com valor de $\varepsilon_{xx,m\acute{a}x}$ igual a 0,026, indicando um estágio avançado de propagação da trinca. Nos sistemas reforçados, a abertura da trinca permanece mais limitada, evidenciando a contribuição dos reforços na mitigação da deformação, ainda que reduzida em relação ao nível de 55% da carga de ruptura.

Por outro lado, o sistema com a geogrelha G-FV apresentou valor de $\varepsilon_{xx,m\acute{a}x}$ igual ao do corpo de prova controle, indicando ausência de redução significativa da abertura da trinca nesse estágio. A análise desse comportamento em comparação aos resultados anteriores indica que essa perda de eficiência está diretamente associada à degradação da interface. Dessa forma, embora o G-FV possua maior rigidez à tração, sua contribuição ao desempenho do sistema tornou-se limitada pela perda de integridade da interface.

Já os sistemas com os reforços G-PET e G-PVA, que apresentaram maior resistência ao cisalhamento de interface, mantiveram a capacidade de transferência de esforços entre as camadas, permitindo a mobilização do reforço mesmo sob maior nível de solicitação. Esse comportamento evidencia que, sob 75% da carga de ruptura, a importância de uma aderência adequada entre as camadas é o parâmetro principal para o desempenho do sistema.

A Figura 4.32 apresenta as distribuições de deformação vertical (ε_{yy}) ao longo da interface, avaliadas no mesmo ciclo correspondente ao *flex point* do corpo de prova controle (8.569 ciclos), para os ensaios realizados sob tensão de 75% da carga de ruptura. Nessa abordagem, a análise de ε_{yy} permite avaliar o potencial de deformação relativa e possíveis instabilidades na interface entre as camadas, sendo complementar às análises de deformação horizontal apresentadas na Figura 4.31.

De modo geral, observa-se que os sistemas com G-PET e G-PVA apresentam deformações verticais de baixa magnitude e distribuídas de forma uniforme ao longo da interface, indicando que, apesar do aumento da solicitação, a integridade da interface foi mantida e a transferência de esforços entre as camadas permaneceu eficiente. À primeira vista, a redução dos valores de ε_{yy} para os sistemas com os reforços G-PET e G-PVA em relação à condição de 55% da carga de ruptura pode parecer contraintuitiva. No entanto, esse resultado pode ser explicado pela mudança no modo de evolução do dano e pelo critério adotado para comparação. Como as análises foram realizadas no ciclo correspondente ao *flex point* do corpo de prova controle em cada nível de tensão, a comparação ocorre sob diferentes históricos de carregamento. Em 55% da carga de ruptura, a evolução mais gradual do dano permitiu maior participação da interface na redistribuição de tensões, o que se refletiu em deformações verticais

ligeiramente mais elevadas. Já em 75%, a propagação da trinca torna-se mais rápida e direta, reduzindo a manifestação de deformações interfaciais localizadas nos sistemas que mantiveram a aderência entre as camadas. Assim, menores valores de ε_{yy} para os reforços G-PET e G-PVA em 75% não indicam necessariamente melhor condição da interface, mas uma mudança no mecanismo dominante de resposta do sistema sob maior nível de solicitação.

No prisma com o reforço G-PET, o valor reduzido de $\varepsilon_{yy,m\acute{a}x}$, aliado à ausência de concentrações significativas ao longo da interface, sugere comportamento mais íntegro da aderência de interface, compatível com o menor valor de deformação horizontal observado na Figura 4.31 e com a melhor resposta sob fadiga nesse nível de tensão. Para o sistema com a geogrelha G-PVA, embora os valores de ε_{yy} sejam ligeiramente superiores aos do controle, sua magnitude permanece baixa, não indicando perda significativa da aderência entre as camadas, em concordância com o resultado obtido nas análises de deformação horizontal (Figura 4.31).

O prisma com o reforço G-FV apresenta comportamento distinto, com valor de $\varepsilon_{yy,m\acute{a}x}$ significativamente superior aos demais e distribuição mais ampla da deformação ao longo da interface. Esse padrão indica maior nível de deformação relativa entre as camadas e pode ser interpretado como indicativo de instabilidade na interface nesse estágio de carregamento. Esse comportamento é consistente com as observações experimentais de descolamento entre camadas e explica a ausência de redução da deformação horizontal (ε_{xx}) observada na Figura 4.31 para esse sistema.

A análise conjunta dos resultados de ε_{xx} e ε_{yy} evidencia que, sob 75% da carga de ruptura, a integridade da interface indicou ser um fator determinante no comportamento dos sistemas reforçados. Enquanto os prismas com as geogrelhas G-PET e G-PVA mantiveram baixos níveis de deformação vertical e conseguiu restringir a abertura da trinca, o sistema com o reforço G-FV apresentou degradação da interface mais pronunciada, o que comprometeu a transferência de esforços e impediu a mobilização efetiva da rigidez do reforço.

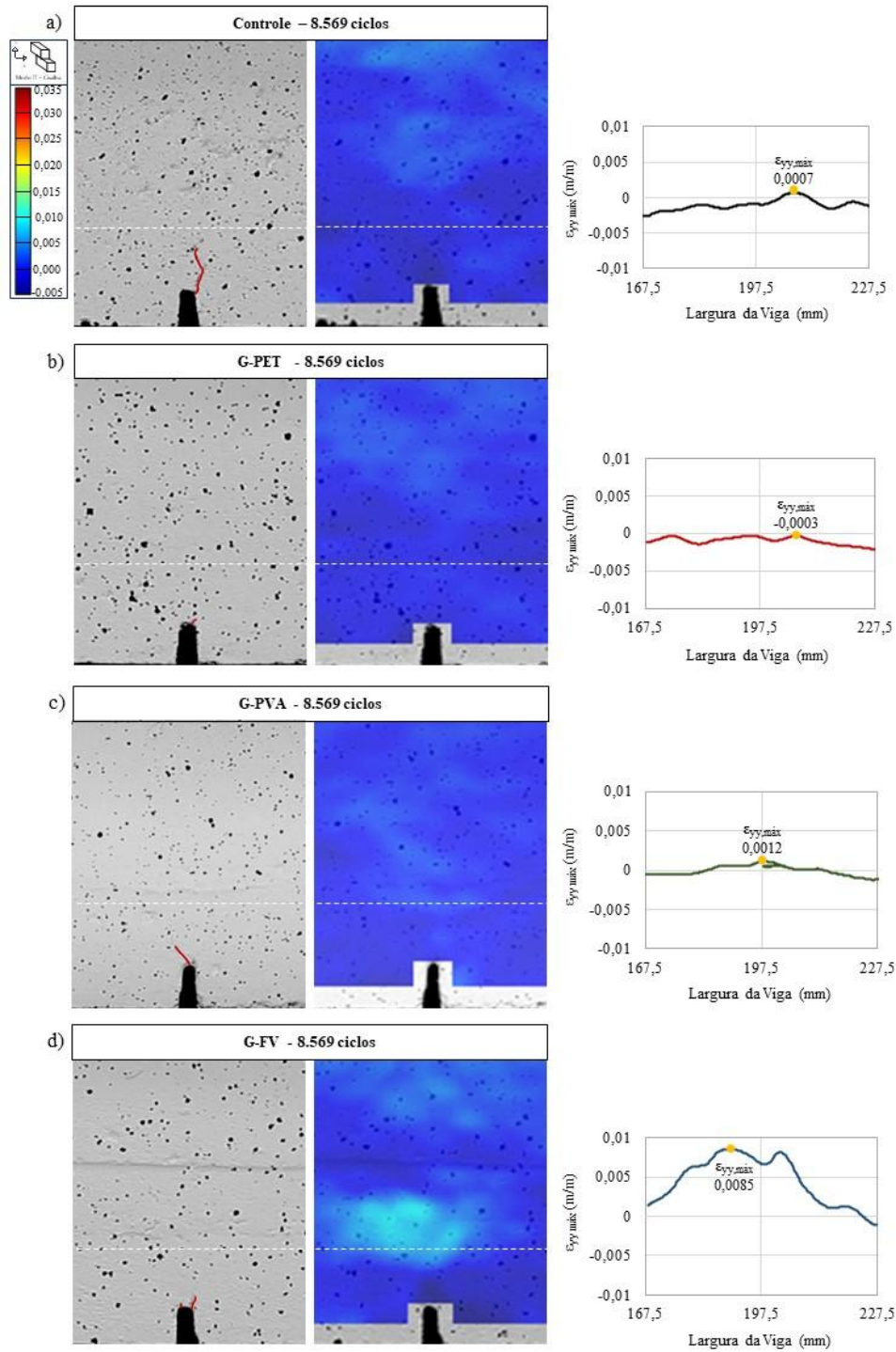


Figura 4.32 – Deformação vertical obtida pela análise DIC no ciclo do *flex point* do controle (N=8.569) para os ensaios na tensão de 75%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

4.5.2.3 Tensão correspondente a 90% da carga de ruptura

A Figura 4.33 apresenta os campos de deformação horizontal (ϵ_{xx}) obtidos por meio da técnica de Correlação Digital de Imagens (DIC), avaliados no ciclo correspondente ao *flex point* do corpo de prova controle (N=3.750 ciclos), para os ensaios realizados sob tensão de 90% da carga de ruptura.

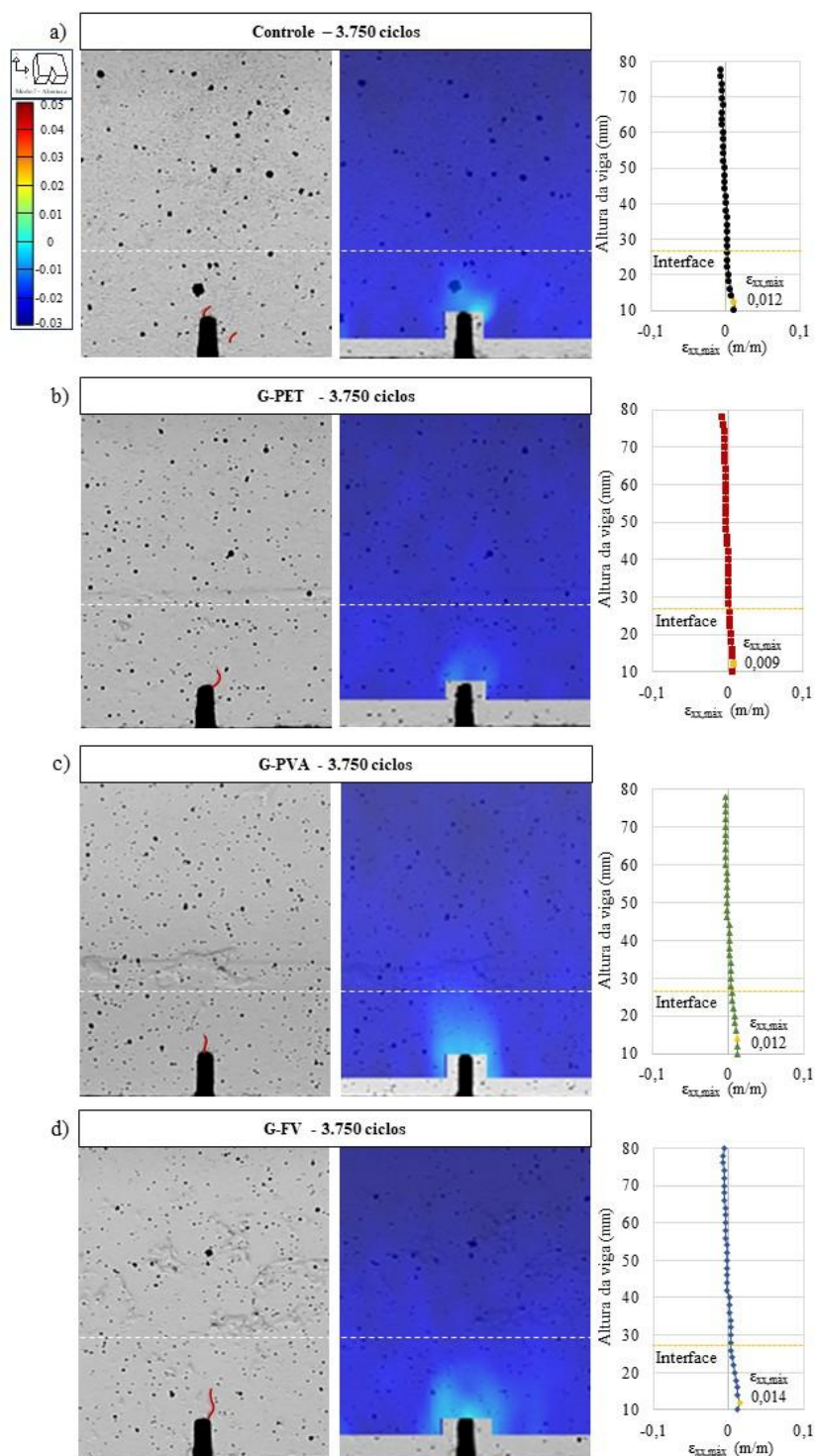


Figura 4.33 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no ciclo do *flex point* do controle (N=3.750) para os ensaios na tensão de 90%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

Observa-se que, nesse nível de solicitação mais severo, os valores de deformação horizontal máxima são próximos entre todos os sistemas analisados. Diferentemente do observado para os níveis de 55% e 75% da carga de ruptura, nos quais os sistemas reforçados apresentaram reduções significativas de ε_{xx} em relação ao controle, nessa condição os reforços não promovem redução expressiva da deformação horizontal no momento da falha do controle.

A redução da magnitude de $\varepsilon_{xx,máx}$ em relação aos níveis anteriores pode parecer contraintuitiva, uma vez que o aumento da tensão aplicada tenderia a intensificar o dano. No entanto, esse comportamento está associado à mudança no regime de evolução da falha. Sob 90% da carga de ruptura, o dano se desenvolve de forma muito mais rápida e instável, levando à ruptura do sistema controle com menor acúmulo de deformação horizontal. Assim, a falha ocorre de maneira mais abrupta, sem que haja tempo suficiente para o desenvolvimento de grandes deformações, como observado em níveis de tensão mais baixos.

Nesse contexto, o papel dos reforços também se modifica. Enquanto, em níveis inferiores de tensão, sua atuação está associada à redução da abertura de trinca e à redistribuição de tensões em comparação ao estágio de ruptura do controle, em 90% da carga de ruptura os reforços passam a atuar predominantemente no retardamento da evolução do dano, sem alterar significativamente o estado de deformação no instante da falha do controle.

Adicionalmente, observa-se que as diferenças entre os sistemas reforçados se tornam menos pronunciadas, sugerindo que, sob carregamento severo, tanto a rigidez do reforço quanto a resistência ao cisalhamento de interface deixam de ser os fatores dominantes na resposta do sistema comparativamente ao estágio de ruptura do controle.

De modo geral, os resultados obtidos pela DIC neste estágio de análise reafirmam que sob níveis elevados de tensão, a falha do sistema controle ocorre de forma mais abrupta, limitando a capacidade dos reforços de modificar o campo de deformações e evidenciando a redução significativa de sua efetividade nesse regime de carregamento.

A Figura 4.34 apresenta as distribuições de deformação vertical (ε_{yy}) ao longo da interface, avaliadas no mesmo ciclo correspondente ao *flex point* do corpo de prova controle (N=3.750 ciclos), para os ensaios realizados sob tensão de 90% da carga de ruptura. Ressalta-se que, nessa condição, os sistemas reforçados não se encontram em estado de falha, mas sim em estágios anteriores de evolução do dano, sendo analisados no mesmo número de ciclos do controle para fins comparativos.

De modo geral, observa-se que as magnitudes de deformação vertical são semelhantes entre os sistemas, sem evidência de concentrações significativas ao longo da interface,

indicando ausência de descolamento pronunciado nesse estágio de carregamento. Nesse contexto, é importante destacar que a ausência de deformações verticais elevadas não deve ser interpretada como indicativo de melhor condição da aderência de interface. Diferentemente do observado para o nível de 75% da carga de ruptura no prisma com o reforço G-FV, no qual houve evidência de instabilidade na interface, em 90% o menor número de ciclos até a falha do controle reduz o tempo disponível para o desenvolvimento progressivo de degradação da interface. Neste sentido, os sistemas reforçados foram avaliados em um estágio relativamente inicial de dano, no qual a interface ainda não havia sofrido degradação significativa.

A análise conjunta com os resultados de deformação horizontal (Figura 4.33) reforça essa interpretação, uma vez que os valores de $\varepsilon_{xx,m\acute{a}x}$ são semelhantes entre os sistemas no mesmo ciclo, indicando que o comportamento, nessa condição, é governado pela rápida evolução do dano no material asfáltico, e não por diferenças na atuação dos reforços ou na degradação da interface.

