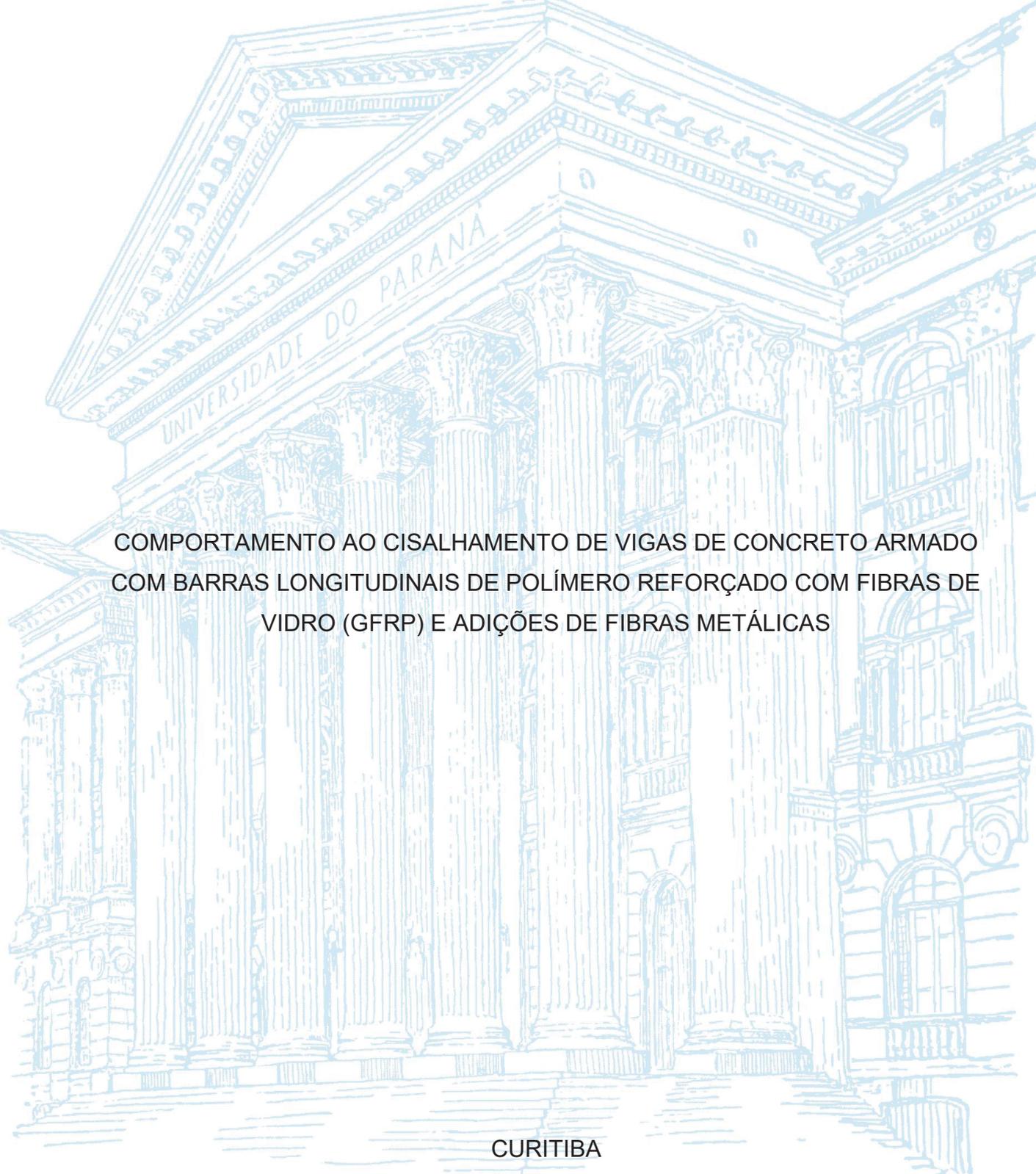


UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

GABRIELA MAZUREKI CAMPOS BAHNIUK



COMPORTAMENTO AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO
COM BARRAS LONGITUDINAIS DE POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS DE
VIDRO (GFRP) E ADIÇÕES DE FIBRAS METÁLICAS

CURITIBA

2024

GABRIELA MAZUREKI CAMPOS BAHNIUK

COMPORTAMENTO AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO
COM BARRAS LONGITUDINAIS DE POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS DE
VIDRO (GFRP) E ADIÇÕES DE FIBRAS METÁLICAS

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, no Setor de Tecnologia, na Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial à obtenção do título de Doutora em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Dalledone Machado
Coorientador: Prof. Dr. Ricardo Peralisi

CURITIBA

2024

DADOS INTERNACIONAIS DE CATALOGAÇÃO NA PUBLICAÇÃO (CIP)
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
SISTEMA DE BIBLIOTECAS – BIBLIOTECA DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA

Bahniuk, Gabriela Mazureki Campos

Comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto armado com barras longitudinais de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP) e adições de fibras metálicas / Gabriela Mazureki Campos Bahniuk. – Curitiba, 2024.

1 recurso on-line : PDF.

Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Roberto Dalledone Machado

Coorientador: Ricardo Pieralisi

1. Vigas de concreto. 2. Concreto armado. 3. Cisalhamento. 4. Fibras de vidro. 5. Polímeros. I. Universidade Federal do Paraná. II. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Machado, Roberto Dalledone. IV. Pieralisi, Ricardo. V. Título.

Bibliotecário: Elias Barbosa da Silva CRB-9/1894

TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação ENGENHARIA CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da tese de Doutorado de **GABRIELA MAZUREKI CAMPOS BAHNIUK** intitulada: **COMPORTAMENTO AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM BARRAS LONGITUDINAIS DE POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS DE VIDRO (GFRP) E ADIÇÕES DE FIBRAS METÁLICAS**, sob orientação do Prof. Dr. ROBERTO DALLEDONE MACHADO, que após terem inquirido a aluna e realizada a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

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

CURITIBA, 05 de Julho de 2024.

Assinatura Eletrônica

06/07/2024 16:05:50.0

ROBERTO DALLEDONE MACHADO
Presidente da Banca Examinadora

Assinatura Eletrônica

06/07/2024 07:14:59.0

DANIEL CARLOS TAISSUM CARDOSO
Avaliador Externo (PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO
DE JANEIRO)

Assinatura Eletrônica

05/07/2024 16:25:50.0

LUIZ ALKIMIN DE LACERDA
Avaliador Externo (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Assinatura Eletrônica

10/07/2024 03:34:30.0

JOAQUÍN GUILLERMO RUIZ PINILLA
Avaliador Externo (UNIVERSITAT DE LES ILLES BALEARS)

AGRADECIMENTOS

À Deus, por me conceder o dom da vida e por me permitir finalizar mais essa etapa. Além de toda a evolução que o desenvolvimento de uma tese traz, para qualquer pesquisador, durante esse período tive a oportunidade de evoluir espiritualmente e me tornar mais grata pela vida. Todos os desafios me modificaram e posso dizer que isso foi a maior de todas as conquistas.

Durante todo esse processo minha família foi essencial. Um agradecimento especial ao meu marido e companheiro Theodoro, que sempre esteve ao meu lado, inclusive em algumas partes da execução da concretagem e dos ensaios das vigas. Juntos crescemos e alcançamos grandes conquistas. Aos meus filhos, Nicolas e Vicente, meus meninos, que vi crescer junto com essa tese e em muitos momentos participaram efetivamente da pesquisa ajudando na “cura” das vigas.

Agradeço aos meus pais, Arlete e Luiz Carlos, base da minha formação pessoal e incentivadores de todo o caminho profissional que já trilhei, e por me presentear com minhas irmãs, Patrícia e Denize. Além de nos unirmos por laços de sangue, tenho um grande amor e admiração por vocês.

Aos meus orientadores, professores Roberto e Ricardo, que sempre estiveram ao meu lado nas decisões de como essa pesquisa seria desenvolvida, e por todo o conhecimento e as orientações de grande valia. Agradeço por participarem ativamente da realização dos ensaios das vigas, de modo que conseguíssemos adaptar a infraestrutura que tínhamos disponível.

Ao professor e amigo Ariângelo Hauer Dias, da UEPG, por desenvolver o sistema de aquisição dos dados da extensometria das vigas, a professora Nádia Cazarim da Silva Forti, da PUC Campinas, pela realização do ensaio de resistência à tração e módulo de elasticidade das barras de GFRP e a professora e minha cunhada Anelize Manuela Bahniuk Rumbelsperger, do LAMIR da UFPR, pela realização dos ensaios de microtomografia.

À Universidade Estadual de Ponta Grossa (UEPG), por me conceder licença capacitação para o desenvolvimento do doutorado e por toda a estrutura cedida para realização de parte da campanha experimental, incluindo o Departamento de Engenharia Civil e a Prefeitura do Campus (PRECAM), aqui representada em nome do Elias e do Marcelo.

Ao grande grupo de pessoas que me ajudaram na etapa de concretagem das vigas, incluindo meu marido Theodoro, meu cunhado Pablo e toda a equipe da PRECAM. Aos pesquisadores do PPGEC, que em algum momento, me ajudaram na etapa de execução dos ensaios experimentais. Com certeza sem vocês eu não teria conseguido.

Aos que estiveram presente em vários momentos do desenvolvimento dessa tese, me apoiando e discutindo sobre a pesquisa. À Letícia, pelas inúmeras conversas e auxílio na parte do desenvolvimento da técnica de acompanhamento por imagem digital. À Patrícia e ao Eduardo que me apoiaram na parte de desenvolvimento do traço e ao Paulo, técnico da UEPG, que me ajudou na concretagem. Ao Emmanuel que ao longo desses anos sempre esteve como parceiro em outras atividades profissionais que desenvolvi e a todos os amigos, do Departamento de Engenharia Civil da UEPG, que aqui não citei nomes. Ao ex-aluno, Luan Reginato, que me auxiliou em algumas etapas da modelagem computacional.

À todas as empresas que doaram materiais para essa pesquisa: Pedreiras Boscardin com o agregado graúdo; Grupo Arena com o cimento CPV-ARI; *Haizer Building Group* com as barras de GFRP; Belgo Bekaert com as fibras de aço DRAMIX 3D 65/35 BG; MC-Bauchemie com o aditivo superplastificante PowerFlow 1180 e Brafer Construções Metálicas/Perfiminias Indústria Metalúrgica com a doação da viga metálica para adaptação da prensa Instron - modelo EMIC 23-300.

Ao CNPq e à CAPES, pelo apoio por meio dos projetos CNPq/MCTI/FNDCT nº18/2021 422189/2021-9, CNPq nº316985/2021-0, bem como pelo projeto institucional CAPES-PRINT/UFPR.

À CAPES e a Agência Nacional de Águas (ANA) pelo apoio financeiro no projeto Pró-Recursos Hídricos - Chamada N° 16/2017.

E por fim, à Universidade Federal do Paraná, ao Centro de Estudos em Engenharia Civil e ao Programa de Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil pela oportunidade da realização do doutorado.

Há mais coisas entre o céu e a terra do que pode imaginar nossa vã filosofia.

William Shakespeare

RESUMO

Vigas de concreto armadas com barras longitudinais de polímero reforçado com fibras de vidro (*Glass Fiber Reinforced Polymer - GFRP*) apresentam menor capacidade de cisalhamento que vigas de concreto armadas com barras de aço. A utilização do concreto reforçado com fibras de aço (*Steel Fiber Reinforced Concrete - SFRC*) juntamente com barras de GFRP se apresenta como uma opção viável para acréscimo da capacidade de cisalhamento dessas vigas, podendo ainda, eliminar o uso de estribos. Assim, esta pesquisa tem como objetivo investigar o comportamento ao cisalhamento de vigas armadas longitudinalmente com barras em GFRP, sem estribos e com adição de fibras metálicas. Oito vigas com dimensões (15x30x205) cm e quatro volumes de fibras de aço (0, 0,5%, 0,75% e 1,0%) foram moldadas, mantendo-se constante o vão de cisalhamento com relação a/d de 3,0, taxa de armadura longitudinal de 0,58% e resistência característica à compressão do concreto, aos 28 dias, em aproximadamente 56,5 MPa. Ensaio de flexão em três pontos foram realizados nas vigas, sendo monitorado: carga, deslocamento vertical, deformações (através do uso de *strain gauges*). Correlação de imagem digital (*Digital Image Correlation - DIC*) foi utilizada para monitoramento de aberturas e deslizamentos das fissuras das vigas, especialmente da fissura crítica. Teste indutivo e microtomografia foram realizados para análise do consumo e orientação das fibras de testemunhos das vigas. Os resultados observados foram: a) no comportamento carga x deflexão, a incorporação de fibras resultou em um aumento considerável da capacidade de carga em relação às vigas sem fibras, entretanto, o acréscimo no volume de fibras não ocasionou acréscimo significativo da capacidade de carga entre as vigas com SFRC; b) na avaliação do padrão de fissuração e modo de falha, a maioria das vigas rompeu por *diagonal tension* (tração diagonal) com exceção de uma viga, com 1,0% de fibras, que teve uma falha por flexão/cisalhamento; c) quanto à fissura diagonal crítica, observou-se uma redução do ângulo médio dessa fissura entre as vigas SFRC conforme o acréscimo do volume de fibras; d) aberturas de fissuras, com mais de 3,5 mm, já foram alcançadas mesmo nas vigas com menor volume de fibras (0,5%), sendo esse volume de fibras ótimo para as condições adotadas nessa pesquisa; e) as deformações nas barras de GFRP foram maiores nas vigas SFRC; f) um modelo analítico, de previsão de capacidade de carga, derivado da contribuição do concreto segundo recomendações do ACI 440.11 e da contribuição das fibras segundo recomendações da RILEM resultou em uma boa aproximação com os resultados experimentais. Ainda, uma análise numérica foi conduzida em modelos 2D e 3D. Adotou-se uma análise inversa para determinação do comportamento à tração do concreto SFRC. Concluiu-se que o modelo numérico, validado a partir dos resultados experimentais, reproduziu adequadamente o comportamento das vigas. Uma análise paramétrica foi realizada, com o modelo 3D da viga SFRC0,75, sendo possível investigar o efeito do tipo de armadura (GFRP para aço), da taxa de armadura de GFRP e da relação a/d no comportamento estrutural das vigas SFRC.

Palavras-chave: barra de polímero reforçado com fibras de vidro; GFRP; comportamento ao cisalhamento; concreto reforçado com fibras de aço; simulação numérica.

ABSTRACT

Beams made of concrete reinforced with longitudinal bars of Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) exhibit lower shear capacity compared to concrete beams reinforced with steel bars. The use of Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) together with GFRP bars presents itself as a viable option for increasing the shear capacity of these beams, potentially eliminating the need for stirrups. Thus, this research aims to investigate the shear behavior of beams longitudinally reinforced with GFRP bars, without stirrups, and with the addition of metallic fibers. Eight beams with dimensions of (15x30x205) cm and four volumes of steel fibers (0, 0.5%, 0.75%, and 1.0%) were cast, maintaining a constant shear span-to-depth ratio of 3.0, longitudinal reinforcement rate of 0.58%, and characteristic compressive strength of concrete at 28 days of approximately 56.5 MPa. Three-point bending tests were conducted on the beams, monitoring load, vertical displacement, and deformations (using strain gauges). Digital Image Correlation (DIC) was used to monitor crack openings and displacements of the beams, especially the critical crack. Inductive testing and microtomography were performed to analyze the consumption and orientation of the fibers in the beam specimens. The observed results were: a) in the load-displacement behavior, the inclusion of fibers resulted in a considerable increase in load capacity compared to beams without fibers, however, increasing the volume of fibers did not lead to a significant increase in load capacity among the SFRC beams; b) in evaluating the crack pattern and failure mode, most beams failed due to diagonal tension with the exception of one beam, with 1.0% fibers, which failed due to flexure/shear; c) regarding the critical diagonal crack, a reduction in the average angle of this crack was observed among SFRC beams as the volume of fibers increased; d) crack openings larger than 3.5 mm were already achieved even in beams with lower fiber volume (0.5%), indicating that this fiber volume was optimal for the conditions adopted in this research; e) deformations in the GFRP bars were greater in SFRC beams; f) an analytical model for predicting load capacity, derived from concrete contribution according to ACI 440.11 recommendations and fiber contribution according to RILEM recommendations, resulted in a good approximation with experimental results. In conclusion, a numerical analysis was conducted on 2D and 3D models. An inverse analysis was adopted to determine the tensile behavior of SFRC concrete. It was concluded that the numerical model, validated based on experimental results, adequately reproduced the behavior of the beams. A parametric analysis was performed, with the 3D model of the SFRC0.75 beam, making it possible to investigate the effect of reinforcement type (GFRP vs. steel), GFRP reinforcement rate, and the shear span-to-depth ratio on the structural behavior of SFRC beams.

Keywords: glass fiber reinforced polymer bar; GFRP; shear behavior; steel fiber reinforced concrete, numerical simulation.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – COMPORTAMENTO DOS CONSTITUINTES (FIBRA E RESINA) E MATERIAIS COMPÓSITOS.....	46
FIGURA 2 – BARRA DE AÇO EM COMPARAÇÃO A BARRAS DE FRP	47
FIGURA 3 – CONFORMAÇÕES DA SUPERFÍCIE EXTERNA DE UMA BARRA GFRP	48
FIGURA 4 – DIAGRAMA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DE DIFERENTES TIPOS DE FRP.....	49
FIGURA 5 – MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA AO CISALHAMENTO PARA VIGAS SFRC	55
FIGURA 6 – INFLUÊNCIA DAS FIBRAS NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO	59
FIGURA 7 – COMPORTAMENTO AO CISALHAMENTO VIGAS SFRC COM FRP ..	60
FIGURA 8 – MODO DE FALHA DE VIGAS DE CONCRETO REFORÇADAS COM BARRAS DE GFRP SOB CISALHAMENTO: (A) RUPTURA POR COMPRESSÃO POR CISALHAMENTO; (B) RUPTURA POR TRAÇÃO DIAGONAL.....	61
FIGURA 9 – NÚMERO DE VIGAS ENSAIADAS EM PESQUISAS COM RUPTURA POR CISALHAMENTO x PRINCIPAIS PARÂMETROS: A) RELAÇÃO A/D; B) TAXA DE ARMADURA LONGITUDINAL; C) RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO; D) TIPO DE FIBRAS.....	74
FIGURA 10 – EFEITO DO TEOR DE FIBRA NO MOMENTO DE FLEXÃO NOMINAL E NO MOMENTO ÚLTIMO DE VIGAS FRC ARMADA COM AÇO E GFRP	77
FIGURA 11 – PADRÃO DE FISSURAÇÃO DAS VIGAS ENSAIADAS POR CARTER E GENIKOMSOU (2019).....	79
FIGURA 12 – DEFORMAÇÕES PLÁSTICAS EQUIVALENTES À TRAÇÃO REPRESENTANDO A FISSURAÇÃO DA VIGA NT NA RUPTURA RESULTANTE DO ESTUDO DE CARTER; GENIKOMSOU (2019) ..	80
FIGURA 13 – COMPORTAMENTO A COMPRESSÃO DO CONCRETO DO ESTUDO DE CARTER E GENIKOMSOU (2019): A) CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO; B) CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO INESLÁTICA	80

FIGURA 14 - RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO NO ESTUDO DE ABED, EL REFAI E ABDALLA (2019) EM: (A) COMPRESSÃO E (B) TRAÇÃO	82
FIGURA 15 – MODO DE FALHA DE UMA VIGA COM BFRP OBSERVADA EXPERIMENTALMENTE E NUMERICAMENTE NO ESTUDO DE ABED, EL REFAI E ABDALLA (2019).....	82
FIGURA 16 – RELAÇÃO TENSÃO x DEFORMAÇÃO NA COMPRESSÃO DO CONCRETO BFRC NO ESTUDO DE ABUSHANAB, ALNAHAL E FARRAJ (2022).....	84
FIGURA 17 – RELAÇÃO TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO NO ESTUDO DE CAI, PAN E ZHOU (2017)	86
FIGURA 18 - ENSAIO DE FLEXÃO DE TRÊS PONTOS: (A) ENSAIO EXPERIMENTAL REALIZADO EM TRINDADE ET AL. (2020) E (B) GEOMETRIA DE UMA VIGA COM DIMENSÕES EM MM.....	87
FIGURA 19 – TESTES COMPACTOS PARA DETERMINAR RESISTÊNCIA À TRAÇÃO RESIDUAL DE FRC: (A) WST; B) BCN; C) DEWS; MVD..	88
FIGURA 20 – CORPO DE PROVA MVD: A) EXEMPLO; B) COMPORTAMENTO DO CORPO DE PROVA MVD APÓS INÍCIO DA FISSURA	89
FIGURA 21 – FLUXOGRAMA DOS ENSAIOS REALIZADOS NO PROGRAMA EXPERIMENTAL	91
FIGURA 22 – CURVA GRANULOMÉTRICA AGREGADO MIÚDO.....	93
FIGURA 23 – CURVA GRANULOMÉTRICA AGREGADO GRAÚDO	93
FIGURA 24 – COMPONENTES SFRC: A) CIMENTO; B) FILLER; C) AGREGADO MIÚDO; D) AGREGADO GRAÚDO; E) FIBRAS DE AÇO.....	94
FIGURA 25 – MOLDAGENS TESTE PARA ANÁLISE DA CONCRETAGEM DOS ELEMENTOS.....	96
FIGURA 26 – BARRAS DE GFRP UTILIZADAS COMO ARMADURA LONGITUDINAL DAS VIGAS	97
FIGURA 27 – ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO EFETIVO: A) REPRESENTAÇÃO DAS BARRAS, B) PESAGEM AMOSTRA SECA E C) PESAGEM AMOSTRA NA ÁGUA.....	98
FIGURA 28 – ESQUEMA DA AMOSTRA DE FRP PARA ENSAIO DE TRAÇÃO	99
FIGURA 29 – ANCORAGEM DAS BARRAS DE GFRP PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE: A)	

	DETALHE DAS ANCORAGENS; B) BARRA POSICIONADA NA ANCORAGEM; C) APARATO PARA ALINHAMENTO.....	99
FIGURA 30 –	DETALHE DA CURA DA ARGAMASSA EXPANSIVA UTILIZADA COMO MATERIAL DE PREENCHIMENTO DA ANCORAGEM DAS BARRAS DE GFRP	99
FIGURA 31 –	ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE DAS BARRAS DE GFRP	100
FIGURA 32 –	DETALHE DA SEÇÃO LONGITUDINAL E SEÇÃO TRANSVERSAL DAS VIGAS ENSAIADAS	101
FIGURA 33 -	EFEITO DO TEOR DE FIBRA NO MOMENTO DE FLEXÃO NOMINAL (M_{f1}) E NO MOMENTO INTERNO DE RESISTÊNCIA FINAL NA FALHA (M_u) PARA O CONCRETO ESTUDADO.....	104
FIGURA 34 –	RESUMO DOS ENSAIOS NO CONCRETO SFRC.....	107
FIGURA 35 –	RETÍFICA CORPOS DE PROVA: A) VISUALIZAÇÃO DA RETÍFICA UTILIZADA; B) CONJUNTO DE CORPOS DE PROVA; C) CORPO DE PROVA RETIFICADO	107
FIGURA 36 –	ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E DE MÓDULO DE ELASTICIDADE: A) ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO; B) CORPO DE PROVA CC0 APÓS ENSAIO; C) ENSAIO DE MÓDULO DE ELASTICIDADE	107
FIGURA 37 –	ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL CONCRETO SEM FIBRAS	108
FIGURA 38 –	CORPOS DE PROVA PARA ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO	108
FIGURA 39 –	ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR FLEXÃO: A) VISTA LATERAL; B) VISTA FRONTAL.....	109
FIGURA 40 –	ENSAIO MVD: A) ENTALHE CORPOS DE PROVA; B) PREPARAÇÃO AMOSTRA; C) ENSAIO CORPO DE PROVA CÚBICO; D) ENSAIO METADE DA VIGA EUROPEIA.....	111
FIGURA 41 –	ENSAIO INDUTIVO PARA CORPO DE PROVA CÚBICO: A) APARELHO UTILIZADO; B) EXEMPLO DE CORPO DE PROVA ENSAIADO, C) IDENTIFICAÇÃO DOS EIXOS E FACE DE CONCRETAGEM (FC).....	112

FIGURA 42 – ENSAIO INDUTIVO PARA CORPO DE PROVA CILÍNDRICO: A) APARELHO UTILIZADO; B) EXEMPLO DE TESTEMUNHO ENSAIADO; C) EIXOS DE MEDIÇÃO PARA OBTER O PERFIL DE ORIENTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS	113
FIGURA 43 – FORMAS UTILIZADAS: A) FORMA METÁLICA PARA VIGAS EUROPEIAS; B) FORMAS DE MADEIRAS; C) DETALHE PARA POSICIONAMENTO DAS BARRAS DE GFRP NAS FORMAS.....	114
FIGURA 44 – VIGAS CONCRETADAS: A) FORMAS COM TRÊS TRAVAMENTOS LATERAIS; B) FORMAS COM CINCO TRAVAMENTOS LATERAIS	115
FIGURA 45 – DESMOLDAGEM DAS VIGAS E DETALHE DAS ALÇAS DE IÇAMENTO	115
FIGURA 46 – ADENSAMENTO DAS VIGAS: A) PROCEDIMENTO DE ADENSAMENTO; B) APÓS ADENSAMENTO	116
FIGURA 47 – MOLDAGEM VIGAS EUROPEIAS: A) ANTES DO ADENSAMENTO; B) APÓS O ADENSAMENTO	116
FIGURA 48 – PROCEDIMENTO DE CURA DOS CORPOS DE PROVAS: A) PRIMEIRAS 48 HORAS; B) ATÉ AOS 28 DIAS	117
FIGURA 49 – PROCEDIMENTO DE CURA DAS VIGAS: A) MOLHAGEM DAS VIGAS; B) COBERTURA COM MANTA DE DRENAGEM E LONA	117
FIGURA 50 – CONTROLE DO DESLOCAMENTO DA VIGA: A) DEFLECTÔMETRO ACOPLADO AO SISTEMA DE AQUISIÇÃO DA PRENSA E DEFLECTÔMETRO INDEPENDENTE; B) APLICATIVO PARA LEITURA E REGISTRO DOS DADOS	118
FIGURA 51 – <i>STRAIN GAUGES</i> UTILIZADOS NA INSTRUMENTAÇÃO: A) BARRA DE GFRP; B) FACE DE CONCRETO	119
FIGURA 52 - AQUISIÇÃO DOS DADOS DOS <i>STRAIN GAUGES</i> ; A) VISTA INTERNA; B) VISTA EXTERNA; C) VISTA LATERAL; D) PROGRAMA TEMPUS	120
FIGURA 53 – POSICIONAMENTO DOS <i>STRAIN GAUGES</i> E DO LVDT NA VIGA ENSAIADA.....	120
FIGURA 54 – PREPARAÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO DAS BARRAS DE GFRP: A) LIXAMENTO DA BARRA; B) APLICAÇÃO DE UMA CAMADA DE SUPERBONDER; C) COLAGEM DO <i>STRAIN GAUGE</i> ; D)	

APLICAÇÃO DE UMA CAMADA DE ARALDITE PARA PROTEÇÃO; E) BARRAS INSTRUMENTADAS; F) BARRAS POSICIONADAS DURANTE CONCRETAGEM.....	121
FIGURA 55 – PREPARAÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO DA FACE DA VIGA: A) LIXAMENTO DA SUPERFÍCIE E APLICAÇÃO DE UMA CAMADA DE SUPERBONDER; B) COLAGEM DO <i>STRAIN GAUGE</i> ; C) APLICAÇÃO DE UMA CAMADA DE ARALDITE PARA PROTEÇÃO; D) INSTRUMENTAÇÃO FINALIZADA	122
FIGURA 56 – PREPARAÇÃO DA SUPERFÍCIE DAS VIGAS PARA ACOMPANHAMENTO DO ENSAIO POR IMAGEM: A) PINTURA DA FACE MONITORADA; B) DETALHE DA PINTURA FINAL; C) VIGAS PREPARADAS	124
FIGURA 57 – DETALHE DO ACOMPANHAMENTO POR IMAGEM DURANTE O ENSAIO: A) DETALHE PARA A REGIÃO MONITORADA; B) VISTA GERAL, C) REGUA FIXADA PARA CALIBRAÇÃO	124
FIGURA 58 - PRINCÍPIO DA TÉCNICA DIC - QUADRILÁTEROS EM VERMELHO INDICAM SUBSETS	125
FIGURA 59 – ABERTURA W E DESLIZAMENTO DETERMINAÇÃO S DA FISSURA CRÍTICA	126
FIGURA 60 – GRÁFICO TEMPO X DESLOCAMENTO RESULTANTE DO LVDT E DO DIC PARA A VIGA SFRC0,50-2	127
FIGURA 61 – GRÁFICO CARGA X DESLOCAMENTO RESULTANTE DO LVDT E DO DIC PARA A VIGA SFRC0,50-2	127
FIGURA 62 – PROJETO DA VIGA METÁLICA PARA COLOCAÇÃO DOS APOIOS	128
FIGURA 63 – POSICIONAMENTO DAS VIGAS NA PRENSA: A) VIGA EUROPEIA; B) VIGA.....	129
FIGURA 64 – LOCALIZAÇÃO DOS TESTEMUNHOS COM DIÂMETRO 15 CM EXTRAÍDOS DAS VIGAS	130
FIGURA 65 – TESTEMUNHOS COM DIÂMETRO 15 CM EXTRAÍDOS DAS VIGAS	130
FIGURA 66 – LOCALIZAÇÃO DOS TESTEMUNHOS COM DIÂMETRO 5 CM EXTRAÍDOS DA VIGA SFRC1,00-2	131

FIGURA 67 – TESTEMUNHOS COM DIÂMETRO 5 CM EXTRAÍDOS DAS VIGAS: A) SFRC0,50-2 CENTRO; B) SFRC0,50-2 LADO DIREITO; C) SFRC1,00 – CENTRO; D) SFRC1,00-2 LADO DIREITO	131
FIGURA 68 – FALHA DAS BARRAS DE GFRP NO ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE: A) CP1, B) CP2, C) CP3, D) CP4, E) CP5, F) CP6, G) CP7 E H) CP8	133
FIGURA 69 – GRÁFICO TENSÃO X DEFORMAÇÃO BARRAS GFRP	134
FIGURA 70 – ABATIMENTO DOS CONCRETOS: A) CC0, B) SFRC0,50, C) SFRC0,75, D) SFRC1,00	136
FIGURA 71 – ESPALHAMENTO DOS CONCRETO: A) CC0 - VIGAS E CPS; B) CC0 - VIGAS EUROPEIAS, C) SFRC0,50 - VIGAS E CPS; D) SFRC0,50 - VIGAS EUROPEIAS; E) SFRC0,75 - VIGAS E CPS; F) SFRC0,75 - VIGAS EUROPEIAS, G) SFRC1,00 - VIGAS E CPS; H) SFRC1,00 - VIGAS EUROPEIAS.....	136
FIGURA 72 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X VOLUME DE FIBRAS	139
FIGURA 73 – CORPOS DE PROVA DAS VIGAS EUROPEIAS APÓS ENSAIO: A) CC0; B) SFRC0,50; C) SFRC0,75; D) SFRC1,00	141
FIGURA 74 – GRÁFICO CARGA X CMOD: A) CC0; B) SFRC0,50; C) SFRC0,75; D) SFRC1,00	141
FIGURA 75 – GRÁFICO CARGA X CMOD DE TODOS OS CONCRETOS.....	142
FIGURA 76 – GRÁFICO RESISTÊNCIAS RESIDUAIS SFRC X VOLUME DE FIBRAS	144
FIGURA 77 – DELIMITAÇÃO DE QUADRANTES PARA CONTAGEM DAS FIBRAS NO CORPO DE PROVA DAS VIGAS EUROPEIA.....	144
FIGURA 78 – DISTRIBUIÇÃO DE FIBRAS NOS CORPOS DE PROVA DA VIGA EUROPEIA	145
FIGURA 79 – QUANTIDADE DE FIBRAS X VOLUME DE FIBRAS NAS VIGAS EUROPEIAS	146
FIGURA 80 – CORPOS DE PROVA CÚBICOS APÓS ENSAIO MONTEVIDEU: A) SFRC0,50; B) SFRC0,75; C) SFRC1,00	148
FIGURA 81 – GRÁFICOS CARGA X CMOD RESULTANTE DO ENSAIO MVD: A) SFRC0,50; B) SFRC0,75; C) SFRC1,00	149
FIGURA 82 – FATOR DE CORRELAÇÃO DE CARGA (K_{MVD}) VS. CMOD AOS 28 DIAS	152