Dessa forma, os resultados de DIC indicam que, sob níveis elevados de tensão, a falha do sistema controle ocorre de maneira abrupta, limitando a possibilidade de observação de mecanismos progressivos de atuação dos reforços e de degradação da interface. Consequentemente, a comparação entre os sistemas deve ser interpretada como uma avaliação da capacidade dos reforços em retardar a evolução do dano, e não como uma análise de comportamento no estado de falha.

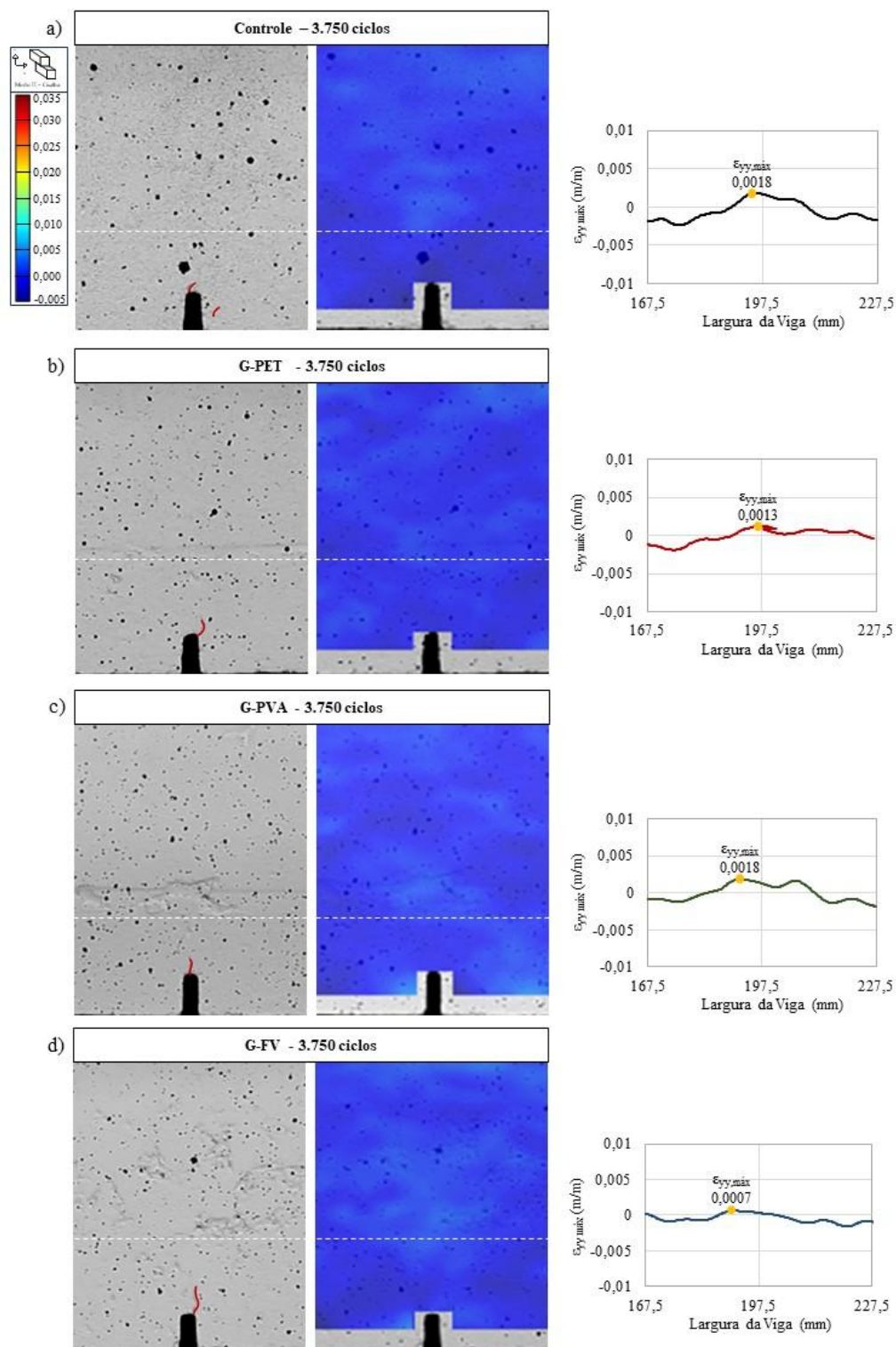


Figura 4.34 – Deformação vertical obtida pela análise DIC no ciclo do *flex point* do controle (N=3.750) para os ensaios na tensão de 90%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

A análise por DIC neste estágio de dano complementou as interpretações obtidas a partir dos parâmetros globais do ensaio de flexão em quatro pontos, permitindo avaliar com maior detalhe a evolução do dano nos diferentes sistemas. Em todas as análises apresentadas,

os campos de deformação foram extraídos no ciclo correspondente ao *flex point* do corpo de prova controle em cada nível de tensão. Assim, os sistemas reforçados foram comparados sob o mesmo histórico de carregamento, embora ainda estivessem em estágios iniciais/intermediários de dano.

De modo geral, os resultados de ε_{xx} e ε_{yy} mostraram que, sob 55% da carga de ruptura, os reforços atuaram de forma efetiva na redução das deformações horizontais e no controle da abertura da trinca, com atuação da rigidez do reforço mobilizada adequadamente pela aderência de interface, que permaneceu íntegra neste nível de solicitação. Em 75%, observou-se redução da efetividade dos reforços, passando a integridade da interface a exercer papel determinante no desempenho, especialmente pela perda de eficiência do sistema com G-FV. Já em 90%, os campos de deformação tornaram-se mais semelhantes entre os sistemas, indicando que, sob carregamento severo, a rápida evolução do dano na mistura asfáltica reduz a capacidade dos reforços de alterar significativamente o estado de deformação no instante da falha do controle.

Cabe destacar, contudo, que essa etapa da análise se refere à comparação dos sistemas em um mesmo número de ciclos, correspondente à falha do corpo de prova controle. Assim, a próxima etapa concentra-se na evolução do dano no estágio de ruptura de cada sistema, por meio da técnica DIC.

4.5.3 Análise dos campos de deformações horizontais e verticais pela DIC no estágio de ruptura

A análise dos campos de deformação ε_{xx} e ε_{yy} no ciclo do *flex point* de cada sistema permite avaliar a capacidade dos prismas reforçados e os modos de atuação das geogrelhas em nos estágios finais da vida útil de cada sistema. Essa análise também ajuda a esclarecer como a presença das geogrelhas altera o modo de falha e a redistribuição de tensões próximo ao fim da vida de serviço. Cabe observar que, embora o dano avançado observado nesse estágio não corresponda diretamente às magnitudes de deformação normalmente encontradas em condições de campo, essa análise fornece uma compreensão mais profunda do comportamento dos sistemas reforçados.

4.5.3.1 Tensão correspondente a 55% da carga de ruptura

A Figura 4.35 apresenta os campos de deformação horizontal (ε_{xx}) obtidos por DIC no ciclo correspondente ao *flex point* de cada sistema, para os ensaios realizados sob tensão de

55% da carga de ruptura. Diferentemente das análises anteriores, nesta etapa cada sistema é avaliado em seu próprio estado de falha, permitindo investigar os mecanismos de ruptura e a capacidade de suportar deformações até o final da vida útil.

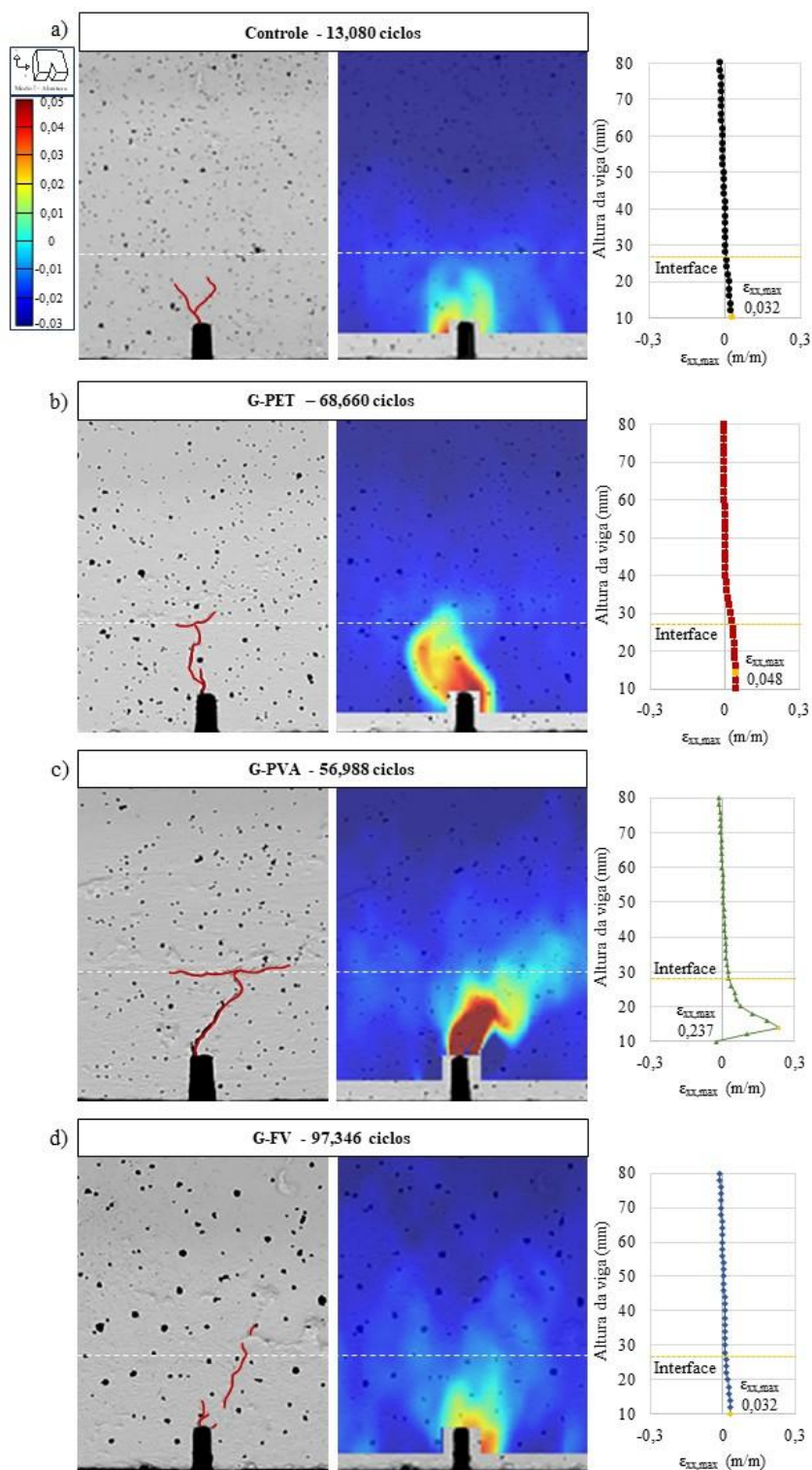


Figura 4.35 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no *flex point* de cada corpo de prova para os ensaios na tensão de 55%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

Observa-se que os sistemas reforçados apresentaram comportamentos distintos em relação ao corpo de prova controle. O prisma não reforçado apresentou $\varepsilon_{xx,m\acute{a}x}$ associado à propagação relativamente rápida da trinca e ruptura em menor número de ciclos. O sistema com a geogrelha G-PET apresentou $\varepsilon_{xx,m\acute{a}x}$ superior ao do controle, indicando maior capacidade de deformação antes da ruptura. Esse comportamento sugere que o sistema reforçado foi capaz de redistribuir tensões e retardar a propagação da trinca ao longo do carregamento, resultando em uma resposta mais dúctil.

Para o sistema com a geogrelha G-PVA, observa-se valor significativamente mais elevado de $\varepsilon_{xx,m\acute{a}x}$, indicando intensa concentração de deformações na região da trinca no momento da ruptura. Indicando que, embora o sistema tenha suportado um número elevado de ciclos, a ruptura ocorreu de forma mais localizada, possivelmente associada a maior redistribuição de tensões ao longo da interface.

Por sua vez, o prisma com o reforço G-FV apresenta $\varepsilon_{xx,m\acute{a}x}$ igual ao do corpo de prova controle, porém em um número de ciclos substancialmente superior. Esse resultado sugere que apesar de o nível de deformação no momento da ruptura seja semelhante ao do sistema não reforçado, o reforço foi altamente eficaz em retardar a evolução do dano ao longo do carregamento. Esse comportamento é consistente com a elevada rigidez à tração do material, que contribui para restringir a abertura da trinca durante a solicitação de fadiga do sistema reforçado.

De modo geral, os resultados indicam que, sob 55% da carga de ruptura, os reforços não apenas aumentaram a resposta sob fadiga dos sistemas, mas também modificam o modo de falha. Enquanto o sistema controle apresenta ruptura mais precoce e com menor capacidade de deformação, os sistemas reforçados podem apresentar tanto maior ductilidade (como observado para o G-PET) quanto maior capacidade de redistribuição de tensões com concentrações localizadas (como no G-PVA), além de maior resistência à propagação de trincas ao longo da vida de serviço (como no G-FV).

A Figura 4.36 apresenta a análise DIC de deformação vertical (ε_{yy}) no ciclo correspondente ao *flex point* de cada corpo de prova, para os ensaios realizados sob tensão equivalente a 55% da carga de ruptura, que contribuem para a interpretação do comportamento de cada sistema. Observa-se que os prismas com os reforços G-PET e G-PVA apresentam maiores deformações verticais na interface, associadas à redistribuição de tensões e à maior capacidade de deformação antes da ruptura, em concordância com os elevados valores de $\varepsilon_{xx,m\acute{a}x}$

observados na Figura 4.35. Esse comportamento indica uma resposta mais dúctil, na qual a interface participa ativamente do processo de dissipação de energia até a falha.

Por outro lado, o sistema com a geogrelha G-FV apresenta menor valor de $\varepsilon_{yy,m\acute{a}x}$ entre os reforçados, mesmo tendo atingido a maior resposta sob fadiga. Quando analisado em conjunto com os resultados de ε_{xx} , esse comportamento indica que a ruptura ocorreu com menor desenvolvimento de deformações tanto horizontais quanto verticais, sugerindo uma resposta mais controlada. Esse resultado é consistente com a elevada rigidez à tração do material, que contribui para restringir a abertura da trinca ao longo do carregamento.

Os prismas com os reforços G-PET e G-PVA, que possuem menor rigidez à tração, tenderam a mobilizar a interface de forma mais significativa ao longo do carregamento, favorecendo a redistribuição de tensões e permitindo o desenvolvimento de maiores deformações antes da ruptura. Por outro lado, o sistema com a geogrelha G-FV, que possui elevada rigidez à tração, contribuiu para restringir a abertura da trinca e reduzir os níveis de deformação no momento da falha, uma vez que a interface permaneceu íntegra para permitir a transferência dos esforços.

De modo geral, a análise conjunta dos campos de ε_{xx} e ε_{yy} no estado de ruptura evidencia que os sistemas reforçados apresentaram modos de falha distintos sob o mesmo nível de tensão. Enquanto os sistemas com os reforços G-PET e G-PVA indicaram comportamento mais deformável, com maior participação da interface, o prisma com a geogrelha G-FV apresentou resposta menos deformável, porém mais eficiente em termos de resposta sob fadiga. Esses resultados reforçam que o desempenho dos sistemas é governado pela interação entre rigidez do reforço e resistência ao cisalhamento de interface, em consonância com as análises previamente discutidas.