FIGURA 83 - CONTROLE DE QUALIDADE SFRC: A) COMPARAÇÃO DE CARGA (3PBT x ESTIMATIVAS MVD AOS 28 DIAS); B) CARGAS DE MVD DOS CORPOS DE PROVA DAS METADES DAS VIGAS (28 E 100 DIAS); C) CARGAS 3PBT EM 28 DIAS x ESTIMATIVAS EM 100 DIAS	153
FIGURA 84 – GRÁFICOS CARGA X DEFLEXÃO: A) CC0; B) SFRC0,50; C) SFRC0,75; D) SFRC1,00	156
FIGURA 85 – GRÁFICO CARGA X DEFLEXÃO DE TODAS AS VIGAS	156
FIGURA 86 – ENERGIA ABSORVIDA	157
FIGURA 87 – GRÁFICO FORÇA CORTANTE X DEFLEXÃO: A) TODAS AS VIGAS; B) CISALHAMENTO NORMALIZADO	158
FIGURA 88 – EFEITO DAS FIBRAS: A) NA CARGA ÚLTIMA DAS VIGAS; B) NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NORMALIZADO	162
FIGURA 89 – RESUMO MODO DE FALHA DAS VIGAS.....	165
FIGURA 90 – VIGA CC0-1: A) VISTA DA LATERAL INSTRUMENTADA COM <i>STRAIN GAUGE</i> ; B) VISTA DA LATERAL DO ACOMPANHAMENTO DIGITAL POR IMAGEM; C) VISTA GERAL DA VIGA; D) MAPEAMENTO DAS FISSURAS.....	166
FIGURA 91 – VIGA CC0-2: A) VISTA DA LATERAL INSTRUMENTADA COM <i>STRAIN GAUGE</i> ; B) VISTA DA LATERAL DO ACOMPANHAMENTO DIGITAL POR IMAGEM; C) VISTA GERAL DA VIGA; D) MAPEAMENTO DAS FISSURAS.....	167
FIGURA 92 – COMPARAÇÃO DA FISSURAÇÃO DAS VIGAS CC0-1 E CC0-2 ...	168
FIGURA 93 – VIGA SFRC0,50-1: A) VISTA DA LATERAL INSTRUMENTADA COM <i>STRAIN GAUGE</i> ; B) VISTA DA LATERAL DO ACOMPANHAMENTO POR IMAGEM; C) VISTA GERAL DA VIGA; D) MAPEAMENTO DAS FISSURAS	168
FIGURA 94 – VIGA SFRC0,50-2: A) VISTA DA LATERAL INSTRUMENTADA COM <i>STRAIN GAUGE</i> ; B) VISTA DA LATERAL DO ACOMPANHAMENTO POR IMAGEM; C) VISTA GERAL DA VIGA; D) MAPEAMENTO DAS FISSURAS	169
FIGURA 96 – COMPARAÇÃO DA FISSURAÇÃO DAS VIGAS SFRC0,50-1 E SFRC0,50-2	170

FIGURA 97 – DESTAQUE PARA ESMAGAMENTO DO CONCRETO NO PONTO DE APLICAÇÃO DE CARGA PARA A VIGA SFRC0,50-1: A) VISTA SUPERIOR; B) VISTA LATERAL.....	170
FIGURA 98 – VIGA SFRC0,75-1: A) VISTA DA LATERAL INSTRUMENTADA COM <i>STRAIN GAUGE</i> ; B) VISTA DA LATERAL DO ACOMPANHAMENTO POR IMAGEM; C) VISTA GERAL DA VIGA; D) MAPEAMENTO DAS FISSURAS	171
FIGURA 99 – VIGA SFRC0,75-2: A) VISTA DA LATERAL INSTRUMENTADA COM <i>STRAIN GAUGE</i> ; B) VISTA DA LATERAL DO ACOMPANHAMENTO POR IMAGEM; C) VISTA GERAL DA VIGA; D) MAPEAMENTO DAS FISSURAS	171
FIGURA 100 – COMPARAÇÃO DA FISSURAÇÃO DAS VIGAS SFRC0,75-1 E SFRC0,75-2	172
FIGURA 101 – DESTAQUE DO ESMAGAMENTO DO CONCRETO NO PONTO DE APLICAÇÃO DE CARGA PARA A VIGA SFRC0,75-1: A) VISTA SUPERIOR; B) VISTA LATERAL.....	172
FIGURA 102 – VIGA SFRC1,00-1: A) VISTA DA LATERAL INSTRUMENTADA COM <i>STRAIN GAUGE</i> ; B) VISTA DA LATERAL DO ACOMPANHAMENTO POR IMAGEM; C) VISTA GERAL DA VIGA; D) MAPEAMENTO DAS FISSURAS	173
FIGURA 103 – VIGA SFRC1,00-2: A) VISTA DA LATERAL INSTRUMENTADA COM <i>STRAIN GAUGE</i> ; B) VISTA DA LATERAL DO ACOMPANHAMENTO POR IMAGEM; C) VISTA GERAL DA VIGA; D) MAPEAMENTO DAS FISSURAS	174
FIGURA 104 – COMPARAÇÃO DA FISSURAÇÃO DAS VIGAS SFRC1,00-1 E SFRC1,00-2	174
FIGURA 105 - DETALHE PARA O EFEITO DE PONTE DAS FIBRAS: A) VIGA SFRC0,50-1; B) VIGA SFRC0,50-2; C) VIGA SFRC0,75-1; D) SFRC0,75-2; E) VIGA SFRC1,00-1; F) VIGA SFRC1,00-2	175
FIGURA 106 – IDENTIFICAÇÃO DE TIPOS DE FISSURAS	176
FIGURA 107 – VISTA GERAL DA FISSURAÇÃO DE TODAS AS VIGAS ENSAIADAS	177

FIGURA 108 – IDENTIFICAÇÃO DAS FISSURAS NAS VIGAS PELA ANÁLISE POR DIC: A) CC0-1, B) CC0-2; C) SFRC0,50-1; D) SFRC0,50-2; E) SFRC0,75-2; F) SFRC1,00-1; G) SFRC1,00-2.....	178
FIGURA 109 – DEFORMAÇÕES PRINCIPAIS DAS VIGAS: A) CC0-1 EM P_{MAX} ; B) CC0-2 EM P_{MAX} ; C) SFRC0,50-1 EM P_{MAX} ; D) SFRC0,50-2 EM P_{MAX} ; E) SFRC0,75-2 EM P_{MAX} ; F) SFRC1,00-1 EM P_{MAX} ; G) SFRC1,00-2 EM P_{MAX}	180
FIGURA 110 – FORMA SIMPLIFICADA DA FISSURA CRÍTICA NAS VIGAS COM IDENTIFICAÇÃO NUMÉRICA DOS TRECHOS SEGUIDOS DO ÂNGULO, EM GRAUS (ENTRE PARÊNTESES), EM RELAÇÃO AO EIXO LONGITUDINAL DA VIGA.....	181
FIGURA 111 – FISSURA CRÍTICA NAS VIGAS COM IDENTIFICAÇÃO DO ÂNGULO MÉDIO, EM GRAUS, EM RELAÇÃO À HORIZONTAL ...	183
FIGURA 112 – LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS AO LONGO DA FISSURA CRÍTICA	184
FIGURA 113 – ABERTURAS E DESLIZAMENTOS AO LONGO DA FISSURA CRÍTICA PARA A VIGA SEM FIBRAS: A) IDENTIFICAÇÃO DOS ESTÁGIOS NO GRÁFICO CARGA X DEFLEXÃO; B) ABERTURA CC0-1; C) DESLIZAMENTO CC0-1; D) ABERTURA CC0-2; E) DESLIZAMENTO CC0-2.....	189
FIGURA 114 – ABERTURAS E DESLIZAMENTOS AO LONGO DA FISSURA CRÍTICA PARA A VIGA SFRC0,50: A) IDENTIFICAÇÃO DOS ESTÁGIOS NO GRÁFICO CARGA X DEFLEXÃO; B) ABERTURAS SFRC0,50-1; B) DESLIZAMENTOS SFRC0,50-1; C) DESLIZAMENTOS SFRC0,50-2; E) DESLIZAMENTOS SFRC0,50-2	192
FIGURA 115 – ABERTURAS E DESLIZAMENTOS AO LONGO DA FISSURA CRÍTICA PARA A VIGA SFRC0,75: A) IDENTIFICAÇÃO DOS ESTÁGIOS NO CARGA X DEFLEXÃO; B) ABERTURA SFRC0,75-2; C) DESLIZAMENTO SFRC0,75-2	194
FIGURA 116 – ABERTURAS E DESLIZAMENTOS AO LONGO DA FISSURA CRÍTICA PARA A VIGA SFRC1,00: A) IDENTIFICAÇÃO DOS ESTÁGIOS NO GRÁFICO CARGA X DEFLEXÃO; B) ABERTURA	

	SFRC1,00-1; B) DESLIZAMENTO SFRC1,00-1; C) ABERTURA SFRC1,00-2; E) DESLIZAMENTO SFRC1,00-2	195
FIGURA 117 – CINEMÁTICA DA FISSURA PARA AS VIGAS: A) CC0-1; B) CC0-2; C) SFRC0,50-1; D) SFRC0,50-2; E) SFRC0,75-2; F) SFRC1,00-1 E G) SFRC1,00-2		197
FIGURA 118 - GRÁFICO DEFLEXÃO X DEFORMAÇÃO NOS SENSORES DA FACE DE CONCRETO: A) CC0-2; B) SFRC0,50-1; C) SFRC0,50-2; D) SFRC0,75-1; E) SFRC1,00-1; F) SFRC1,00-2		200
FIGURA 119 – GRÁFICO DEFLEXÃO X DEFORMAÇÃO NOS SENSORES DAS BARRAS DE GFRP: A) CC0-2; B) SFRC0,50-1; C) SFRC0,50-2; D) SFRC0,75-1; E) SFRC1,00-1; F) SFRC1,00-2		201
FIGURA 120 – CONSUMO DE FIBRAS NOS TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS DAS VIGAS (kg/m ³).....		206
FIGURA 121 – DISTRIBUIÇÃO MÉDIA DAS FIBRAS EM CADA EIXO NOS TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS DAS VIGAS		208
FIGURA 122 – DISTRIBUIÇÃO DAS FIBRAS EM CADA TESTEMUNHO EXTRAÍDO DAS VIGAS: A) DIREÇÃO C _z ; B) DIREÇÃO C _x ; C) DIREÇÃO C _y ...		210
FIGURA 123 – IMAGENS DA MICROTOMOGRAFIA DO CONCRETO DA VIGA NA REGIÃO DA BARRA DE GFRP: A) SFRC0,50-2 LATERAL DIREITA – BARRA LATERAL; B) SFRC1,00-2 CENTRO DA VIGA – BARRA MEIO; C) SFRC1,00-2 LATERAL ESQUERDA – BARRA MEIO; D) SFRC1,00-2 LATERAL ESQUERDA – BARRA LATERAL		212
FIGURA 124 – PREVISÃO RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO POR DIVERSOS MODELOS: A) CC0; B) SFRC0,50; C) SFRC0,75 E D) SFRC1,00.		215
FIGURA 125 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA METODOLOGIA DA MODELAGEM COMPUTACIONAL PARA AS VIGAS SFRC		220
FIGURA 126 – COMPORTAMENTO TENSÃO x DEFORMAÇÃO DO CONCRETO: A) NA TRAÇÃO E B) NA COMPRESSÃO MODELO CDP		222
FIGURA 127 – COMPORTAMENTO TENSÃO x DEFORMAÇÃO UNIAIXIAL À COMPRESSÃO PARA O CONCRETO		223
FIGURA 128 – CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO PARA DIFERENTES MODELOS ANALÍTICOS DE COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO PARA O CONCRETO SFRC0,50.....		225

FIGURA 129 – COMPORTAMENTO TENSÃO x DEFORMAÇÃO UNIAxIAL À TRAÇÃO PARA O CONCRETO SFRC	226
FIGURA 130 – CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO PARA DIFERENTES MODELOS ANALÍTICOS DE COMPORTAMENTO À TRAÇÃO PARA O CONCRETO SFRC0,50	227
FIGURA 131 – MODELAGEM DA VIGA EUROPEIA, EM 2D, NO ABAQUS: A) VIGA, B) DETALHE DA MALHA NO ENTALHE	230
FIGURA 132 - DETALHE DOS ELEMENTOS CPS3 E CPS4R	230
FIGURA 133 – CURVAS X CARGA DESLOCAMENTO PARA A VIGA EUROPEIA SFRC0,50 COM DIFERENTES TIPOS DE MALHAS.....	231
FIGURA 134 – CURVA CARGA X DESLOCAMENTO EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DAS VIGAS EUROPEIAS: A) SFRC0,50; B) SFRC0,75; C) SFRC1,00	232
FIGURA 135 - FUNÇÃO DE AMOLECIMENTO NA TRAÇÃO (FUNÇÃO INICIAL): A) TRÊS PONTOS INICIAIS; B) DEFINIÇÃO DE PONTOS INTERMEDIÁRIOS	234
FIGURA 136 – CURVA CARGA X DESLOCAMENTO EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DAS VIGAS EUROPEIAS APÓS ANÁLISE INVERSA: A) SFRC0,50; B) SFRC0,75; C) SFRC1,00	235
FIGURA 137 – VIGA SFRC MODELADA EM 2D NO ABAQUS	237
FIGURA 138 – VIGA SFRC 0,50 CURVA CARGA X DEFLEXÃO NUMÉRICA, PARA DIVERSOS MODELOS DE COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO E PADRÃO DE FISSURAÇÃO: A) EXPERIMENTAL; B) SEM DANO; C) HOGNESTAD (1951); D) KRÄTZIG E PÖLLING (2004); E) CARREIRA E CHU (1985); F) GUO (2014); G) MODEL CODE (2010)	238
FIGURA 139 – VIGA SFRC0,75 CURVA CARGA X DEFLEXÃO NUMÉRICA, PARA DIVERSOS MODELOS DE COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO E PADRÃO DE FISSURAÇÃO: A) EXPERIMENTAL; B) SEM DANO; C) HOGNESTAD (1951); D) KRÄTZIG E PÖLLING (2004); E) CARREIRA E CHU (1985); F) GUO (2014); G) MODEL CODE (2010)	239
FIGURA 140 – VIGA SFRC1,00 CURVA CARGA X DEFLEXÃO NUMÉRICA, PARA DIVERSOS MODELOS DE COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO E	

PADRÃO DE FISSURAÇÃO: A) EXPERIMENTAL; B) SEM DANO; C) HOGNESTAD (1951); D) KRÄTZIG E PÖLLING (2004); E) CARREIRA E CHU (1985); F) GUO (2014); G) MODEL CODE (2010)	240
FIGURA 141 – COMPORTAMENTO NUMÉRICO DA VIGA SFRC 0,50 COM O MODELO DE KRÄTZIG E PÖLLING (2004) E MALHA DE 10 MM: A) EXPERIMENTAL; B) DEFORMAÇÃO PLÁSTICA; C) DANO NA TRAÇÃO; D) DANO NA COMPRESSÃO; E) TENSÃO (MPa)	241
FIGURA 142 – COMPORTAMENTO NUMÉRICO DA VIGA SFRC 0,75 COM O MODELO DE KRÄTZIG E PÖLLING (2004) E MALHA DE 10 MM: A) EXPERIMENTAL; B) DEFORMAÇÃO PLÁSTICA; C) DANO NA TRAÇÃO; D) DANO NA COMPRESSÃO; E) TENSÃO (MPa)	242
FIGURA 143 – COMPORTAMENTO NUMÉRICO DA VIGA SFRC 1,00 COM O MODELO DE KRÄTZIG E PÖLLING (2004) E MALHA DE 10 MM: A) EXPERIMENTAL; B) DEFORMAÇÃO PLÁSTICA; C) DANO NA TRAÇÃO; D) DANO NA COMPRESSÃO; E) TENSÃO (MPa)	242
FIGURA 144 – VIGA SFRC 0,50 MODELADA EM 3D NO ABAQUS	244
FIGURA 145 – COMPORTAMENTO NUMÉRICO 3D DA VIGA SFRC0,50 COM O MODELO DE KRÄTZIG E PÖLLING (2004): A) DEFORMAÇÃO PLÁSTICA; B) DANO NA TRAÇÃO; C) DANO NA COMPRESSÃO; D) TENSÃO (MPa)	245
FIGURA 146 – COMPORTAMENTO NUMÉRICO 3D DA VIGA SFRC0,75 COM O MODELO DE KRÄTZIG E PÖLLING (2004): A) DEFORMAÇÃO PLÁSTICA; B) DANO NA TRAÇÃO; C) DANO NA COMPRESSÃO; D) TENSÃO (MPa)	246
FIGURA 147 – COMPORTAMENTO NUMÉRICO 3D DA VIGA SFRC1,00 COM O MODELO DE KRÄTZIG E PÖLLING (2004): A) DEFORMAÇÃO PLÁSTICA; B) DANO NA TRAÇÃO; C) DANO NA COMPRESSÃO; D) TENSÃO (MPa)	247
FIGURA 148 – VIGA SFRC0,75 COM BARRA DE AÇO: A) DEFORMAÇÃO PLÁSTICA VIGA COM 3 BARRAS DE AÇO; B) DANO NA TRAÇÃO VIGA COM 3 BARRAS DE AÇO; C) DANO NA COMPRESSÃO VIGA COM 3 BARRAS DE AÇO; D) TENSÃO VIGA COM 3 BARRAS DE AÇO(MPa)	250

FIGURA 149 – VIGA SFRC0,75: A) DEFORMAÇÃO VIGA COM 3 BARRAS DE GFRP; B) DEFORMAÇÃO VIGA COM 3 BARRAS DE AÇO; C) TENSÃO VIGA COM 3 BARRAS DE GFRP; D) TENSÃO VIGA COM 3 BARRAS DE AÇO.....	251
FIGURA 150 – VIGA SFRC0,75 COM DIFERENTES TAXAS DE GFRP.....	252
FIGURA 151 – EFEITO DA TAXA DE ARMADURA NAS CAPACIDADES DE CISALHAMENTO DAS VIGAS ARMADAS COM GFRP	253
FIGURA 152 – VIGA SFRC0,75 COM DIFERENTES RELAÇÕES A/D.....	254
FIGURA 153 – EFEITO DA RELAÇÃO A/D NAS CAPACIDADES DE CISALHAMENTO DAS VIGAS ARMADAS COM GFRP	255

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DE DIVERSOS TIPOS DE POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS	49
TABELA 2 – COEFICIENTE DE DILATAÇÃO TÉRMICA DAS BARRAS DE FRP ...	50
TABELA 3 – MODELOS PARA DETERMINAR A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS COM BARRAS DE FRP, VIGAS COM SFRC E VIGAS SFRC COM BARRAS DE FRP	65
TABELA 4 – ARTIGOS COM ESTUDOS EXPERIMENTAIS DE ELEMENTOS DE FRC COM FRP	71
TABELA 5 – CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS	94
TABELA 6 – TRAÇOS ESTUDADOS DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO	95
TABELA 7 – TRAÇO FINAL DO CONCRETO CONVENCIONAL E DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO.....	96
TABELA 8 – ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS VIGAS ENSAIADAS (em kN).....	103
TABELA 9 – DADOS DOS CORPOS DE PROVA MOLDADOS PARA CADA TIPO DE CONCRETO.....	105
TABELA 10 – NOMENCLATURA DOS CORPOS DE PROVA ENSAIADOS PARA CADA TIPO DE CONCRETO.....	106
TABELA 11 – VALORES DE G_{CRIT}	110
TABELA 12 – IDADE E TEMPO DE ENSAIO DAS VIGAS	129
TABELA 13 – DIÂMETRO EFETIVO DAS BARRAS DE GFRP UTILIZADAS NA PESQUISA.....	132
TABELA 14 – RESISTÊNCIA À TRAÇÃO, MÓDULO DE ELASTICIDADE E DEFORMAÇÃO DAS BARRAS GFRP UTILIZADAS NA PESQUISA	134
TABELA 15 – PROPRIEDADES DO CONCRETO NO ESTADO FRESCO: ABATIMENTO, ESPALHAMENTO E VISCOSIDADE	135
TABELA 16 – RESUMO DAS RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE DOS CONCRETOS	138
TABELA 17 – RESUMO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL DO CONCRETO	140

TABELA 18 – RESUMO DAS RESISTÊNCIAS RESIDUAIS À TRAÇÃO NA FLEXÃO	143
TABELA 19 - RESULTADOS DE DISTRIBUIÇÃO DE FIBRA BASEADOS NO TESTE INDUTIVO	147
TABELA 20 – CARGAS DO ENSAIO MVD	150
TABELA 21 – K_{MVD} COEFICIENTE AOS 28 DIAS	152
TABELA 22 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS OBTIDOS NOS ENSAIOS DAS VIGAS.....	159
TABELA 23 – ACRÉSCIMO MÉDIO NA CARGA DE INÍCIO DE FISSURAÇÃO, NA CARGA DE PICO, ÚLTIMA E NA DEFLEXÃO NO TÉRMINO DO ENSAIO	159
TABELA 24 – ABERTURAS E DESLIZAMENTOS NA CARGA DE PICO PARA CADA SEGMENTO DA FISSURA CRÍTICA DAS VIGAS ENSAIADAS	185
TABELA 25 – ABERTURAS E DESLIZAMENTOS MÁXIMOS PARA CADA SEGMENTO DA FISSURA CRÍTICA DAS VIGAS ENSAIADAS NA RUPTURA.....	185
TABELA 26 – CARGA DE FORMAÇÃO DA FISSURA DE CISALHAMENTO PARA CADA ESTÁGIO	188
TABELA 27 – DEFORMAÇÕES MÁXIMAS REGISTRADAS PELOS <i>STRAIN GAUGES</i> NA FACE DE CONCRETO E NAS BARRAS DE GFRP DAS VIGAS ENSAIADAS.....	202
TABELA 28 - QUANTIDADE DE FIBRA PELO TESTE INDUTIVO NOS TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS DAS VIGAS	204
TABELA 29 – DISTRIBUIÇÃO DAS FIBRAS PELO TESTE INDUTIVO EM CADA EIXO DOS CORPOS DE PROVA EXTRAÍDOS DAS VIGAS.....	207
TABELA 30 – RELAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EXPERIMENTAL (V_e) COM AS PREVISÕES DE MODELOS PROPOSTOS	217
TABELA 31 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO DAS VIGAS	220
TABELA 32 – MODELOS ANALÍTICOS PARA O COMPORTAMENTO TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO À COMPRESSÃO DAS VIGAS .	224
TABELA 33 – MODELOS ANALÍTICOS PARA O COMPORTAMENTO TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO SFRC À TRAÇÃO	226

TABELA 34 – PROPRIEDADES DE PLASTICIDADE DO CONCRETO PARA AS VIGAS	229
TABELA 35 – ANÁLISES NUMÉRICAS PARA VERIFICAR O TIPO DE MALHA NA MODELAGEM 2D	230
TABELA 36 – DADOS DE TENSÃO E DEFORMAÇÃO FINAIS RESULTANTES DA ANÁLISE INVERSA DAS VIGAS EUROPEIAS.....	236
TABELA 37 – COMPARAÇÃO ENTRE A CARGA ÚLTIMA EXPERIMENTAL E NUMÉRICA E DEFLEXÃO CORRESPONDENTE	248
TABELA 38 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO AOS 28 DIAS.....	282
TABELA 39 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO NA DATA DE ENSAIO DAS VIGAS	285
TABELA 40 – RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL DO CONCRETO AOS 28 DIAS.....	287
TABELA 41 – RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DO CONCRETO NA DATA DE ENSAIO DA VIGA.....	288
TABELA 42 – RESISTÊNCIAS RESIDUAIS À TRAÇÃO NA FLEXÃO DOS CONCRETOS SFRC	289

LISTA DE ABREVIATURAS

AFRP	<i>Aramid Fiber Reinforced Polymer</i>
BFRC	<i>Basalt Fiber Reinforced Concrete</i>
BFRP	<i>Basalt Fiber Reinforced Polymer</i>
CC0	Viga de concreto convencional
CCCM	<i>Compression Chord Capacity Model</i>
CDP	<i>Concrete Damaged Plasticity</i>
CFRM	<i>Continuous Fiber Reinforced Materials</i>
CFRP	<i>Carbon Fiber Reinforced Polymer</i>
CMOD	<i>Crack Mouth Opening Displacement</i>
CMOD ₁	Medida da abertura do entalhe da viga de FRC de 0,5 mm
CMOD ₂	Medida da abertura do entalhe da viga de FRC de 1,5 mm
CMOD ₃	Medida da abertura do entalhe da viga de FRC de 2,5 mm
CMOD ₄	Medida da abertura do entalhe da viga de FRC de 3,5 mm
CP	Corpo de prova
CSCT	<i>Critical shear crack theory</i>
CTOD	<i>Crack Tip Opening Displacement</i>
CV	Coeficiente de variação
DIC	<i>Digital Image Correlation</i>
GFRP	<i>Glass Fiber Reinforced Polymer</i>
FRC	<i>Fiber Reinforced Concrete</i>
FRP	<i>Fiber Reinforced Polymer</i>
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
MCFT	<i>Modified Compression Field Theory</i>
MVD	Ensaio Montevideu
SD	Desvio padrão
SFRC	<i>Steel Fiber Reinforced Concrete</i>
SFRC _{0,50}	Viga de concreto reforçado com fibras no volume de 0,50%
SFRC _{0,75}	Viga de concreto reforçado com fibras no volume de 0,75%
SFRC _{1,00}	Viga de concreto reforçado com fibras no volume de 1,00%
STM	<i>Strut-and-tie model</i>
T	Testemunho

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Distância de aplicação da carga em relação ao apoio (vão de cisalhamento)
A_f	Área da seção transversal de armadura longitudinal de FRP
A_{fe}	Área efetiva da seção transversal de armadura longitudinal de FRP
A_s	Área da seção transversal do aço
A_{sl}	Área de armadura longitudinal
b	Largura da seção transversal da viga
b_f	Largura da seção transversal da viga na região da mesa
b_w	Menor largura da seção transversal na zona de tração
C	Resultante de compressão em uma seção
C_f	Teor total de fibras de aço
C_i	Teor de fibras de aço em cada direção (x, y ou z)
C_x	Teor de fibras de aço na direção x
C_y	Teor de fibras de aço na direção y
C_z	Teor de fibras de aço na direção z
d	Altura útil da viga
d_a	Tamanho máximo do agregado graúdo
d_c	Dano no concreto na compressão
d_f	Diâmetro das fibras
d_t	Dano no concreto na tração
d_v	Profundidade de cisalhamento efetiva
E	Módulo de elasticidade
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
$E_{c,28}$	Módulo de elasticidade do concreto, aos 28 dias
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial do concreto
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto
E_f	Módulo de elasticidade da barra de FRP
E_s	Módulo de elasticidade da barra de aço
f_c	Resistência à compressão do concreto
f_{c28}	Resistência à compressão do concreto, aos 28 dias

f_{c100}	Resistência à compressão do concreto, aos 100 dias
f_{cc}	Tensão de compressão biaxial
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{cm}	Resistência à compressão média do concreto
f_{ct}	Resistência à tração do concreto
f_{ct28}	Resistência à tração do concreto, aos 28 dias
f_{ct100}	Resistência à tração do concreto, aos 100 dias
f_{ctk}	Resistência característica à tração direta do concreto
f_{ctm}	Resistência à tração média do concreto
F_{EN}	Carga correspondente ao ensaio de flexão da viga em três pontos
f_f	Resistência à tração da barra de FRP
F_f	Fator de fibra
f_{Ftuk}	Resistência característica à tração direta do FRC, considerando CMOD de 1,5 mm.
F_j	Carga pontual medida no meio do corpo de prova correspondente às aberturas de fissuras
F_L	Carga medida com maior valor entre $0 \leq \text{CMOD} \leq 0,05$ mm
F_{MVD}	Carga correspondente ao ensaio Montevideu
F_{pico}	Carga de pico
$f_{R,j}$	Resistência à tração residual na flexão
f_{R1}	Resistência à tração residual na flexão para uma abertura de fissura de 0,50 mm
f_{R2}	Resistência à tração residual na flexão para uma abertura de fissura de 1,50 mm
f_{R3}	Resistência à tração residual na flexão para uma abertura de fissura de 2,50 mm
f_{R4}	Resistência à tração residual na flexão para uma abertura de fissura de 3,50 mm
F_{R1}	Carga residual para uma abertura de fissura de 0,50 mm
F_{R2}	Carga residual para uma abertura de fissura de 1,50 mm
F_{R3}	Carga residual para uma abertura de fissura de 2,50 mm
F_{R4}	Carga residual para uma abertura de fissura de 3,50 mm
f_y	Resistência ao escoamento do aço

g	Resultado médio do conjunto de dados
G	Função potencial de fluxo
G_c	Valor discrepante pelo ensaio de Grubbs
G_{ch}	Energia de esmagamento do concreto
G_f	Energia de fratura do concreto
G_{f0}	Energia de fratura dependente do tamanho máximo do agregado
g_s	Resultado suspeito de discrepância pelo ensaio de Grubbs
h	Altura da seção transversal ou da amostra
h_f	Altura da seção transversal da viga na região da mesa
h_{sp}	Distância entre a ponta do entalhe e do topo da viga na seção do meio do vão
k	Efeito de tamanho da seção
K	<i>Gauge factor</i>
k_c	Forma de escoamento da superfície
k_{MVD}	Coefficiente de correlação entre os ensaios de flexão em três pontos e o ensaio Montevideu
l	Comprimento do vão da viga
L_{ani}	Variável de indutância em corpos de prova cilíndricos
l_{cs}	Comprimento crítico fissurado
l_d	Tamanho do elemento finito
L_e	Soma da leitura da indutância nas três direções
l_f	Comprimento das fibras
L_i	Leitura de indutância para cada direção (x, y e z) de cada amostra
L_{iso}	Variável de indutância em corpos de prova cilíndricos
L_z	Leitura de indutância para direção z
L_{0°	Leitura de indutância para direção 0 graus
L_{45°	Leitura de indutância para direção 45 graus
L_{90°	Leitura de indutância para direção 90 graus
$l_1, l_2 e l_3$	Comprimento das amostras de barras de GFRP
M_{fl}	Momento de flexão nominal
M_u	Momento último
n	Número de exemplares

P_{cri}	Carga de início da fissura crítica
P_{exp}	Carga registrada ensaio experimental
P_{fis}	Carga de fissuração
P_{max}	Carga máxima resistida pelo corpo de prova de GFRP
P_{maxv}	Carga máxima resistida pela viga ensaiada
P_{num}	Carga registrada modelo numérico
P_{pico}	Carga de pico
P_1	Força que constitui uma deformação de 0,003
P_2	Força que constitui uma deformação de 0,001
P_I	Carga no instante que a fissura crítica cruza a armadura longitudinal de GFRP
P_{II}	Carga no instante em que a fissura crítica se torna inclinada
P_{III}	Carga no instante em que a fissura crítica se torna horizontal ou menos inclinada e em direção ao ponto de aplicação da carga
P_{IV}	Instante da carga máxima
P_V	Carga da ruptura
R_i	Relação entre carga experimental e numérica
RI	Índice de reforço de fibra
R_s	Resistência leitura <i>strain gauge</i>
$R_1, R_2, R_3 e R_4$	Resistores
s	Deslocamento relativo de deslizamento de fissura
s_{xe}	Parâmetro de espaçamento de fissuras
T	Resultante de tração em uma seção
V	Força de cisalhamento medida
V_a	Resistência ao cisalhamento através do intertravamento dos agregados
V_b	Resistência ao cisalhamento através da contribuição das fibras
V_c	Parcela de contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento
V_{cc}	Resistência ao cisalhamento do concreto não fissurado
$V_{cy,FRP}$	Parcela de contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento de vigas armadas com barras de FRP
$V_{cy,FR-FRP}$	Parcela de contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento de vigas SFRC armadas com barras de FRP

V_d	Resistência ao cisalhamento por meio da ação do pino
V_{ex}	Tensão de alimentação
V_f	Volume de fibras
V_{fl}	Cortante nominal
V_{fd}	Contribuição das fibras na resistência ao cisalhamento
V_{max}	Resistência ao cisalhamento
$V_{Rd,ct}$	Resistência de cálculo ao cisalhamento do elemento estrutural com barra de FRP segundo a normativa CNR-DT203 (2006)
$V_{Rd,F}$	Resistência ao cisalhamento do elemento estrutural em FRC
V_v	Tensão lida pelo voltímetro
V_u	Resistência última ao cisalhamento de vigas de SFRC com FRP
w	Deslocamento relativo de abertura de fissura
w_{FRP}	Abertura de fissura de viga armada com barra de FRP
w_{FR-FRP}	Abertura de fissura de viga SFRC armada com barra de FRP
w_M	Deslocamento da abertura da fissura (CMOD)
w_{max}	Abertura máxima de fissura
w_T	Deslocamento da abertura da ponta da fissura (CTOD)

LETRAS GREGAS

α	Ângulo da cunha do ensaio Montevideu
α_f	Coefficiente de dilatação térmica das barras de FRP
α_i	Porcentagem de fibras de aço alinhadas em uma direção (x, y ou z)
β	Fator de forma da fibra
β_1	Fator de redução da resistência do concreto
ΔR_s	Variação de resistência de leitura de <i>strain gauge</i>
δ	Deslocamento da prensa
δ_{cri}	Deflexão na carga de início da fissura crítica
δ_{exp}	Deflexão observado ensaio experimental
δ_f	Fator de eficiência da adesão das fibras
δ_{fiss}	Deflexão na carga de fissuração
δ_{num}	Deflexão observada modelo numérico
δ_{pico}	Deflexão na carga de pico
δ_u	Deflexão no término do ensaio
ε	Deformação
ε^{pl}	Deformação plástica
ε_c	Deformação do concreto comprimido
ε_c^{el}	Deformação elástica do concreto comprimido
ε_c^{in}	Deformação inelástica do concreto comprimido
ε_c^{pl}	Deformação plástica do concreto comprimido
ε_{c0}	Deformação limite do concreto comprimido
ε_{c1}	Deformação de pico do concreto comprimido
ε_{cu}	Deformação última do concreto
ε_{ex}	Excentricidade a ser adotada no modelo CDP
ε_{fmax}	Deformação máxima do SFRC
ε_{in}	Deformação inelástica
ε_{max}	Deformação máxima da barra de GFRP
ε_t	Deformação do concreto tracionado
ε_t^{el}	Deformação elástica do concreto tracionado
ε_t^{pl}	Deformação plástica do concreto tracionado

ε_{tu}	Deformação última do concreto tracionado
ε_x	Deformação longitudinal da seção transversal
$\varepsilon_1, \varepsilon_2$ e ε_3	Deformações do concreto reforçado com fibras correspondentes a σ_1 , σ_2 e σ_3 .
ε_{1FRP}	Deformação da barra de FRP correspondente a 0,003
ε_{2FRP}	Deformação da barra de FRP correspondente a 0,001
η_f	Relação do módulo de elasticidade da barra de FRP e do concreto
ϕ_c	Fator de resistência para concreto
γ_c	Coeficiente de ponderação do concreto reforçado com fibras
λ	Fator para considerar a densidade do concreto
μ	Viscosidade
ψ	Coeficiente para cálculo do momento último de vigas de FRC sem estribos
ψ_d	Ângulo de dilatação medido no plano p-q em alta pressão de confinamento
ω	Coeficiente do teste indutivo
ρ	Taxa de armadura longitudinal de aço
ρ_f	Taxa de armadura longitudinal de FRP
σ	Tensão
σ_c	Tensão de compressão
σ_{cu}	Tensão de compressão última
σ_{co}	Tensão de compressão em $0,4.f_{cm}$
σ_p	Tensão de tração residual
σ_t	Tensão de tração
σ_{t0}	tensão de tração uniaxial na ruptura
σ_1, σ_2 e σ_3	Tensões de tração residual correspondentes a $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ e ε_3
τ_b	Tensão de aderência nominal entre fibra e matriz
τ_{Rd}	Tensão de cisalhamento de projeto
θ	Inclinação da fissura diagonal ou rotação relativa entre as duas metades da amostra
θ_{max}	Ângulo de leitura do teste indutivo

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	35
1.1 JUSTIFICATIVA.....	35
1.2 OBJETIVOS.....	38
1.2.1 Objetivo geral.....	38
1.2.2 Objetivos específicos.....	38
1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	39
2 REVISÃO DA LITERATURA	42
2.1 ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADOS COM BARRAS DE FRP.....	42
2.1.1 Histórico FRP e normalização.....	42
2.1.2 Barras de FRP.....	46
2.1.3 Propriedades mecânicas e físicas do FRP.....	48
2.1.4 Propriedades de durabilidade e funcionais.....	51
2.1.5 Aderência.....	53
2.2 COMPORTAMENTO AO CISALHAMENTO DE VIGAS SFRC COM BARRAS DE FRP SEM ESTRIBOS.....	54
2.2.1 Mecanismos de resistência.....	55
2.2.2 Modos de ruptura por cisalhamento.....	60
2.2.3 Modelos de previsão de resistência ao cisalhamento.....	62
2.3 REVISÃO SISTEMÁTICA DA LITERATURA DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS E ARMADOS LONGITUDINALMENTE COM BARRAS DE FRP.....	70
2.4 MODELAGEM NUMÉRICA EM VIGAS COM FRP.....	78
2.5 CONTROLE DE QUALIDADE CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS.....	86
3 METODOLOGIA CAMPANHA EXPERIMENTAL	91
3.1 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS: MATERIAIS E TRAÇO.....	92
3.2 BARRAS DE GFRP.....	97
3.3 VIGAS.....	101
3.3.1 Geometria.....	101
3.3.2 Dimensionamento.....	102
3.4 MÉTODOS.....	104
3.4.1 Propriedades do concreto no estado fresco.....	104
3.4.2 Propriedades do concreto no estado endurecido.....	104

3.4.3 Moldagem dos corpos de prova e das vigas	114
3.4.4 Adensamento dos corpos de prova e das vigas	115
3.4.5 Cura dos corpos de prova e das vigas	117
3.4.6 Instrumentação	118
3.4.7 Digital Image Correlation (DIC)	123
3.4.8 Ensaio das vigas	128
3.4.9 Extração de testemunhos.....	129
4 CARACTERIZAÇÃO DAS BARRAS DE GFRP E DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO	132
4.1 BARRAS DE GFRP	132
4.1.1 Diâmetro efetivo	132
4.1.2 Resistência à tração e módulo de elasticidade.....	132
4.2 CONCRETO	135
4.2.1 Propriedades no estado fresco.....	135
4.2.2 Propriedades no estado endurecido.....	137
5 ENSAIO DAS VIGAS.....	155
5.1 COMPORTAMENTO ENTRE CARGA E DEFLEXÃO	155
5.2 PADRÃO DE FISSURAÇÃO E MODO DE FALHA	165
5.2.1 CC0.....	166
5.2.2 SFRC0,50	168
5.2.3 SFRC0,75	170
5.2.4 SFRC1,00	173
5.2.5 Comparação entre todas as vigas	175
5.3 COMPORTAMENTO DAS VIGAS PELO ACOMPANHAMENTO POR IMAGEM (DIC).....	178
5.4 COMPORTAMENTO DEFLEXÃO X DEFORMAÇÃO	199
5.5 TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS DAS VIGAS PARA ANÁLISE DA ORIENTAÇÃO DAS FIBRAS.....	204
5.5.1 Teste indutivo.....	204
5.5.2 Microtomografia	211
5.6 PREVISÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	214
6 MODELAGEM COMPUTACIONAL.....	219
6.1 METODOLOGIA	219
6.2 MODELO CONSTITUTIVO CONCRETO	221

6.3 MODELAGENS 2D VIGA EUROPEIA.....	229
6.3.1 Condições de contorno e sensibilidade da malha.....	229
6.3.2 Comportamento carga x deslocamento	231
6.3.3 Análise inversa.....	233
6.4 MODELAGENS DAS VIGAS.....	236
6.4.1 Resultados experimentais x numéricos para o modelo 2D	236
6.4.2 Resultados experimentais x numéricos para o modelo 3D	243
6.5 ANÁLISE PARAMÉTRICA	249
6.5.1 Efeito do tipo de armadura	250
6.5.2 Efeito da taxa de armadura longitudinal	252
7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	256
7.1 CONCLUSÕES.....	256
7.1.1 Estudo experimental.....	256
7.1.2 Estudo numérico	258
7.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	259
REFERÊNCIAS	261
APÊNDICE A – DADOS CORPOS DE PROVA PARA CARACTERIZAÇÃO CONCRETO	282
ANEXO A – ESPECIFICAÇÃO ADITIVO MC-POWERFLOW 1180	290
ANEXO B – ESPECIFICAÇÃO CIMENTO CPV ARI INTERCEMENT	291

1 INTRODUÇÃO

1.1 JUSTIFICATIVA

O concreto armado, tradicionalmente executado com barras de aço, apresenta uma fissuração inevitável, e o desempenho desses elementos pode ser afetado pela corrosão da armadura, especialmente em condições de ambientes agressivos, gerando altos custos de inspeção, manutenção e restauração (Ma et al., 2019; Gu et al. 2024). Assim, tratar da durabilidade das peças implica em desacelerar o processo de deterioração da estrutura provocada pela agressão do meio ambiente em que está inserida (ABNT NBR 6118, 2023). Uma possibilidade de maior durabilidade das estruturas de concreto armado é a substituição das barras de aço por outro material que não sofra corrosão (Wang; Belarbi, 2011).

Uma das alternativas às armaduras convencionais de aço, em estruturas de concreto armado, são os polímeros reforçados com fibras (*Fiber Reinforced Polymer - FRP*), que são materiais compósitos feitos de fibras embutidas em uma resina polimérica. As fibras comumente utilizadas para as barras de FRP são: vidro, carbono, aramida e por último, as fibras contínuas de basalto tornaram-se comercialmente disponíveis como alternativa às fibras de vidro (Nanni; De Luca; Zadeh, 2014). Entre os diferentes tipos de fibras, as barras de polímero reforçado com fibra de vidro (*Glass Fiber Reinforced Polymer - GFRP*) tem o menor custo em comparação com as demais (Gu; Yu; Wu, 2016).

As barras de FRP além de não serem suscetíveis à corrosão, são leves (GFRP tem densidade entre 2,11-2,70 g/cm³), têm alta relação resistência-peso (GFRP tem resistência à tração aproximada de 1000 MPa), natureza não magnética e característica não condutora quando comparadas com barras de aço (Abdalla, 2002; Jafarzadeh; Nematzadeh, 2020). A alta resistência à tração das barras de FRP faz com que seja possível utilizá-la como armadura estrutural (ACI Committee 440.1R-15, 2015). As barras apresentam comportamento anisotrópico pois, a resistência na direção transversal é muito pequena comparada à alta resistência na direção longitudinal (aproximadamente 5 vezes menor). Na armação de elementos estruturais, as dobras das barras de FRP devem ser incorporadas durante o processo de fabricação, não podendo ser realizadas após a cura da resina (Nanni; De Luca; Zadeh, 2014). Geralmente, as propriedades mecânicas dos estribos de FRP na região das

dobras são reduzidas em 40% da resistência à tração ou até menos, em comparação com barras longitudinais com o mesmo processo de preparação e diâmetro (Ahmed et al., 2010; Imjai; Guadagnini; Pilakoutas, 2017).

Outro aspecto muito importante é que a relação entre tensão e deformação é linear até a ruptura, sendo esta característica uma desvantagem do uso exclusivo de barras de FRP nas estruturas de concreto. A linearidade implica em não haver redistribuição de tensões e, por isso, as barras não podem ser usadas em estruturas que exigem grandes deformações plásticas (Urbanski; Lapko; Garbacz, 2013). Dessa forma, as mesmas considerações aplicadas ao dimensionamento de concreto armado com barras de aço não podem ser utilizadas. Os autores da literatura recomendam que os elementos sejam projetados para falhar por esmagamento de concreto, ao invés da ruptura da barra e, portanto, as propriedades das vigas são dependentes das propriedades do concreto (Cai; Pan; Zhou, 2017; Zhu et al., 2020; Li et al., 2021a).

Um ponto que também merece destaque é que vigas armadas longitudinalmente com barras de FRP tem baixa resistência ao cisalhamento o que resulta em maiores fissuras nos elementos estruturais e, portanto, na redução dos mecanismos de resistência ao cisalhamento (El-Sayed; El-Salakawy; Benmokrane, 2006a; Liang; Peng; Ren, 2023). Dessa maneira, o principal fator que determina a resistência ao cisalhamento das vigas reforçadas com FRP é a resistência do concreto e a proporção de concreto não fissurado. Melhorar o desempenho pós-fissuração do concreto é uma maneira eficaz de melhorar a capacidade resistente de cisalhamento das vigas, sendo que fibras discretas podem melhorar o desempenho de cisalhamento pós-fissuração para diferentes tipos de concreto (Ahmed; Siva Chidambaram, 2022; Liang; Peng; Ren, 2023).

Assim, uma maneira efetiva de melhorar propriedades do concreto é adicionar fibras discretas (Yang et al., 2012; Zhu et al., 2018; Abed; Alhafiz, 2019; Li et al., 2021a). A incorporação de fibras tem potencial para melhorar o comportamento geral de vigas de concreto e modifica significativamente o comportamento pós-fissuração fornecendo uma melhor resistência residual, tenacidade, ductilidade e diminuindo deflexões (Meda; Minelli; Plizzari, 2012; Ding et al., 2012; Zhu et al. 2018; Li et al., 2021a; Abed; Sabbagh, 2022). As fibras também controlam o desenvolvimento e a propagação das fissuras por meio do mecanismo de ponte das fibras (Li et al., 2018; Wang; Belarbi, 2011). Além disso, as fibras aumentam a resistência da interface da

ligação entre a matriz de concreto e as barras de FRP (Issa; Metwally; Elzeiny, 2011; Abed; Alhafiz, 2019).

Diversos tipos de fibras discretas podem ser empregados no concreto, tais como: fibras de aço, fibras de polipropileno, fibras de vidro, fibras de basalto, fibras de PVA, entre outras. As fibras afetam significativamente a capacidade de cisalhamento dos elementos estruturais, podendo substituir parcial ou integralmente as armaduras de cisalhamento convencionais (estribos), dependendo da classe de resistência do concreto, bem como do tipo e volume de fibras. Entretanto, as fibras de aço têm sido as opções mais comuns e importantes para elementos estruturais de concreto (Brandt, 2008; Alberti; Enfedaque; Gálvez, 2017), aumentando não apenas a capacidade de cisalhamento de vigas, mas também a sua resistência à fissuração e a rigidez da viga pós-fissuração (Tran; Pham; Hao, 2020). Existem, comercialmente, diversos tipos de fibras de aço com diferentes tamanhos e formatos e que atendem às mais diversas aplicações. Além disso, o efeito da corrosão de fibras de aço em elementos de concreto reforçado com fibras, não demonstra ser prejudicial ao elemento estrutural, pois a corrosão das fibras fica limitada à camada superficial do concreto e, como as fibras são curtas e descontínuas, não há propagação da corrosão (ACI Committee 544.4, 2018). Em Vieira et al. (2021), resultados de uma análise sobre a corrosão superficial de fibras de aço e sua influência no comportamento mecânico de compósitos cimentícios mostraram a formação de manchas de corrosão na superfície da amostra, mas nenhuma redução significativa na resposta pós-fissuração. E Gu et al. (2024) observaram, a partir de resultados de teste de corrosão, que em vigas SFRC com barras de aço não surgiram fissuras de expansão devido à corrosão das fibras, e a integridade das vigas permaneceu inalterada.

Dessa forma, a incorporação de fibras discretas de aço em vigas, em determinadas circunstâncias, pode: (i) eliminar a necessidade de estribos; (ii) modificar o tipo de ruptura por cisalhamento de uma viga sem ou com baixa taxa de armadura transversal, transformando um comportamento frágil em dúctil (Hosseini; Nematzadeh; Chastre, 2021).

Nos últimos anos, pesquisas sobre a utilização conjunta de vigas com barras de FRP, e concreto reforçado com fibras estão ocorrendo mundialmente. Observa-se através de uma revisão sistemática da literatura, apresentada no item 2.3 da revisão dessa tese, que as pesquisas têm aumentado significativamente nos últimos anos, o que demonstra a atualidade do tema além de identificar os tópicos que ainda precisam

ser estudados. Poucos estudos avaliaram o impacto do acréscimo do volume de fibra de aço na capacidade de cisalhamento de vigas armadas com FRP, sem estribos, sendo que esses estudos se referem ao uso de fibras híbridas, como em Tram, Pham e Hao (2020), Dev et al. (2020) e Dev, Chellapandian e Prakash (2020) ou a outros tipos de concreto, como o concreto geopolimérico (Hosseini, Nematzadeh e Chastre, 2021) ou concreto leve (Vakili, Homami, Esfahani, 2019). Ou ainda, avaliaram apenas uma porcentagem de incorporação de fibras de aço (Gopinath, Meenu, Murthy, 2016 e Yang et al., 2024).

Devido às especificidades introduzidas na utilização de fibras de aço no concreto bem como da capacidade resistente de vigas armadas longitudinalmente com barras de FRP, compreender o comportamento ao cisalhamento dessas vigas é um desafio (Soltanzadeh et al., 2016; Lakavath; Joshi; Prakash, 2019). Além disso, não há diretrizes ou normativas para projeto de vigas de concreto armadas com FRP com adição de fibras discretas. Assim, os resultados experimentais e as análises teóricas desta pesquisa fornecem informações necessárias para subsidiar futuros projetos de códigos e/ou normas para o uso de fibras, visando impedir a falha por cisalhamento, frágil, em vigas reforçadas com FRP. Espera-se também contribuir para o avanço no conhecimento científico do comportamento conjunto do SFRC com barras de FRP.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral do trabalho é avaliar o comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto reforçadas longitudinalmente com barras de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP) sem armaduras transversais (estribos verticais) e com adições de fibras de aço no concreto.

1.2.2 Objetivos específicos

Para cumprir o objetivo geral, os seguintes objetivos específicos foram estabelecidos para o estudo experimental:

- a) Avaliar a aplicação do teste Montevideo (MVD), como uma abordagem diferenciada do ensaio de flexão em três pontos, para o controle de qualidade do concreto reforçado com fibras de aço;
- b) Analisar experimentalmente o comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto reforçado com fibras de aço e armadas longitudinalmente com barras GFRP;
- c) Verificar o impacto do acréscimo do volume de fibras de aço na capacidade de carga das vigas;
- d) Avaliar o processo de fissuração e o tipo de falha das vigas ensaiadas até a sua ruptura;
- e) Comparar a acurácia entre os métodos de dimensionamento propostos por códigos e por pesquisadores para elementos de concreto reforçado com fibras de aço e armados com barras de FRP em comparação aos resultados experimentais obtidos.

E os seguintes objetivos específicos foram estabelecidos para o estudo numérico:

- a) Comparar diferentes modelos constitutivos para o concreto reforçado com fibras de aço das vigas de caracterização do concreto;
- b) Avaliar os resultados numéricos em relação aos experimentais através da curva carga versus deflexão bem como padrão de fissuração das vigas ensaiadas;
- c) Avaliar a influência do tipo de armadura, da taxa de armadura e da relação a/d na resistência ao cisalhamento de vigas biapoiadas.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

Esta tese está dividida em sete capítulos. No Capítulo 1 é apresentada a justificativa e a motivação do tema, seguida da exposição dos objetivos, geral e específicos, e do escopo da pesquisa.

A revisão da literatura é apresentada no Capítulo 02, apresentando-se inicialmente as definições e características de elementos de concreto armados com barras de FRP. Na sequência, aborda-se o comportamento ao cisalhamento de vigas SFRC com barras de FRP, sem estribos, incluindo os mecanismos de transferência, os modos de ruptura e os modelos de previsão de resistência. Após, uma revisão sistemática da literatura é realizada a fim de identificar contribuições inéditas no tema

e definir o tipo de ensaio bem como todas as variáveis adotadas, de modo a consolidar a singularidade do trabalho. Ainda, nesse capítulo apresenta-se uma revisão sobre modelagem numérica em vigas com FRP para subsidiar a modelagem computacional após os ensaios experimentais. Ao final, apresentam-se diferentes controles de qualidade do concreto reforçado com fibras. Desse capítulo resultaram três publicações:

- BAHNIUK, G. M. C.; BORÇATO, A. G.; PIERALISI, R. Dimensionamento ao cisalhamento de vigas de concreto reforçado com fibras de aço sem estribos: uma análise paramétrica. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 22, n. 4, p. 371-386, out./dez. 2022.
- BAHNIUK, G.M.C., PIERALISI, R., MACHADO, R.D. Efeito da inclusão de fibras discretas em elementos de concreto armados com barras de polímero reforçado com fibras. *In*: 63º Congresso Brasileiro do Concreto. **Anais 63º Congresso Brasileiro do Concreto – Jubileu de Ouro**. Brasília, 2022.
- BAHNIUK, G. M. C.; RIGO, E.; PIERALISI, R.; MEDEIROS, M. H. F. de; MACHADO, R. D. Correlação entre propriedades mecânicas e velocidade de propagação de onda ultrassônica em concretos reforçados com fibras de aço incluindo uma análise por rede neural. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 24, e127332, jan./dez. 2024.

No Capítulo 03, apresenta-se a metodologia que conduzirá a pesquisa experimental. Inicialmente os materiais e traço do concreto seguido das características da barra de GFRP são abordados seguidos dos critérios para a definição da geometria e dimensionamento das vigas. As propriedades do concreto no estado fresco e no estado endurecido, detalhes sobre a moldagem, adensamento e cura das vigas, detalhes da instrumentação, do acompanhamento digital por imagem e o ensaio das vigas são apresentados no item métodos.

A caracterização das barras de GFRP - incluindo ensaios de diâmetro efetivo, resistência à tração e módulo de elasticidade - e das propriedades do concreto reforçado com fibras de aço no estado fresco e endurecido - incluindo ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade, resistência à tração por compressão diametral, resistência à tração na flexão (resistência residual), resistência à tração pelo ensaio Montevideu e ensaio indutivo - são apresentados no Capítulo 04. Desse capítulo resultou o seguinte artigo:

- BAHNIUK, G. M. C.; PIERALISI, R.; MACHADO, R. D. Exploring the behavior and quality control of steel fiber reinforced concrete through 3-point bending test and Montevideo test. **Rev IBRACON Estrut. Mater.**, vol. 17, no. 7, e17710, 2024.

No Capítulo 05 estão apresentados os resultados experimentais obtidos dos ensaios das vigas, incluindo o comportamento carga x deflexão de todas as vigas, o padrão de fissuração e modo de falha, resultados da instrumentação através do acompanhamento DIC e dos *strain gauges* (deformações da face do concreto e das barras de GFRP) além de uma análise dos corpos de prova extraídos das vigas. Ao fim do capítulo, discute-se sobre a relação entre os resultados experimentais e as previsões de resistência ao cisalhamento obtidos por diversos modelos. Até o momento, desse capítulo resultou a seguinte publicação:

- BAHNIUK, G.M.C., PIERALISI, R., MACHADO, R.D. Analyzing the shear performance of SFRC beams with glass fiber reinforced polymer as longitudinal rebars. *In: 11th International Conference on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Composites in Civil Engineering (CICE 2023). Anais CICE 2023 Single Volume Proceedings.* Rio de Janeiro, Brazil, 2023.

No Capítulo 06 apresenta-se a modelagem computacional, onde primeiramente foi realizada uma análise numérica 2D da viga europeia, adotada para caracterização do SFRC. Nessa etapa determinou-se o modelo constitutivo do concreto com fibras à tração a partir de resultados experimentais (análise inversa) bem como verificou-se condições de contorno e sensibilidade da malha. Na sequência, uma análise também em elementos bidimensionais (2D), foi realizada na viga ensaiada experimentalmente avaliando diferentes modelos constitutivos da literatura de comportamento do concreto à compressão. Determinado esses parâmetros, foi possível modelar a viga e analisar resultados de tensão, deformação, carga e deflexão. A fim de refinar a modelagem, também foram realizadas simulações com modelos tridimensionais (3D) que apresentaram resultados similares aos obtidos em 2D. E ao fim do capítulo, apresenta-se a análise paramétrica considerando modificações no tipo de armadura (GFRP para aço), na taxa de armadura longitudinal (diferentes bitolas) e na relação a/d.

Concluindo, no Capítulo 7 são apresentadas as considerações finais e as sugestões de trabalhos futuros.

2 REVISÃO DA LITERATURA

Neste capítulo, apresentam-se os principais temas desenvolvidos nesta tese, a partir de uma extensa revisão da literatura. São abordados: (i) elementos de concreto armado com barras de FRP; (ii) comportamento ao cisalhamento de vigas SFRC; (iii) uma revisão sistemática da literatura sobre o que está sendo pesquisado em elementos SFRC armados com barras de FRP; (iv) modelagens numéricas em elementos reforçados com FRP, similares aos estudos desta pesquisa; e (v) controle de qualidade do SFRC. Adianta-se que, neste capítulo não se está particularizando apenas o caso de polímeros reforçados com fibras de vidro (GFRP), mas também outros tipos de polímeros reforçados com fibras.

2.1 ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADOS COM BARRAS DE FRP

2.1.1 Histórico FRP e normalização

Há várias décadas se estudam polímeros reforçados com fibras para diferentes aplicações industriais. O desenvolvimento do reforço de FRP expandiu-se após a Segunda Guerra Mundial para satisfazer a demanda da indústria aeroespacial não atendida pelos materiais tradicionais (ACI Committee 440.1R-15, 2015; Nanni; De Luca; Zadeh, 2014). Além da indústria aeroespacial, o uso de compósitos poliméricos foi observado também na engenharia automotiva, naval e esportiva.

O desenvolvimento das estruturas de FRP na Engenharia Civil, segundo Hosny e Abdelrahman (2010) se apresentou muitos anos mais tarde e foi direcionado inicialmente à reabilitação de estruturas, compreendendo reformas, *retrofit* de estruturas de concreto armado, e novas construções com utilização de FRP.

Segundo Hollaway (2010), o uso inicial do polímero reforçado com fibra como barras de armadura ocorreu em 1975, na Rússia. Para Nanni, De Luca e Zadeh (2014) a barra de armadura de FRP tornou-se uma solução viável comercialmente como reforço interno para estruturas de concreto no final dos anos 1980. Em 1996, os japoneses foram os primeiros que publicaram diretrizes de projeto para FRP. Depois, o uso de FRP como reforço estrutural aumentou exponencialmente, e as orientações de projeto foram desenvolvidas em todo o mundo (Bakis et al., 2002).

No Brasil, foi publicado, em novembro de 2021, uma Prática Recomendada sobre Estruturas de Concreto Armado com Barras de Polímero Reforçado com Fibras (FRP) resultante do trabalho do Comitê CT-303 “Comitê IBRACON/ABECE de Materiais não convencionais para Reforço de Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado com Fibras”. A publicação envolve tanto o projeto quanto especificação, classificação e ensaios das barras de FRP (Cardoso et al., 2021). Neste momento de término desta pesquisa, está em desenvolvimento no Brasil, pela Comissão de Estudo ABNT/CE-002:124.026, uma normativa para Projeto de Estruturas de Concreto Armado com Barras de FRP – Procedimento.

Um grupo com características similares ao Comitê CT-303 do IBRACON é o FIB Task Group 5.1 “*FRP Reinforcement for Concrete Structures*” (União Europeia) (FIB, 07 abr. 2022). O grupo da Federação Internacional para Concreto Estrutural é composto por especialistas em FRP como armadura para estruturas de concreto e é representado por membros de universidades europeias, institutos de pesquisa e empresas que trabalham na área de compósitos para estruturas de concreto, bem como membros da América do Norte e da Ásia. É objetivo do grupo a elaboração de diretrizes de projeto em formato compatível com o Eurocode 2, desenvolvimento de métodos de teste de materiais e caracterização, bem como estimular o uso de FRP em estruturas de concreto (FIB, 07 abr. 2022).

Internacionalmente, já existem normas e publicações sobre uso de polímeros reforçados com fibra, como armadura para elementos de concreto, apresentadas a seguir em ordem cronológica de publicação:

- a) ACI SP-138 “*Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures - International Symposium*” (Noruega): Publicado em 1992 pelo Conselho Norueguês para Padronização de Edifícios. Os artigos desta publicação são organizados nas áreas temáticas: propriedades do material de FRP e métodos de teste; reforço de FRP para concreto armado; reforço de FRP para concreto protendido; análise e projeto; o projeto nacional japonês para Desenvolvimento de FRP; Aplicações de reforço de FRP (ACI, 07 abr. 2022).
- b) “*Interim Guidance on the Design of Reinforced Concrete Structures using Fiber Composite Reinforcement*” (Reino Unido): Publicado em 1999 pela Instituição de Engenheiros Estruturais como orientação provisória para projeto de estruturas de concreto reforçadas com FRP. As orientações apresentam uma introdução sobre o FRP bem como sugestões de modificação das

normas BS 8110 (*Structural use of concrete*) e BS 5400 Parte 4 (*Steel, concrete and composite bridges*) (Nanni, De Luca E Zadeh, 2014).