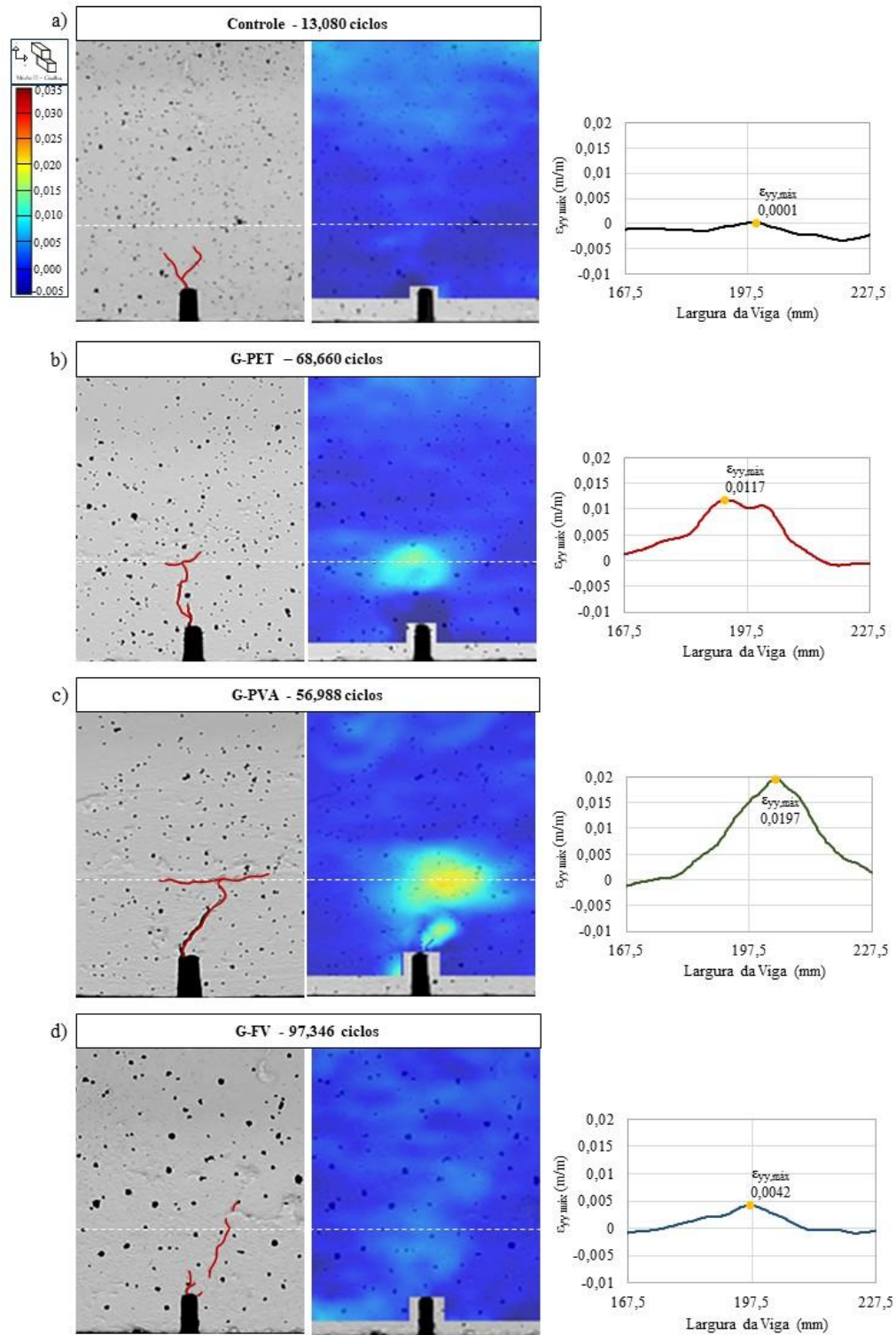


Figura 4.36 – Deformação vertical obtida pela análise DIC no *flex point* de cada corpo de prova para os ensaios na tensão de 55%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

4.5.3.2 Tensão correspondente a 75% da carga de ruptura

A Figura 4.37 apresenta a análises DIC de deformação horizontal no ciclo correspondente ao *flex point* de cada corpo de prova, para os ensaios realizados sob tensão equivalente a 75% da carga de ruptura.

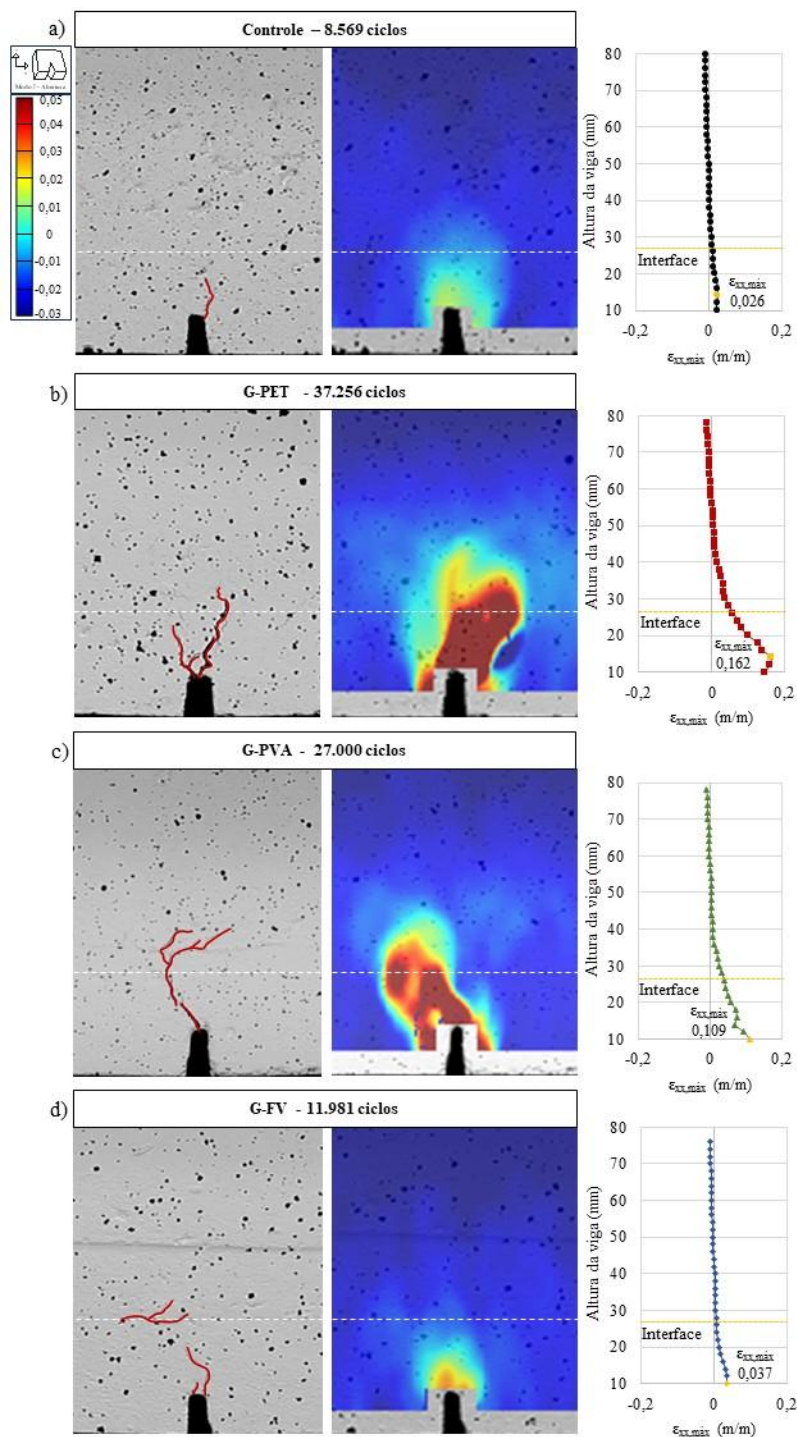


Figura 4.37 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no *flex point* de cada corpo de prova para os ensaios na tensão de 75%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

Observa-se que os sistemas com as geogrelhas G-PET e G-PVA novamente apresentaram deformações significativamente superiores às do controle, indicando maior capacidade de suportar deformações antes da ruptura, o que caracteriza uma resposta mais dúctil. Enquanto sistema com a geogrelha G-FV apresentou valor de $\varepsilon_{xx,m\acute{a}x}$ próximo ao do controle, caracterizando uma resposta menos dúctil em comparação aos sistemas com os reforços G-PET e G-PVA. Esse resultado é coerente com a elevada rigidez à tração do material, que tende a restringir a abertura da trinca e limitar o desenvolvimento de deformações ao longo do carregamento.

No entanto, a evidência de descolamento entre camadas observada nesse nível de tensão indica que a integridade da interface foi comprometida, reduzindo a eficiência da transferência de tensões para o reforço. Dessa forma, embora a elevada rigidez da geogrelha G-FV tenha contribuído para o controle das deformações ao longo das solicitações de fadiga, sua efetividade passou a ser limitada pela condição da interface sob este nível de solicitação.

A Figura 4.38 apresenta a análise DIC de deformação vertical para essa tensão, que fornece uma compreensão adicional desses mecanismos. De modo geral, os sistemas reforçados apresentam novamente deformações verticais superiores às do controle. No sistema com a geogrelha G-PET, o valor relativamente baixo de $\varepsilon_{yy,m\acute{a}x}$, aliado ao elevado valor de $\varepsilon_{xx,m\acute{a}x}$ observado na Figura 4.37, sugere que a ruptura ocorreu com elevada capacidade de deformação global, sem que a instabilidade na aderência de interface se tornasse o mecanismo dominante. Esse comportamento é coerente com a maior resistência ao cisalhamento de interface do sistema, que favoreceu a transferência de tensões entre as camadas e permite maior redistribuição de esforços antes da falha.

O prisma com o reforço G-PVA apresentou o maior valor de $\varepsilon_{yy,m\acute{a}x}$ entre os sistemas analisados. No entanto, esse resultado não deve ser interpretado isoladamente como indicativo de pior condição da aderência de interface. Quando analisado em conjunto com o campo de deformações e com as respostas sob fadiga, esse comportamento sugere que a interface participou ativamente do processo de redistribuição de tensões, funcionando como mecanismo de alívio da deformação até a ruptura. Assim, a elevada magnitude de ε_{yy} pode estar mais associada à maior deformabilidade do sistema do que necessariamente a uma perda crítica de aderência, uma vez que não foi observado distribuição de trincas horizontais ao longo da interface.

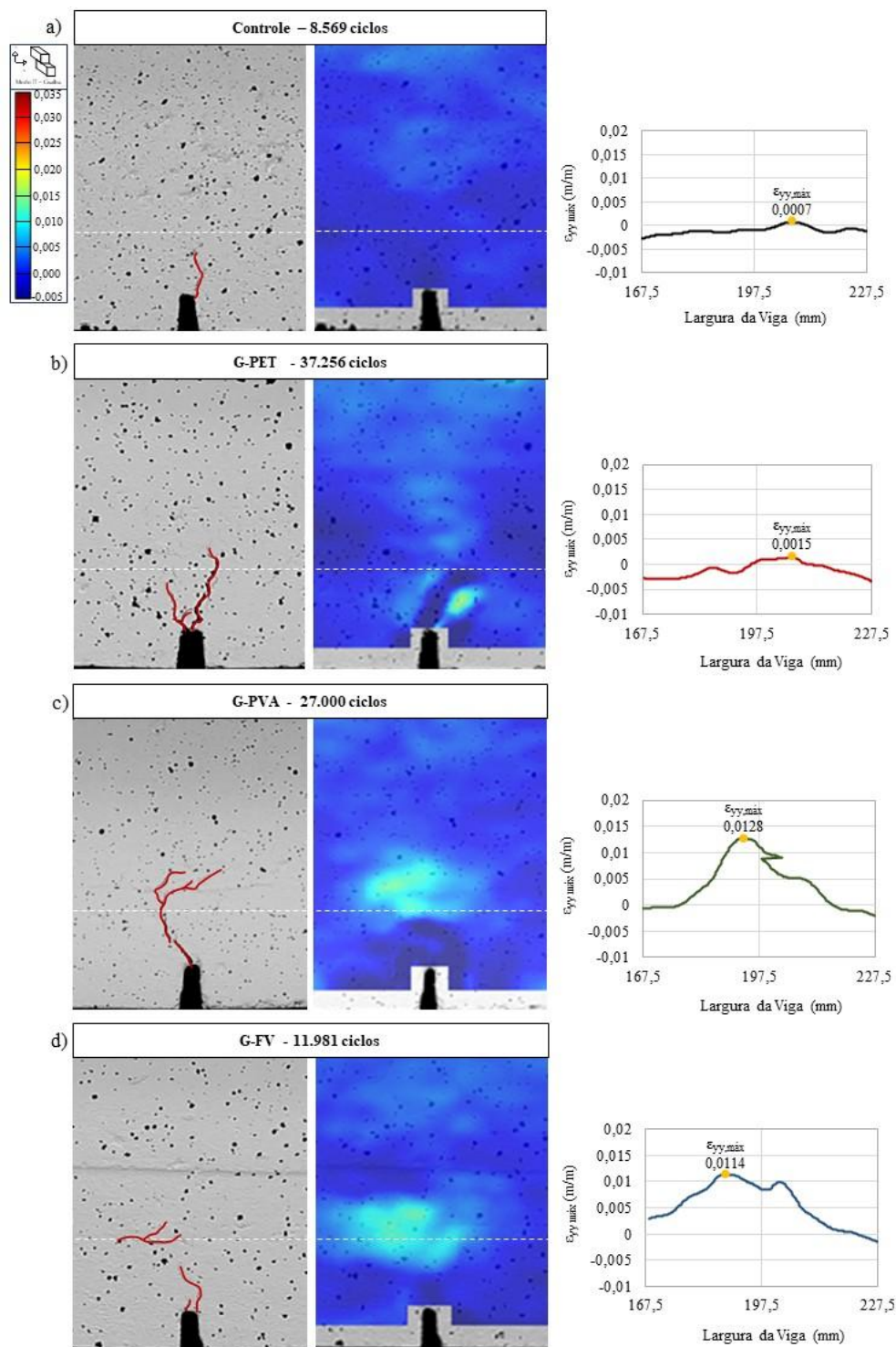


Figura 4.38 – Deformação vertical obtida pela análise DIC no *flex point* de cada corpo de prova para os ensaios na tensão de 75%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

Por outro lado, o prisma com a geogrelha G-FV apresentou valor de $\epsilon_{yy,max}$ semelhante ao do corpo de prova com o reforço G-PVA, mas com distribuição distinta das deformações. Nesse caso, as deformações verticais se distribuem de forma mais ampla ao longo da interface,

o que, em conjunto com a evidência experimental de descolamento entre camadas, sugere uma resposta da interface menos estável. Portanto, a interpretação do comportamento do prisma com a reforço G-FV não deve se basear apenas na magnitude de $\varepsilon_{yy,m\acute{a}x}$, mas na combinação entre valor, distribuição do campo de deformação e observação direta do descolamento.

Dessa forma, a análise conjunta das Figuras 4.37 e 4.38 indica que, sob 75% da carga de ruptura, os sistemas com os reforços G-PET e G-PVA manteve maior capacidade de deformação e melhor desempenho global em razão da maior resistência ao cisalhamento de interface. Já o sistema com a geogrelha G-FV, apesar de sua elevada rigidez, apresentou comportamento limitado pela menor aderência de interface, o que compromete a mobilização eficiente do reforço e reduziu sua efetividade no estágio de ruptura.

A Figura 4.39 apresenta os campos completos de deformação vertical para os sistemas G-PVA e G-FV no nível de tensão de 75%, permitindo uma avaliação mais detalhada da distribuição espacial das deformações na interface no estágio de ruptura.

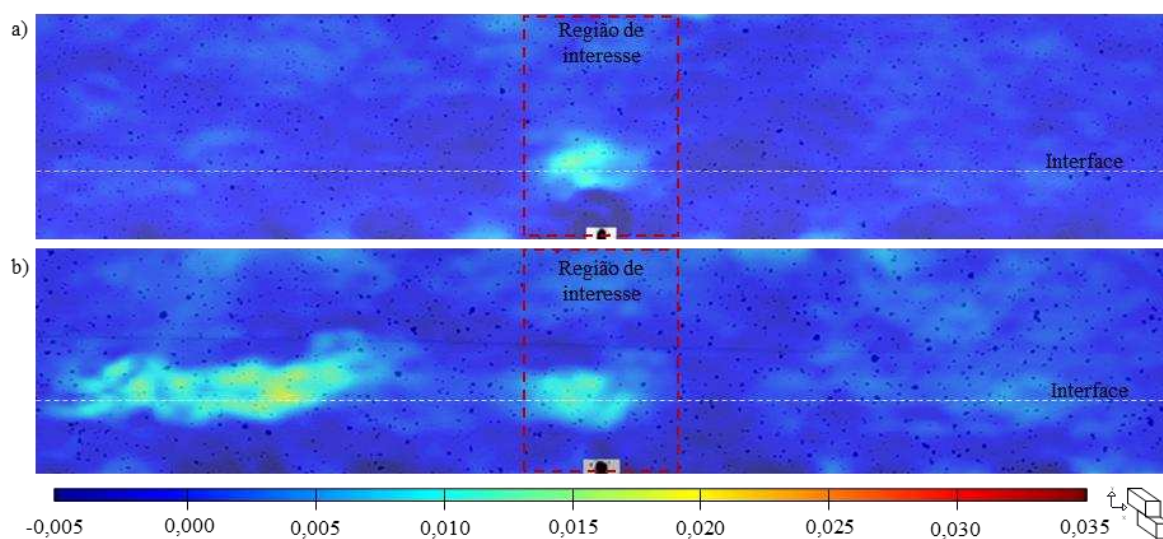


Figura 4.39 – Campo de deformação vertical completo para os ensaios na tensão de 75%: a) G-PVA; b) G-FV (Autora, 2026).