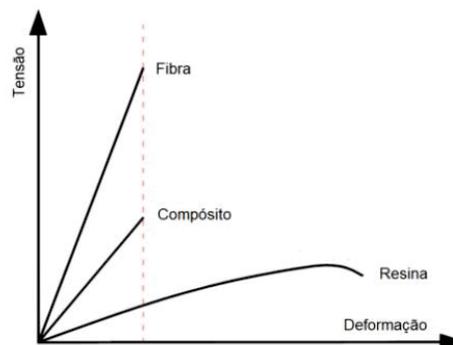
- c) ACI 440.1 “*Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with fiber-reinforced bars*” (Estados Unidos): Este manual fornece informações gerais sobre o histórico e o uso de armadura em FRP, descrição das propriedades do material e diretrizes para o projeto e construção de elementos de concreto estrutural armados com barras de FRP. O documento é baseado no conhecimento adquirido em pesquisas experimentais em todo o mundo e em trabalhos e aplicações de campo sobre armadura de FRP. No documento estão incluídas fibras de carbono, fibras de aramida e fibras de vidro (ACI Committee 440.1R-15, 2015). A primeira publicação é de 2001 e a atual é de 2015.
- d) ISIS Design Manual “*Reinforcing Concrete Structures with Fibre Reinforced Polymers*” (Canadá): Inicialmente publicado em 2001, pelo ISIS Canada Research Network, teve impacto no aumento do uso do FRP como elemento de reforço em estruturas de concreto não só no Canadá, mas no mundo (SIMTReC, 07 abr. 2022). Foi base para a elaboração da norma técnica CSA-S806.
- e) CAN/CSA-S806 “*Design and construction of building structures with fiber-reinforced polymers*” (Canadá): A norma canadense apresenta requisitos para o projeto e avaliação de componentes de construção de polímeros reforçados com fibra em edifícios e de elementos de construção que utilizam materiais de FRP. Baseia-se no método dos estados limites e está alinhado ao Código Nacional de Construção do Canadá (CSA, 2017). A norma não se aplica ao projeto de concreto reforçado com fibra. A primeira publicação foi em 2002 e a atual é de 2017.
- f) ACI 440.3 “*Guide test methods for fiber-reinforced polymers (FRP) composites for reinforcing or strengthening concrete and masonry structures*” (Estados Unidos): Guia de métodos de teste de barras e laminados de polímeros reforçados com fibra. Devido às diferenças no comportamento físico e mecânico dos materiais de polímero reforçado com fibra em comparação com o aço, são necessários métodos de teste exclusivos (ACI, 07 abr. 2022). A primeira publicação foi em 2004 e a atual é de 2012.

- g) CNR-DT 203 “*Guide for the design and construction of concrete structures reinforced with fiber-reinforced polymer bars*” (Itália): Em 2006, o Conselho Nacional de Pesquisa publicou o Manual Italiano sobre recomendações de projeto para armaduras internas (barras) de polímero reforçado com fibra dentre uma série de documentos publicados sobre o uso estrutural de compósitos de FRP (CNR-DT, 2006).
- h) “*Recommendation for design and construction of concrete structures using Continuous Fiber Reinforced Materials (CFRM)*” (Japão): Publicada pela Sociedade Japonesa de Engenheiros Civis em 2007, o documento preocupou-se em apresentar as propriedades do CFRM, bem como padrões de qualidade e métodos de teste (JSCE, 07 abr. 2022).
- i) ISO 10406-1 “*Fibre-reinforced polymer (FRP) reinforcement of concrete — Test methods — Part 1: FRP bars and grids*. Esta norma especifica os métodos de teste aplicáveis às barras e malhas de polímero reforçado com fibra como armadura ou cabos pré-tensionados no concreto e contempla fibras de carbono, fibras de aramida e fibras de vidro (ISO, 07 abr. 2022). A primeira publicação é de 2008 e a atual é de 2015.
- j) GOST 31938 “*Fiber-reinforced polymer bar for concrete reinforcement - general specifications*” (Rússia): A norma russa, publicada em 2014, estabelece especificações gerais aplicada a barra de polímero reforçado com fibra. É focada no FRP como armadura de construção de elementos convencionais e restaurados, usados em ambientes com graus variados de agressividade, de acordo com os requisitos de resistência ao fogo e segurança contra incêndio (RUSSIAN GOST, 07 abr. 2022).
- k) ACI 440.11 “*Building Code Requirements for Structural Concrete Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer (GFRP) Bars—Code and Commentary*” (Estados Unidos): esta norma depende dos requisitos do código ACI 318-19 e exige requisitos mínimos para materiais, projeto e detalhamento de edifícios de concreto estrutural reforçado com barras de GFRP em conformidade com a ASTM D7957 (ACI Committee 440.11, 2022).

2.1.2 Barras de FRP

Uma barra de FRP é constituída de fibras contínuas incorporadas em uma matriz de resina polimérica. As fibras têm a função de absorver a carga e a resina tem a função de manter unida o feixe de fibras, transferindo a carga e as protegendo (Nanni; De Luca; Zadeh, 2014). A resina é o agente de interação de vários compósitos e sua escolha afeta as características mecânicas dos compósitos. Poliésteres, epóxis e ésteres de vinil são as resinas mais utilizadas (Mugahed Amran et al., 2018). O tipo e o volume de fibra afetam significativamente a resistência e a rigidez do FRP. Por outro lado, o tipo de resina afeta o mecanismo de falha e a tenacidade à fratura (Nanni; De Luca; Zadeh, 2014). Na FIGURA 1 é possível visualizar, através do gráfico tensão x deformação, o comportamento do material compósito, resultante da união das fibras e matrizes.

FIGURA 1 – COMPORTAMENTO DOS CONSTITUINTES (FIBRA E RESINA) E MATERIAIS COMPÓSITOS



FONTE: Adaptado de Protchenko et al. (2016)

Verifica-se que a resistência e a rigidez de um compósito são propriedades dependentes do tipo de fibra e apresentam valores intermediários entre os da fibra e da matriz de resina. Quanto aos tipos de fibras, os compósitos podem ser classificados em:

- a) CFRP: polímero reforçado com fibra de carbono. É um FRP extremamente leve e forte que contém fibras de carbono e possui resistência à tração e relação resistência-peso extremamente alta. Como comparação, a massa específica do CFRP é cerca de 20% da massa do aço enquanto o seu o

módulo de elasticidade relativamente próximo ao do aço (Mugahed Amran et al., 2018).

- b) GFRP: polímero reforçado com fibra de vidro. Tem uma relação resistência-peso alta, de 9,67 kg/m² a 19,52 kg/m². Apresenta resistência à água salgada, ao efeito químico e meio ambiente alcalino. Além disso, tem uma ótima propriedade de isolamento térmico, excelente resistência ao calor e baixo custo (Landesmann; Seruti; Batista, 2015).
- c) AFRP: polímero reforçado com fibra de aramida. As fibras de aramida são fibras artificiais de alto desempenho, alta resistência e módulo de elasticidade, resistência ao calor, alta resistência a ambientes alcalinos e mais econômicas que as barras de CFRP, porém com um custo um pouco mais alto que as barras de GFRP (Mugahed Amran et al., 2018).
- d) BFRP: polímero reforçado com fibra de basalto. Obtidas a partir de rochas naturais de basalto são caracterizadas por processos de produção de mais baixo custo em comparação com outras fibras. Exibem boa resistência à tração, resistência à alta temperatura, durabilidade a longo prazo, resistência a ácidos e álcalis, isolamento térmico e acústico bem como boa processabilidade. Esses aspectos, além dos altos níveis de sustentabilidade e produção, têm proporcionado ampla difusão de produtos à base de basalto (Monaldo; Nerilli; Vairo, 2019).

A FIGURA 2 ilustra diferentes barras de FRP em comparação a uma barra de aço.

FIGURA 2 – BARRA DE AÇO EM COMPARAÇÃO A BARRAS DE FRP

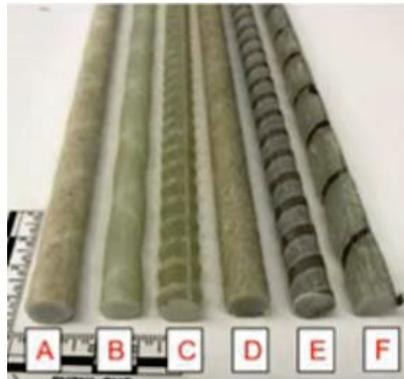


FONTE: Aydin; Boru; Aydin (2021)

As barras de GFRP podem ser: (i) retas (*straight bars*) ou (ii) dobradas (*bent bars*). Várias conformações superficiais estão disponíveis comercialmente, tal como se observa na FIGURA 3. As barras A e F têm revestimento de areia (*sand coated*) e envoltório helicoidal (*helically wrapped*); a barra B é enrolada helicoidalmente (*helically wrapped*); a barra C é nervurada (*ribbed*); a barra D tem apenas revestimento de areia (*sand coated*) e a barra E tem ranhuras helicoidais (*helically grooved*).

Segundo Cardoso et al. (2021) o revestimento superficial deve ser capaz de prover aderência mecânica entre os materiais. A conformação da superfície da barra é um dos parâmetros mais influentes no comportamento de aderência das barras de armadura no concreto (Fahmy; Ahmed; Wu, 2021).

FIGURA 3 – CONFORMAÇÕES DA SUPERFÍCIE EXTERNA DE UMA BARRA GFRP



FONTE: Ahmed et al. (2020)

2.1.3 Propriedades mecânicas e físicas do FRP

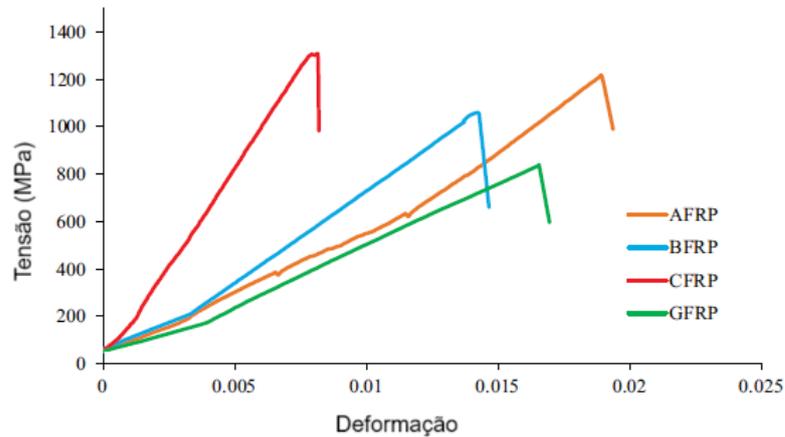
Sabe-se que o comportamento mecânico das barras de FRP difere do comportamento dos vergalhões de aço convencionais (Nanni; De Luca; Zadeh, 2014). Conhecer as propriedades do material é fundamental para o bom projeto de Engenharia. Assim, apresentam-se a seguir as principais características mecânicas das barras de FRP.

a) Comportamento à tração

As barras de FRP, como já destacado, têm uma resistência à tração alta, porém diferente para cada tipo de fibra. A FIGURA 4 apresenta uma comparação entre diferentes tipos de FRP baseado no diagrama tensão x deformação resultante do estudo de Aydin, Boru e Aydin (2021). Outras propriedades mecânicas, tais como

densidade, módulo de elasticidade e deformação na ruptura, de diversos tipos de FRP bem como do aço estão apresentadas na TABELA 1.

FIGURA 4 – DIAGRAMA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DE DIFERENTES TIPOS DE FRP



FONTE: Adaptada de Aydin; Boru; Aydin (2021)

TABELA 1 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DE DIVERSOS TIPOS DE POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS

Tipo de barra	Densidade (g/cm ³)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Deformação na ruptura (%)
Aço	7,75-8,05	500	200	6,0-12,0
GFRP	2,11-2,70	480-1600	35-51	1,2-3,1
BFRP	2,15-2,70	1035-1650	45-59	1,6-3,0
AFRP	1,28-2,6 1,39-1,45	1720-2540	41-125	1,9-4,4
CFRP	1,55-1,76	1720-3690	120-580	0,5-1,9

FONTE: Adaptada de Mugahed Amran et al. (2018)

Analisando a TABELA 1, observa-se que as barras de FRP têm maiores resistências à tração, porém menores módulos de elasticidade (o módulo de elasticidade do BFRP e do GFRP é aproximadamente quatro vezes menor que o do aço). A densidade das barras de FRP é menor que da barra de aço, o que reduz os custos de transporte e torna as barras desse material mais fáceis de manusear. A relação resistência x peso e densidade de do FRP reduz o peso das estruturas de concreto (Mugahed Amran et al., 2018).

Outro ponto a destacar é que a resistência à tração de uma barra de FRP varia com seu diâmetro, enquanto o módulo de elasticidade não tem uma mudança

considerável. Este fenômeno é principalmente devido aos efeitos do *shear lag* (Nanni; De Luca; Zadeh, 2014), que é uma distribuição não uniforme de tensão na seção transversal (Zou et al., 2011).

b) Coeficiente de dilatação térmica

O coeficiente de dilatação térmica é dependente dos constituintes, da fração de fibras bem como da direção considerada - por ser um material com comportamento ortotrópico tem propriedades referenciadas na direção longitudinal (paralela às fibras) e na direção transversal (perpendicular às fibras). O coeficiente de dilatação térmica longitudinal é determinado pelas propriedades das fibras, enquanto o coeficiente de dilatação térmica transversal é determinado pela resina.

Observa-se que um coeficiente de dilatação térmica negativo indica que o material contrai com acréscimo de temperatura e expande com diminuição de temperatura. Além disso, verifica-se que os polímeros reforçados com fibras, tem um coeficiente de dilatação térmica na direção transversal muito maior que na direção longitudinal e maior que o coeficiente de dilatação térmica do concreto (aproximadamente $1.10^{-5}/^{\circ}\text{C}$). Essa diferença entre o coeficiente de dilatação térmica transversal das barras de FRP e do concreto pode causar fissuras no interior do concreto sob o aumento da temperatura e, até a ruptura do concreto se o confinamento do concreto for insuficiente (Zaidi; Masmoudi; Bouhicha, 2013). Resultados experimentais indicam que não há significativa redução na tensão de adesão para temperaturas de até 60°C (Masmoudi et al., 2011). A TABELA 2 apresenta os coeficientes de dilatação térmica das barras de FRP.

TABELA 2 – COEFICIENTE DE DILATAÇÃO TÉRMICA DAS BARRAS DE FRP

Material	Direção	α_f (x $10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)
AFRP	Longitudinal	-4,0
	Transversal	70
BFRP	Longitudinal	8,0
	Transversal	22,0
CFRP	Longitudinal	-4,5
	Transversal	90
GFRP	Longitudinal	8,0
	Transversal	22,0

FONTE: Cardoso et al. (2021)

c) Comportamento à compressão

O comportamento à compressão longitudinal das barras de FRP também pode ser considerado elástico linear, com módulo de elasticidade igual ao de tração. Cardoso et al. (2021) indicam que as barras têm resistência à compressão de 300 MPa, independente do tipo de fibra, pois as propriedades à compressão dependem majoritariamente da matriz.

O modo de falha de barras de FRP sujeitas à compressão longitudinal pode ser por falha por tração transversal, micro flambagem da fibra ou falha por cisalhamento e depende do tipo da fibra e da resina (ACI Committee 440.1R-15, 2015). Entretanto, destaca-se que o projeto de barras FRP para resistir tensões de compressão não é recomendado (ACI Committee 440.1R-15, 2015).

d) Fadiga e fluência

O carregamento cíclico e contínuo no FRP, ao exceder sua capacidade de suportar essas cargas, pode levar a falha por fadiga, deflexão de longo prazo ou ruptura por fluência na seção estrutural (Ascione; Berardi; D'Aponte, 2012). Sabe-se que a resistência à flexão diminui gradualmente em situações de carregamento cíclico bem como observa-se acréscimo na deformação dos elementos estruturais. Vigas de concreto reforçadas com barras de FRP submetidas a cargas repetidas são mais propensas a falha de aderência do que aquelas submetidas a cargas estáticas (Younes; Al-Mayah; Topper, 2017). Segundo Cardoso et al. (2021), para fins de projeto, a fadiga pode ser desprezada para números de ciclo inferiores a 10.000.

Quanto a fluência, a normativa ACI 440.1R-15 e CSA S806-12, sugerem um fator de redução a ser aplicado para a resistência à tração final do FRP considerando a fadiga e falhas de ruptura por fluência. Os fatores de redução indicados no código ACI 440.1 (ACI Committee 440.1R-15, 2015), para as barras de GFRP, AFRP e CFRP são de 0,20, 0,30 e 0,55, respectivamente (Mugahed Amran et al., 2018). O fator de redução de 0,20 para o BFRP é sugerido pelo estudo de Ascione, Berardi, D'Aponte (2012).

2.1.4 Propriedades de durabilidade e funcionais

As armaduras de FRP, por não sofrerem corrosão, foram inicialmente utilizadas em estruturas de concreto armado expostas ao meio agressivo (Mugahed

Amran et al., 2018). No entanto, sabe-se que as propriedades mecânicas das barras de FRP são influenciadas pelo ambiente. A presença de água, soluções alcalinas ou ácidas, soluções salinas, exposição aos raios ultravioleta e alta temperatura podem afetar as propriedades de resistência e adesão das barras (Nanni; De Luca; Zadeh, 2014).

A água absorvida pela barra de FRP pode provocar hidrólise, plastificação e inchamento da matriz alterando as características do material. Essa influência passa a ser deletéria em temperaturas superiores a 60 °C, podendo esses efeitos serem desprezados para temperaturas abaixo de 40 °C (Cardoso et al., 2021).

Segundo o ACI 440.1 (ACI Committee 440.1R-15, 2015), a resina, além de manter as fibras unidas, propiciar a transferência de esforços e conferir estabilidade, tem como função proteger as fibras da ação do ambiente. Couto (2007) diz que os raios ultravioletas podem causar reações químicas na matriz polimérica do FRP degradando suas propriedades. Entretanto, quando utilizadas internamente às estruturas, raios solares não incidem sobre as barras, e, portanto, não as afetam.

Quanto a durabilidade da barra de FRP, verifica-se que não há alterações significativas na rigidez e na força máxima resistida por vigas armadas com barras de aço e com GFRP expostas ao ataque de cloretos (Mazzu, 2020) porém, as barras são muito sensíveis à alcalinidade do ambiente, indicando que quanto maior a alcalinidade, mais severa é a degradação do material (Lu et al., 2019; Cardoso et. al., 2021). Assim, a escolha de um concreto com menos hidróxido de cálcio e barras com constituintes adequados, tais como fibras álcalis resistentes, podem mitigar esse problema.

As propriedades funcionais dos compósitos de FRP, tais como condutividade térmica e elétrica, efeito da temperatura, coeficiente de expansão térmica e resistência ao fogo são amplamente afetadas pela escolha da fibra. Entretanto, a baixa resistência ao fogo é o maior problema que resulta na aplicação limitada de materiais FRP e é uma barreira para ampla aplicação (Mugahed Amran et al., 2018; Jafarzadeh; Nematzadeh, 2020). Todas as resinas da matriz, por exemplo, poliésteres, epóxis e ésteres de vinil, usados para compósitos de FRP são classificados como materiais não resistentes ao fogo.

As características mecânicas dos FRPs enfraquecem com o aumento da temperatura, e a temperatura máxima de transição vítrea¹ (T_g) da matriz de polímero, apresenta-se tipicamente entre 65°C a 120°C (Dhand et al., 2015). A temperatura de transição vítrea para o éster vinílico é de aproximadamente 93°C (Wang; Belarbi, 2013). Quando a temperatura em compostos de FRP excede a temperatura de decomposição da resina², 300 a 400 °C, a resina perde completamente a capacidade de transferir cargas entre as fibras e a aderência com o concreto é perdida, levando ao colapso final da estrutura (Saafi, 2002).

Pelos motivos aqui apresentados, é recomendável que o uso de barras de FRP seja bem avaliado quando aplicadas em estruturas que possam sofrer altas temperaturas.

2.1.5 Aderência

A aderência das barras de FRP influencia significativamente a capacidade de serviço e estados limites dos elementos de FRP no concreto armado (Taha; Alnahhal, 2021). As tensões de aderência na interface entre a barra de FRP e o concreto são transferidas por ligação química (resistência de adesão da interface), fricção e intertravamento mecânico devido à irregularidade da interface (Nanni; De Luca; Zadeh, 2014). Além disso, a aderência depende da pressão hidrostática nas barras de FRP devido à retração do concreto endurecido e da dilatação das barras de FRP devido à mudança de temperatura e absorção de umidade (Tighiouart; Benmokrane; Gao, 1998). Na barra de FRP, as tensões de aderência são transferidas através da resina para as fibras e, portanto, o comportamento da adesão de uma barra com FRP é limitado pela resistência ao cisalhamento da resina (Tighiouart; Benmokrane; Mukhopadhyaya, 1999).

¹ Temperatura de transição vítrea é a temperatura acima da qual o polímero passa de um estado sólido (vítrea) para um estado “borrachoso” (ou de líquido super-resfriado) quando aquecido; nessa temperatura, não há mudança estrutural, ocorrendo apenas maior mobilidade na região desordenada do material (amorfa) (CARDOSO et al., 2021, p. 17).

² Temperatura de decomposição é a temperatura para qual ocorre a quebra das ligações covalentes dos polímeros, com decomposição em menores moléculas de outras substâncias ou em seus átomos constituintes” (CARDOSO et al., 2021, p. 17).

No que se refere a investigação da aderência em elementos de concreto com barras de polímero reforçado com fibras, o estudo de Tighiouart, Benmokrane e Gao (1998) é referência. Nessa pesquisa, os autores avaliaram 64 vigas de concreto com dois tipos de barras de GFRP e aço, além de 18 testes de *pullout*. Os resultados indicaram que a força de tração aplicada se aproximou da resistência à tração das barras à medida que o comprimento de embutimento aumentou. As barras de GFRP apresentaram valores de resistência de aderência mais baixos em comparação com os vergalhões de aço. Os autores concluíram que para as barras de GFRP, a adesão e o atrito é o que controlam a resistência da união, enquanto para o aço o intertravamento mecânico é a principal parcela da adesão. Quanto ao diâmetro das barras, observou-se que a resistência de adesão máxima diminuiu quando o diâmetro da barra aumentou. Na prática, considera-se a aderência entre barras de FRP e concreto similar a aderência entre aço e concreto (Ge et al., 2015).

Analisando o efeito de fibras de aço e de fibras de macropolipropileno na capacidade de aderência entre barras de GFRP e o concreto, Ding et al. (2014) verificaram que a adição de fibras de aço ou fibras híbridas pode aumentar tanto a resistência quanto a tenacidade da ligação. O uso de fibras híbridas demonstrou um efeito significativo no comportamento de aderência sugerindo que a capacidade de aderência das armaduras de GFRP em concreto reforçado com fibras híbridas pode ser equivalente ou melhor que a das armaduras de aço em concreto simples. Já De Sá, Silva e Cardoso (2020) concluíram que a adição de macrofibras de polipropileno não afetou significativamente o desempenho da ligação entre a barra de GFRP e concreto no estágio de adesão, com diferença insignificante na rigidez da ligação.

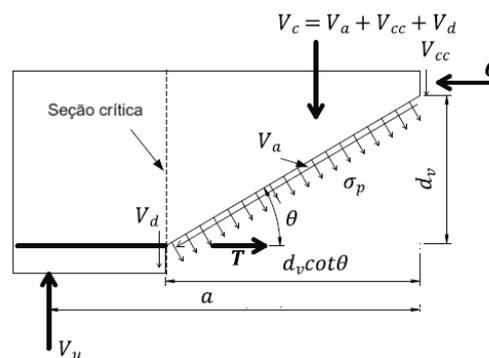
2.2 COMPORTAMENTO AO CISALHAMENTO DE VIGAS SFRC COM BARRAS DE FRP SEM ESTRIBOS

Neste item apresenta-se e discute-se o comportamento ao cisalhamento de vigas, sem estribos, e com a adição de fibras discretas, incluindo mecanismos de resistência, modos de ruptura por cisalhamento e modelos de previsão de resistência ao cisalhamento.

2.2.1 Mecanismos de resistência

Os mecanismos de resistência ao cisalhamento de vigas de concreto com fibras de aço (SFRC) armadas com barras de FRP, sem estribos, são afetados por muitos fatores e pode ser analisado baseando-se na condição de equilíbrio de parte de uma viga, através de uma fissura diagonal crítica (FIGURA 5). Uma vez formada a fissura diagonal crítica, a resistência ao cisalhamento V_u (apoio) é a soma da contribuição do concreto (V_c) e das fibras de aço (V_{fs}).

FIGURA 5 – MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA AO CISALHAMENTO PARA VIGAS SFRC



FONTE: Adaptado de Tran; Pham; Hao (2020).

A contribuição do concreto (V_c) consiste na resistência do concreto não fissurado comprimido (V_{cc}) acima da fissura, na ação de intertravamento dos agregados (V_a) e na ação de pino de barras longitudinais (V_d) que atravessam a fissura. Entre esses, a resistência ao cisalhamento fornecida pelo concreto não fissurado é dominante.

A contribuição da tensão residual no concreto através da fissura (σ_p) é substituída pela resistência à tração do SFRC agindo através da fissura diagonal crítica. Essa tensão pode ser considerada uniforme ao longo da fissura. A tensão residual no concreto fissurado é encontrada em fissuras menores que 0,15 mm (Comitê ASCE 445, ACI, 1998). Assim, em elementos de concreto armado com FRP, sem fibras, esta contribuição para a resistência ao cisalhamento pode ser desprezada uma vez que fissuras mais largas são observadas em elementos de concreto com FRP.

Há ainda, o mecanismo de transferência de cisalhamento chamado ação de arco, que ocorre em vigas curtas com relação entre vão de cisalhamento e altura útil

(a/d) menor que 2,5 (Abdul-Salam; Farghaly; Benmokrane, 2016). A mudança no mecanismo de resistência de ação da viga para a ação de arco pode aumentar substancialmente a resistência ao cisalhamento de um elemento porque a resistência ao cisalhamento depende da resistência à compressão e não da resistência ao cisalhamento do concreto. Com a ancoragem adequada, a armadura de FRP resiste a altas forças de tração e pode servir de tirante para o arco. Desse modo, o mecanismo do arco pode contribuir de maneira efetiva para a resistência ao cisalhamento de elementos reforçados com FRP (Razaqpur, Isgor, 2006).

Um entendimento adequado da evolução dos mecanismos de transferência de cisalhamento e sua interação até a falha é essencial para uma abordagem racional para prever a resistência ao cisalhamento, independentemente do tipo de armadura (Resende; Cardoso, 2023).

Os parâmetros que afetam a capacidade ao cisalhamento de vigas são dependentes das propriedades mecânicas do concreto, da relação a/d (sendo “a” a distância de aplicação da carga em relação ao apoio e “d” a altura útil), da dimensão do elemento estrutural (*size effect*), do tipo de armadura longitudinal e, no caso de SFRC, da propriedade e volume de fibras.

- Propriedades mecânicas do concreto

Uma vez que o efeito de restrição das barras de FRP no concreto é menor do que o observado nas barras de aço, a resistência ao cisalhamento é afetada pelas fissuras. Os efeitos da resistência ao cisalhamento do concreto se refletem, principalmente, em dois aspectos: na resistência do concreto e na proporção de concreto não fissurado (ou na capacidade de cisalhamento do concreto após a fissura). Portanto, meios de aumentar a proporção de concreto não fissurado, como por exemplo com a adição de fibras ao concreto pode reduzir a largura das fissuras, manter o mecanismo de intertravamento dos agregados e melhorar a resistência ao cisalhamento do concreto após a fissuração, melhorando assim a resistência ao cisalhamento final de vigas de concreto reforçadas com barras de FRP (Liang; Peng; Ren, 2023).

- Relação a/d

Sabe-se que a fragilidade das vigas, sem armaduras de cisalhamento, é dependente desse parâmetro devido ao efeito de arco que passa a ser pronunciado quando $a/d \leq 2,5$. Conseqüentemente, as vigas de vão curto, $1 < a/d \leq 2,5$, se comportam significativamente diferentes de vigas com a relação $a/d > 2,5$ e com

$a/d \leq 1,0$ (Soltanzadeh et al., 2016). Em geral, é aceito que vigas de concreto armado são classificadas como vigas curtas se tem uma relação a/d inferior a 2 e a resistência geral das vigas curtas é geralmente controlada pelo cisalhamento em vez da flexão (Abed; Sabbagh, 2022). O estudo de Hosseini, Nematzadeh e Chastre (2021) compara os comportamentos carga x deflexão de vigas com duas relações de a/d (1,5 e 2,5) e conclui que, à medida que a relação a/d aumenta, a capacidade de cisalhamento, rigidez pós-fissuração e parâmetros de deflexão da viga têm um declínio notável.

- *Size effect* (efeito de tamanho)

Os principais fatores que influenciam o *size effect* de vigas de concreto reforçadas com barras de FRP são o tamanho da seção da viga (principalmente a altura útil), a resistência à compressão do concreto, o diâmetro máximo do agregado graúdo e as condições da armadura - estribo e armadura longitudinal (Liang; Peng; Ren, 2023). Resultados experimentais de vigas de concreto armadas com barras de aço, sem estribos, mostram que a resistência ao cisalhamento diminui com o aumento da altura útil, especialmente em menores taxas de armadura longitudinal. A maior largura da fissura diagonal, sob carga aplicada, é a principal razão para o *size effect*. Além disso, o *size effect* em vigas de concreto reforçadas com barras de FRP é maior do que o de vigas de concreto reforçadas com barras de aço porque a capacidade de restrição das barras de FRP à fissuração é mais fraca do que as barras de aço (Liang; Peng; Ren, 2023). Jumaa e Yousif (2019) avaliaram o *size effect* na ruptura por cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência, sem estribos, armadas com BFRP. Com os resultados, verificaram que há um efeito considerável de redução na resistência ao cisalhamento com o acréscimo da altura útil da viga (redução de 32,8% e 43,6% na resistência ao cisalhamento quando a altura útil foi aumentada de 25,2 cm para 45,2 cm e 63,5 cm, respectivamente). Os autores concluem que, com o aumento da altura da viga, a deflexão final e a ductilidade são reduzidas substancialmente e a ruptura por cisalhamento torna-se mais frágil.

O diâmetro máximo do agregado do concreto é outro parâmetro que afeta o *size effect*. Verificou-se que à medida que o diâmetro máximo do agregado do concreto diminui, o *size effect* aumenta e a capacidade de cisalhamento diminui (Matta et al., 2013). Bentz et al. (2010) verificaram que a resistência ao cisalhamento aumentou com maiores diâmetros de agregado, uma vez que o intertravamento do agregado aumentou.

- Propriedades mecânicas das armaduras

As propriedades mecânicas das armaduras longitudinais afetam os mecanismos de resistência ao cisalhamento. O menor módulo de elasticidade das barras de FRP, particularmente do GFRP, em relação ao aço resulta em elementos de concreto armado com fissuras mais largas e menores resistências do que a observada em elementos de concreto armado com aço com a mesma taxa de armadura longitudinal e sob carregamento equivalente (Tureyen; Frosch, 2002; Wegian; Abdalla, 2005; Fico; Prota; Manfredi, 2008; Bentz et al., 2010; Barris et al., 2017). Como a contribuição do concreto comprimido depende principalmente da resistência à compressão do concreto e da profundidade da região não fissurada, com o surgimento de fissuras mais largas e profundas ocorre a redução dessa região comprimida.

O intertravamento mecânico dos agregados permite a transferência de cisalhamento através da fissura na região tracionada e é função: (i) da rugosidade da fissura, que depende do diâmetro máximo do agregado; (ii) da largura da fissura, que depende da rigidez da armadura; e (iii) da resistência do concreto. Os elementos com barras de FRP têm maiores flechas e apresentam fissuras mais largas. Isso se deve ao fato de menores taxas de armadura de FRP (em relação a um elemento armado com barras de aço) para uma mesma carga resistida, juntamente com uma menor rigidez da barra de FRP, o que reduz a rigidez total do elemento. Assim, espera-se que uma menor de força de cisalhamento seja suportada pelo intertravamento dos agregados em elementos reforçados com FRP (Fico; Prota; Manfredi, 2008).

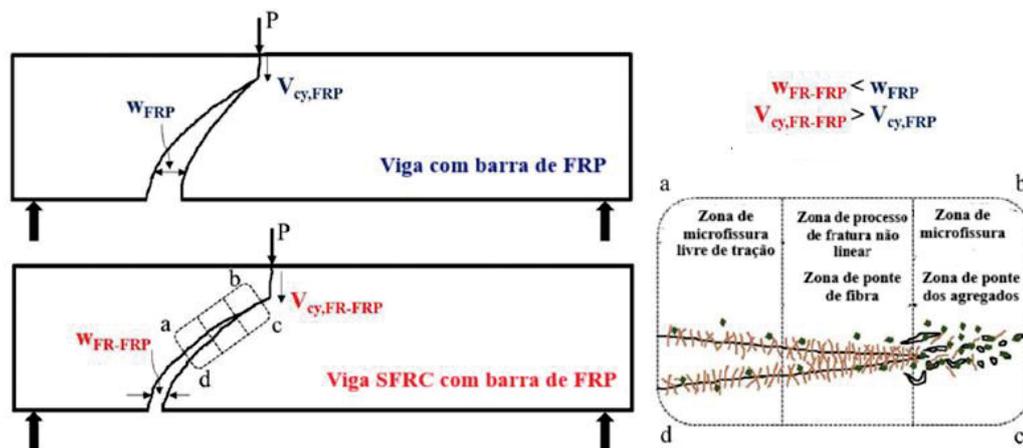
A resistência transversal, consideravelmente mais baixa que a resistência longitudinal, das barras de FRP reduz a ação do pino. A ação de pino refere-se à força de cisalhamento que resiste ao deslocamento transversal entre duas partes de um elemento estrutural dividido por uma fissura que é ligada pela armadura; portanto, a contribuição da ação de pino depende fortemente da rigidez transversal e da resistência da armadura. Algumas abordagens consideram a ação de pino como o mecanismo governante de transferência de cisalhamento. A resistência ao cisalhamento proporcionada pelo efeito pino da armadura longitudinal de FRP pode ser negligenciada para os diâmetros de barras usuais, dado que é menor do que outras contribuições de resistência ao cisalhamento (Fico; Prota; Manfredi, 2008).

Propriedade e volume de fibras

No que diz respeito a influência da incorporação de fibras de aço em vigas, sem estribos, sabe-se que a presença de fibras de aço aumenta a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto, armadas longitudinalmente com aço ou com FRP, podendo modificar o modo de falha dos elementos estruturais de cisalhamento para flexão. Entretanto, não se sabe exatamente como cada mecanismo de resistência ao cisalhamento é afetado por elas (Lantsoght, 2019a; Resende; Cardoso; Shehata, 2020). Com a incorporação de fibras, o mecanismo de formação de fissuras é alterado, onde algumas forças de tração são transferidas através das fissuras pelas fibras, resultando em tensões no concreto derivadas das tensões de aderência e pontes de fibras (Li et al., 2018).

A FIGURA 6 representa a influência das fibras na resistência ao cisalhamento e no mecanismo de efeito de ponte de vigas armadas com FRP. Os diferentes mecanismos associados a: (i) ruptura da fibra, (ii) arrancamento da fibra, (iii) alongamento da fibra, e (iv) descolamento da fibra, podem absorver e dissipar energia, estabilizando a propagação de fissuras no interior da seção de concreto (Alberti; Enfedaque; Gálvez, 2017). Além disso, Resende, Cardoso e Shehata (2020) observaram que a adição de fibras aumentou a resistência da ação de pino.

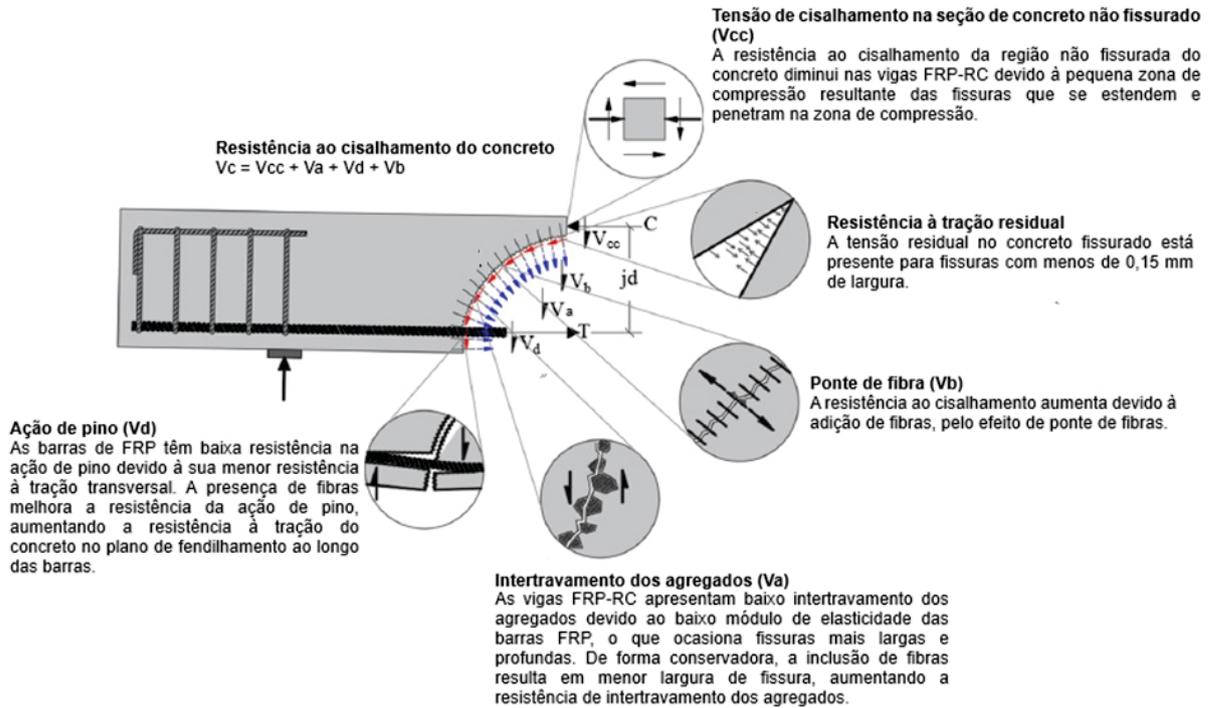
FIGURA 6 – INFLUÊNCIA DAS FIBRAS NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO



FONTE: Adaptado de Dev; Chellapandian; Prakash (2020).

Um resumo sobre o comportamento ao cisalhamento de vigas SRFC com barras de FRP, é apresentado na FIGURA 7, mostrando como o FRP afeta os mecanismos de transferência.

FIGURA 7 – COMPORTAMENTO AO CISALHAMENTO VIGAS SFRC COM FRP



FONTE: Adaptado de Muhammad; Yousif (2023).

2.2.2 Modos de ruptura por cisalhamento

As falhas podem ocorrer de duas maneiras distintas: (i) progressiva, que ocorre ao final de uma propagação estável de uma fissura crítica, ou (ii) repentina - por uma progressão instável ou desenvolvimento de uma nova fissura (Cavagnis; Fernández Ruiz; Muttoni, 2015). Semelhante ao modo de ruptura por cisalhamento de vigas de concreto reforçadas com barras de aço, os modos de ruptura de vigas de concreto reforçadas com barras de FRP são divididos em: (i) *shear compression failure* (ruptura por compressão por cisalhamento), (ii) *shear tension failure* (ruptura por tensão de cisalhamento)/*diagonal tension failure* (ruptura por tração diagonal), e (iii) *diagonal compression failure* (ruptura por compressão diagonal) (Said et al., 2016; Ahmed; Siva Chidambaram, 2022; Liang; Peng; Ren, 2023).

As características de cada ruptura são:

- a) Ruptura por compressão por cisalhamento: é caracterizada pela ruptura do concreto na zona comprimida, na ponta da fissura diagonal principal (FIGURA 8a). A fissura diagonal crítica se desenvolve do ponto de apoio para o ponto de carregamento à medida que a carga aumenta. Após a formação da fissura diagonal crítica, a viga pode continuar a suportar cargas e permanecer estável

sem perder sua estabilidade. Eventualmente, o concreto na zona de compressão na ponta da fissura diagonal é esmagado, resultando no colapso total da viga;

- b) Ruptura por tensão de cisalhamento ou ruptura por tração diagonal: as fissuras diagonais são curvas e se desenvolvem do ponto de apoio até o ponto de carregamento (FIGURA 8b). À medida que a largura da fissura aumenta, múltiplas fissuras paralelas se formam a partir do vão de cisalhamento na parte inferior da viga e se cruzam, eventualmente levando a uma queda repentina na capacidade de cisalhamento;
- c) Ruptura por compressão diagonal: geralmente ocorre quando o vão de cisalhamento é relativamente pequeno. A fissura diagonal se desenvolve a partir da metade da altura da viga e se estende até o ponto de carga da viga. Este modo de falha é propenso a ocorrer no caso de vigas profundas e o efeito da ação do arco do concreto é gradualmente maior. Portanto, o aumento da resistência à compressão do concreto tem um efeito significativo na melhoria da capacidade de cisalhamento.

FIGURA 8 – MODO DE FALHA DE VIGAS DE CONCRETO REFORÇADAS COM BARRAS DE GFRP SOB CISALHAMENTO: (A) RUPTURA POR COMPRESSÃO POR CISALHAMENTO; (B) RUPTURA POR TRAÇÃO DIAGONAL



a)

b)

FONTE: Said et al. (2016).

Os tipos de modo de falha dependem principalmente da relação a/d (Liang; Peng; Ren, 2023). Com o aumento da relação a/d , o modo de falha muda gradualmente de ruptura por tensão de cisalhamento para ruptura por compressão por cisalhamento e, em seguida, para ruptura por compressão diagonal.

De acordo com o Comitê ASCE 326 (ACI, 1962), a localização exata onde as fissuras de tensão diagonal começam é variável, pois:

1. As fissuras de tensão diagonal desenvolvem-se aproximadamente no meio do vão de cisalhamento entre a seção com momento zero e o máximo momento, em direção à seção com o momento máximo;
2. O local onde ocorrem as fissuras de tensão diagonal depende da altura útil da viga e do vão de cisalhamento, e;
3. As fissuras de tensão diagonal geralmente se formam na metade da profundidade das vigas, acima de fissuras de tração pré-existentes ou perto de vergalhões de tração.

Considerando o exposto, o Comitê ASCE 326 (ACI, 1962), faz as seguintes suposições: (i) ao longo de vãos com $a/d > 2$, as fissuras diagonais de tensão se formam a uma distância d de uma seção com o momento máximo, e (ii) ao longo de vãos com $a/d < 2$, as fissuras de tensão diagonal iniciam no meio do vão de cisalhamento.

2.2.3 Modelos de previsão de resistência ao cisalhamento

Apresentam-se a seguir alguns modelos que para estimar o desempenho ao cisalhamento de vigas SFRC com barras de FRP.

- *Modified compression field theory* (MCFT)

É um modelo mecânico baseado na suposição de que o intertravamento dos agregados é a ação governante de transferência de cisalhamento. Foi originalmente desenvolvido por Mitchell e Collins, em 1974, observando a resposta de um grande número de elementos de concreto armado submetidos a cisalhamento puro ou cisalhamento combinado com tensão axial e posteriormente modificado por Vecchio e Collins (Cavagnis, 2017). O procedimento original assumia que o concreto fissurado resistia ao esforço de cisalhamento apenas por meio de diagonais de tensão comprimidas inclinadas a 45° , em relação ao eixo longitudinal do elemento. Como esse modelo ignorava quaisquer contribuições da resistência à tração do concreto, fornecia estimativas muito conservadoras da resistência ao cisalhamento para elementos com pequenas quantidades de estribos (Bentz; Vecchio; Collins, 2006). Durante as décadas de 1970 e 1980, pesquisadores avaliaram que, em geral, o ângulo θ não é 45 graus (Bentz; Vecchio; Collins, 2006). Ao contrário de modelos tradicionais,

a teoria utiliza as condições de deformação na alma para determinar a inclinação θ das diagonais de compressão. Neste modelo, o padrão complexo de fissuras é idealizado como uma série de fissuras paralelas, todas ocorrendo num ângulo θ em relação à armadura longitudinal e espaçadas a uma distância S_θ uma da outra. No MCFT, o equilíbrio, a compatibilidade e as relações constitutivas são formuladas em termos de tensões e deformações médias. Estudos com FRP desenvolvidos por Ding et al. (2012), Zhang et al. (2016) e Kim et al. (2012) aplicaram modelos de resistência ao cisalhamento através do MFCT e alcançaram resultados satisfatórios.

- *Strut-and-tie model (STM)*

O modelo de escoras e tirantes (STM, do inglês "*Strut-and-Tie Model*") é baseado no Teorema do Limite Inferior da Plasticidade (*lower-bound plastic*) que utiliza o método de analogia de treliça simplificado para definir o mecanismo de transferência de carga, em estruturas de concreto, em uma região com perturbações de tensão (região D). O STM foi principalmente aplicado no projeto de concreto armado convencional, e houve poucas discussões sobre o seu uso para o SFRC (Ng; Tang; Looi, 2022) . Através de um banco de dados de vigas profundas de SFRC, que considera a resistência a compressão do concreto e o fator de fibras, os autores verificaram que a capacidade máxima foi inferior à capacidade de carga última calculada nos modelos numéricos calibrados, o que justificou o uso seguro do STM como um método plástico de limite inferior em elementos SFRC.

- *Critical shear crack theory (CSCT)*

Modelo desenvolvido por Muttoni e Ruiz (2008) que assume que a tensão de cisalhamento é governada por uma fissura de flexão que se desenvolve diagonalmente (*critical shear crack*) e perturba as ações de transferência de cisalhamento. Foi originalmente desenvolvida para análises de cisalhamento por punção em ligação laje-pilar, sem armadura transversal e posteriormente para demais elementos. As hipóteses básicas da teoria CSCT é que a capacidade de cisalhamento depende da geometria dos elementos (largura e altura), da raiz quadrada da resistência à compressão, da abertura da fissura crítica w e da rugosidade (Cavagnis, 2017). Alguns anos depois, com base na forma e cinemática da fissura investigada os autores estenderam o critério de falha do CSCT e definiram contribuições de diferentes ações de transferência de cisalhamento, como o intertravamento do agregado, a resistência à tração residual do concreto, efeito de pino e ação de arco.

- *Crack Sliding Model (CSM)*

Um modelo plástico simples, desenvolvido com base em uma abordagem originalmente proposta para vigas de concreto armado, sem estribos, apresentado em Spinella, Colajanni e Recupero (2010) para a previsão da resistência ao cisalhamento último de vigas SFRC. O modelo se fundamenta na hipótese de que fissuras podem ser transformadas em “linhas de escoamento”, sendo assim conhecido como modelo de deslizamento de fissura (*crack sliding model*). Primeiramente, o CSM é aprimorado para considerar o aumento da resistência ao cisalhamento para vigas profundas, devido ao efeito de arco. Em seguida, os fatores de eficácia para o concreto com fibras sob tensões biaxiais são avaliados, considerando a resistência à tração após a fissuração do SFRC e sua capacidade de controlar o deslizamento ao longo das fissuras de cisalhamento.

- *Strain-based shear strength model*

Em Choi, Park e Wight (2007) uma abordagem teórica foi utilizada para prever a resistência ao cisalhamento de vigas esbeltas de SFRC, sem estribos. Na viga SFRC, a força de cisalhamento aplicada a uma seção transversal da viga é resistida tanto pela região comprimida quanto pela região tracionada. A capacidade de cisalhamento, da região comprimida, é definida considerando a tensão normal causada pelo momento fletor na seção transversal. A capacidade de cisalhamento da região tracionada é definida considerando a resistência à tração pós-fissuração do SFRC. Devido à magnitude e distribuição das tensões normais, a capacidade de cisalhamento da viga foi definida como uma função da deformação da viga. Os autores observaram que a região comprimida pode falhar pelo esmagamento do concreto, no caso de vigas profundas, ou por fissuras de tração no caso de vigas esbeltas.

- *Compression Chord Capacity Model (CCCM)*

Modelo desenvolvido por Cladera et al. (2016) para o dimensionamento de vigas de concreto armado com e sem armadura transversal. O modelo assume que a contribuição da corda de compressão não fissurada, a tensão residual de tração ao longo da fissura crítica e a ação de pino da armadura longitudinal são os mecanismos de transferência de cisalhamento dominantes em vigas de concreto armado sem armadura transversal. Adicionalmente, este modelo considera a influência da armadura longitudinal e o efeito de escala na resistência total ao cisalhamento. Em Bairan et al. (2020), o CCCM foi modificado para considerar a ação de arco em vigas não esbeltas.

A partir desses modelos, vários códigos desenvolveram expressões para quantificar a capacidade de cisalhamento de vigas. Segundo Kaszubska e Kotynia (2022), ainda não há um entendimento geral sobre uma teoria racional para o cálculo da capacidade de cisalhamento de elementos armados com aço, sem armadura transversal. As normas de projeto para capacidade de cisalhamento de vigas, sem estribos, são baseadas em fórmulas empíricas determinadas pela experiência em pesquisas experimentais e, ao analisar elementos SFRC com FRP, existe um acréscimo de incerteza. Embora as barras de FRP sejam utilizadas em elementos de concreto há mais de 30 anos, ainda não existe uma teoria e um método de cálculo unificado para o cálculo de cisalhamento de estruturas de concreto reforçadas com barras de FRP.

A TABELA 3 apresenta modelos teóricos apresentados por diferentes pesquisadores e normativas para estimar a capacidade de cisalhamento de vigas. Incluem modelos para vigas armadas longitudinalmente com FRP, para vigas SFRC, sem estribos, mas com armadura longitudinal em aço e por modelos que consideram a combinação de SFRC com FRP.

TABELA 3 – MODELOS PARA DETERMINAR A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS COM BARRAS DE FRP, VIGAS COM SFRC E VIGAS SFRC COM BARRAS DE FRP

(continua)

Modelo	Referência	Equações
Vigas com barras de FRP	CNR-DT203 (2006)	$V_{Rd,ct} = 1,3 \cdot \left(\frac{E_f}{E_s}\right)^{1/2} \cdot \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_f) \cdot b \cdot d$ $1,3 \cdot \left(\frac{E_f}{E_s}\right)^{1/2} \leq 1,0 \text{ e } \tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ct}$
	CAN/CSA-S806 (2012)	$V_c = 0,05 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot k_m \cdot k_r \cdot (f_c)^{1/3} \cdot b_w \cdot d_v$ $k_m = \sqrt{\frac{V_{ft} \cdot d}{M_{ft}}} \leq 1,0 \text{ e } k_r = 1 + (E_f \cdot \rho_f)^{1/3}$
	ACI 440.1 R-15 (2015)	$V_c = \frac{2}{5} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot k \cdot d$ $k = \sqrt{2 \cdot \rho_f \cdot \eta_f + (\rho_f \cdot \eta_f)^2} - \rho_f \cdot \eta_f$
	ACI 440.11 (2022)	$V_c = 0,066 \cdot \lambda_s \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad \sqrt{f_c} \leq 8,3 \text{ MPa}$ $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0,004 \cdot d}} \leq 1,0$

TABELA 3 – MODELOS PARA DETERMINAR A RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO DE VIGAS COM BARRAS DE FRP, VIGAS COM SFRC E VIGAS SFRC COM BARRAS DE FRP

(continuação)

Modelo	Referência	Equações	
Vigas SFRC com barras de aço	FIB Model Code (2010) / ABNT NBR 16935 (2021) / ACI 544.4 R-18 (2018)	$V_{Rd,F} = \left\{ \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \left[100 \cdot \rho \cdot \left(1 + 7,5 \cdot \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}} \right) \cdot f_{ck} \right]^{1/3} \right\} \cdot b_w \cdot d$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ $\rho = \frac{A_{sL}}{b_w \cdot d}$ $f_{Ftu} = 0,45 \cdot f_{R1} - \frac{1,5}{2,5} \cdot (0,45 \cdot f_{R1} - 0,5 \cdot f_{R3} + 0,2 \cdot f_{R1}) \geq 0$	
	RILEM TC 162-TDF (2003)	$V_{Rd,F} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d$ $V_{fd} = 0,7 \cdot k_f \cdot k \cdot \tau_{fd} \cdot b_w \cdot d$ $k_f = 1 + n \cdot \left(\frac{h_f}{b_w} \right) \cdot \left(\frac{h_f}{d} \right) \leq 1,5$ $n = \frac{b_f - b_w}{h_f} \leq 3 \text{ e } n \leq \frac{3 \cdot b_w}{h_f}$ $\tau_{fd} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot f_{R,4}$	
Vigas SFRC com barras de FRP	Hosseini, Nematzadeh e Chastre (2021)	$V_{Rd,F} = \left(0,16 \cdot f_c \cdot \frac{d}{a} \cdot \left(\frac{\rho_f \cdot E_f}{E_s} \right)^{0,23} + 0,066 \cdot \left(f_c \cdot \frac{a}{d} \right)^{0,54} \cdot (RI - 1) \right) b_w \cdot d$ $RI = \frac{V_f \cdot l_f}{d_f}$	
	Tran, Pham e Hao (2020)	(1) Concreto ACI 440.1R-06 + Fibras Khuntia et al. (1999)	$V_c = \frac{2}{5} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot k \cdot d$ $V_{fd} = 0,9 \cdot b_w \cdot d \cdot \sigma_p$ $\sigma_p = 0,41 \cdot \beta \cdot \tau_b \cdot V_f \cdot \frac{l_f}{d_f}$ $\tau_b = 0,68 \cdot \sqrt{f_c}$ $V_u = V_c + V_{fd}$
		(2) Concreto modelo proposto por El-Sayed et al. (2006b)	$V_c = \left(\frac{\rho_f \cdot E_f}{90 \cdot \beta_1} \right)^3 \cdot \left(\frac{\sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d}{6} \right)$ $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot \frac{f_c - 28}{7} \geq 0,65$ $V_u = V_c + V_{fd}$ $V_{fd} \text{ determinado como no modelo 1}$
(3) <i>Modified compression field theory – MCFT</i> , proposto por Ding et al. (2012)	$V_u = \left(\frac{0,3}{0,5 + (1000 \cdot \varepsilon_x + 0,15)^{0,7}} \cdot \frac{1300}{1000 + s_{xe}} \sqrt{f_c} + \sigma_p \cdot \cot \theta \right) \cdot b \cdot d_v$ $\sigma_p \text{ determinado como no modelo 1}$		

TABELA 3 – MODELOS PARA DETERMINAR A RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO DE VIGAS COM BARRAS DE FRP, VIGAS COM SFRC E VIGAS SFRC COM BARRAS DE FRP

(conclusão)

Modelo	Referência	Equações	
Vigas SFRC com barras de FRP	Tran, Pham e Hao (2020)	(3) <i>Modified compression field theory – MCFT</i> , proposto por Ding et al. (2012)	$\theta = (29^\circ + 7000 \cdot \varepsilon_x) \cdot \left(0,88 \cdot \frac{s_{xe}}{2500}\right) \leq 75^\circ$ $s_{xe} = \frac{31,5 \cdot d}{16 + d_a} \geq 0,77 \cdot d$ $\varepsilon_x = V_u \cdot \frac{a - 0,5 \cdot d_v \cdot \cot \theta}{2 \cdot E_f \cdot A_f \cdot d_v}$
	Dev, Chellapandian e Prakash (2020)	(1) Concreto ACI 440.1R-15 (2015) + Fibras RILEM TC 162-TDF (2003)	$V_c = \frac{2}{5} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot k \cdot d$ $k = \sqrt{2 \cdot \rho_f \cdot \eta_f + (\rho_f \cdot \eta_f)^2} - \rho_f \cdot \eta_f$ $V_f = 0,7 \cdot k_f \cdot k \cdot \tau_{fd} \cdot b_w \cdot d$ $\tau_{fd} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot f_{R,4}$ $V_u = V_c + V_f$
		(2) FIB Model Code (2010) adaptada	$V_{Rd,F} = \left\{ \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \left[100 \cdot \rho \cdot \left(1 + 7,5 \cdot \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}} \right) \cdot f_{ck} \right]^{1/3} \right\} \cdot b_w \cdot d$ $\rho = \frac{A_f}{b_w \cdot d} \cdot \frac{E_f}{E_s}$
Bahniuk (2024) Modelo proposto neste estudo	Concreto ACI 440.11 (2022) + Fibras RILEM TC 162-TDF (2003)	$V_c = 0,066 \cdot \lambda_s \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$ $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0,004 \cdot d}} \leq 1,0$ $\sqrt{f_c} \leq 8,3 \text{ MPa}$ $V_f = 0,7 \cdot k_f \cdot k \cdot \tau_{fd} \cdot b_w \cdot d$ $\tau_{fd} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot f_{R,4}$ $V_u = V_c + V_f$	

* as variáveis estão descritas na lista de símbolos e letras gregas.

FONTE: A autora (2024).

A normativa ACI 440.11 (ACI Committee 440.11, 2022) e o ACI 440.1 R-15 (ACI Committee 440.1R-15, 2015) não tratam especificamente de vigas sem estribos, diferentemente das demais normas de FRP. Em relação aos modelos de vigas armadas com barras de FRP, El Zareef, Elbisy e Badawl (2021) compararam os resultados de diferentes códigos para calcular a resistência ao cisalhamento do concreto de elementos reforçados com FRP sem armadura de cisalhamento. O estudo

concluiu que o modelo da normativa CSA S806-12 tem alta eficiência para prever a resistência ao cisalhamento de elementos reforçados com FRP, sem estribos.

Quanto aos modelos de SFRC propostos, destaca-se que as recomendações apresentadas no Model Code (FIB, 2010) são iguais a norma Brasileira NBR 16935 (ABNT, 2021) e o código ACI 544.4 R-18 (ACI Committee 544.4, 2018). Ressalta-se ainda que a normativa NBR 16938 (ABNT, 2021) é aplicável apenas a concretos do grupo I com armadura longitudinal em aço. Essas três normativas combinam o efeito do concreto e das fibras, mas a expressão resultante é empírica e não considera as contribuições dos diferentes mecanismos de cisalhamento (Lantsoght, 2019a). Já as equações da cortante resistente de cálculo indicadas pela RILEM (RILEM, 2003) separam a contribuição do concreto da contribuição da fibra. Entretanto, essas normas citadas se referem a elementos de concreto armados com barras de aço. Ao aplicar essas equações, o estudo de Soltanzadeh et al. (2016) concluiu que a abordagem da RILEM (2003) estimou com maior precisão a resistência ao cisalhamento de vigas SFRC de vão curto ($V_{\text{experimental}}/V_{\text{RILEM}}=1,0$). Já o Model Code (FIB, 2010) foi mais conservador, com uma média de $V_{\text{experimental}}/V_{\text{MC2010}}$ de 1,66. Esses autores afirmam ainda que o Model Code (FIB, 2010) e, portanto, a NBR 16935 (ABNT, 2021) subestimam significativamente a contribuição da fibra na resistência ao cisalhamento. Nesse mesmo estudo, para complementar a avaliação das previsões normativas, resultados experimentais de vinte vigas SFRC, sem estribos, foram coletados na literatura. Os dados incluíram concreto de alta resistência, concreto com resistência convencional e diversos volumes de fibra. Ao final, pode-se verificar que a formulação proposta pela RILEM (RILEM, 2003) produziu previsões mais precisas para a amostra apresentada em comparação com o Model Code (FIB, 2010).

Em Hosseini, Nematzadeh e Chastre (2021) também foi realizada uma análise entre os resultados experimentais e os previstos por normativas e autores e, na sequência dos ensaios, os autores utilizaram a análise de regressão dos resultados experimentais para propor uma equação para determinar a capacidade de cisalhamento de vigas de concreto reforçadas com barras de GFRP contendo fibras. O modelo tem as seguintes limitações: vigas SFRC com barra GFRP, taxa de reforço de GFRP de 0,34 a 0,89%, relação a/d de 1,5 e 2,5, e resistência à compressão de 54 a 64 MPa.

Três modelos de previsão de capacidade de cisalhamento de vigas de SFRC com BFRP, sem estribos, foram propostos por Tran, Pham e Hao (2020) e estão

baseados em equacionamentos da literatura para calcular a resistência ao cisalhamento de vigas SFRC. Os autores observaram que o Modelo 1 subestimou consideravelmente a capacidade de cisalhamento das vigas, com relação $V_{\text{experimental}}/V_{\text{previsto}}$ de 1,75. O Modelo 2 forneceu uma previsão mais razoável, mas bastante conservadora, com relação $V_{\text{experimental}}/V_{\text{previsto}}$ de 1,50. E o Modelo 3 apresentou a melhor correlação, com $V_{\text{experimental}}/V_{\text{previsto}}$ de 1,14 indicando que o modelo MCFT proposto seria o mais apropriado para calcular a resistência ao cisalhamento de vigas SFRC com barras longitudinais de BFRP, sem estribos. No entanto, o modelo não forneceu bons resultados para a capacidade de cisalhamento no caso de vigas simples (sem fibras de aço). Os autores sugerem que a principal razão pode ser devido ao cálculo conservador da deformação da seção transversal, pois observaram que os valores estimados de ε_x são menores que os valores medidos pelos *strain gauges* fixados nas barras longitudinais. Ao fim, sugerem que há necessidade de mais estudos investigando este fenômeno. Neste estudo, *strain gauges* foram fixados nas barras e poderão contribuir com essa discussão.

Em Dev, Chellapandian e Prakash (2020), o concreto foi reforçado com fibras sintéticas e híbridas. A comparação entre os resultados experimentais e os resultados previstos demonstram que as disposições da ACI 440.1R-15 (ACI Committee 440.1R-15, 2015) foram conservadoras e subestimam fortemente a resistência ao cisalhamento da seção com GFRP. A contribuição da fibra prevista por RILEM (RILEM, 2003) foi considerada próxima aos resultados experimentais. A previsão usando o código Model Code (FIB, 2010) também se mostrou conservador na estimativa da resistência ao cisalhamento de vigas. Os autores justificam que a natureza conservadora dos resultados pode ser devido às variações nas condições de contorno, nas condições experimentais e ao modo de falha frágil. Além disso, destaca que as disposições do código devem ser conservadoras para garantir uma margem de segurança adequada, uma vez que a falha por cisalhamento é catastrófica (frágil e repentina) envolvendo colapso sem aviso significativo.