Observa-se na Figura 4.39 que, para o sistema com a geogrelha G-PVA, as deformações verticais se concentram predominantemente na região de interesse, próxima à ponta da trinca, mantendo um padrão mais localizado ao longo da interface. Esse comportamento é consistente com os resultados apresentados na Figura 4.39 e indica que a interface, embora mobilizada, permaneceu funcional, contribuindo para a redistribuição de tensões e para a acomodação das deformações até a ruptura.

Por outro lado, o prisma com o reforço G-FV apresenta um campo de deformação vertical significativamente mais distribuído ao longo da interface, com regiões extensas submetidas a níveis elevados de ϵ_{yy} . Esse padrão espacial sugere um comportamento da interface menos estável, sem concentrações locais da deformação, mas em áreas mais abrangentes da interface, compatível com o descolamento entre camadas observado experimentalmente nesse nível de tensão.

Esses resultados indicam que a interpretação do comportamento da interface não deve se basear exclusivamente em valores máximos de deformação, mas deve considerar também a distribuição espacial dos campos de deformação e as evidências experimentais observadas. Nesse contexto, a Figura 4.41 confirma que, sob este nível de tensão, o desempenho inferior do sistema com a geogrelha G-FV está diretamente relacionado à menor estabilidade da interface.

4.5.3.3 Tensão correspondente a 90% da carga de ruptura

A Figura 4.40 apresenta a análise DIC de deformação horizontal no ciclo correspondente ao *flex point* de cada corpo de prova, para os ensaios realizados sob tensão equivalente a 90% da carga de ruptura. Observa-se que novamente os valores de $\epsilon_{xx,m\acute{a}x}$ dos sistemas tornam-se relativamente próximos entre si, com magnitudes inferiores às observadas nos níveis de tensão mais baixos, que levou a uma evolução do dano mais rápida, reduzindo a capacidade de acumulação de deformações antes da ruptura. Embora os sistemas reforçados ainda apresentem resposta sob fadigas superior à do controle, as diferenças entre os modos de falha tornam-se menos pronunciadas em termos de deformação horizontal no instante da ruptura.

O sistema com a geogrelha G-PVA apresentou o maior valor de $\epsilon_{xx,m\acute{a}x}$, indicando que ainda manteve maior capacidade de deformação antes da ruptura. Enquanto o prisma com o reforço G-PET apresentou um comportamento intermediário, com valor de $\epsilon_{xx,m\acute{a}x}$ ligeiramente superior ao do controle, sugerindo alguma capacidade de redistribuição das deformações, embora mais limitada do que nos níveis de tensão inferiores.

Já o sistema com a geogrelha G-FV apresentou valor de $\epsilon_{xx,m\acute{a}x}$ próximo ao dos demais sistemas, indicando que, nessa condição, a elevada rigidez do material não levou a diferenças significativas de deformação no estado de deformação no momento da ruptura. Esse comportamento indica que, sob níveis muito elevados de tensão, a resposta do sistema passou

a ser governada predominantemente pela rápida degradação do material asfáltico, reduzindo a influência isolada das propriedades do reforço, mesmo neste estágio final de ruptura.

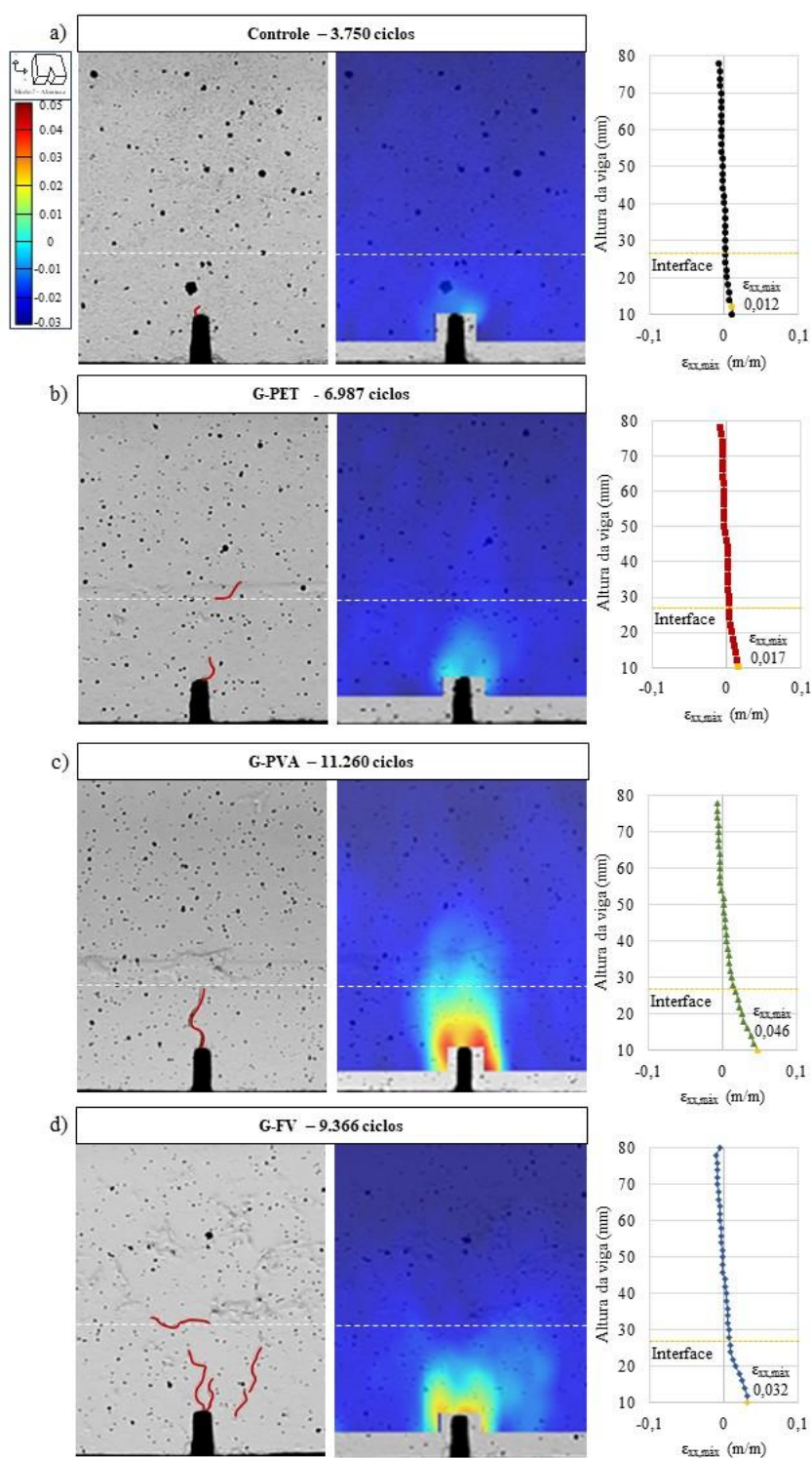


Figura 4.40 – Deformação horizontal obtida pela análise DIC no *flex point* de cada corpo de prova para os ensaios na tensão de 90%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

Cabe destacar que, diferentemente do observado para o nível de 75%, não foram identificadas evidências claras de descolamento entre camadas nesse nível de tensão, o que indica que a interface permaneceu suficientemente íntegra para permitir a mobilização dos reforços. Ainda assim, o elevado nível de carregamento limitou a capacidade dos sistemas de desenvolver diferenças mais expressivas no comportamento de deformação no instante da falha.

Dessa forma, os resultados indicam que, sob 90% da tensão no estágio da ruptura, o efeito dos reforços sobre o modo de falha torna-se menos evidente em termos de deformação horizontal, não por ausência de contribuição, mas porque o processo de ruptura passa a ser dominado pela rápida evolução do dano no material. Ainda assim, a maior resposta sob fadiga observada para os sistemas reforçados confirma que as geogrelhas continuam atuando ao longo do carregamento, mesmo que essa atuação não se traduza em diferenças marcantes no estado de deformação no momento final de ruptura.

A Figura 4.41 apresenta a análise DIC de deformação vertical que fornece uma compreensão adicional desse comportamento. Observa-se que, embora os sistemas reforçados apresentem deformações verticais superiores às do controle, as diferenças entre eles tornam-se menos expressivas quando comparadas às condições de menor nível de tensão.

Esse comportamento indica que, sob 90% da carga de ruptura, a resposta dos sistemas no instante da ruptura é fortemente influenciada pela elevada severidade do carregamento, que acelera a evolução do dano e reduz a distinção entre os mecanismos de atuação dos reforços. Assim, mesmo com diferenças nas propriedades de rigidez dos reforços e da aderência de interface dos sistemas, os campos de deformação tendem a apresentar respostas mais semelhantes no estágio final de falha.

Cabe destacar que, para esse nível de tensão, não foram observadas evidências de descolamento entre camadas, indicando que a interface permaneceu funcional até o momento da ruptura. No entanto, isso não implica maior eficiência da interface, mas sim que a rápida progressão do dano limitou o desenvolvimento de mecanismos interfaciais mais evidentes antes da falha final.

Os resultados de DIC demonstram que a eficiência dos reforços não depende apenas da rigidez à tração, mas da capacidade de essa rigidez ser efetivamente mobilizada pela interface. Em baixos níveis de tensão (55%), a rigidez do reforço controla o comportamento. Em níveis intermediários (75%), a aderência de interface passa a ser o fator decisivo. Em níveis elevados (90%), a rápida evolução do dano reduz a influência tanto da rigidez quanto da

aderência, tornando o comportamento predominantemente governado pela ruptura acelerada da mistura asfáltica.

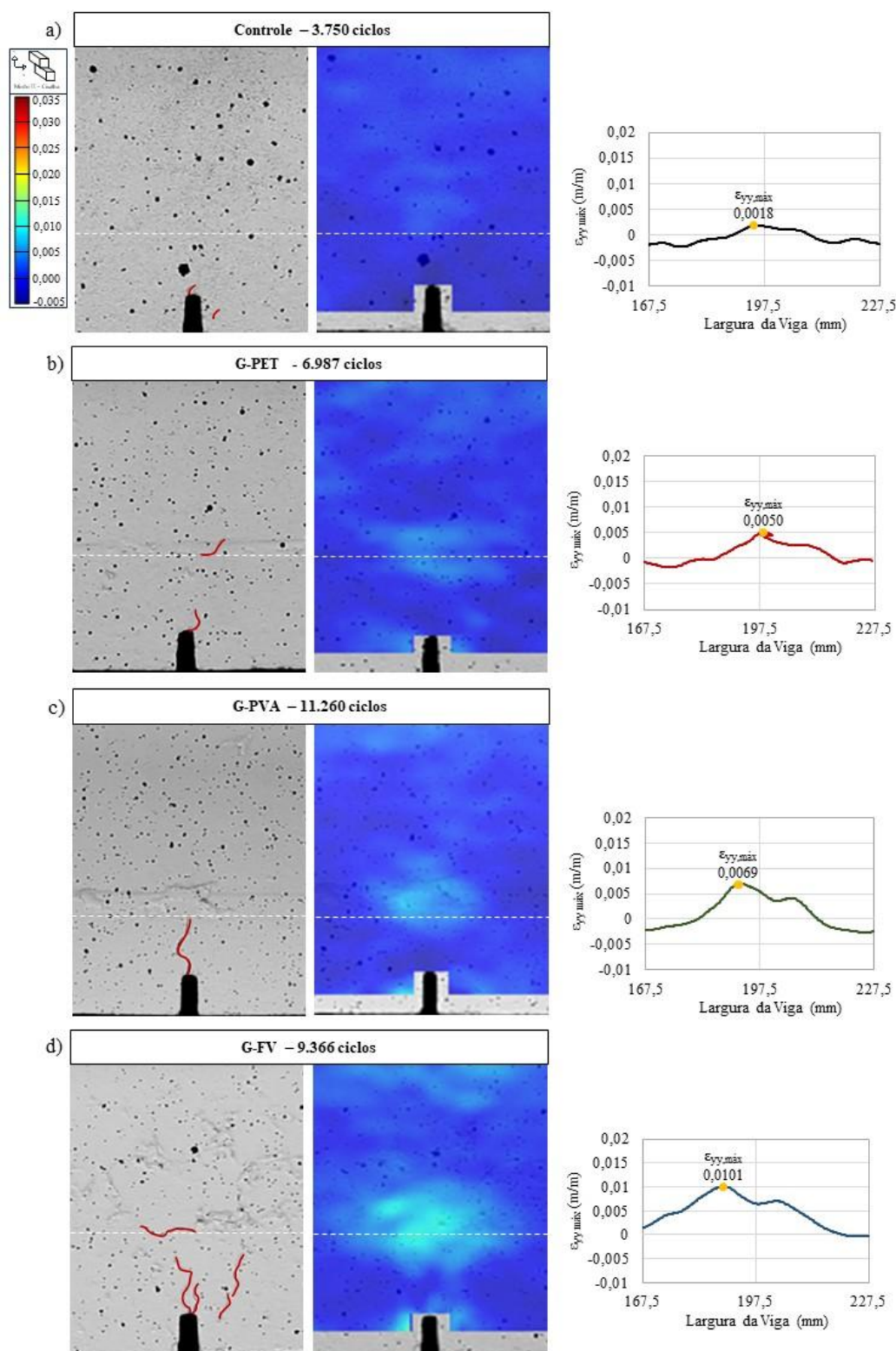


Figura 4.41 – Deformação vertical obtida pela análise DIC no *flex point* de cada corpo de prova para os ensaios na tensão de 90%: a) Controle; b) G-PET; c) G-PVA; d) G-FV (Autora, 2026).

5 CONCLUSÕES

5 CONCLUSÕES

O presente trabalho permitiu avançar na compreensão dos mecanismos que governam o comportamento sob fadiga de revestimentos asfálticos reforçados com geogrelhas. A construção do segmento experimental em escala real na Rodovia SP-225 e a extração de amostras para ensaios laboratoriais possibilitaram avaliar o comportamento dos sistemas reforçados em condições representativas de campo, permitindo a investigação integrada da aderência de interface, da resistência à fadiga e da evolução dos mecanismos de dano nos revestimentos asfálticos reforçados.

Os ensaios de cisalhamento de interface demonstraram que a inserção das geogrelhas promoveu redução da resistência máxima e da rigidez da interface em comparação ao sistema sem reforço, embora os valores obtidos permaneceram compatíveis com os limites recomendados. As geogrelhas poliméricas (G-PET e G-PVA) apresentaram comportamento semelhante quanto à aderência nos ensaios Leutner, enquanto a geogrelha de fibra de vidro (G-FV) apresentou menor resistência ao cisalhamento e comportamento pós-pico mais frágil. Os resultados confirmaram que características físicas, como abertura de malha, geometria dos filamentos e taxa de pintura de ligação, exercem influência mais significativa sobre a aderência do que a rigidez do reforço isoladamente. Em campo, entretanto, os valores obtidos em testes *in-situ* foram ligeiramente divergentes, evidenciando a influência das condições operacionais e do método de ensaio.

A avaliação do desempenho sob fadiga demonstrou que todos os sistemas reforçados com geogrelhas foram capazes de retardar a propagação das trincas reflexivas e aumentar a vida útil dos revestimentos quando comparados ao sistema controle. Entretanto, a magnitude desses benefícios mostrou-se dependente do nível de tensão aplicado. Em níveis mais baixos de solicitação, representativos das condições reais de serviço dos pavimentos, observou-se maior capacidade de mobilização dos reforços e maiores fatores de melhoria. À medida que o nível de tensão aumentou, a contribuição dos reforços tornou-se progressivamente menor em razão da aceleração dos mecanismos de dano e da redução da capacidade de redistribuição de tensões pelo sistema.

Os resultados evidenciaram que a mitigação da reflexão de trincas em revestimentos asfálticos reforçados é atribuída a diferentes mecanismos. Foram identificados quatro mecanismos principais de atuação dos reforços: o retardamento da iniciação da trinca, o desvio da trajetória de propagação, o descolamento controlado na interface e a redistribuição das

deformações na camada superior. A contribuição relativa de cada mecanismo variou em função do nível de carregamento e das condições de interface, demonstrando que a eficiência dos reforços decorre da atuação conjunta desses processos.

A aplicação da técnica de Correlação de Imagem Digital (DIC) permitiu monitorar a evolução dos campos de deformação ao longo dos ensaios e compreender aspectos que não seriam identificados por parâmetros convencionais de fadiga. As análises mostraram que, nos estágios iniciais de degradação, os sistemas reforçados apresentaram redução das deformações horizontais máximas e redistribuição mais eficiente das tensões, evidenciando a atuação dos reforços no controle da abertura das trincas. Além disso, a DIC permitiu identificar mudanças nos mecanismos de dano ao longo da vida útil dos sistemas e interpretar a contribuição relativa da aderência de interface e da rigidez dos reforços em diferentes condições de carregamento.

Os resultados obtidos demonstraram que a influência da rigidez do reforço e da aderência de interface não permanece constante ao longo da evolução do dano. Em níveis de tensão equivalentes a 55% da carga de ruptura, o comportamento foi predominantemente governado pela rigidez do reforço, uma vez que a interface permaneceu íntegra e permitiu a mobilização eficiente das propriedades mecânicas das geogrelhas. Em níveis intermediários de tensão (75%) avaliados, a aderência de interface tornou-se o fator dominante, condicionando a transferência de esforços entre as camadas e limitando a efetividade dos reforços quando ocorreram processos de degradação da interface. Já em níveis elevados de tensão (90%), a rápida evolução do dano reduziu significativamente a influência tanto da aderência quanto da rigidez, tornando o comportamento predominantemente governado pela ruptura acelerada da mistura asfáltica.

A constatação de que a elevada rigidez do reforço não garante, por si só, melhor desempenho sob fadiga, foi verificada nesta pesquisa. Embora a geogrelha G-FV apresente maior rigidez à tração, seu desempenho foi limitado pelas condições de aderência de interface, especialmente sob níveis mais elevados de solicitação. Por outro lado, os sistemas reforçados com G-PET e G-PVA apresentaram melhor equilíbrio entre propriedades mecânicas e interação de interface, resultando em desempenho global superior em diversas condições avaliadas.

Por fim, a pesquisa demonstrou que a eficiência de sistemas asfálticos reforçados com geogrelhas depende fundamentalmente da capacidade de mobilização do reforço por meio de uma interface estruturalmente adequada. Dessa forma, a seleção de geogrelhas para aplicações em pavimentação não deve ser baseada exclusivamente em parâmetros de resistência ou rigidez

à tração, mas também em aspectos relacionados à aderência entre camadas e à capacidade do sistema de manter a transferência de esforços ao longo da evolução do dano.

A principal conclusão desta pesquisa é que a aderência de interface constitui o mecanismo fundamental que controla a mobilização dos reforços e, conseqüentemente, os diferentes fatores de melhoria (FM) observados, independentemente da metodologia utilizada para sua determinação. Os FMs avaliados convergem para a mesma interpretação física de que quanto mais eficiente for a transferência de esforços entre as camadas, maior será a contribuição do reforço para o controle da reflexão de trincas e para o aumento da vida útil do pavimento. Assim, a aderência de interface deve ser considerada um parâmetro de projeto tão importante quanto a própria resistência ou rigidez da geogrelha, sendo determinante para o desempenho global dos sistemas antirreflexão de trincas. Os resultados obtidos contribuem, portanto, para o aprimoramento dos critérios de seleção e projeto de sistemas antirreflexão de trincas.

Limitações

Algumas limitações inerentes ao presente estudo devem ser consideradas na interpretação dos resultados. Os ensaios foram conduzidos em condições laboratoriais controladas, com número reduzido de corpos de prova para cada configuração, o que implica que parte das respostas observadas pode estar associada à variabilidade experimental. Além disso, as análises basearam-se em um conjunto específico de materiais, taxas e tipo de aplicação de ligante e condições de carregamento.

Outro aspecto relevante diz respeito ao nível de deformações observadas no estágio de ruptura dos corpos de prova. Em alguns casos, essas deformações excedem aquelas tipicamente associadas aos estágios de danos em pavimentos reais, devendo, portanto, serem interpretadas com cautela. Nesse sentido, os resultados obtidos são mais representativos para a compreensão dos mecanismos de atuação dos reforços e da evolução do dano.

Dessa forma, a extrapolação direta dos resultados para condições reais de serviço deve ser feita com cautela, considerando diferenças relacionadas a escala, condições ambientais, variabilidade construtiva e espectro de carregamento. Ainda assim, as tendências identificadas neste trabalho fornecem subsídios importantes para a compreensão do comportamento de sistemas reforçados e podem contribuir para o desenvolvimento de critérios mais consistentes de projeto e avaliação de pavimentos asfálticos reforçados com geossintéticos.

REFERÊNCIAS

AL HAKIM, B.; AL NAGEIM, H.; POUNTNEY, D. C. REFLECTION OF INTERFACE CONDITION MODELLING ERROR ON BACKCALCULATED MODULI AND PAVEMENT REMAINING LIFE. *Em*: 1996, **Anais [...]**. *Em*: EURASPHALT & EUROBITUME CONGRESS, STRASBOURG, 7-10 MAY 1996. VOLUME 3. PAPER E&E.8.215. [s.l: s.n.]. Disponível em: <https://trid.trb.org/View/575070>. Acesso em: 24 ago. 2025.

ALI, Mohammed H.; KHALIL, Amjad H.; WANG, Yu. Experimental Study of the Effect of Tack Coats on Interlayer Bond Strength of Pavement. **Sustainability**, [S. l.], v. 15, n. 8, p. 6600, 2023. a. DOI: 10.3390/su15086600.

ALI, Mohammed H.; KHALIL, Amjad H.; WANG, Yu. Experimental Study of the Effect of Tack Coats on Interlayer Bond Strength of Pavement. **Sustainability**, [S. l.], v. 15, n. 8, p. 6600, 2023. b. DOI: 10.3390/su15086600. Acesso em: 23 ago. 2025.

AL-KHATEEB, Ghazi; SHENOY, Aroon. A distinctive fatigue failure criterion. **Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists**, [S. l.], v. 73, p. 585–622, 2004.

AL-QADI, Imad L.; CARPENTER, Samuel H.; LENG, Zhen; OZER, Hasan; TREPANIER, James. Tack coat optimization for HMA overlays: Accelerated pavement test report. **FHWA-ICT-09-035**, [S. l.], 2009.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO ME 288-05 - Geotextile Specification for highway applications**. Washington, D.C.: AASHTO, 2005.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO TP 107 - Standard Method of Test for Determining the Damage Characteristic Curve of Asphalt Mixtures from Direct Tension Cyclic Fatigue Tests**. Washington, D.C.: AASHTO, 2018.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO TP 133 - Standard Method of Test for Determining the Damage Characteristic Curve and Failure Criterion Using Small Specimens in the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT) Cyclic Fatigue Test**. Washington, D.C.: AASHTO, 2019. . Acesso em: 29 ago. 2025.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T 342-22 - Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot Mix Asphalt (HMA)**. Washington, D.C.: AASHTO, 2022. a. . Acesso em: 29 ago. 2025.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T 321-22 - Standard Method of Test for Determining the Fatigue Life of Compacted Asphalt Mixtures Subjected to Repeated Flexural Bending**. Washington, D.C.: AASHTO, 2022. b. . Acesso em: 29 ago. 2025.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO TP 131-18 - Standard Test Method for Determining the Dynamic Modulus of Asphalt Mixtures Using the Indirect Tension Test**. Washington, D.C.: AASHTO, 2022. c. . Acesso em: 29 ago. 2025.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO PP 95-22 - Standard Practice for Preparation of Indirect Tension Performance Test Specimens**. Washington, D.C.: AASHTO, 2022. d.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D7460-10 - Standard Test Method for Determining Fatigue Failure of Compacted Asphalt Concrete Subjected to Repeated Flexural Bending**. West Conshohocken, PA: ASTM, 2010. . Acesso em: 29 ago. 2025.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D6637-11 - Standard Test Method for Determining Tensile Properties of Geogrids by the Single or Multi-Rib Tensile Method**. West Conshohocken, PA: ASTM, 2015.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D8237-21 - Standard Test Method for Determining Fatigue Failure of Asphalt-Aggregate Mixtures with the Four-Point Beam Fatigue Device**. West Conshohocken, PA: ASTM, 2021. a.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D2726M – 21 - Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Non-Absorptive Compacted Asphalt Mixtures**. , 2021. b.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D6140 - Standard Test Method to Determine Asphalt Retention of Paving Fabrics Used in Asphalt Paving for Full-Width Applications**. West Conshohocken, PA: ASTM, 2022.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D5261 - Standard Test Method for Measuring Mass per Unit Area of Geotextiles**. West Conshohocken, PA: ASTM, 2024. . Acesso em: 29 ago. 2025.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D5199 - Standard Test Method for Measuring the Nominal Thickness of Geosynthetics**. West Conshohocken, PA: ASTM, 2025.

ANDERSON, Ted L.; ANDERSON, T. L. **Fracture Mechanics: Fundamentals and Applications, Third Edition**. 3. ed. Boca Raton: CRC Press, 2005. DOI: 10.1201/9781420058215.

ANTONIAZZI, Arianna; RAVIZZONI, Gianluca; SCHIAVONE, Cecilia; CRISPINO, Maurizio; TORALDO, Emanuele. Evaluation of Interlayer Reinforcement Effectiveness in Road Pavement Rehabilitation Using FEM Modeling and Fracture Mechanics Analysis. **Buildings**, [S. l.], v. 14, n. 8, p. 2264, 2024. DOI: 10.3390/buildings14082264. Disponível em: <https://www.mdpi.com/2075-5309/14/8/2264>. Acesso em: 20 out. 2025.

ARRAIGADA, Martin; PERROTTA, Federico; RAAB, Christiane; TEBALDI, Gabriele; PARTL, Manfred N. Use of APT for Validating the Efficiency of Reinforcement Grids in

Asphalt Pavements. *Em*: (José P. Aguiar-Moya, Adriana Vargas-Nordbeck, Fabricio Leiva-Villacorta, Luis G. Loría-Salazar, Org.) THE ROLES OF ACCELERATED PAVEMENT TESTING IN PAVEMENT SUSTAINABILITY 2016, Cham. **Anais [...]**. Cham: Springer International Publishing, 2016. p. 509–521. DOI: 10.1007/978-3-319-42797-3_33.

ASADI, Hossein; LEEK, Colin; NIKRAZ, Hamid. Effect of temperature on fatigue life of asphalt mixture. *Em*: AAPA INTERNATIONAL FLEXIBLE PAVEMENTS CONFERENCE, BRISBANE, QUEENSLAND, AUSTRALIA 2013, **Anais [...]**. [s.l.: s.n.]

ASADI, Saeid; SHAFABAKHSH, Gholamali. Experimental and statistical investigation on the performance of asphalt overlays reinforced with geocomposite in controlling the reflective cracks under different loadings and temperatures. **SN Applied Sciences**, [S. l.], v. 5, n. 8, p. 202, 2023. DOI: 10.1007/s42452-023-05417-5.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12052 - Solo ou agregado miúdo - Determinação do equivalente de areia - Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14329 - Cimento asfáltico de petróleo - Determinação expedita da resistência à água (adesividade) sobre agregados graúdos**. Rio de Janeiro: ABNT, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6576 - Materiais asfálticos - Determinação da penetração**. Rio de Janeiro: ABNT, 2007. a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14491 - Emulsões asfálticas - Determinação da viscosidade Saybolt Furol**. Rio de Janeiro: ABNT, 2007. b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14249 - Emulsão asfáltica catiônica - Determinação expedita da resistência à água (adesividade) sobre agregados graúdos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2007. c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6569 - Emulsões asfálticas catiônicas - Determinação da desemulsibilidade**. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14393 - Emulsões asfálticas — Determinação da peneiração**. Rio de Janeiro: ABNT, 2012. . Acesso em: 29 ago. 2025.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 11341 - Derivados de petróleo - Determinação dos pontos de fulgor e de combustão em vaso aberto Cleveland**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6567 - Ligantes asfálticos - Emulsões asfálticas - Determinação da carga de partícula**. Rio de Janeiro: ABNT, 2015. a. . Acesso em: 29 ago. 2025.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14855 - Ligantes asfálticos - Determinação da solubilidade em tricloroetileno**. Rio de Janeiro: ABNT, 2015. b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6293 - Ligantes asfálticos - Determinação da ductilidade**. Rio de Janeiro: ABNT, 2015. c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6560 - Ligantes asfálticos - Determinação do ponto de amolecimento - Método do anel e bola**. , 2016. a. . Acesso em: 29 ago. 2025.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6570 - Ligantes asfálticos - Determinação da sedimentação e estabilidade à estocagem de emulsões asfálticas**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14376 - Ligantes asfálticos - Determinação do teor do resíduo seco de emulsões asfálticas convencionais ou modificadas - Métodos expeditos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2019. . Acesso em: 29 ago. 2025.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15184 - Materiais betuminosos — Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando um viscosímetro rotacional**. Rio de Janeiro: ABNT, 2021. . Acesso em: 29 ago. 2025.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16974 - Agregado graúdo - Ensaio de abrasão Los Angeles**. Rio de Janeiro: ABNT, 2022. a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15086 - Materiais betuminosos - Determinação da recuperação elástica pelo ductilômetro de cimentos asfálticos modificados por polímeros elastoméricos ou borracha**. Rio de Janeiro: ABNT, 2022. b. . Acesso em: 29 ago. 2025.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. **NF P98-260-2 - Test relating to pavements. Measurement of rheological properties on bituminous mixes. Part 2: determination of the dynamic bending modulus**. Paris: AFNOR, 1992. . Acesso em: 29 ago. 2025.

AUSTIN, R. A.; GILCHRIST, A. J. T. Enhanced performance of asphalt pavements using geocomposites. **Geotextiles and Geomembranes**, Geosynthetics in Infrastructure Enhancement and Remediation. [S. l.], v. 14, n. 3, Geosynthetics in Infrastructure Enhancement and Remediation, p. 175–186, 1996. DOI: 10.1016/0266-1144(96)00007-6.

AUSTRIAN STANDARDS INTERNATIONAL. **ÖNORM B3639-1 - Asphalts for road construction and related purposes - Testing - Part 1: Shear resistance in contact surfaces of asphalt layers**. Vienna, 2016.

AUSTROADS. **AGPT T274-16 Characterisation of Flexural Stiffness and Fatigue Performance of Bituminous Mixes**. Sydney: AustroadsAustroads, , 2016. . Acesso em: 29 ago. 2025.

AUSTROADS. **ATM 250 - Modified Surface Texture Depth (Pestle Method)**. Sydney: Austroads, 2023.

BALBO, José Tadeu. **Pavimentação asfáltica: materiais, projeto, e restauração**. [s.l.] : Oficina de Textos, 2015.

BELGIAN ROAD RESEARCH CENTER. **Design of overlaid cement concrete pavements reinforced with Bitufor traffic loading**. Brussels, Belgium.

BERNUCCI, Liedi Légi Bariani; MOTTA, Laura Maria Goretti Da; CERATTI, Jorge Augusto Pereira; SOARES, Jorge Barbosa. Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros. [S. l.], 2008.

BIRGISSON, Björn; MONTEPARA, Antonio; ROMEO, Elena; RONCELLA, Riccardo; NAPIER, J. A. L.; TEBALDI, Gabriele. Determination and prediction of crack patterns in hot mix asphalt (HMA) mixtures. **Engineering Fracture Mechanics**, [S. l.], v. 75, n. 3–4, p. 664–673, 2008. . Acesso em: 27 ago. 2025.

BLABER, J.; ADAIR, B.; ANTONIOU, A. Ncorr: Open-Source 2D Digital Image Correlation Matlab Software. **Experimental Mechanics**, [S. l.], v. 55, n. 6, p. 1105–1122, 2015. DOI: 10.1007/s11340-015-0009-1.

BROWN, S. F.; THOM, N. H.; SANDERS, P. J. A STUDY OF GRID REINFORCED ASPHALT TO COMBAT REFLECTION CRACKING (WITH DISCUSSION). *Em: JOURNAL OF THE ASSOCIATION OF ASPHALT PAVING TECHNOLOGISTS 2001, Anais [...]. Em: ASPHALT PAVING TECHNOLOGY 2001 ASSOCIATION OF ASPHALT PAVING TECHNOLOGISTS (AAPT).* [s.l: s.n.]

BUTTLAR, William G. et al. Digital image correlation techniques to investigate strain fields and cracking phenomena in asphalt materials. **Materials and Structures**, [S. l.], v. 47, n. 8, p. 1373–1390, 2014. DOI: 10.1617/s11527-014-0362-z.