O último modelo, para vigas de SFRC com barras de FRP, proposto por este estudo, Bahniuk (2024), considera a recente publicação do código ACI 440.11 (ACI Committee 440.11, 2022), que se refere exclusivamente a barras de GFRP, tipo de barra adotado nesse estudo. E inclui a contribuição das fibras conforme recomendações da RILEM (RILEM, 2003) que apresentou bons resultados em demais pesquisas já realizadas.

2.3 REVISÃO SISTEMÁTICA DA LITERATURA DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS E ARMADOS LONGITUDINALMENTE COM BARRAS DE FRP

Para melhor compreender as pesquisas que estão sendo realizadas envolvendo elementos de concreto reforçados com fibras discretas e armados com barras de FRP, foi realizada uma revisão sistemática sobre esse tema baseado no *Methodi Ordinatio* proposto por Pagani, Kovaeski e Resende (2015). Consultou-se as bases de dados Science Direct e Scopus através de aplicação de filtros nos sistemas de busca e adoção de combinações de palavras-chave, de modo a coletar os trabalhos mais representativos do tema.

Os artigos contemplados foram avaliados e estão apresentados na TABELA 4, onde indica-se o tipo de barra, volume e tipo de fibras incorporada ao concreto, as dimensões da seção transversal e comprimento da viga, tipo de ensaio e de ruptura. Além disso, identificou-se quais estudos realizaram análise de direção das fibras (especialmente para aqueles estudos que adotaram fibras de aço), análise dos ensaios por *Digital Image Correlation* (DIC) bem como se foi adotada instrumentação com *strain gauges* das barras de FRP e do concreto.

O objetivo das pesquisas envolveu análise de ductilidade, comportamento à flexão, resistência ao cisalhamento e análise de deflexões e fissurações. Incluem concretos de resistência convencional e de alta resistência, concreto leve, concreto geopolimérico, utilização de concreto reforçado com fibras em apenas parte da seção transversal, elementos sujeitos a carga estática e de impacto, vigas sujeitas a carregamentos repetidos, entre outros. Destaca-se o fato de encontrar mesmos autores em várias publicações. Verifica-se ainda que a maioria dos estudos adota barras de GFRP (20 estudos) e BFRP (15 estudos).

Dos 35 artigos apresentados, 68,5% estudaram o FRC incluindo fibras de aço (24 estudos), indicando que esse tipo de fibra é a mais pesquisada para melhoria das propriedades de vigas armadas com FRP. No que se refere ao tipo de ruptura, em 18 estudos o foco foi a análise devido à flexão, em 14 estudos a ruptura ocorreu devido ao cisalhamento e em 3 estudos observou-se ruptura por flexão e por cisalhamento.

TABELA 4 – ARTIGOS COM ESTUDOS EXPERIMENTAIS DE ELEMENTOS DE FRC COM FRP

(continua)

Autores	Barra	Fibra	V _f (%)	Dimensões (cm)	Tipo de ensaio	Tipo da ruptura	Análise		Strain gauges	
							Orientação fibras	DIC	Barra	Concreto
Issa, Metwally e Elzeiny (2011)	GFRP	polipropileno, vidro, aço	0,5	15x15x185	4 pontos	flexão	-	-	X	X
Wang e Belarbi (2011)	GFRP e CFRP	polipropileno	0,5	18x23x203	4 pontos	flexão	-	-	X	X
Yang <i>et al.</i> (2012)	GFRP e CFRP	aço e poliolefina	1,0-2,0	23x25x230	4 pontos	flexão	-	-	X	X
Wang e Belarbi (2013)	GFRP e CFRP	polipropileno	0,5	18x23x203	4 pontos	flexão	-	-	X	X
Ferrier <i>et al.</i> (2015)	GFRP e CFRP	aço	2,0	Seção I	4 pontos	flexão e cisalhamento	-	-	X	X
Gopinath, Meenu, Murthy (2016)	BFRP	aço	0,3	10x20x150	4 pontos	cisalhamento	-	-	X	X
Soltanzadeh <i>et al.</i> (2016)	GFRP + aço (híbrida)	aço	1,1	15x30x210	4 pontos	cisalhamento	-	-	X	X
Yoo, Banthia e Yoon (2016a)	GFRP	aço	2,0	20x27x290	3 pontos	flexão	-	-	X	X
Yoo, Banthia e Yoon (2016b)							-	-	X	X
Li (2018)	BFRP	aço	0,5-1,0-1,5	15x30x210	4 pontos	flexão	-	-	X	X
Zhu <i>et al.</i> Li (2018)	BFRP	aço	0,5-1,0-1,5-2,0	16x30x210	4 pontos	flexão	-	-	X	X
Abed e Alhafiz (2019)	BFRP	basalto	0,5-0,75-1,0	18x23x200	4 pontos	flexão	-	-	X	X
Attia <i>et al.</i> (2019)	BFRP e GFRP	basalto macrofibra	0,5-1,0-1,5-2,0	50x17,5x250	4 pontos	flexão – tiras de laje	-	-	X	X
Sharaky <i>et al.</i> (2019)	GFRP e aço	aço	1,0-1,5	15x25x200	4 pontos	flexão	-	-	X	X
Vakili, Homami, Estahani (2019)	GFRP	aço, polipropileno e vidro	0,25-0,3-0,8	10x20x150	4 pontos	cisalhamento	-	-	-	-

TABELA 4 – ARTIGOS COM ESTUDOS EXPERIMENTAIS DE ELEMENTOS DE FRC COM FRP

(continuação)

Autores	Barra	Fibra	V _f (%)	Dimensões (cm)	Tipo de ensaio	Tipo da ruptura	Análise		Strain gauges	
							Orientação fibras	DIC	Barra	Concreto
De Sá, Silva e Cardoso (2020)	GFRP	polipropileno	1,0	15x15x160	4 pontos	flexão	-	X	X	X
Dev <i>et al.</i> (2020)	GFRP	poliolefina e aço	0,35-0,70 - 1,0	25x30x180	3 pontos P-excêntrico	cisalhamento	-	X	X	-
Dev, Chellapandian, Prakash (2020)	GFRP	poliolefina e aço	0,35-0,70 - 1,0	25x30x180	3 pontos P-excêntrico	cisalhamento	-	X	X	-
Jafarzadeh e Nematzadeh (2020)	GFRP e aço	aço	1,0	15x15x126	4 pontos	flexão	-	-	X	X
Liu <i>et al.</i> (2020)	CFRP e GFRP	aço	0,6	20x30x360	4 pontos	flexão	-	-	X	-
Tran, Pham e Hao (2020)	BFRP	aço, sintética, PVA, carbono	0,25-0,5-1,0	15x20x125	3 pontos	cisalhamento	-	-	X	X
Zhu <i>et al.</i> (2020)	BFRP, CFRP, GFRP	aço em 3D, 4D e 5D	0,5-1,0	15x30x210	4 pontos	flexão	-	-	X	X
Al-Hamrani e Alnahhal (2021)	BFRP	basalto macrofibra	0,75-1,5	16,5x26x200	4 pontos	cisalhamento	-	-	X	X
Aydin, Boru e Aydın (2021)	BFRP, AFRP, CFRP, GFRP	aço, polipropileno e vidro	1,0	7,5x7x5x60	3 pontos	flexão	-	-	-	-
Hosseini, Nematzadeh e Chastre (2021)	GFRP	aço	0,75-1,5	15x15x120	3 pontos	cisalhamento	-	-	-	-
Li <i>et al.</i> (2021a)	BFRP	aço (3D e 5D)	0,5-1,0	15x30x210	4 pontos	flexão - carregamento repetido			X	X
Li <i>et al.</i> (2021b)		aço (3D, 4D e 5D)								

TABELA 4 – ARTIGOS COM ESTUDOS EXPERIMENTAIS DE ELEMENTOS DE FRC COM FRP

(conclusão)

Autores	Barra	Fibra	V _f (%)	Dimensões (cm)	Tipo de ensaio	Tipo da ruptura	Análise		Strain gauges	
							Orientação fibras	DIC	Barra	Concreto
Nematzadeh e Fallah-Valukolaee (2021)	GFRP e aço	aço	0,75-1,5	10x10x100	3 pontos	flexão e cisalhamento – fibras em parte seção	-	-	-	-
Tran <i>et al.</i> (2021)	BFRP	aço e sintética	0,25-0,5	15x20x125	3 pontos	flexão e cisalhamento - carga de impacto	-	-	X	X
Abed e Sabbagh (2022)	BFRP	basalto e sintética	-	15x26x200	4 pontos	cisalhamento	-	-	X	X
Abushanab, Alnahhal e Farraj (2022)	BFRP	basalto	0,75-1,5	20x30x400 (200 cada vão)	5 pontos (contínua)	flexão	-	-	X	X
Al-Hamrani e Alnahhal (2022)	BFRP	basalto macrofibra	0,75	16,5x26x200	4 pontos	cisalhamento	-	-	X	X
Gomes, Resende, Cardoso (2023)	GFRP	basalto	0,5	13x26x150	3 pontos P-excêntrico	cisalhamento	-	X	-	-
Muhammad, Yousif (2023)	BFRP	basalto	0,75-1,5	15x25x227	4 pontos	cisalhamento	-	-	X	X
Yang <i>et al.</i> (2024)*	GFRP	aço	1,5	12x20x120	4 pontos	cisalhamento	X	-	X	X
Presente estudo	GFRP	aço	0,5-0,75-1,0	15x30x205	3 pontos	cisalhamento	X	X	X	X

BFRP: polímero reforçado com fibras de basalto

GFRP: polímero reforçado com fibras de vidro

AFRP: polímero reforçado com fibras de aramida

CFRP: polímero reforçado com fibras de carbono

*Outros volumes de fibras de aço foram contemplados, entretanto somente o volume de 1,5% foi avaliado na distribuição aleatória (demais volumes foram avaliados após alinhamento das fibras por orientação magnética).

FONTE: A autora (2024).

Analisando especificamente os estudos de vigas retangulares de concreto reforçado com fibras, armadas longitudinalmente com barras de GFRP/BFRP, sem estribos, em que a ruptura ocorreu devido ao esforço de cisalhamento, tem-se:

- 67 vigas;
- Resistência à compressão do concreto entre 28,7 MPa e 92,6 MPa;
- Volume de fibras entre 0 e 1,5% e relação a/d entre 1,15 e 3,3;
- Taxa de armadura longitudinal de FRP entre 0,3% e 2,8%;
- Largura do elemento estrutural entre 10 cm e 25 cm;
- Altura útil do elemento estrutural entre 12 cm e 27,3 cm;
- Carga máxima na ruptura entre 8,8 kN a 330,8 kN;
- Deslocamento máximo na ruptura entre 2 mm e 32 mm.

Em apenas 3 pesquisas - Dev et al. (2020), Dev, Chellapandian, Prakash (2020) e Muhammad, Yousif (2023) - é apresentado o ângulo da fissura principal de cisalhamento. E na pesquisa mais recente, Yang et al. (2024), o objetivo foi investigar o comportamento ao cisalhamento de vigas SFRC com barras de GFRP com orientação magnética das fibras e, somente o volume de 1,5% foi avaliado na distribuição aleatória (demais volumes foram avaliados após alinhamento das fibras). A FIGURA 9 apresenta um resumo, com a distribuição dos intervalos, dos principais parâmetros.

FIGURA 9 – NÚMERO DE VIGAS ENSAIADAS EM PESQUISAS COM RUPTURA POR CISALHAMENTO x PRINCIPAIS PARÂMETROS: A) RELAÇÃO A/D; B) TAXA DE ARMADURA LONGITUDINAL; C) RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO; D) TIPO DE FIBRAS.

(continua)

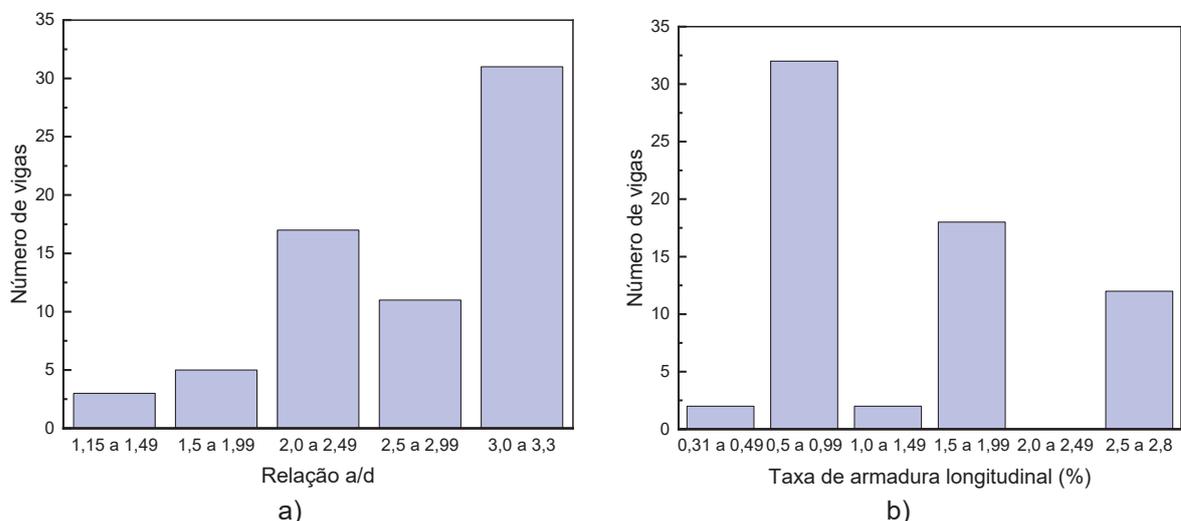
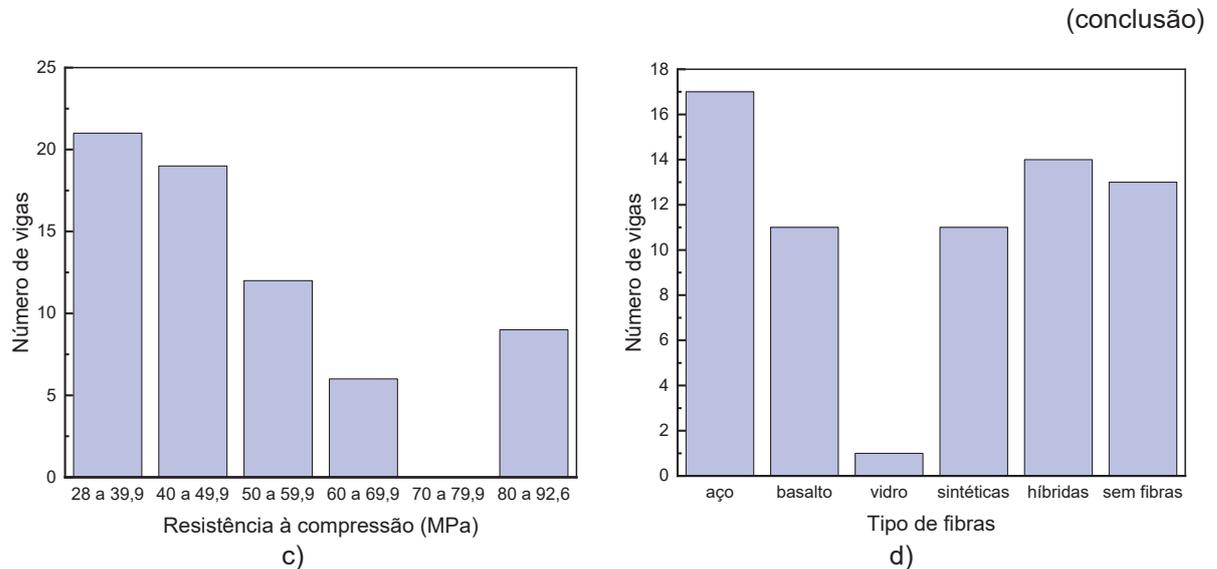


FIGURA 9 – NÚMERO DE VIGAS ENSAIADAS EM PESQUISAS COM RUPTURA POR CISALHAMENTO x PRINCIPAIS PARÂMETROS: A) RELAÇÃO A/D; B) TAXA DE ARMADURA LONGITUDINAL; C) RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO; D) TIPO DE FIBRAS.



FONTE: A autora (2024).

Os trabalhos mencionados mostram que as fibras de aço têm uma maior influência na carga de serviço e na rigidez do que na resistência à flexão de vigas (Zhu et al., 2018; Issa; Metwally; Elzeiny, 2011; Li et al., 2021a). Mostram também que, dependendo do tipo e volume de fibra incorporado ao concreto, não se verifica alteração no modo de falha do elemento estrutural, mas observa-se sempre acréscimo da ductilidade, da rigidez e da capacidade máxima resistente (Wang; Belarbi, 2011, Abed; Alhafiz, 2019, Li et al., 2021a, Abed; Sabbagh, 2022).

Soltanzadeh et al. (2016), a fim de verificar a possibilidade de substituir os estribos das vigas por fibras, avaliaram vigas de concreto autoadensável reforçado com fibra de aço, armadas longitudinalmente com barras de aço e barras de GFRP (sistema híbrido), sendo aplicado protensão à armadura de flexão de GFRP, devido ao seu baixo módulo de elasticidade. Após ensaio, observaram que as vigas controle, isto é, as vigas sem protensão, tiveram falha com uma deflexão média de 11,45 mm. O padrão de fissuração demonstrou que o modo de ruptura por flexão foi governante até uma deflexão de 7,5 mm. Com a ausência da protensão na barra de GFRP, as fibras de aço não resistiram à abertura da fissura de cisalhamento após a deflexão de 7,5 mm e, assim, uma fissura de cisalhamento crítica levou à ruptura da viga sob uma combinação de cisalhamento e flexão. Soltanzadeh et al. (2016) adotaram um método de projeto, baseado na publicação de Imam et al. (1997) que considera a influência do vão de cisalhamento e do volume de fibra em vigas, sem estribos, na capacidade

de flexão relativa (ou seja, uma razão adimensional entre o momento interno de resistência final na falha - M_u e o momento de flexão nominal - M_{fl}). De acordo com Imam et al. (1997), o momento de flexão nominal (M_{fl}), momento mais próximo possível da capacidade total de flexão, de vigas de concreto de alta resistência reforçado com fibra sem estribos, pode ser calculado como indica a Equação 2.1. A equação foi validada para a faixa de resistência à compressão de concretos de 53 a 140 MPa, volume de fibras de 0 a 1,5% e relação a/d de 1,5 a 6,0.

$$M_{fl} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot f_y \cdot b \cdot d^2 \cdot (2 - \Gamma) + 0,83 \cdot F_f \cdot b \cdot d^2 \cdot (0,75 - \Gamma) \cdot (2,15 + \Gamma) \quad 2.1$$

$$\Gamma = \frac{\rho \cdot f_y + 2,32 \cdot F_f}{0,85 \cdot f_{cm} + 3,08 \cdot F_f} \quad 2.2$$

$$F_f = \frac{l_f}{d_f} \cdot V_f \cdot \delta_f \quad 2.3$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad 2.4$$

Onde:

l_f e d_f são, respectivamente, o comprimento e diâmetro das fibras de aço;

V_f é o volume de fibras;

δ_f é o fator de eficiência da adesão das fibras, que é igual a 1 para fibras de aço com pontas em gancho;

b e d são, respectivamente, largura e altura útil da viga;

f_{cm} é a resistência à compressão média do concreto;

f_y é a resistência ao escoamento do aço e A_s é a área da seção transversal do aço.

Para uma situação de viga armada longitudinalmente com barras de FRP pode-se adotar as propriedades do FRP em substituição as variáveis que envolvem a armadura longitudinal de aço. O momento interno de resistência final na falha (M_u), que é igualado ao momento externo ($M_u = V_u \cdot a$, onde V_u é a resistência ao cisalhamento máximo da viga) pode ser previsto para vigas de concreto reforçado com fibras segundo a Equação 2.5:

$$M_u = 0,6 \cdot b \cdot d^2 \cdot \psi \cdot \sqrt[3]{\omega} \cdot \left[f_{cm}^{0,44} \cdot (a/d) + 275 \cdot \sqrt{\frac{\omega}{(a/d)^3}} \right] \quad 2.5$$

$$\psi = \frac{1 + \sqrt{5,08/d_a}}{\sqrt{1 + d/(25 \cdot d_a)}} \quad 2.6$$

$$\omega = \rho \cdot (1 + 4 \cdot F_f)$$

2.7

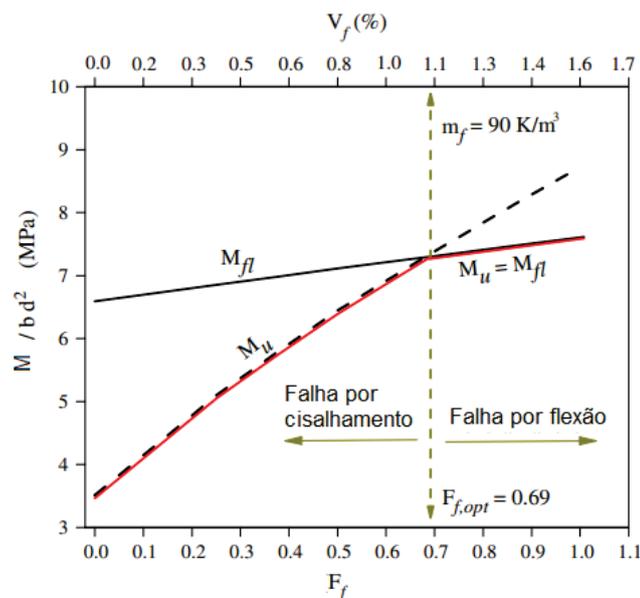
Onde:

d_a é o tamanho máximo do agregado.

A FIGURA 10 descreve a relação entre o volume de fibra (V_f), o momento de flexão nominal (M_{fl}) e o momento interno de resistência final na falha (M_u) encontrado por Soltanzadeh et al. (2016) aplicando-se as Equações 2.1 e 2.5 para uma viga com seção de (15x30) cm e vão de 1,05 m, armada com aço e GFRP e submetida a um ensaio de flexão três pontos.

Verifica-se que, aumentando o teor de fibra, o acréscimo de M_u é mais pronunciado do que a capacidade nominal de flexão M_{fl} . O ponto de encontro, $M_u = M_{fl}$, indica o ótimo fator de fibra e a linha tracejada vertical delimita o modo de falha entre cisalhamento e flexão. No lado esquerdo da linha ($M_u < M_{fl}$), a dosagem de fibras não é suficiente para evitar a ruptura por cisalhamento, enquanto no lado direito ($M_u > M_{fl}$), o modo de falha por flexão é esperado. Segundo essa metodologia, a capacidade relativa à flexão (M_u/M_{fl}) é um bom indicador de problemas de cisalhamento em vigas de concreto sem estribos (IMAM et al., 1997).

FIGURA 10 – EFEITO DO TEOR DE FIBRA NO MOMENTO DE FLEXÃO NOMINAL E NO MOMENTO ÚLTIMO DE VIGAS FRC ARMADA COM AÇO E GFRP



FONTE: Adaptado de Soltanzadeh et al. (2016)

No estudo de Al-Hamrani e Alnahhal (2022) foi investigado o efeito da taxa de armadura longitudinal de BFRP sobre a capacidade de cisalhamento e os resultados

demonstram um aumento na capacidade de carga final em 48% quando a taxa de armadura foi aumentada de 0,67% para 1,47%. Segundo os autores, isso ocorreu porque, em uma taxa de armadura mais alta, a ação de intertravamento dos agregados foi preservada por um tempo mais longo, reduzindo a largura da fissura de cisalhamento em todos os estágios de carregamento. Além disso, foi claramente notado que a rigidez da viga aumentou significativamente em uma taxa de armadura mais alta, especialmente após o início da primeira fissura de flexão.

Já, no estudo de Hosseini, Nematzadeh e Chastre (2021) foi avaliado o desempenho ao cisalhamento de trinta vigas de concreto armado com barra de GFRP, sem estribo, contendo fibras de aço e borracha de pneu na composição do concreto. Os autores colocam como ponto de destaque do estudo a diminuição na largura da fissura com o acréscimo na proporção de volume das fibras devido a ligação e a ação de ponte das fibras. Essa capacidade das fibras chegou inclusive a alterar o modo de falha de duas vigas ensaiadas, que romperam por esmagamento do concreto (armadura de GFRP de 2 barras de 10 mm) e ruptura do FRP (armadura de GFRP de 2 barras de 6 mm) para vigas com volume de fibras de 1,5%.

2.4 MODELAGEM NUMÉRICA EM VIGAS COM FRP

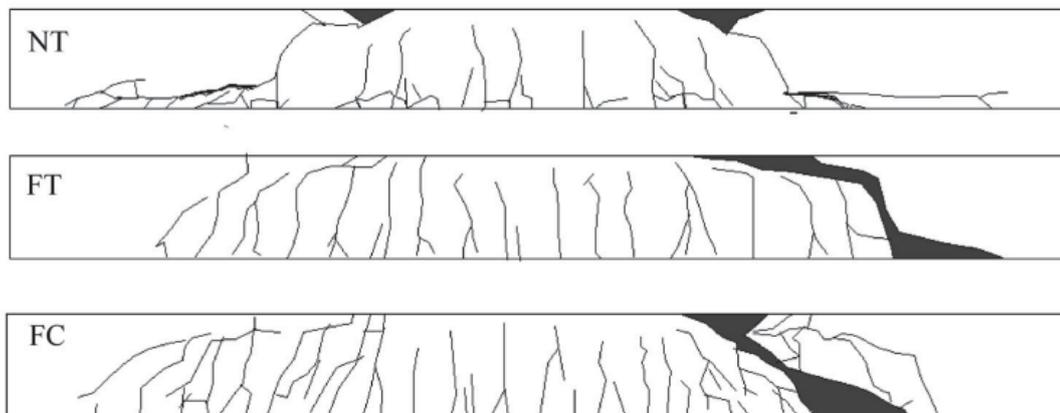
Na literatura várias pesquisas numéricas com elementos armados com FRP foram realizadas, como em: Carter e Genikomsou (2019), Abed, El Refai e Abdalla (2019), Abed et al. (2021), Abushanab, Alnahhal e Farraj (2022), Zhou, Zheng e Taylor (2018) e Pawłowski e Szumigala (2015). Todas essas pesquisas foram realizadas com o software ABAQUS e o comportamento do concreto foi simulado como “*Concrete Damaged Plasticity - CDP*”. Outros dois modelos constitutivos estão disponíveis para modelagem de concreto, que são: “*Concrete Brittle Cracking – CBC*”; e “*Concrete smeared cracking – CSM*”. Porém, o modelo CBC simula apenas o comportamento de tração, e o modelo CSC causa alocação de tensão em fissuras abertas e é instável em cargas mais altas (Abushanab; Alnahhal; Farraj, 2022). Já o CDP, simula os modos de ruptura por tração e compressão do concreto, pode ser submetido a carregamentos monotônicos, cíclicos e dinâmicos, e considera as deformações permanentes do concreto resultante do carregamento.

Outra característica é que, na maioria dos estudos citados, a modelagem do concreto foi realizada com elementos hexaédricos tridimensionais (3D) de oito nós

(C3D8R) com integração reduzida e a armadura de flexão foi modelada como elementos de barra linear de dois nós (T3D2 – tipo treliça).

Na pesquisa de Carter e Genikomsou (2019) realizou-se a investigação de parâmetros para modelagem de vigas de concreto reforçadas com barras de BFRP que apresenta um modelo calibrado para prever respostas considerando tanto a precisão quanto a eficiência computacional. No estudo, a viga considerada como referência para calibrar o modelo tinha 2 barras de 10 mm de BFRP e não tinha armadura de cisalhamento (NT), fato similar ao presente trabalho. Outras duas vigas, com armadura de cisalhamento em BFRP também foram analisadas (FT e FC). Onde a sigla FT foi adotada para a viga com 2 barras de 10 mm de BFRP e a sigla FC para a viga com 4 barras de 10 mm de BFRP. A FIGURA 11 ilustra o padrão de fissuração das vigas ensaiadas, onde o modo de falha de todas as vigas foi por cisalhamento, sendo que a NT apresentou duas fissuras de cisalhamento e as vigas FT e FC falharam por cisalhamento com ruptura do estribo de BFRP.

FIGURA 11 – PADRÃO DE FISSURAÇÃO DAS VIGAS ENSAIADAS POR CARTER E GENIKOMSOU (2019)



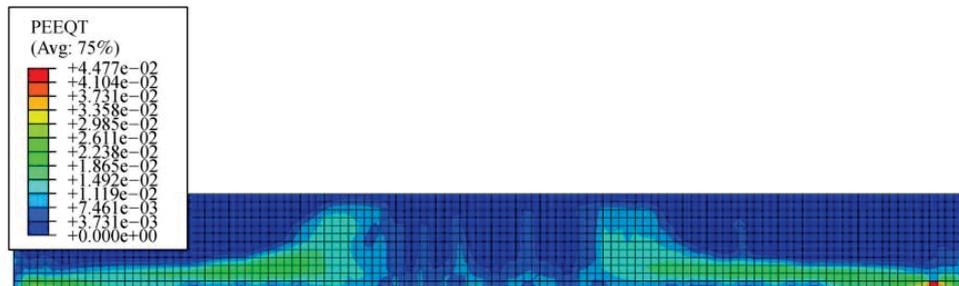
FONTE: Carter e Genikomsou (2019)

A FIGURA 12 mostra a fissuração do modelo numérico da viga NT através de deformações plásticas equivalentes à tração, onde observam-se grandes fissuras diagonais de cisalhamento, semelhantes às observadas no ensaio experimental da pesquisa de Carter e Genikomsou (2019).

Para o desenvolvimento dos modelos computacionais, os autores destacam que diferentes tamanhos de malha e parâmetros de plasticidade foram investigados.

Malhas de tamanhos 20, 25, e 30 mm foram estudadas, sendo esses valores escolhidos de forma que os elementos fossem maiores que o tamanho do agregado (19 mm) bem como para não resultar em uma malha grosseira. Os autores observaram que a aplicação da energia de fratura em tração pode ser considerada também em compressão.