BUTTON, Joe W.; LYTTON, Robert L. Guidelines for Using Geosynthetics with Hot-Mix Asphalt Overlays to Reduce Reflective Cracking. **Transportation Research Record**, [S. l.], v. 2004, n. 1, p. 111–119, 2007. DOI: 10.3141/2004-12.

CANESTRANI, F.; GRILLI, A.; SANTAGATA, F. A.; VIRGILI, A. Interlayer shear effects of geosynthetic reinforcements. *Em: 10TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON ASPHALT PAVEMENTS-AUGUST 12 TO 17, 2006, QUEBEC CITY, CANADA 2006, Anais [...].* [s.l: s.n.]

CANESTRARI, Francesco; BELOGI, Leonello; FERROTTI, Gilda; GRAZIANI, Andrea. Shear and flexural characterization of grid-reinforced asphalt pavements and relation with field distress evolution. **Materials and Structures**, [S. l.], v. 48, n. 4, p. 959–975, 2015. DOI: 10.1617/s11527-013-0207-1.

CANESTRARI, Francesco; D'ANDREA, Antonio; FERROTTI, Gilda; GRAZIANI, Andrea; PARTL, Manfred N.; PETIT, Christophe; RAAB, Christiane; SANGIORGI, Cesare. Advanced Interface Testing of Grids in Asphalt Pavements. *Em: PARTL, Manfred N.; POROT, Laurent; DI BENEDETTO, Hervé; CANESTRARI, Francesco; MARSAC, Paul; TEBALDI, Gabriele (org.). Testing and Characterization of Sustainable Innovative Bituminous Materials and Systems.* RILEM State-of-the-Art Reports Cham: Springer International Publishing, 2018. v. 24p. 127–202. DOI: 10.1007/978-3-319-71023-5_4.

CANESTRARI, Francesco; FERROTTI, Gilda; LU, Xiaohu; MILLIEN, Anne; PARTL, Manfred N.; PETIT, Christophe; PHELIPOT-MARDELÉ, Annabelle; PIBER, Herald; RAAB,

Christiane. Mechanical Testing of Interlayer Bonding in Asphalt Pavements. *Em*: PARTL, Manfred N.; BAHIA, Hussain U.; CANESTRARI, Francesco; DE LA ROCHE, Chantal; DI BENEDETTO, Hervé; PIBER, Herald; SYBILSKI, Dariusz (org.). **Advances in Interlaboratory Testing and Evaluation of Bituminous Materials: State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 206-ATB**. Dordrecht: Springer Netherlands, 2013. p. 303–360. DOI: 10.1007/978-94-007-5104-0_6.

CANESTRARI, Francesco; PASQUINI, Emiliano; BELOGI, Leonello. Optimization of Geocomposites for Double-Layered Bituminous Systems. *Em*: (A. Scarpas, N. Kringos, I. Al-Qadi, Loizos A., Org.) 7TH RILEM INTERNATIONAL CONFERENCE ON CRACKING IN PAVEMENTS 2012, Dordrecht. **Anais [...]**. Dordrecht: Springer Netherlands, 2012. p. 1229–1239. DOI: 10.1007/978-94-007-4566-7_117.

CHANG, Dave Ta-Teh; HO, Nuan-Hsuan; CHANG, Horng-Yi; YEH, Harn-Sheng. Laboratory and Case Study for Geogrid-Reinforced Flexible Pavement Overlay. **Transportation Research Record**, [*S. l.*], v. 1687, n. 1, p. 125–130, 1999. DOI: 10.3141/1687-14.

CHEHAB, Ghassan R.; SEO, Youngguk; KIM, Y. Richard. Viscoelastoplastic Damage Characterization of Asphalt–Aggregate Mixtures Using Digital Image Correlation. **International Journal of Geomechanics**, [*S. l.*], v. 7, n. 2, p. 111–118, 2007. DOI: 10.1061/(ASCE)1532-3641(2007)7:2(111).

CHENG, Long; ZHANG, Lei; LIU, Xueyan; YUAN, Fang; MA, Yang; SUN, Yinqing. Evaluation of the fatigue properties for the long-term service asphalt pavement using the semi-circular bending tests and stereo digital image correlation technique. **Construction and building materials**, [*S. l.*], v. 317, p. 126119, 2022.

CHO, Seong-Hwan; KIM, Y. Richard. Verification of Time–Temperature Superposition Principle for Shear Bond Failure of Interlayers in Asphalt Pavements. **Transportation Research Record**, [*S. l.*], v. 2590, n. 1, p. 18–27, 2016. DOI: 10.3141/2590-03.

CHO, Seonghwan; LEE, Kangjin “Caleb”; MAHBOUB, Kamyar C.; JEON, Jongmyung; KIM, Y. Richard. Evaluation of fatigue cracking performance in a debonded asphalt pavement. **International Journal of Pavement Research and Technology**, [*S. l.*], v. 12, n. 4, p. 388–395, 2019. DOI: 10.1007/s42947-019-0046-8.

CHU, T. C.; RANSON, W. F.; SUTTON, Michael A. Applications of digital-image-correlation techniques to experimental mechanics. **Experimental mechanics**, [*S. l.*], v. 25, n. 3, p. 232–244, 1985.

CORREIA, N. S.; BERNARDINELLI, ALCS; SANTOS, K. M.; SHAHKOLAH, A. DIC-based study on the Crack Propagation in Asphalt layers Reinforced with Fiberglass Paving Geosynthetics. *Em*: 2025, Australia. **Anais [...]**. *Em*: GEOASIA8. Australia

CORREIA, N. S.; MUGAYAR, A. N. Effect of binder rates and geogrid characteristics on the shear bond strength of reinforced asphalt interfaces. **Construction and Building Materials**, [*S. l.*], v. 269, p. 121292, 2021.

CORREIA, N. S.; SILVA, M. P. S.; SHAHKOLAH, A. Optimum tack coat rate for different asphalt geosynthetic interlayers to achieve optimum shear bond strength. **Geotextiles and**

Geomembranes, [S. l.], v. 52, n. 4, p. 778–789, 2024. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2024.04.004.

CORREIA, N. S.; ZORNBERG, J. G. Mechanical response of flexible pavements enhanced with geogrid-reinforced asphalt overlays. **Geosynthetics International**, [S. l.], v. 23, n. 3, p. 183–193, 2015. DOI: 10.1680/jgein.15.00041.

CORREIA, N. S.; ZORNBERG, J. G. Strain distribution along geogrid-reinforced asphalt overlays under traffic loading. **Geotextiles and Geomembranes**, [S. l.], v. 46, n. 1, p. 111–120, 2018. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2017.10.002.

CORREIA, Natalia S.; SOUZA, Ana Laura C.; DOS SANTOS, Karolina M.; KUMAR, V. Vinay. Fatigue performance of geosynthetic-reinforced asphalt using DIC. *Em: E3S WEB OF CONFERENCES 2024, Toronto. Anais [...]. Em: 5TH PAN-AMERICAN CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS - GEOAMERICAS*. Toronto: EDP Sciences, 2024. p. 02005.

CORREIA, Natalia S.; SOUZA, Tiago R.; SILVA, Matheus P. S.; KUMAR, V. Vinay. Investigations on interlayer shear strength characteristics of geosynthetic-reinforced asphalt overlay sections at Salvador International Airport. **Road Materials and Pavement Design**, [S. l.], v. 24, n. 6, p. 1542–1558, 2023. DOI: 10.1080/14680629.2022.2092021.

CULLEN, Sean; OFFENBACKER, Daniel; ALI, Ayman; MEHTA, Yusuf; DECARLO, Christopher; ELSHAER, Mohamed. Assessing the Impact of Geosynthetic Interlayers on Laboratory Cracking and Delamination of Hot-Mix Asphalt Mixtures. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, [S. l.], v. 2675, n. 8, p. 148–160, 2021. DOI: 10.1177/0361198121996712.

DE BEER, Morris; MAINA, James W.; VAN RENSBURG, Yvette; GREBEN, Jan M. Toward using tire-road contact stresses in pavement design and analysis. **Tire Science and Technology**, [S. l.], v. 40, n. 4, p. 246–271, 2012.

DE BONDT, Adriaan Hermann. **Anti-reflective cracking design of (reinforced) asphaltic overlays**. 2000. Doctor - Technische Universität Delft, Netherlands, 2000.

DE DEUS FILHO, João Carlos Andrade; DA SILVA NUNES, Luiz Carlos; XAVIER, José Manuel Cardoso. iCorrVision-2D: An integrated python-based open-source Digital Image Correlation software for in-plane measurements (Part 1). **SoftwareX**, [S. l.], v. 19, p. 101131, 2022.

DELBONO, H. L.; RICCI, L. A.; FENSEL, E. A.; BOTASSO, H. G. Geocomposite of national production as anti-reflective cracking agent. Comparison with other geosynthetic of different polymeric composition. *Em: PROCEEDINGS... 5TH EUROPEAN GEOSYNTHETIC CONGRESS. VALENCIA, SPAIN 2012, Anais [...]. [s.l: s.n.] p. 52–59.*

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGEM. **DER ET-DE-P00/043 - TRATAMENTO ANTI-REFLEXÃO DE TRINCAS COM GEOSSINTÉTICO**. São Paulo: DER, 2024. a.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGEM. **DER ET-DE-P00/032 - CONCRETO ASFÁLTICO RECICLADO A QUENTE EM USINA**. São Paulo: DER, 2024. b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 183/2018 - ME - Pavimentação asfáltica - Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada – Método de ensaio**. Rio de Janeiro: DNIT, 2018. a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 136/2018 - ME - Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio**. Rio de Janeiro: DNIT, 2018. b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 031/2024 – ES - Pavimentação – Concreto asfáltico – Especificação de serviço**. Rio de Janeiro: DNIT, 2024. a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 446/2024 – ME – Agregados – Avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou magnésio – Método de ensaio**. Rio de Janeiro: DNIT, 2024. b.

DEPARTMENT OF TRANSPORT AND MAIN ROADS. **MRTS104 - Asphalt Geosynthetics for Delaying Pavement Reflective Cracking**. , 2024.

DI BENEDETTO, H.; DE LA ROCHE, C.; BAAJ, H.; PRONK, A.; LUNDSTRÖM, R. Fatigue of bituminous mixtures. **Materials and Structures**, [S. l.], v. 37, n. 3, p. 202–216, 2004. DOI: 10.1007/BF02481620. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/BF02481620>. Acesso em: 23 ago. 2025.

DI AKHATE, Malick; PHELIPOT, Annabelle; MILLIEN, Anne; PETIT, Christophe. Shear Fatigue Behaviour of Tack Coats in Pavements. **Road Materials and Pavement Design**, [S. l.], v. 7, n. 2, p. 201–222, 2006. DOI: 10.1080/14680629.2006.9690033.

DNIT, Norma. **Agregados – Análise granulométrica de agregados graúdos e miúdos por peneiramento – Método de ensaio**. Rio de Janeiro: DNIT, 2025.

DOLL, Berangere. **Evaluation of viscous effects in crack tip fields in recycled asphalt pavement materials using digital image correlation**. 2015. PhD Thesis - University of Illinois at Urbana-Champaign, [S. l.], 2015.

DONG, Y. L.; PAN, B. A Review of Speckle Pattern Fabrication and Assessment for Digital Image Correlation. **Experimental Mechanics**, [S. l.], v. 57, n. 8, p. 1161–1181, 2017. DOI: 10.1007/s11340-017-0283-1.

ELSEIFI, Mostafa A.; AL-QADI, Imad L. A Simplified Overlay Design Model against Reflective Cracking Utilizing Service Life Prediction. **Road Materials and Pavement Design**, [S. l.], v. 5, n. 2, p. 169–191, 2004. DOI: 10.1080/14680629.2004.9689968.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 12697-25:2016 - Bituminous mixtures - Test methods - Part 25: Cyclic compression test**. Brussels, 2016.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 12697-26:2018 - Bituminous mixtures - Test methods - Part 26: Stiffness**. Brussels, 2018. a.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 12697-24:2018 - Bituminous mixtures - Test methods - Part 24: Resistance to fatigue**. Brussels, 2018. b.

FERROTTI, G.; CANESTRARI, F.; PASQUINI, E.; VIRGILI, A. Experimental evaluation of the influence of surface coating on fiberglass geogrid performance in asphalt pavements. **Geotextiles and Geomembranes**, [S. l.], v. 34, p. 11–18, 2012. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2012.02.011.

FINDLEY, William N.; LAI, James S.; ONARAN, Kasif. **Creep and Relaxation of Nonlinear Viscoelastic Materials**. [s.l.] : Courier Corporation, 2013.

FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN. **FGSV 770 - Arbeitspapier fuer die verwendung von vliesstoffen, gittern und verbundstoffen im asphaltstrassenbau**. Cologne: FGSV, 2013.

FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN-UND VERKEHRSWESEN. **FGSV ZTV Asphalt-StB 07 - Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt**. Cologne: FGSV, 2013.

FREIRE, Reuber Arrais; DI BENEDETTO, Hervé; SAUZÉAT, Cédric; POUGET, Simon; LESUEUR, Didier. Crack propagation analysis in bituminous mixtures reinforced by different types of geogrids using digital image correlation. **Construction and Building Materials**, [S. l.], v. 303, p. 124522, 2021.

GE, Zhesheng; WANG, Hao; ZHANG, Qingshan; XIONG, Chunlong. Glass fiber reinforced asphalt membrane for interlayer bonding between asphalt overlay and concrete pavement. **Construction and Building Materials**, [S. l.], v. 101, p. 918–925, 2015. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2015.10.145.

GEHRI, Nicola; MATA-FALCÓN, Jaime; KAUFMANN, Walter. Automated crack detection and measurement based on digital image correlation. **Construction and Building Materials**, [S. l.], v. 256, p. 119383, 2020.

GONZALEZ-TORRE, Irene; CALZADA-PEREZ, Miguel A.; VEGA-ZAMANILLO, Angel; CASTRO-FRESNO, Daniel. Experimental study of the behaviour of different geosynthetics as anti-reflective cracking systems using a combined-load fatigue test. **Geotextiles and Geomembranes**, [S. l.], v. 43, n. 4, p. 345–350, 2015. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2015.04.001. Acesso em: 29 ago. 2025.

GOODMAN, Richard E.; TAYLOR, Robert L.; BREKKE, Tor L. A Model for the Mechanics of Jointed Rock. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, [S. l.], v. 94, n. 3, p. 637–659, 1968. DOI: 10.1061/JSFEAQ.0001133.

GRAZIANI, Andrea; PASQUINI, Emiliano; FERROTTI, Gilda; VIRGILI, Amedeo; CANESTRARI, Francesco. Structural response of grid-reinforced bituminous pavements. **Materials and Structures**, [S. l.], v. 47, n. 8, p. 1391–1408, 2014. DOI: 10.1617/s11527-014-0255-1.

GUO, Qinglin; WANG, Hongyu; GAO, Ying; JIAO, Yubo; LIU, Fuchun; DONG, Zizhen. Investigation of the low-temperature properties and cracking resistance of fiber-reinforced

asphalt concrete using the DIC technique. **Engineering Fracture Mechanics**, [S. l.], v. 229, p. 106951, 2020.

HARTMAN, A. M.; GILCHRIST, M. D. Evaluating Four-Point Bend Fatigue of Asphalt Mix Using Image Analysis. **Journal of Materials in Civil Engineering**, [S. l.], v. 16, n. 1, p. 60–68, 2004. DOI: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2004)16:1(60).

HIGHWAYS ENGLAND'S STANDARDS AND SPECIFICATIONS. **Manual of contract documents for highway works: Notes for Guidance on the Specification for Highway**. London, 2022.

HILL, B. C.; GIRALDO-LONDOÑO, O.; PAULINO, G. H.; BUTTLAR, W. G. Inverse Estimation of Cohesive Fracture Properties of Asphalt Mixtures Using an Optimization Approach. **Experimental Mechanics**, [S. l.], v. 57, n. 4, p. 637–648, 2017. DOI: 10.1007/s11340-017-0257-3.

HOSPODKA, Markus; HOFKO, Bernhard; BLAB, Ronald. Introducing a new specimen shape to assess the fatigue performance of asphalt mastic by dynamic shear rheometer testing. **Materials and Structures**, [S. l.], v. 51, n. 2, p. 46, 2018. DOI: 10.1617/s11527-018-1171-6.