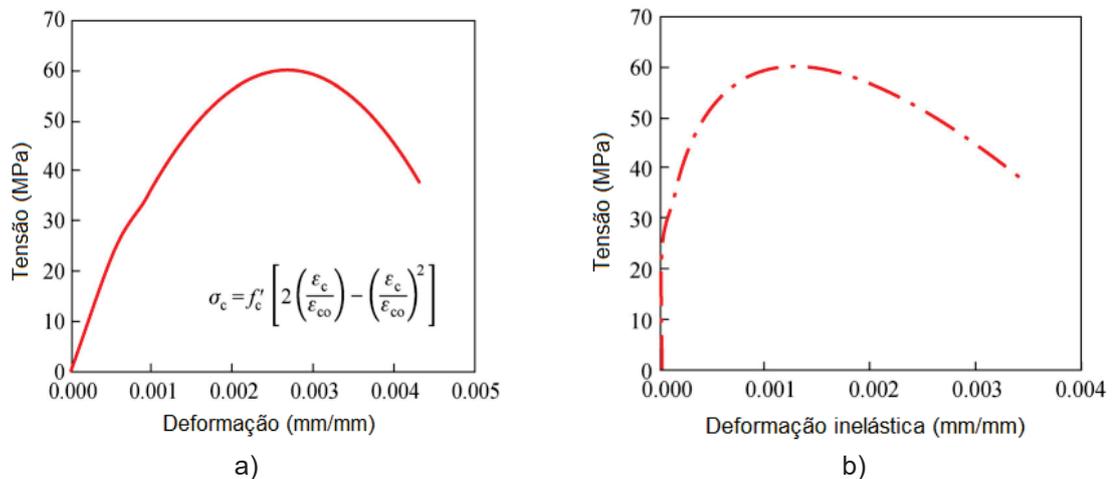
FIGURA 12 – DEFORMAÇÕES PLÁSTICAS EQUIVALENTES À TRAÇÃO REPRESENTANDO A FISSURAÇÃO DA VIGA NT NA RUPTURA RESULTANTE DO ESTUDO DE CARTER; GENIKOMSOU (2019)



FONTE: Carter e Genikomsou (2019)

A análise quase estática, sob controle de deslocamento, foi usada no ABAQUS/Explicit. Os autores adotaram o modelo constitutivo de Hognestad (1951) para modelar o comportamento à compressão das vigas de concreto conforme exemplificado na FIGURA 13.

FIGURA 13 – COMPORTAMENTO A COMPRESSÃO DO CONCRETO DO ESTUDO DE CARTER E GENIKOMSOU (2019): A) CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO; B) CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO INELÁSTICA



FONTE: Adaptado Carter e Genikomsou (2019).

Foi adotado o modelo bilinear de enrijecimento à tração do concreto proposta por Hillerborg (1985, *apud* Carter; Genikomsou, 2019), que estabelece que o enrijecimento à tração se baseia no da energia de fratura. Assim, o comportamento frágil do concreto é caracterizado por uma resposta tensão x deslocamento ao invés de uma resposta tensão x deformação. Para uma tensão de $f_{ct}/3$, a largura da fissura é igual a $0,8.G_f/f_{ct}$ e quando, a tensão é igual a zero, a largura da fissura é igual a $3,6.G_f/f_{ct}$.

A energia de fratura do concreto (G_f), que representa a área abaixo da curva de tensão de tração x largura de fissura, foi calculada conforme a Equação 2.8 baseada no Model Code 1990 (FIB, 1990):

$$G_f = G_{f0} \cdot (f_{cm}/f_{cm0})^{0,7} \quad 2.8$$

Onde:

f_{cm0} vale 10 MPa.

f_{cm} é o valor médio da resistência à compressão associada com a resistência característica à compressão ($f_{cm} = f_{ck} + 8MPa$).

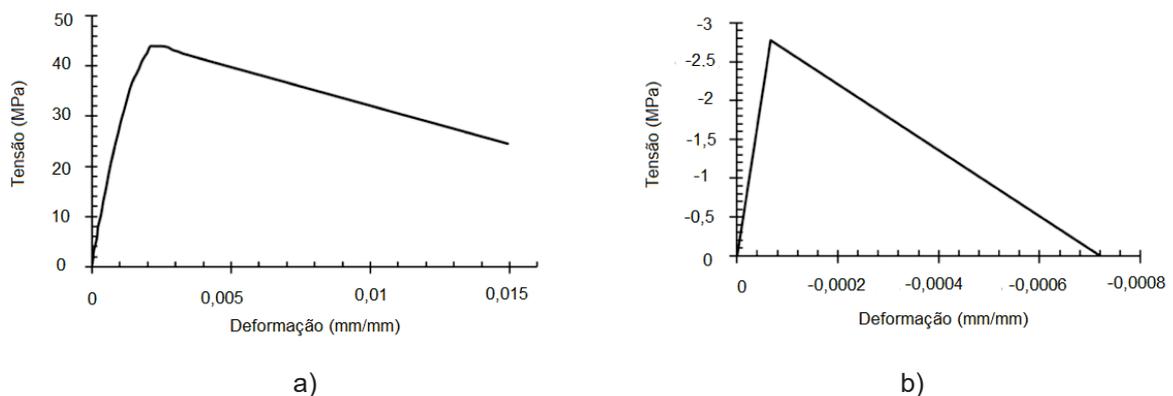
G_{f0} é a energia de fratura da base que depende do tamanho máximo do agregado. O valor de G_f para agregado de 19 mm das vigas testadas foi calculado igual a 0,035 N/mm.

No estudo realizado por Abed, El Refai e Abdalla (2019) foram avaliadas vigas reforçadas com BFRP, sem estribos. Dez vigas tinham dois metros de comprimento, 14 cm de largura e diversas alturas (26 cm, 31 cm e 36 cm). As vigas foram ensaiadas sob flexão de quatro pontos. Os parâmetros analisados foram: altura útil, taxa de armadura longitudinal e relação a/d. Vigas com armadura em aço também foram ensaiadas como referência. Os autores concluíram que todas as vigas reforçadas com BFRP registraram capacidades de carga ligeiramente maiores, mas apresentaram menor rigidez pós-fissuração do que as reforçadas com aço. A maioria das vigas rompeu com fissuras diagonais de cisalhamento que se estenderam do apoio até o ponto de carregamento.

O modelo tridimensional desenvolvido no ABAQUS, implementado pelos autores, previu as capacidades de cisalhamento das vigas, relações carga x deflexão e identificou adequadamente os modos de falha. Devido à simetria da viga nas condições de carregamento e apoio, apenas metade da viga foi modelada. Na análise explícita, o parâmetro NLGEOM foi ativado no ABAQUS para considerar as não linearidades geométricas dos materiais bem como as grandes deformações. Os

elementos de carregamento foram modelados como partes rígidas e uma análise de sensibilidade da malha foi verificada para garantir a convergência, sendo que elementos tridimensionais de 10 mm foram usados. Quanto às leis constitutivas, as relações tensão x deformação do concreto, à tração e à compressão, foram obtidas experimentalmente e estão representadas na FIGURA 14. Para as barras de BFRP foi assumida relação tensão x deformação elástica até a falha.

FIGURA 14 - RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO NO ESTUDO DE ABED, EL REFAI E ABDALLA (2019) EM: (A) COMPRESSÃO E (B) TRAÇÃO



FONTE: Adaptado de Abed, El Refai e Abdalla (2019)

Na previsão da capacidade (carga última) e deflexão no meio do vão, observou-se uma boa correlação entre os resultados experimentais e numéricos, com razões médias de 0,97, com um desvio padrão de 0,09. Ainda, o modelo numérico foi capaz de simular com precisão a fissura de cisalhamento diagonal, conforme representação da FIGURA 15.

FIGURA 15 – MODO DE FALHA DE UMA VIGA COM BFRP OBSERVADA EXPERIMENTALMENTE E NUMERICAMENTE NO ESTUDO DE ABED, EL REFAI E ABDALLA (2019)



FONTE: Abed, El Refai e Abdalla (2019).

Por fim, Abed, El Refai e Abdalla (2019) realizaram um estudo paramétrico com o modelo em elementos finitos para investigar o efeito da relação a/d , da taxa de armadura longitudinal e a profundidade da altura útil na capacidade de cisalhamento de vigas curtas com BFRP. Os resultados indicaram que as capacidades de cisalhamento das vigas reforçadas com BFRP foram linearmente proporcionais a $\sqrt[3]{\rho}$, $\sqrt[3]{d}$ e $(1/\sqrt[3]{a/d})$, o que está de acordo com as disposições da normativa CSA S806-02. Também foi observada uma correlação linear entre as capacidades das vigas e \sqrt{d} , indicando uma boa correlação com as recomendações do ACI-440.1R-15 (ACI Committee 440.1R-15, 2015). Além disso, concluem que os parâmetros que afetam o comportamento ao cisalhamento de vigas curtas armadas com aço são os mesmos que governam o desempenho das vigas com BFRP. Entretanto sugerem que testes experimentais em outros tipos de barras de BFRP comercialmente disponíveis sejam estudadas.

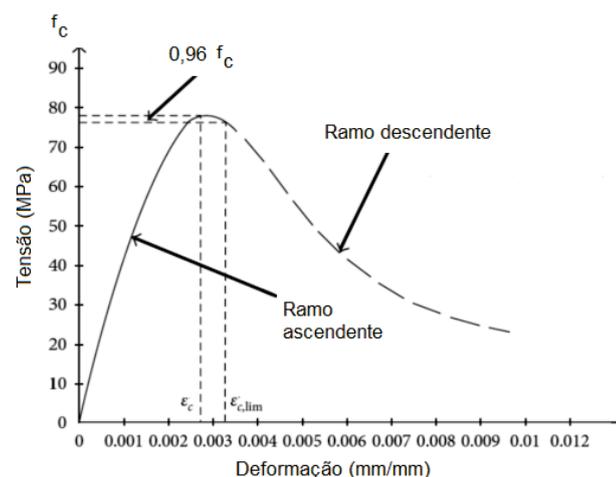
Outro estudo de Abed et al. (2021) investigou o comportamento à flexão de vigas reforçadas com GFRP, CFRP e BFRP. O modelo numérico também foi validado a partir dos resultados experimentais. Para o estudo foi utilizado o software ABAQUS e o parâmetro NLGEOM foi incorporado. Malha de 30 mm foi utilizada na análise. Quatro placas rígidas foram introduzidas no modelo para simular as condições de contorno e reduzir a concentração de tensão na viga. A interação entre as placas e a viga foi modelada como contato superfície-superfície. Foi observada boa correlação dos valores numéricos com os valores experimentais e os resultados demonstraram que o tipo de FRP tem impacto no comportamento geral das vigas. Em termos de capacidade da viga, as barras de CFRP tiveram melhor desempenho, seguido das barras de BFRP e por fim das barras de GFRP.

No estudo de Abushanab, Alnahhal e Farraj (2022) realizou-se um estudo experimental e numérico sobre o comportamento estrutural e redistribuição de momentos de vigas contínuas de concreto reforçado com fibras de basalto (*Basalt Fiber Reinforced Concrete* – BFRC) armadas com barras de BFRP. Sete vigas contínuas de dois vãos foram ensaiadas até a ruptura em uma configuração de cinco pontos. Os parâmetros investigados foram: volume de fibras de basalto (V_f), taxa de armadura de BFRP e espaçamento dos estribos. Após os ensaios, observou-se que a taxa de armadura e o volume de fibras foram mais significativos no desempenho estrutural do elemento. Já na análise numérica, um modelo não linear de elementos

finitos 2D foi desenvolvido para prever o comportamento das vigas ensaiadas. Os autores destacam que optaram por uma modelagem em duas dimensões para reduzir o tempo computacional, assim como em Pawłowski e Szumigala (2015).

Para modelar o concreto reforçado com fibras de basalto, Abushanab, Alnahhal e Farraj (2022) utilizaram a comportamento tensão x deformação à compressão do concreto segundo modelo de Ayub et al. (2018) representado na FIGURA 16. Para prever o comportamento tensão x deformação de tração, os autores justificam, que até o momento da publicação daquele artigo, não existia uma fórmula analítica globalmente aceita, e, portanto, adotaram os resultados do comportamento experimental. A convergência do modelo foi verificada através da realização de um estudo de sensibilidade do tamanho da malha que variaram de 10 a 50 mm. Observou-se que malhas inferiores a 30 mm tiveram tempo computacional significativamente maior, mas sem melhora na precisão. Portanto, um tamanho de malha de 30 mm foi adotado. Os modelos numéricos desenvolvidos também foram validados através da comparação com resultados experimentais. Foi observada precisão no comportamento pós-fissuração e nas cargas de ruptura das vigas, concluindo que o modelo numérico poderia ser usado para ampliar os parâmetros de análise como uma alternativa aos ensaios experimentais.

FIGURA 16 – RELAÇÃO TENSÃO x DEFORMAÇÃO NA COMPRESSÃO DO CONCRETO BFRC NO ESTUDO DE ABUSHANAB, ALNAHHAL E FARRAJ (2022)



FONTE: Adaptado de Abushanab, Alnahhal e Farraj (2022).

Na pesquisa de Zhou, Zheng e Taylor (2018) um modelo não linear de elementos finitos é proposto para investigar o modo de falha e a capacidade final das

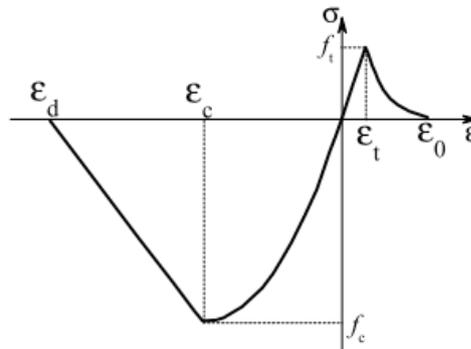
lajes de tabuleiro da Ponte Thompson. A dimensão da malha foi de 20 mm, atribuída em função da dimensão máxima do agregado. Por causa das dificuldades de convergência na solução estática padrão da análise, um método dinâmico e explícito foi usado para o cálculo numérico. O modelo constitutivo foi o CDP e foi adotada a relação tensão x deformação proposta Saenz (1964) para o concreto sob compressão uniaxial e uma curva de suavização de tensão sugerida por Hordijk (1992) para a tração. A redução do módulo de elasticidade foi assumida no modelo de plasticidade danificada do concreto. Um modelo linear elástico foi adotado para o FRP.

Outros softwares também são utilizados na modelagem em elementos finitos, tais como no estudo de Huang et al. (2021), onde as simulações numéricas foram realizadas no de software LS-DYNA - software amplamente utilizado para simular estruturas sob carga de impacto. Elementos sólidos, de oito nós, foram utilizados, exceto para as armaduras de BFRP. Os reforços longitudinais de BFRP e os estribos foram modelados usando elementos de viga Hughes-Liu com integração de seção. O modelo “*Concrete_Damage_Rel3*” foi usado para modelar concreto. Os resultados numéricos tiveram boa convergência com os resultados experimentais, onde os padrões de fissuração, incluindo os danos locais, foram bem representados.

Na pesquisa de Cai, Pan e Zhou (2017) vigas de concreto armado com barras de BFRP foram analisadas numericamente no software ATENA/GID. Este programa é baseado em conceitos de mecânica da fratura, plasticidade, propagação de danos, bem como mecânica dos sólidos. O modelo “*fracture-plastic*” foi adotado para simular o comportamento frágil do concreto, que combina o modelo constitutivo para o comportamento à tração e à compressão baseado na formulação clássica de fissuras ortotrópicas dispersas e o modelo “*crack band*”. O critério de falha Rankine e o modelo de superfície de ruptura Menétrey-Willan foi empregado. A relação constitutiva adotada pelos autores está apresentada na FIGURA 17, onde f_c e f_t são a resistência à compressão e resistência à tração do concreto, respectivamente, e ϵ_d e ϵ_0 são a deformação final de compressão e tração para o concreto, respectivamente.

As armaduras de BFRP foram modeladas como elementos de treliça e as propriedades mecânicas determinadas experimentalmente. O modelo *four-linear bond-slip* foi aplicado para simular o comportamento de aderência-deslizamento entre o FRP e o concreto. Também foi considerada a simetria da viga e sendo analisado apenas metade do modelo. Os autores afirmam foi obtida boa concordância entre os valores experimentais e numéricos.

FIGURA 17 – RELAÇÃO TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO NO ESTUDO DE CAI, PAN E ZHOU (2017)



FONTE: Cai, Pan e Zhou (2017).

2.5 CONTROLE DE QUALIDADE CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS

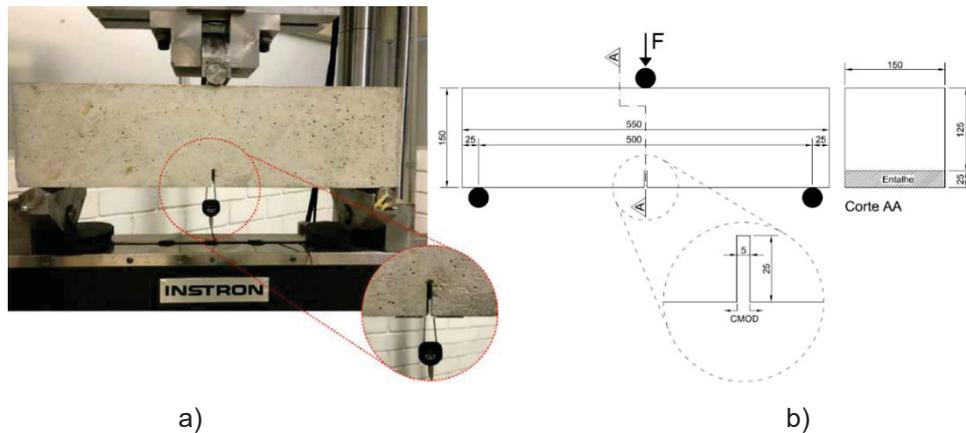
Assim como realizado no concreto convencional, é de extrema importância o controle de qualidade do concreto reforçado com fibras. No Brasil, existe uma norma específica que trata do assunto, que é a NBR 16938 (ABNT, 2021). Dentre os parâmetros que devem ser avaliados para qualificação do material, tem-se a resistência à tração na flexão e a resistência à tração residual. Os ensaios também devem ser realizados aos 28 dias.

O ensaio de flexão de três pontos, apresentado pela NBR 16940 (ABNT, 2021), é indicado para parametrizar a resistência residual para correspondentes aberturas de fissuras e, desse modo, obter a lei constitutiva a ser aplicada no projeto estrutural de elementos do FRC. Destaca-se que essa norma brasileira adotou as mesmas recomendações da EN 14651 (ECS, 2005).

O ensaio é realizado em corpo de prova prismático com seção transversal de (150×150) mm, comprimento entre 550 mm e 700 mm e vão de 500 mm. O concreto deve ser feito com agregado de no máximo 25 mm de diâmetro e fibras com comprimento máximo de 60 mm. Um entalhe de 25 mm de profundidade e no máximo 5 mm de espessura localizado no meio do vão da viga é realizado conforme ilustrado na FIGURA 18. A tolerância das dimensões nominais deve ser inferior a 2 mm.

A partir do ensaio, uma curva de força (F) versus deslocamento expressa em CMOD (*Crack Mouth Opening Displacement*), que corresponde à abertura do entalhe na face inferior da viga, é desenvolvida.

FIGURA 18 - ENSAIO DE FLEXÃO DE TRÊS PONTOS: (A) ENSAIO EXPERIMENTAL REALIZADO EM TRINDADE ET AL. (2020) E (B) GEOMETRIA DE UMA VIGA COM DIMENSÕES EM MM



FONTE: Adaptado de Trindade et al. (2020).

Para análise dos parâmetros após a fissuração, o comportamento do FRC em termos de resistência à tração residual na flexão é indicado por valores de $f_{R,j}$ ($j=1, 2, 3$ e 4) correspondentes às aberturas de fissuras de 0,50 mm ($CMOD_1$), 1,50 mm ($CMOD_2$), 2,50 mm ($CMOD_3$) e 3,50 mm ($CMOD_4$) e definido segundo a Equação 2.9:

$$f_{R,j} = \frac{3 \cdot F_j \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2} \quad 2.9$$

Onde:

F_j é a carga pontual medida no meio do corpo de prova correspondente às aberturas de fissuras.

l é o comprimento do vão.

b é a largura.

h_{sp} é a distância entre a ponta do entalhe e do topo da viga na seção do meio do vão.

O limite de proporcionalidade é outro parâmetro importante adotado e pode ser determinado a partir da Equação 2.10.

$$f_L = \frac{3 \cdot F_L \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2} \quad 2.10$$

Onde:

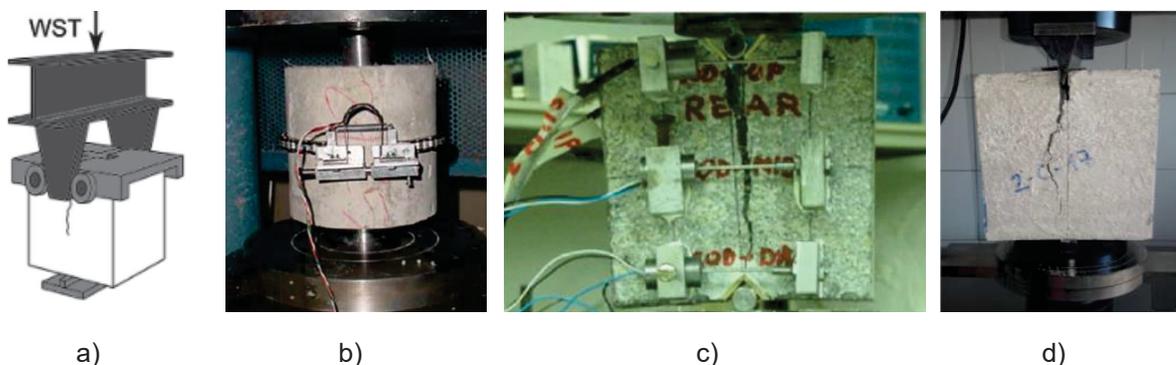
F_L é a carga medida com maior valor entre $0 \leq CMOD \leq 0,05$ mm, assumida em uma seção não fissurada.

O uso do concreto reforçado com fibras de aço está diretamente relacionado ao seu comportamento pós-fissuração em tração. O FRC pode apresentar um comportamento *softening* ou *hardening*, que se caracteriza por um comportamento

mecânico pós-fissuração em que a manutenção de carga fica abaixo da carga de limite de proporcionalidade ou acima da carga de limite de proporcionalidade, respectivamente.

Uma característica do ensaio determinado pela NBR 16940 (ABNT, 2021) e pelo ensaio EN14651 (ECS, 2015) é que pode haver dificuldade na manipulação dos elementos devido ao peso dos corpos de prova. Assim, outros tipos de testes compactos (menores corpos de prova) podem ser utilizados para determinar a resistência à tração residual do concreto, tais como: o método *Wedge Splitting Test* (WST) como descrito em Brühwiler e Wittmann (1990) - FIGURA 19a; o teste Barcelona (BCN), proposto por Molins, Aguado e Saludes (2009) - FIGURA 19b; o Double Edge Wedge Splitting (DEWS) proposto por Di Prisco, Ferrara e Lamperti (2013) - FIGURA 19c, e o ensaio Montevideo (MVD) proposto por Segura-Castillo, Monte e De Figueiredo (2018) - FIGURA 19d. Tais testes podem ser correlacionados ao ensaio EN14651 (ECS, 2015).

FIGURA 19 – TESTES COMPACTOS PARA DETERMINAR RESISTÊNCIA À TRAÇÃO RESIDUAL DE FRC: (A) WST; B) BCN; C) DEWS; MVD



Fonte: Segura-Castillo, Monte e De Figueiredo (2018).

No presente estudo, além do ensaio da viga, proposto pela NBR 16940 (ABNT, 2021) será empregado também o ensaio Montevideo.

Para este ensaio utiliza-se um corpo de prova cúbico de 15 cm de lado bem como um entalhe de 25 mm de profundidade e 5 mm de largura no centro do CP. A geometria do corpo de prova e o entalhe seguem o mesmo padrão da superfície de fratura que o proposto pelo ensaio da NBR 16940 (ABNT, 2021) e tem comportamento à flexão similar. O ensaio foi proposto para concreto SFRC com comportamento *softening*, onde apenas uma fissura é esperada na direção do entalhe.

O corpo de prova é simplesmente apoiado na base, o dispositivo de carregamento é uma cunha sólida, com inclinação do lado de 15° em relação a vertical (FIGURA 20a). Um fator crítico em ensaio de tração indireta é o atrito entre a cunha e o corpo de prova, desse modo, recomenda-se a utilização de uma cantoneira metálica e aplicação de um lubrificante (WD-40) a fim de reduzir as forças de atrito.

Para a análise teórica, é considerada que apenas uma fissura seja formada, sendo que essa fissura se inicia na ponta do entalhe e segue até o apoio, dividindo o corpo de prova em duas metades que giram como corpos rígidos em relação ao ponto O (FIGURA 20b). Dessa forma, tem-se:

$$\tan\theta = \frac{w_T}{h_{sp}} = \frac{w_M}{h} \quad 2.11$$

$$w_M = 2 \cdot \delta \cdot \tan\alpha \quad 2.12$$

$$w_T = 2 \cdot \delta \cdot \frac{h_{sp}}{h} \cdot \tan\alpha \quad 2.13$$

Onde:

h é a altura da amostra;

h_{sp} é a profundidade da ponta do entalhe até a base do corpo de prova;

θ é a rotação relativa entre as duas metades da amostra;

δ é o deslocamento da prensa;

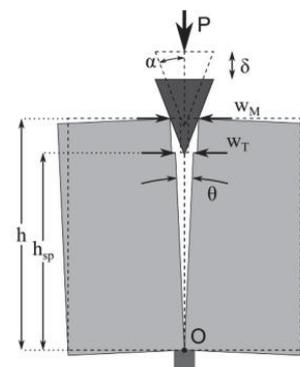
w_T é o deslocamento da abertura da ponta da fissura (CTOD);

w_M é o CMOD.

FIGURA 20 – CORPO DE PROVA MVD: A) EXEMPLO; B) COMPORTAMENTO DO CORPO DE PROVA MVD APÓS INÍCIO DA FISSURA



a)



b)

Fonte: a) A autora (2024); b) Segura-Castillo, Monte e De Figueiredo (2018).

Segundo Segura-Castillo, Monte e De Figueiredo (2018) os resultados mostram um coeficiente de atrito estável entre a cunha e o corpo de prova e uma relação linear entre o deslocamento da cunha e o deslocamento da abertura da fissura (CMOD), que permite realizar o ensaio apenas pelo deslocamento do curso da prensa. Além disso, destaca que foram testados corpos de prova cúbicos e cilíndricos, e ambos apresentaram respostas semelhantes, o que permite ensaiar corpos de prova cilíndricos extraídos de estruturas existentes.

3 METODOLOGIA CAMPANHA EXPERIMENTAL

Neste capítulo apresenta-se o programa experimental desenvolvido para avaliar o comportamento e a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto reforçadas com fibras de aço, armadas longitudinalmente com barras de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP), sem armadura transversal.

Para essa análise, o volume de fibras de aço incorporado ao concreto, foi a variável independente modificada entre os ensaios. Para a análise, três volumes de fibras foram adotados: 0,5%, 0,75% e 1,0%, além do concreto referência, sem fibras. Como parâmetros fixos, têm-se: a resistência à compressão do concreto, com aproximadamente 70 MPa; as dimensões da viga, com largura de 15 cm, altura de 30 cm e comprimento de 205 cm; a taxa de armadura longitudinal de GFRP, com 0,58% (3 barras de 10 mm); a relação a/d de 3,0; o tipo de fibra utilizada (DRAMIX 3D 65/35 BG) bem como o esquema de carregamento da viga. A FIGURA 21 apresenta um fluxograma de todos os ensaios realizados no programa experimental com as respectivas idades.

FIGURA 21 – FLUXOGRAMA DOS ENSAIOS REALIZADOS NO PROGRAMA EXPERIMENTAL



FONTE: A autora (2024).

Os ensaios para a definição do traço do concreto, a caracterização dos materiais constituintes, a moldagem dos corpos de prova e das vigas a serem posteriormente ensaiadas bem como a determinação das propriedades mecânicas dos materiais foram todos realizados no Laboratório de Materiais de Construção do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Ponta Grossa. Os ensaios das vigas, a determinação das resistências residuais do concreto com fibras e os demais ensaios foram realizados no Laboratório de Materiais e Estruturas de Departamento de Construção Civil da Universidade Federal do Paraná.

3.1 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS: MATERIAIS E TRAÇO

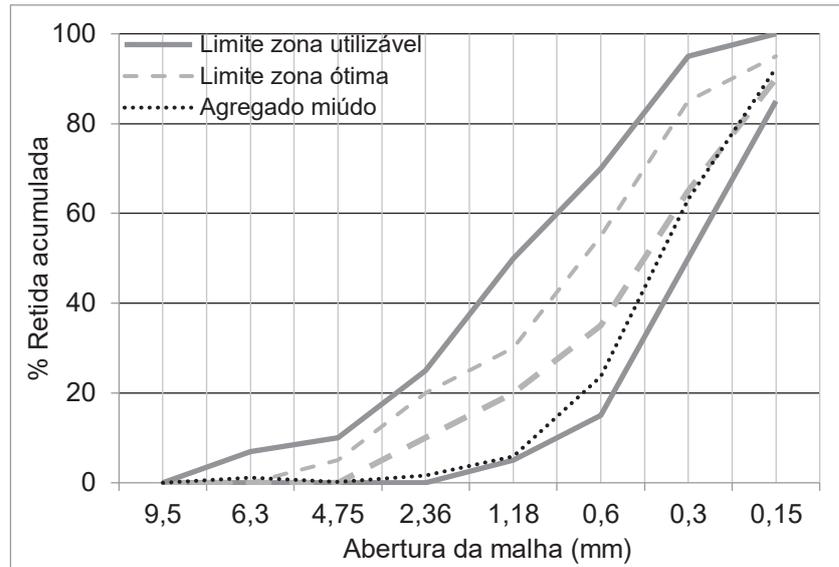
Para a composição do concreto das vigas foi adotado cimento CPV-ARI estrutura granel da InterCement (Type III - ASTM C150/C150M), *filler* calcário da Votorantim, agregado miúdo natural proveniente do Rio Tibagi, agregado graúdo diabásio da Pedreira Boscardin, água do sistema de abastecimento da cidade de Ponta Grossa no Paraná e aditivo superplastificante de alto desempenho PowerFlow 1180 da MC-Bauchemie, cuja especificação do fabricante é apresentada no Anexo A e que segundo a NBR 11768-1 (ABNT, 2019) é um aditivo redutor de água – tipo 2.

Quanto ao cimento utilizado, no Anexo B apresentam-se informações fornecidas pelo fabricante e que atendem aos requisitos químicos da NBR 16697 (ABNT, 2018). Como a perda ao fogo não foi informada no laudo do fabricante, tal ensaio foi realizado baseando-se nas indicações da NBR NM 18 (ABNT, 2012). A perda ao fogo obtida para o cimento utilizado foi de 6,21% ficando abaixo do limite normativo. A massa específica do cimento e do *filler* calcário, segundo ensaio realizado com recomendações da NBR 16605 (ABNT, 2017), foi de 3,12 g/cm³ e de 2,80 g/cm³, respectivamente. Destaca-se que o *filler* calcário foi incluído no traço do concreto a fim de reduzir o consumo de cimento.

A caracterização dos agregados teve como objetivo determinar a granulometria, a massa específica absoluta e a massa específica unitária, a absorção e a quantidade de material pulverulento (apenas para o agregado graúdo).