JASKULA, Piotr; RYS, Dawid. Effect of interlayer bonding quality of asphalt layers on pavement performance. *Em: IOP CONFERENCE SERIES: MATERIALS SCIENCE AND ENGINEERING 2017, Anais [...]. : IOP Publishing, 2017. p. 012005.*

JASKULA, Piotr; RYS, Dawid; STIENSS, Marcin; SZYDŁOWSKI, Cezary; GOŁOS, Michał; KAWALEC, Jacek. Fatigue Performance of Double-Layered Asphalt Concrete Beams Reinforced with New Type of Geocomposites. **Materials**, [S. l.], v. 14, n. 9, p. 2190, 2021. DOI: 10.3390/ma14092190. Acesso em: 23 ago. 2025.

JIANG, Zhenyu. OpenCorr: An open source library for research and development of digital image correlation. **Optics and Lasers in Engineering**, [S. l.], v. 165, p. 107566, 2023.

JÚNIOR, Gustavo Genaro Urquiza; SILVA, Matheus Pena da Silva E; CORREIA, Natália de Souza. Aderência de interface de revestimentos asfálticos reforçados com geossintéticos e diferentes taxas de emulsão. **Transportes**, [S. l.], v. 30, n. 1, p. 2632–2632, 2022. DOI: 10.14295/transportes.v30i1.2632.

KAZIMIEROWICZ-FRANKOWSKA, K. Influence of geosynthetic reinforcement on maximum settlements of semi-rigid pavements. **Geosynthetics International**, [S. l.], v. 27, n. 4, p. 348–363, 2020. DOI: 10.1680/jgein.19.00058.

KHALID, H. A. A comparison between bending and diametral fatigue tests for bituminous materials. **Materials and Structures**, [S. l.], v. 33, n. 7, p. 457–465, 2000. DOI: 10.1007/BF02480666. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/BF02480666>. Acesso em: 23 ago. 2025.

KHODAILI, Ali; FALLAH, Shahab; MOGHADAS NEJAD, Fereidoon. Effects of geosynthetics on reduction of reflection cracking in asphalt overlays. **Geotextiles and Geomembranes**, [S. l.], v. 27, n. 1, p. 1–8, 2009. DOI: 10.1016/j.geotextmem.2008.05.007.

KIM, Jiwon; BUTTLAR, William G. Analysis of Reflective Crack Control System Involving Reinforcing Grid over Base-Isolating Interlayer Mixture. **Journal of Transportation Engineering**, [S. l.], v. 128, n. 4, p. 375–384, 2002. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-947X(2002)128:4(375).

KUMAR, V.; ROODI, Gholam H.; ZORNBERG, Jorge G. Influence of Paving Interlayer Material on Performance of Full-Scale Asphalt Overlays. [S. l.], p. 454–463, 2025. DOI: 10.1061/9780784485972.045.

KUMAR, V. Vinay; ROODI, Gholam H.; SUBRAMANIAN, S.; ZORNBERG, Jorge G. Installation of geosynthetic interlayers during overlay construction: Case study of Texas State Highway 21. **Transportation Geotechnics**, [S. l.], v. 43, p. 101127, 2023. DOI: 10.1016/j.trgeo.2023.101127.

KUMAR, V. Vinay; ROODI, Gholam H.; ZORNBERG, Jorge G. Evaluation of geosynthetic-asphalt interface characteristics using Leutner shear tester. *Em: Geosynthetics: Leading the Way to a Resilient Planet*. [s.l.] : CRC Press, 2023.

KUMAR V, Vinay; SARIDE, Sireesh. Use of Digital Image Correlation for the Evaluation of Flexural Fatigue Behavior of Asphalt Beams with Geosynthetic Interlayers. **Transportation Research Record**, [S. l.], v. 2631, n. 1, p. 55–64, 2017. DOI: 10.3141/2631-06. Disponível em: <https://doi.org/10.3141/2631-06>. Acesso em: 23 ago. 2025.

KUMAR, V. Vinay; SARIDE, Sireesh; ZORNBERG, Jorge G. Mechanical response of full-scale geosynthetic-reinforced asphalt overlays subjected to repeated loads. **Transportation Geotechnics**, [S. l.], v. 30, p. 100617, 2021. DOI: 10.1016/j.trgeo.2021.100617.

KUMAR, V. Vinay; SARIDE, Sireesh; ZORNBERG, Jorge G. Behavior of Asphalt Overlays with Geogrids and Geocomposite Interlayer Systems. *Em: (Erol Tutumluer, Soheil Nazarian, Imad Al-Qadi, Issam I. A. Qamhia, Org.)ADVANCES IN TRANSPORTATION GEOTECHNICS IV 2022, Cham. Anais [...]. Cham: Springer International Publishing, 2022. p. 611–619. DOI: 10.1007/978-3-030-77234-5_50.*

LAURINAVIČIUS, Alfredas; OGINSKAS, Rolandas. Experimental research on the development of rutting in asphalt concrete pavements reinforced with geosynthetic materials. **Journal of Civil Engineering and Management**, [S. l.], v. 12, n. 4, p. 311–317, 2006. DOI: 10.1080/13923730.2006.9636408.

LEPAGE, W. S.; SHAW, J. A.; DALY, S. H. Optimum Paint Sequence for Speckle Patterns in Digital Image Correlation. **Experimental Techniques**, [S. l.], v. 41, n. 5, p. 557–563, 2017. DOI: 10.1007/s40799-017-0192-3.

LEUTNER, R. Untersuchung des Schichtenverbundes beim bituminösen Oberbau. **Bitumen**, [S. l.], v. 41, n. 3, 1979.

LIN, Qiang; LIU, Zhanqun; SUN, Jinglin; YU, Lei. Comprehensive modification of emulsified asphalt on improving mechanical properties of crumb rubber concrete. **Construction and building materials**, [S. l.], v. 369, p. 130555, 2023.

LING, Hoe I.; LIU, Zheng. Performance of Geosynthetic-Reinforced Asphalt Pavements. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [S. l.], v. 127, n. 2, p. 177–184, 2001. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:2(177).

LYTTON, Robert L. Use of geotextiles for reinforcement and strain relief in asphalt concrete. **Geotextiles and Geomembranes**, Special Issue on Geotextiles and Geogrids in Pavements. [S. l.], v. 8, n. 3, Special Issue on Geotextiles and Geogrids in Pavements, p. 217–237, 1989. DOI: 10.1016/0266-1144(89)90004-6.

MATEOS, Angel; MILLAN, Miguel Angel; HARVEY, John T.; PANIAGUA, Fabian; WU, Rongzong. Mechanisms of asphalt cracking and concrete-asphalt debonding in concrete overlay on asphalt pavements. **Construction and Building Materials**, [S. l.], v. 301, p. 124086, 2021. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2021.124086.

MECHOLSKY, John J. Fracture mechanics principles. **Dental Materials**, [S. l.], v. 11, n. 2, p. 111–112, 1995. DOI: 10.1016/0109-5641(95)80044-1.

MONTESTRUQUE, G.; RODRIGUES, R.; NODS, M.; ELSING, A. Stop of reflective crack propagation with the use of PET geogrid as asphalt overlay reinforcement. *Em: 5TH INTERNATIONAL RILEM CONFERENCE ON CRACKING IN PAVEMENTS-MITIGATION, RISK ASSESMENT AND PREVENTION. EDITED BY PETIT C., AL-QADI IL ET MILLIEN A 2004, Anais [...].* [s.l: s.n.] p. 231–238.

MORENO-NAVARRO, F.; RUBIO-GÁMEZ, M. C. A review of fatigue damage in bituminous mixtures: Understanding the phenomenon from a new perspective. **Construction and Building Materials**, [S. l.], v. 113, p. 927–938, 2016. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2016.03.126.

MORENO-NAVARRO, Fernando; RUBIO-GÁMEZ, M^a Carmen; MIRÓ, Rodrigo; PÉREZ-JIMÉNEZ, Félix. The influence of temperature on the fatigue behaviour of bituminous materials for pavement rehabilitation. **Road Materials and Pavement Design**, [S. l.], v. 16, n. sup1, p. 300–313, 2015. DOI: 10.1080/14680629.2015.1029676.

MUSLICH, Sutanto. **Assessment of bond between asphalt layers**. Thesis (University of Nottingham only). 2010.

NBR 12891 - Dosagem de Misturas Betuminosas Pelo Método Marshall | PDF. , [s.d.]. Disponível em: <https://www.scribd.com/document/730613158/NBR-12891-Dosagem-de-misturas-betuminosas-pelo-me-todo-Marshall>. Acesso em: 27 jun. 2026.

NGUYEN, Mai-Lan; BLANC, Juliette; KERZREHO, Jean-Pierre; HORNYCH, Pierre. Review of glass fibre grid use for pavement reinforcement and APT experiments at IFSTTAR. **Road Materials and Pavement Design**, [S. l.], v. 14, n. sup1, p. 287–308, 2013. DOI: 10.1080/14680629.2013.774763.

NGUYEN, Quang Tuan; DI BENEDETTO, Hervé; SAUZÉAT, Cédric. Linear and nonlinear viscoelastic behaviour of bituminous mixtures. **Materials and Structures**, [S. l.], v. 48, n. 7, p. 2339–2351, 2015. DOI: 10.1617/s11527-014-0316-5.

NITHIN, S.; RAJAGOPAL, K.; VEERARAGAVAN, A. State-of-the Art Summary of Geosynthetic Interlayer Systems for Retarding the Reflective Cracking. **Indian Geotechnical**

Journal, [S. l.], v. 45, n. 4, p. 472–487, 2015. DOI: 10.1007/s40098-015-0161-7. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s40098-015-0161-7>. Acesso em: 23 ago. 2025.

NOORY, A.; MOGHADAS NEJAD, F.; KHODAI, A. Evaluation of shear bonding and reflective crack propagation in a geocomposite reinforced overlay. **Geosynthetics International**, [S. l.], v. 24, n. 4, p. 343–361, 2017. DOI: 10.1680/jgein.17.00007.

NOORY, Alireza; MOGHADAS NEJAD, Fereidoon; KHODAI, Ali. Evaluation of the effective parameters on shear resistance of interface in a geocomposite-reinforced pavement. **International Journal of Pavement Engineering**, [S. l.], v. 20, n. 9, p. 1106–1117, 2019. DOI: 10.1080/10298436.2017.1394094.

NORAMBUENA-CONTRERAS, J.; GONZALEZ-TORRE, I. Influence of geosynthetic type on retarding cracking in asphalt pavements. **Construction and Building Materials**, [S. l.], v. 78, p. 421–429, 2015. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2014.12.034.

OBANDO-ANTE, Jaime; PALMEIRA, Ennio M. A Laboratory Study on the Performance of Geosynthetic Reinforced Asphalt Overlays. **International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering**, [S. l.], v. 1, n. 1, p. 5, 2015. DOI: 10.1007/s40891-014-0007-x.

OLUFSEN, Sindre Nordmark; ANDERSEN, Marius Endre; FAGERHOLT, Egil. μ DIC: An open-source toolkit for digital image correlation. **SoftwareX**, [S. l.], v. 11, p. 100391, 2020.

OREŠKOVIĆ, Marko; BOHUŠ, Štepan; VIRGILI, Amedeo; CANESTRARI, Francesco. Simplified methodology for fatigue analysis of reinforced asphalt systems. **Materials and Structures**, [S. l.], v. 57, n. 2, p. 34, 2024. DOI: 10.1617/s11527-024-02305-1.

OREŠKOVIĆ, Marko; TRIFUNOVIĆ, Stefan Vladan; MLADENOVIĆ, Goran; BOHUŠ, Štepan. Одређивање отпорности на замор асфалтних узорака ојачаних геомрежом применом методе савијања гредица у четири тачке. **Journal of Road and Traffic Engineering**, [S. l.], v. 64, n. 4, p. 21–27, 2018. DOI: 10.31075/PIS.64.04.03. Disponível em: <https://www.putisaobracaj.rs/index.php/PiS/article/view/49>. Acesso em: 18 jan. 2026.

PAN, Bing. Reliability-guided digital image correlation for image deformation measurement. **Applied optics**, [S. l.], v. 48, n. 8, p. 1535–1542, 2009.

PAN, Bing. Digital image correlation for surface deformation measurement: historical developments, recent advances and future goals. **Measurement Science and Technology**, [S. l.], v. 29, n. 8, p. 082001, 2018.

PAN, Bing; ASUNDI, Anand; XIE, Huimin; GAO, Jianxin. Digital image correlation using iterative least squares and pointwise least squares for displacement field and strain field measurements. **Optics and Lasers in Engineering**, [S. l.], v. 47, n. 7–8, p. 865–874, 2009. a.

PAN, Bing; QIAN, Kemao; XIE, Huimin; ASUNDI, Anand. Two-dimensional digital image correlation for in-plane displacement and strain measurement: a review. **Measurement science and technology**, [S. l.], v. 20, n. 6, p. 062001, 2009. b.

PAN, Bing; XIE, Huimin; WANG, Zhaoyang; QIAN, Kemao; WANG, Zhiyong. Study on subset size selection in digital image correlation for speckle patterns. **Optics express**, [S. l.], v. 16, n. 10, p. 7037–7048, 2008.

PARIS, P.; ERDOGAN, F. A Critical Analysis of Crack Propagation Laws. **Journal of Basic Engineering**, [S. l.], v. 85, n. 4, p. 528–533, 1963. DOI: 10.1115/1.3656900.

PASETTO, M.; PASQUINI, E.; GIACOMELLO, G.; BALIELLO, A. Innovative composite materials as reinforcing interlayer systems for asphalt pavements: an experimental study. **Road Materials and Pavement Design**, [S. l.], v. 20, n. sup2, p. S617–S631, 2019. DOI: 10.1080/14680629.2019.1628438.

PASQUINI, Emiliano; BOCCI, Maurizio; FERROTTI, Gilda; CANESTRARI, Francesco. Laboratory characterisation and field validation of geogrid-reinforced asphalt pavements. **Road Materials and Pavement Design**, [S. l.], v. 14, n. 1, p. 17–35, 2013. DOI: 10.1080/14680629.2012.735797.

PETERS, W. H.; RANSON, W. F. Digital imaging techniques in experimental stress analysis. **Optical engineering**, [S. l.], v. 21, n. 3, p. 427–431, 1982.

PETIT, C.; CHABOT, A.; DESTRÉE, A.; RAAB, C. Recommendation of RILEM TC 241-MCD on interface debonding testing in pavements. **Materials and Structures**, [S. l.], v. 51, n. 4, p. 96, 2018. DOI: 10.1617/s11527-018-1223-y.

PRONK, A. C.; HOPMAN, P. C. Energy dissipation: the leading factor of fatigue. *Em: Highway research: sharing the benefits*. [s.l.] : Emerald Publishing Limited, 1991. p. 255–267. DOI: 10.1680/hrstb.16354.0021.

PROWELL, Brian D. **Validating the Fatigue Endurance Limit for Hot Mix Asphalt**. [s.l.] : Transportation Research Board, 2010.

RAAB, C.; PARTL, Manfred N. INTERLAYER SHEAR PERFORMANCE: EXPERIENCE WITH DIFFERENT PAVEMENT STRUCTURES. **PROCEEDINGS OF THE 3RD EURASPHALT AND EUROBITUME CONGRESS HELD VIENNA, MAY 2004**, [S. l.], v. 1, 2004.

RAHMAN, Ali; AI, Changfa; XIN, Chunfu; GAO, Xiaowei; LU, Yang. State-of-the-art review of interface bond testing devices for pavement layers: toward the standardization procedure. **Journal of Adhesion Science and Technology**, [S. l.], v. 31, n. 2, p. 109–126, 2017. DOI: 10.1080/01694243.2016.1205240.

RAO TANGELLA, S. C. S.; CRAUS, J.; DEACON, J. A.; MONISMITH, C. L. **SUMMARY REPORT ON FATIGUE RESPONSE OF ASPHALT MIXTURES**: Prepared for Strategic Highway Research Program - Project A-003-A. Berkeley, California: Institute of Transportation Studies University of California, 1990.

RIVERA-PÉREZ, Jose; OZER, Hasan; LAMBROS, John; AL-QADI, Imad L. Illinois Flexibility Index Test: Effect of Specimen Geometry and Test Configuration on the Asphalt Concrete Damage Zone. **Journal of Transportation Engineering, Part B: Pavements**, [S. l.], v. 147, n. 1, p. 04020085, 2021. DOI: 10.1061/JPEODX.0000243.

ROODI, G. H.; MORSY, A. M.; ZORNBERG, J. G. Experimental Evaluation of the Interaction between Geosynthetic Reinforcements and Hot Mix Asphalt. *Em: 2017, Philadelphia, Pennsylvania. Anais [...]. . Em: AIRFIELD AND HIGHWAY PAVEMENTS 2017. Philadelphia, Pennsylvania p. 428–439.*

ROODI, G. H.; ZORNBERG, J. G.; YANG, L.; KUMAR, V. V. Cross-Shear Test for geosynthetic-reinforced asphalt. **Transportation Geotechnics**, [S. l.], v. 38, p. 100902, 2023. DOI: 10.1016/j.trgeo.2022.100902.

ROUSSEL, Jean-Marie; ATTIA, Thomas; DI BENEDETTO, Hervé; SAUZEAT, Cédric; BROUTIN, Michaël. Influence of interface properties on heavy weight deflectometer test results. **Road Materials and Pavement Design**, [S. l.], v. 23, n. sup1, p. 162–177, 2022. DOI: 10.1080/14680629.2022.2029759.

ROWE, G. M. PERFORMANCE OF ASPHALT MIXTURES IN THE TRAPEZOIDAL FATIGUE TEST (WITH DISCUSSION). *Em: JOURNAL OF THE ASSOCIATION OF ASPHALT PAVING TECHNOLOGISTS 1993, Anais [...]. . Em: ASPHALT PAVING TECHNOLOGY 1993 ASSOCIATION OF ASPHALT PAVING TECHNOLOGISTS (AAPT). [s.l: s.n.]*

ROWE, Geoffrey M.; BOULDIN, Mark G. Improved techniques to evaluate the fatigue resistance of asphaltic mixtures. *Em: 2ND EURASPHALT & EUROBITUME CONGRESS BARCELONA 2000, Anais [...]. [s.l: s.n.]*

SAFAVIZADEH, Seyed Amirshayan. **Fatigue and Fracture Characterization of GlasGrid® Reinforced Asphalt Concrete Pavement**. 2015. Doctor - North Carolina State University, Raleigh, North Carolina, 2015. Acesso em: 23 ago. 2025.

SAFAVIZADEH, Seyed Amirshayan; CHO, Seong-Hwan; KIM, Youngsoo Richard. Interface shear strength and shear fatigue resistance of fibreglass grid-reinforced asphalt concrete test specimens. **International Journal of Pavement Engineering**, [S. l.], v. 23, n. 8, p. 2531–2542, 2020. DOI: 10.1080/10298436.2020.1861447. Disponível em: <https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/10298436.2020.1861447>. Acesso em: 24 ago. 2025.

SAFAVIZADEH, Seyed Amirshayan; CHO, Seong-Hwan; KIM, Youngsoo Richard. Interface shear strength and shear fatigue resistance of fibreglass grid-reinforced asphalt concrete test specimens. **International Journal of Pavement Engineering**, [S. l.], v. 23, n. 8, p. 2531–2542, 2022. DOI: 10.1080/10298436.2020.1861447.

SAFAVIZADEH, Seyed Amirshayan; KIM, Youngsoo Richard. Fatigue and fracture characterization of fibreglass grid-reinforced beam specimens using four-point bending notched beam fatigue test and digital image correlation technique. **Materials and Structures**, [S. l.], v. 50, n. 2, p. 110, 2017. DOI: 10.1617/s11527-016-0980-8.

SAGNOL, Loba; QUEZADA, Juan Carlos; CHAZALLON, Cyrille; STÖCKNER, Markus. Effect of glass fibre grids on the bonding strength between two asphalt layers and its Contact Dynamics method modelling. **Road Materials and Pavement Design**, [S. l.], v. 20, n. 5, p. 1164–1181, 2019. DOI: 10.1080/14680629.2018.1439764.

SANDERS, Paul John. **Reinforced asphalt overlays for pavements**. 2001. PhD Thesis - University of Nottingham Nottingham, [S. l.], 2001.

SANTOS, Karolina M.; CORREIA, Natalia S.; VINAY KUMAR, V. Investigations on Reflective Crack Mitigation in Geosynthetic-Reinforced Asphalt. *Em: AIRFIELD AND HIGHWAY PAVEMENTS 2025* 2025, Glendale, Arizona. **Anais [...]**. . *Em: INTERNATIONAL AIRFIELD AND HIGHWAY PAVEMENTS CONFERENCE 2025*. Glendale, Arizona: American Society of Civil Engineers, 2025. p. 340–349. DOI: 10.1061/9780784486214.031.

SCHULTZ, J.; NARDIN, M. Theories and mechanisms of adhesion. **Adhesion Promotion Techniques**, [S. l.], p. 8, 2002.

SCHWEIZERISCHE NORMEN VEREINIGUNG. **SN 640430 - Walzasphalt, Konzeption, Ausführung und Anforderungen an die eingebauten Schichten**. Winterthur: SNV, 2013.

SEO, Youngguk; KIM, Y.; WITCZAK, Matthew W.; BONAQUIST, Ramon. Application of Digital Image Correlation Method to Mechanical Testing of Asphalt-Aggregate Mixtures. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, [S. l.], v. 1789, n. 1, p. 162–172, 2002. DOI: 10.3141/1789-18.

SHAHKOLAH, A.; SINGH, A. What is the right or wrong geosynthetic to control reflective cracking of the asphalt layer? *Em: 2023, Anais [...]*. . *Em: AFPA INTERNATIONAL FLEXIBLE PAVEMENTS CONFERENCE, 19TH, 2023, BRISBANE, QUEENSLAND, AUSTRALIA*. [s.l: s.n.]

SHUKLA, S. K.; YIN, J. H. Functions and installation of paving geosynthetics. *Em: PROCEEDINGS OF THE 3RD ASIAN REGIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS, SEOUL 2004, Anais [...]*. [s.l: s.n.] p. 314–321. Acesso em: 29 ago. 2025.

SILVA, Matheus Pena da Silva E. **Shear bond and shear fatigue of geosynthetic interlayered asphalt overlays**. 2024. Universidade Federal de São Carlos, [S. l.], 2024.

SILVA, Matheus P. S.; SAXENA, Ashray; KUMAR, V. Vinay; CORREIA, Natália S.; ZORNBERG, Jorge G. Influence of interface bond strength on fracture resistance of geosynthetic-reinforced asphalt. **E3S Web of Conferences**, [S. l.], v. 569, p. 21003, 2024. DOI: 10.1051/e3sconf/202456921003.

SILVA, Wilton P.; SILVA, Cleide P. **Software de ajuste de curva LAB Fit (programa de regressão não linear)**. , 2003. Disponível em: <https://www.labfit.net/>.

SIRIWARDANE, Hema; GONDLE, Raj; KUTUK, Bora. Analysis of Flexible Pavements Reinforced with Geogrids. **Geotechnical and Geological Engineering**, [S. l.], v. 28, n. 3, p. 287–297, 2010. DOI: 10.1007/s10706-008-9241-0.

SOBHAN, Khaled; TANDON, Vivek. Mitigating Reflection Cracking in Asphalt Overlays using Geosynthetic Reinforcements. **Road Materials and Pavement Design**, [S. l.], v. 9, n. 3, p. 367–387, 2008. DOI: 10.1080/14680629.2008.9690124.

SOUTHERN AFRICAN BITUMEN ASSOCIATION. **Design of hot mix asphalt in Southern Africa**. Cape Town: SABITA, 2005.

SPADONI, Sara; INGRASSIA, Lorenzo Paolo; PAOLONI, Giulio; VIRGILI, Amedeo; CANESTRARI, Francesco. Influence of Geocomposite Properties on the Crack Propagation and Interlayer Bonding of Asphalt Pavements. **Materials**, [S. l.], v. 14, n. 18, p. 5310, 2021. DOI: 10.3390/ma14185310.

SUDARSANAN, Nithin; ARULRAJAH, Arul; KARPURAPU, Rajagopal; AMRITHALINGAM, Veeraragavan. Digital Image Correlation Technique for Measurement of Surface Strains in Reinforced Asphalt Concrete Beams under Fatigue Loading. **Journal of Materials in Civil Engineering**, [S. l.], v. 31, n. 8, p. 04019135, 2019. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002743.

SUDARSANAN, Nithin; KARPURAPU, Rajagopal; AMIRTHALINGAM, Veeraragavan. Investigations on fracture characteristics of geosynthetic reinforced asphalt concrete beams using single edge notch beam tests. **Geotextiles and Geomembranes**, [S. l.], v. 47, n. 5, p. 642–652, 2019. DOI: 10.1016/j.geotextmem.2019.103461. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0266114419300524>. Acesso em: 15 set. 2025.

SUDARSANAN, Nithin; KARPURAPU, Rajagopal; AMRITHALINGAM, Veeraragavan. An investigation on the interface bond strength of geosynthetic-reinforced asphalt concrete using Leutner shear test. **Construction and Building Materials**, [S. l.], v. 186, p. 423–437, 2018.

SUDARSANAN, Nithin; KIM, Youngsoo Richard. A critical review of the fatigue life prediction of asphalt mixtures and pavements. **Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)**, [S. l.], v. 9, n. 5, p. 808–835, 2022. DOI: 10.1016/j.jtte.2022.05.003.

SUN, Chin-Teh; JIN, Zhihe. **Fracture Mechanics**. [s.l.] : Academic Press, 2011.

SUTANTO, Muslich Hartadi. **Assessment of bond between asphalt layers**. 2010. PhD Thesis - University of Nottingham, [S. l.], 2010.

SUTTON, Michael A.; WOLTERS, W. J.; PETERS, W. H.; RANSON, W. F.; MCNEILL, S. R. Determination of displacements using an improved digital correlation method. **Image and vision computing**, [S. l.], v. 1, n. 3, p. 133–139, 1983.

TAM, Allistair Bliss; PARK, Dae-Wook; LE, Tri Ho Minh; KIM, Jo-Soon. Evaluation on fatigue cracking resistance of fiber grid reinforced asphalt concrete with reflection cracking rate computation. **Construction and Building Materials**, [S. l.], v. 239, p. 117873, 2020. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2019.117873. Acesso em: 23 ago. 2025.

TAMBUSAY, Asdam; SURYANTO, Benny; SUPROBO, Priyo. Digital image correlation for cement-based materials and structural concrete testing. **Civil Engineering Dimension**, [S. l.], v. 22, n. 1, 2020.

TURNER, Dan; CROZIER, Paul; REU, Phil. **Digital Image Correlation Engine v. 3.0**. [s.l.] : Sandia National Laboratories (SNL), Albuquerque, NM, and Livermore, CA ..., 2015.

UZAN, J.; LIVNEH, Moshe; ESHED, Y. INVESTIGATION OF ADHESION PROPERTIES BETWEEN ASPHALTIC-CONCRETE LAYERS. *Em:* 1978, **Anais [...]**. *Em:* ASSOCIATION OF ASPHALT PAVING TECHNOLOGISTS PROC. [s.l: s.n.]

UZAN, Jacob. Evaluation of Fatigue Cracking. **Transportation Research Record**, [S. l.], v. 1570, n. 1, p. 89–95, 1997. DOI: 10.3141/1570-11.

VAITKUS, Audrius; ČYGAS, Donatas; LAURINAVIČIUS, Alfredas; VOROBOJOVAS, Viktoras; KLEIZIENĖ, Rita. Research of asphalt layer bonding in Lithuanian pavement structures. **Građjevinar**, [S. l.], v. 64, n. 11., p. 915–921, 2012.

VINAY KUMAR, V.; SARIDE, Sireesh. Influence of Crack Depth on Performance of Geosynthetic-Reinforced Asphalt Overlays. *Em:* SUNDARAM, Ravi; SHAHU, Jagdish Telangrao; HAVANAGI, Vasant (org.). **Geotechnics for Transportation Infrastructure**. Lecture Notes in Civil Engineering Singapore: Springer Singapore, 2019. v. 29p. 181–193. DOI: 10.1007/978-981-13-6713-7_15.

VIRGILI, A.; CANESTRARI, F.; GRILLI, A.; SANTAGATA, F. A. Repeated load test on bituminous systems reinforced by geosynthetics. **Geotextiles and Geomembranes**, [S. l.], v. 27, n. 3, p. 187–195, 2009. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2008.11.004. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0266114408001076>. Acesso em: 18 jan. 2026.

WALUBITA, Lubinda F.; NYAMUHOKYA, Tito P.; KOMBA, Julius J.; TANVIR, Hossain Ahmed; SOULIMAN, Mena I.; NAIK, Bhaven. Comparative assessment of the interlayer shear-bond strength of geogrid reinforcements in hot-mix asphalt. **Construction and Building Materials**, [S. l.], v. 191, p. 726–735, 2018.

WANG, Lan; BAI, Xuefeng. Study on the Low Temperature Cracking Mechanism of Steel Slag Asphalt Mixture by Macroscale and Microscale Tests. **Advances in Materials Science and Engineering**, [S. l.], v. 2022, p. 1–15, 2022. DOI: 10.1155/2022/4875276.

WANG, Siqi; ZHU, Zehui; MA, Tao; FAN, Jianwei. Asphalt Concrete Characterization Using Digital Image Correlation: A Systematic Review of Best Practices, Applications, and Future Vision. **Journal of Testing and Evaluation**, [S. l.], v. 52, n. 4, p. 2589–2623, 2024.

WEI, Li; LV, Jinlong; RONG, Hongliu; YANG, Xiaolong; WEI, Li; LV, Jinlong; RONG, Hongliu; YANG, Xiaolong. Research on Fatigue Characteristics and Prediction of Large-Particle Asphalt Mixtures Based on Four-Point Bending Tests. **Sustainability**, [S. l.], v. 16, n. 11, 2024. DOI: 10.3390/su16114844. Disponível em: <https://www.mdpi.com/2071-1050/16/11/4844>. Acesso em: 18 jan. 2026.

WELLNER, Frohmut; HRISTOV, Borislav. Numerically Supported Experimental Determination of the Behavior of the Interlayer Bond in Asphalt Pavement. **Transportation Research Record**, [S. l.], v. 2506, n. 1, p. 116–125, 2015. DOI: 10.3141/2506-13.

WEN, Haifang; KIM, Y. Simple Performance Test for Fatigue Cracking and Validation with WesTrack Mixtures. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, [S. l.], v. 1789, n. 1, p. 66–72, 2002. DOI: 10.3141/1789-07.

WEST, Randy C.; ZHANG, Jingna; MOORE, Jason. **Evaluation of bond strength between pavement layers**. [s.l.] : Auburn University. National Center for Asphalt Technology, 2005.

WHITE, Greg. State of the art: interface shear resistance of asphalt surface layers. **International Journal of Pavement Engineering**, [S. l.], v. 18, n. 10, p. 887–901, 2017. DOI: 10.1080/10298436.2015.1126270.

WITTEVRONGEL, L.; LAVA, P.; LOMOV, S. V.; DEBRUYNE, D. A Self Adaptive Global Digital Image Correlation Algorithm. **Experimental Mechanics**, [S. l.], v. 55, n. 2, p. 361–378, 2015. DOI: 10.1007/s11340-014-9946-3.

XING, Chao; TAN, Yiqiu; LIU, Xueyan; ANUPAM, Kumar; SCARPAS, Tom. Research on local deformation property of asphalt mixture using digital image correlation. **Construction and Building Materials**, [S. l.], v. 140, p. 416–423, 2017.

YUAN, Fang; CHENG, Long; SHAO, Xinxing; DONG, Zhiqiang; ZHANG, Lei; WU, Gang; HE, Xiaoyuan. Full-field measurement and fracture and fatigue characterizations of asphalt concrete based on the SCB test and stereo-DIC. **Engineering fracture mechanics**, [S. l.], v. 235, p. 107127, 2020.

ZAMORA-BARRAZA, David; CALZADA-PÉREZ, Miguel A.; CASTRO-FRESNO, Daniel; VEGA-ZAMANILLO, Angel. Evaluation of anti-reflective cracking systems using geosynthetics in the interlayer zone. **Geotextiles and Geomembranes**, [S. l.], v. 29, n. 2, p. 130–136, 2011. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2010.10.005.

ZHU, Zehui; AL-QADI, Imad L. Crack Detection of Asphalt Concrete Using Combined Fracture Mechanics and Digital Image Correlation. **Journal of Transportation Engineering, Part B: Pavements**, [S. l.], v. 149, n. 3, p. 04023012, 2023. DOI: 10.1061/JPEODX.PVENG-1249.

ZORNBERG, Jorge G. Functions and Applications of Geosynthetics In Roadways. **Procedia Engineering**, roceedings of the International Scientific Conference Transportation Geotechnics and Geoecology (TGG-2017). [S. l.], v. 189, roceedings of the International Scientific Conference Transportation Geotechnics and Geoecology (TGG-2017)., p. 298–306, 2017. DOI: 10.1016/j.proeng.2017.05.048. Acesso em: 23 ago. 2025.