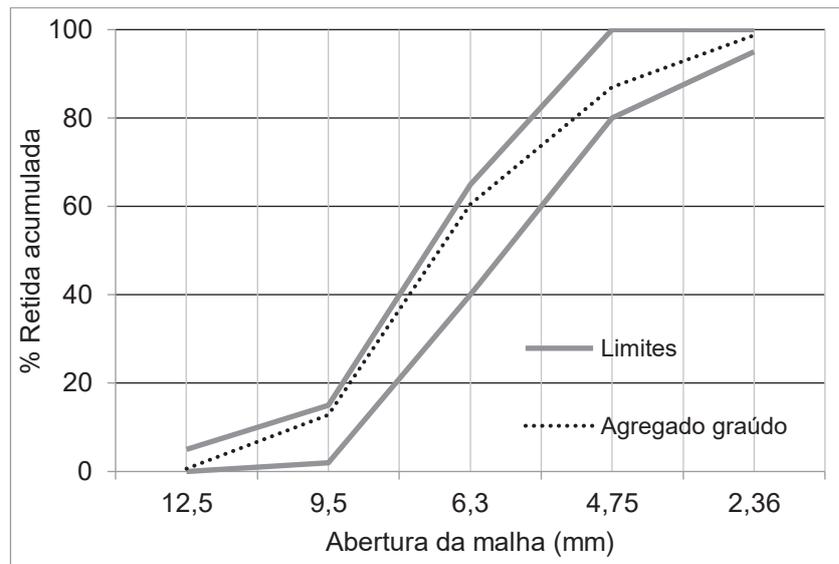
A determinação da composição granulométrica foi realizada considerando as indicações da NBR NM 248 (ABNT, 2003). Os limites da distribuição granulométrica obedeceram às indicações da NBR 7211 (ABNT, 2009) e as curvas granulométricas encontradas estão apresentadas na FIGURA 22 e na FIGURA 23.

FIGURA 22 – CURVA GRANULOMÉTRICA AGREGADO MIÚDO



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 23 – CURVA GRANULOMÉTRICA AGREGADO GRAÚDO



FONTE: A autora (2024).

Observa-se que a distribuição granulométrica do agregado miúdo respeitou o limite da zona utilizável e a do agregado graúdo ficou dentro dos limites da zona granulométrica 4,75/12,5 mm, conforme indicação da NBR 7211 (ABNT, 2009).

A TABELA 5 apresenta as propriedades da caracterização dos agregados miúdo e graúdo. Destaca-se que foram consultadas as normas correspondentes para determinação dessas propriedades, tais como a NBR 16973 (ABNT, 2021) na determinação do material fino que passa através da peneira de 75 μm , a NBR 16916

(ABNT, 2021) para determinação da absorção e densidade do agregado miúdo e a NBR 16917 (ABNT, 2021) para determinação da absorção e densidade do agregado graúdo.

TABELA 5 – CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS

Propriedades	Agregado miúdo	Agregado graúdo
Massa unitária (g/cm ³)	1,53	1,56
Massa específica absoluta (g/cm ³)	2,63	2,99
Dimensão máxima característica (mm)	2,36	12,5
Módulo de finura	1,87	5,95
Absorção (%)	0,72	0,94
Material fino passante na peneira 75 µm (%)	-	1,36

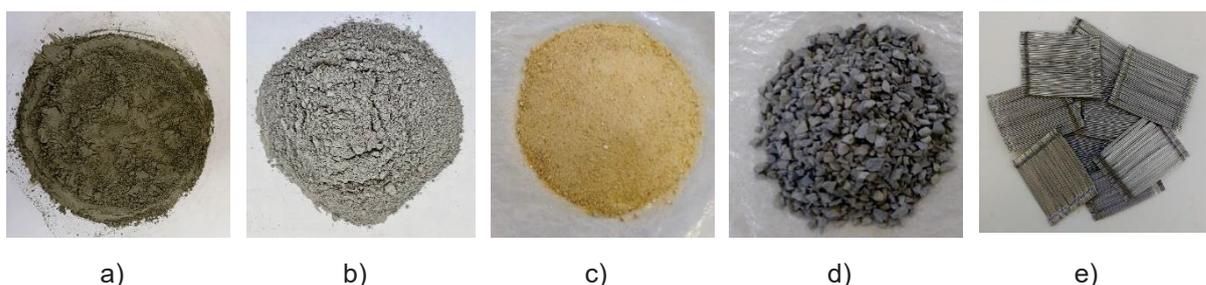
FONTÉ: A autora (2024).

Foram utilizadas fibras de aço DRAMIX 3D 65/35 BG da Belgo Bekaert com os extremos dobrados, de forma a garantir uma melhor ancoragem na matriz de concreto. As fibras utilizadas têm fator de forma de 65, comprimento de 35 mm, diâmetro de 0,55 mm, resistência à tração de 1345 MPa, módulo de elasticidade de 210 GPa, deformação última de 0,8% e atendem as especificações da NBR 15530 (ABNT, 2019).

Dentre as diversas configurações de fibras disponíveis, optou-se por fibras com menor diâmetro (de forma a obter maior quantidade de fibras para um mesmo volume de concreto) e maior comprimento, pois estudos observaram que o uso de fibra longa resultaram em maior ductilidade do que no caso de fibras de aço curtas – comprimento de 13 mm (Yoo; Banthia; Yoon, 2016).

Na FIGURA 24 visualizam-se os componentes do SFRC.

FIGURA 24 – COMPONENTES SFRC: A) CIMENTO; B) FILLER; C) AGREGADO MIÚDO; D) AGREGADO GRAÚDO; E) FIBRAS DE AÇO



FONTÉ: A autora (2024).

Para a pesquisa foi desenvolvido um traço de concreto com características de concreto autoadensável. Optou-se por um concreto com tais características devido a impossibilidade de realização do adensamento por mesa vibratória, considerando as dimensões das vigas ensaiadas. Diversos estudos de traços de concreto foram realizados para obter as propriedades desejadas de resistência à compressão, consistência e teor de argamassa. Primeiramente, foram realizados estudos de traço de concreto convencional, isto é, sem fibras, entretanto após a incorporação das fibras os resultados não foram satisfatórios. Além disso, buscando um menor consumo de cimento para alcançar a resistência desejada, incluiu-se *filler* calcário, em substituição ao cimento.

Dessa forma, considerando que o objetivo principal foi obter um traço de um concreto reforçado com fibras de aço, os estudos sequenciais foram de concretos com a incorporação das fibras no volume de 1,0%. A TABELA 6 apresenta seis traços estudados, com variação na proporção agregado miúdo / agregado graúdo, porcentagem de *filler* adicionado, diferentes relações a/c e, conseqüentemente diferentes porcentagens de aditivo. Destaca-se que, para esses estudos iniciais, os ensaios de resistência à compressão foram realizados aos 7 dias, considerando o cronograma da pesquisa.

TABELA 6 – TRAÇOS ESTUDADOS DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO

Material	Concreto com fibras					
	1	2	3	4	5	6
Cimento (kg/m ³)	406	440	436	431	410	402
Filler (kg/m ³)	60	80	70	88	60	80
Agregado miúdo (kg/m ³)	812	878	872	884	861	842
Agregado graúdo (kg/m ³)	1056	931	929	910	992	967
Água (kg/m ³)	179	176	183	181	180	193
Relação a/c	0,44	0,40	0,42	0,42	0,44	0,48
Aditivo superplastificante (%)	1,80	2,10	2,00	1,85	1,8	1,7
Fibras (%)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Teor de argamassa (%)	54,66	60,0	59,86	60,62	57,20	57,64
Resistência média à compressão aos 7 dias (MPa)	*	50,11	46,78	46,97	48,98	43,73
Desvio padrão	-	1,84	2,06	3,14	0,29	2,02

* concreto com exsudação excessiva e, portanto, não foram moldados corpos de prova

FONTE: A autora (2024).

Observa-se na TABELA 6 que as resistências obtidas não tiveram variações significativas, com exceção do traço 6 que, por conter maior quantidade de água, resultou na menor resistência. Dentre os traços estudados, o que apresentou melhor comportamento no estado fresco, bem como obteve uma resistência à compressão desejada, foi o traço 3. Desse modo, este foi o traço escolhido.

Além da análise do concreto no estado fresco, também foram moldados corpos de prova prismáticos a fim de avaliar procedimentos do ponto de vertimento do concreto na forma e posterior adensamento. Para uma análise visual do resultado do posicionamento das fibras, cortou-se parcialmente todo o perímetro do elemento moldado para que fosse possível fazer a separação das partes (FIGURA 25). O traço final executado para todos os volumes de fibras é o apresentado na TABELA 7.

FIGURA 25 – MOLDAGENS TESTE PARA ANÁLISE DA CONCRETAGEM DOS ELEMENTOS



FONTE: A autora (2024).

TABELA 7 – TRAÇO FINAL DO CONCRETO CONVENCIONAL E DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO

Material	Concreto			
	CC0	SFRC0,50	SFRC0,75	SFRC1,00
Cimento (kg/m ³)	436	436	436	436
Filler (kg/m ³)	70	70	70	70
Agregado miúdo (kg/m ³)	872	872	872	872
Agregado graúdo (kg/m ³)	959,2	946,1	937,4	928,7
Água (kg/m ³)	183,1	183,1	183,1	183,1
Relação a/c	0,42	0,42	0,42	0,42
Aditivo superplastificante (%)	1,0	1,4	1,6	1,7
Fibras (%)	-	0,50	0,75	1,00
Fibras (kg/m ³)	0	39,25	58,88	78,50
Teor de argamassa (%)	58,97	59,30	59,52	59,75

FONTE: A autora (2024).

Para a nomenclatura das vigas foi padronizado informar primeiramente o tipo do concreto, sendo CC para o concreto convencional e SFRC para o concreto reforçado com fibras de aço, seguida da indicação das frações volumétricas de fibras de aço (V_f).

Observa-se que, com a incorporação das fibras de aço, houve variação no consumo do agregado graúdo e conseqüentemente no teor de argamassa, bem como na quantidade de aditivo superplastificante incorporado.

3.2 BARRAS DE GFRP

As barras de GFRP foram utilizadas como armadura de flexão e foram doadas pela empresa *Haizer Building Group*. As propriedades mecânicas foram determinadas com ensaios de diâmetro efetivo e resistência à tração/módulo de elasticidade, baseando-se nas indicações da ASTM D7205 (American Society for Testing and Materials, 2016). As barras de GFRP, enroladas helicoidalmente, têm nervuras de 0,78 mm de altura e espaçamento de nervuras de 12,85 mm. Foram feitas com fibras de vidro E (75% – 85% em volume) impregnadas com uma matriz epóxi (15% – 25% em volume). Na FIGURA 26 apresentam-se as barras de GFRP utilizadas como armadura longitudinal das vigas.

FIGURA 26 – BARRAS DE GFRP UTILIZADAS COMO ARMADURA LONGITUDINAL DAS VIGAS



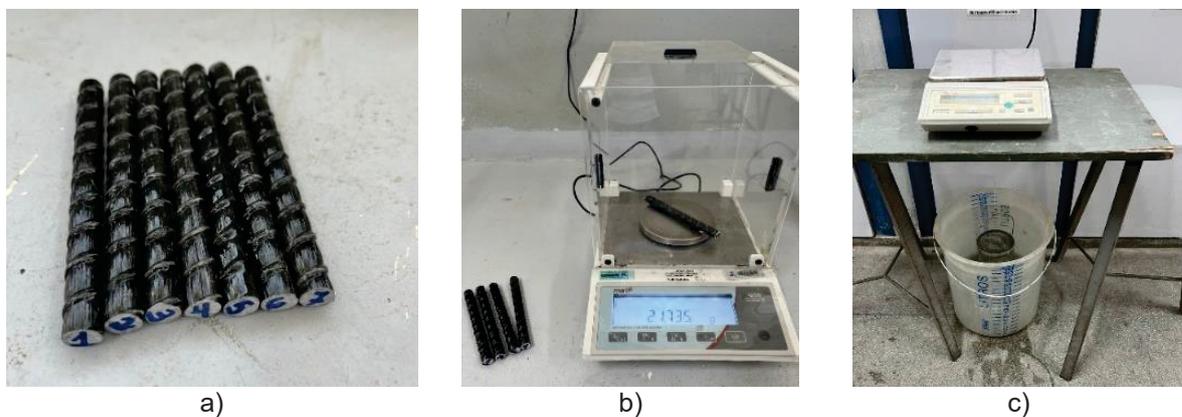
FONTE: A autora (2024).

Os corpos de prova para os ensaios foram retirados de forma aleatória, sendo sete corpos de prova, com aproximadamente 12 cm de comprimento, para o ensaio de diâmetro efetivo e oito corpos de prova, com 90 cm de comprimento, para o ensaio de resistência à tração/módulo de elasticidade. Tais quantidades de corpos de prova

atendem ao mínimo de cinco corpos de prova especificado pelas normativas e não foram expostos a aquecimento e deformação externos, raios UV, umidade e demais fatores que pudessem causar alterações.

Seguindo o procedimento indicado para o ensaio de determinação do diâmetro efetivo, o comprimento de cada corpo de prova foi medido 3 vezes, em pontos distintos, girando-se a barra a uma angulação de 120° . Após, o corpo de prova foi pesado na balança ao ar e depois realizada a pesagem hidrostática. A FIGURA 27 ilustra o procedimento.

FIGURA 27 – ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO EFETIVO: A) REPRESENTAÇÃO DAS BARRAS, B) PESAGEM AMOSTRA SECA E C) PESAGEM AMOSTRA NA ÁGUA

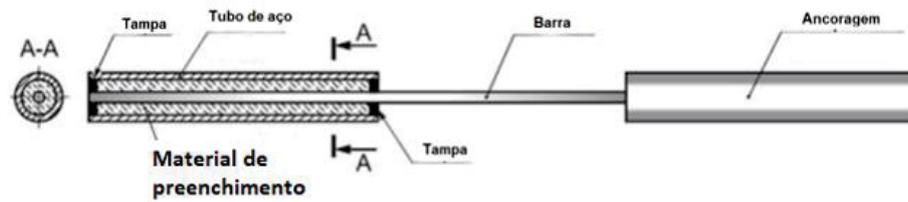


FONTE: A autora (2024).

Para o ensaio de resistência à tração/módulo de elasticidade, o comprimento do corpo de prova foi definido de modo a respeitar o comprimento livre entre ancoragens de no mínimo 40 vezes o diâmetro da barra (na pesquisa foram adotadas barras de GFRP de 10 mm) e a ancoragem respeitou o comprimento mínimo de 250 mm (compatível com o diâmetro da barra de 10 mm), conforme representação esquemática da FIGURA 28. A ancoragem da barra de GFRP foi moldada na posição vertical e, para garantir a centralização da barra foram utilizadas tampas confeccionadas em impressora 3D (FIGURA 29a e FIGURA 29b) bem como um aparato em madeira (FIGURA 29c).

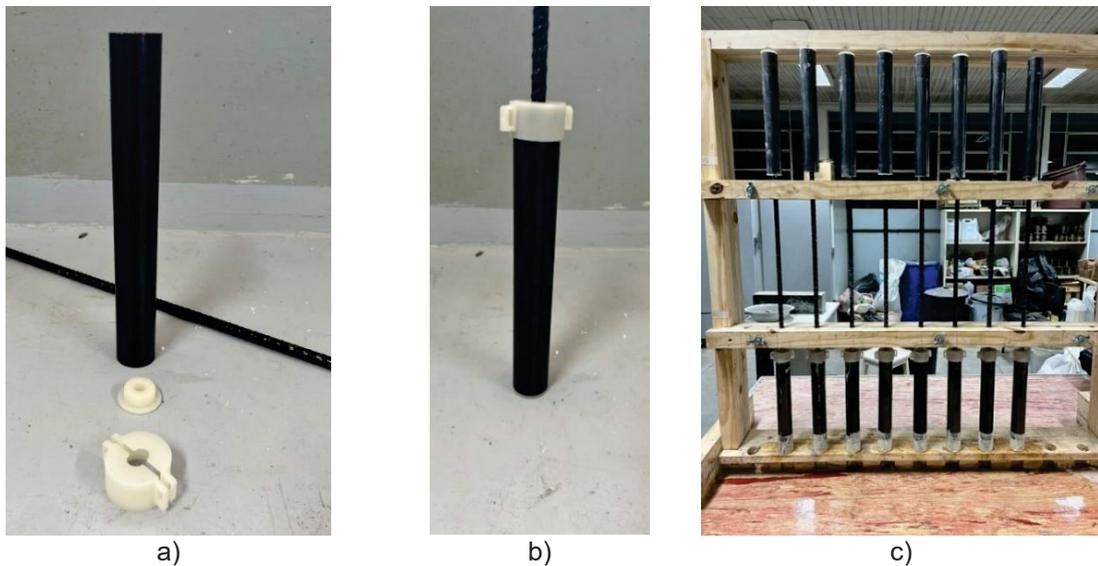
Para a ancoragem, adotou-se tubos padrão Schedule 40-S com diâmetro externo de 33,4 mm, parede de 3,38 mm e argamassa expansiva como material de preenchimento. Para controlar o calor excessivo na cura, cubos de gelo envolveram as ancoragens conforme apresentado na FIGURA 30.

FIGURA 28 – ESQUEMA DA AMOSTRA DE FRP PARA ENSAIO DE TRAÇÃO



FONTE: Cardoso et al. (2021)

FIGURA 29 – ANCORAGEM DAS BARRAS DE GFRP PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE: A) DETALHE DAS ANCORAGENS; B) BARRA POSICIONADA NA ANCORAGEM; C) APARATO PARA ALINHAMENTO.



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 30 – DETALHE DA CURA DA ARGAMASSA EXPANSIVA UTILIZADA COMO MATERIAL DE PREENCHIMENTO DA ANCORAGEM DAS BARRAS DE GFRP



FONTE: A autora (2024).

O ensaio de resistência à tração/módulo de elasticidade das barras foi realizado em parceria com a PUC Campinas, sob responsabilidade da professora Nádia Cazarim da Silva Forti, devido à disponibilidade de sensores de deslocamento linear (*clip-gauge*) para a medição de deslocamento ou deformação específica do corpo de prova. Após o ensaio, foi possível determinar a resistência à tração e módulo de elasticidade conforme a Equação 3.1 e 3.2, respectivamente.

$$f_f = \frac{P}{A_{ef}} \quad 3.1$$

$$E = \frac{(P_1 - P_2)}{(\varepsilon_{1FRP} - \varepsilon_{2FRP}) \cdot A_{ef}} \quad 3.2$$

Onde:

P é a força máxima;

A_{ef} é a área efetiva da seção transversal da barra;

P_1 é a força que constitui uma deformação de 0,003;

P_2 é a força que constitui uma deformação de 0,001;

ε_{1FRP} é a deformação de 0,003 e ε_{2FRP} é a deformação de 0,001.

O ensaio de determinação da resistência à tração/módulo de elasticidade foi realizado em uma máquina EMIC (FIGURA 31) onde o sistema de aquisição de dados fornece registro contínuo de força e deslocamento.

FIGURA 31 – ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE DAS BARRAS DE GFRP



FONTE: A autora (2024).

A fixação dos corpos de prova no equipamento foi realizada por meio do uso de garras e garantiu-se o alinhamento do eixo do corpo de prova com o eixo da máquina de ensaio para evitar aplicação excêntrica de força. A taxa de carregamento adotada foi de 3 mm/min. Os resultados obtidos estão apresentados no Capítulo 4.

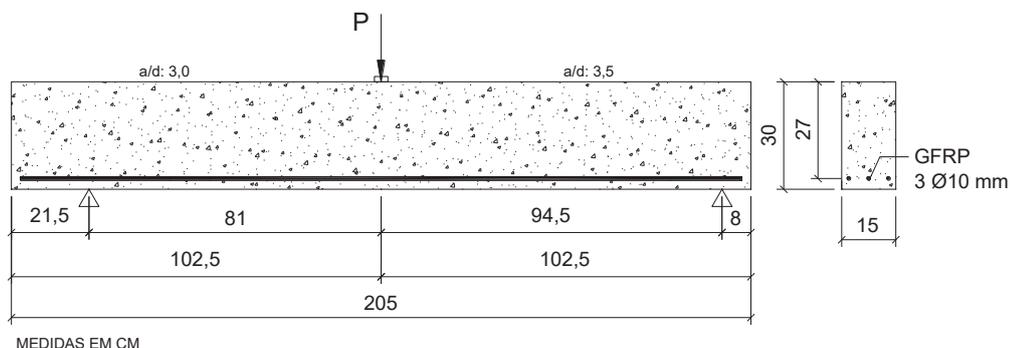
3.3 VIGAS

3.3.1 Geometria

Oito vigas, duas de cada tipo, com a mesma taxa longitudinal de GFRP (0,58% - 3 barras de 10 mm) e diferentes volumes de fibras de aço foram moldadas. Para todas as vigas, foi adotada seção transversal de 15 cm de largura, 30 cm de altura e comprimento de 2,05 m. As dimensões da viga foram definidas considerando: adoção de medidas que resultassem em uma viga esbelta; ruptura do elemento por cisalhamento e limitação da prensa de ensaio.

A FIGURA 32 apresenta os detalhes da seção transversal, da seção longitudinal, do esquema de carregamento em três pontos bem como dos posicionamentos dos apoios. Observa-se que o vão de cisalhamento “a” (distância do ponto de aplicação da carga até o apoio) é de 81 cm de um lado e de 94,5 cm do outro lado, resultando em uma relação a/d de 3,0 e 3,5, respectivamente. Os apoios foram intencionalmente posicionados de forma assimétrica para garantir que a ruptura por cisalhamento ocorresse no lado desejado (menor vão), considerando que estribos não foram colocados nas vigas.

FIGURA 32 – DETALHE DA SEÇÃO LONGITUDINAL E SEÇÃO TRANSVERSAL DAS VIGAS ENSAIADAS



FONTE: A autora (2024).

Oito nomenclaturas foram adotadas nas análises, sendo: CC0-1 e CC0-2 para o concreto sem fibras, SFRC0,50-1 e SFRC0,50-2 para o concreto com volume de fibras de 0,5%, SFRC0,75-1 e SFRC0,75-2 para o concreto com volume de fibras de 0,75% e SFRC1,00-1 e SFRC1,00-2 para o concreto com volume de fibras de 1,0%.

3.3.2 Dimensionamento

A armadura longitudinal das vigas foi determinada considerando uma resistência à compressão de 70 MPa. O dimensionamento à flexão baseou-se nas recomendações da ACI 440.1 R-15 (ACI Committee 440.1R-15, 2015), normativa em vigor na data de planejamento dos experimentos. Considerando a ruptura por esmagamento do concreto, a taxa de armadura longitudinal de 0,58% (3 barras de GFRP de 10 mm) resultou em um momento resistente de cálculo de 5941,24 kN.cm correspondendo a uma carga de 135 kN. Destaca-se que o código se refere ao dimensionamento de elementos de concreto convencional armados com barras de FRP, isto é, não consideram a contribuição das fibras nos casos em que estas foram incluídas.

O dimensionamento ao cisalhamento foi realizado segundo indicações de referências que tratam de vigas com barras de FRP: ACI 440.1 R-15 (ACI Committee 440.1R-15, 2015), ACI 440.11 (ACI Committee 440.11, 2022), CAN/CSA S806 (Canadian Standards Association, 2012) e CNR-DT203 (National Research Council, 2006); por normativas de concreto reforçado com fibras, mas com armadura longitudinal em aço: NBR 16938 (ABNT, 2021) - que é similar às indicações do Model Code (FIB, 2010) e RILEM (RILEM, 2003); e por métodos apresentados por pesquisadores e discutidas na revisão deste trabalho, que consideram tanto o SFRC como a barra de FRP: Hosseini, Nematzadeh e Chastre (2021); Tran, Pham e Hao (2020), Dev, Chellapandian e Prakash (2020) e o modelo proposto por este estudo.

A TABELA 8 apresenta os resultados da resistência ao cisalhamento segundo essas metodologias. Destaca-se que, tanto para o dimensionamento à flexão quanto para o dimensionamento ao cisalhamento, os valores de resistência do concreto e da barra de GFRP adotados foram os obtidos nos ensaios de caracterização.

TABELA 8 – ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS VIGAS ENSAIADAS (em kN)

Vigas	Normativas FRP				Normativas SFRC		FRP + SFRC						
	ACI 2015	ACI 2022	CNR	CAN	NBR/MC	RILEM	HOS	TRAN			DEV		BAH
								1	2	3	1	2	
CC0	15,3	22,4	41,3	33,7	47,3	47,3	52,6	13,3	13,8	39,9	15,3	30,0	22,4
SFRC0,50	15,4	22,8	41,8	34,1	71,5	80,2	71,4	42,2	44,3	53,3	47,7	45,2	55,1
SFRC0,75	15,1	22,0	40,6	33,2	75,6	90,4	73,0	54,7	53,5	57,7	58,8	47,8	65,6
SFRC1,0	15,2	22,2	40,9	33,4	76,9	92,6	82,6	69,2	68,7	63,8	60,7	48,7	67,8

ACI2015: modelo apresentado em ACI440.1 (Aci Committee 440.1R15, 2015)

ACI2022: modelo apresentado em ACI 440.11 (Aci Committee 440.11, 2022)

CNR: modelo apresentado em CNR-DT203 (National Research Council, 2006)

CAN: modelo apresentado em CAN/CSA S 806 (Canadian Standards Association, 2012)

NBR/MC: modelo apresentado em NBR 16938 (ABNT, 2021) e Model Code (FIB, 2010)

RILEM: modelo apresentado em RILEM (RILEM, 2003)

HOS: modelo apresentado em Hosseini, Nematzadeh e Chastre (2021)

TRAN: modelos apresentados em Tran, Pham e Hao (2020)

DEV: modelos apresentados em Dev, Chellapandian e Prakash (2020)

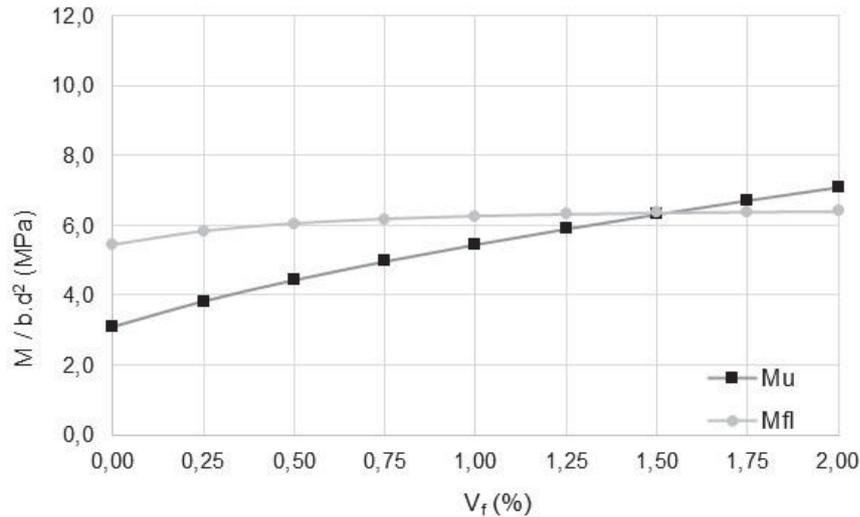
BAH: modelo proposto por este estudo

FONTE: A autora (2024).

Observa-se que os valores de resistências ao cisalhamento fornecidos pelas referências, acima indicadas, são bem dispersos. Aplicando ainda a metodologia seguida por Soltanzadeh et al. (2016) e que foi apresentada na revisão deste trabalho, definiu-se um volume de fibras em que a ruptura aconteceria simultaneamente por flexão e por cisalhamento, ou o mais próximo de uma ruptura por flexão. Considerando todas as variáveis adotadas neste estudo, o volume de fibras para essa ruptura simultânea seria de 1,50%, segundo representado na FIGURA 33. Por esta metodologia, observa-se que o momento interno de resistência final na falha (determinado a partir da cortante última) é afetado pelo volume de fibras, enquanto o momento de flexão nominal não, demonstrando o acréscimo de capacidade de cisalhamento pelo efeito das fibras.

Considerando os dimensionamentos específicos para cisalhamento, para flexão e posteriormente por essa metodologia proposta por Soltanzadeh et al. (2016), observa-se que a ruptura das vigas acontecerá por cisalhamento, que é o foco do estudo.

FIGURA 33 - EFEITO DO TEOR DE FIBRA NO MOMENTO DE FLEXÃO NOMINAL (M_f) E NO MOMENTO INTERNO DE RESISTÊNCIA FINAL NA FALHA (M_u) PARA O CONCRETO ESTUDADO



FONTE: A autora (2024).

3.4 MÉTODOS

3.4.1 Propriedades do concreto no estado fresco

Segundo as orientações da NBR 16938 (ABNT, 2021) o controle do SFRC no estado fresco foi realizado segundo o ensaio de consistência pelo abatimento do tronco de cone (*slump test*) e considerando que o concreto tem características de concreto autoadensável também foi determinado o espalhamento (*slump-flow*) pelo método do cone de Abrams, segundo recomendações da NBR 15823-1 (ABNT, 2017) e da NBR15823-2 (ABNT, 2017). Para o concreto sem fibras, os mesmos ensaios foram realizados. Os resultados obtidos estão apresentados no Capítulo 4.

3.4.2 Propriedades do concreto no estado endurecido

O controle do SFRC e do concreto sem fibras incluiu o ensaio de resistência à compressão, conforme NBR 5739 (ABNT, 2018) e C39/C39M (ASTM, 2018), o ensaio do módulo de elasticidade segundo orientação da NBR 8522-1 (ABNT, 2021) e C469/C469M (ASTM, 2014) e o ensaio de resistência à tração na flexão, conforme orientação da NBR 16940 (ABNT, 2021). Para o concreto sem fibras também foi determinada a resistência à tração por compressão diametral, segundo indicações da NBR 7222 (ABNT, 2011) e C496/C496M (ASTM, 2017). Para o SFRC, foi avaliada a

resistência à tração pelo ensaio Montevideu (MVD), seguindo a metodologia proposta por Segura-Castillo, Monte e De Figueiredo (2018) apresentada na revisão deste trabalho. A TABELA 9 apresenta as dimensões dos corpos de provas (CPs) bem como as quantidades moldadas para cada propriedade.

TABELA 9 – DADOS DOS CORPOS DE PROVA MOLDADOS PARA CADA TIPO DE CONCRETO

Propriedade	Formato	Dimensões CPs (cm)	Quantidade		
			Betonada 01	Betonada 02	Total
Resistência à compressão	Cilíndrico	10 x 20	05	05	10
Resistência à tração compressão diametral (apenas CC0)	Cilíndrico	10 x 20	05	05	10
Módulo de elasticidade	Cilíndrico	10 x 20	02	02	04
Resistência à tração na flexão	Prismático	15x15x55	03	03	06
Montevideu (apenas SFRC)	Cúbico	15x15x15	05	04	09

FONTE: A autora (2024).

Considerando o volume total de material, foram necessárias duas betonadas para moldagem das vigas e como o controle do concreto foi por amostragem total (ABNT NBR 12655, 2015) todas as betonadas foram amostradas e representadas com uma quantidade de corpos de prova superior a dois (para cada idade de rompimento). Os ensaios de caracterização dos CPs foram realizados aos 28 dias bem como na idade do ensaio das vigas (aproximadamente aos 100 dias). A TABELA 10 indica a idade do ensaio dos corpos de prova ensaiados com as respectivas quantidades e nomenclatura.

As metades das vigas, após ensaio de resistência à tração na flexão, foram ensaiadas pelo método Montevideu e foram nomeadas como V1-1, V2-1, V3-1, V4-1, V5-1 e V6-1 para ensaios aos 28 dias e como V1-2, V2-2, V3-2, V4-2, V5-2 e V6-2 para ensaios em data próxima aos ensaios das vigas (aproximadamente após 100 dias). Os corpos de provas V1-1, V2-1, V3-1 e V1-2, V2-2, V3-2 referem-se às vigas com concreto com final “1” (CC0-1, SFRC0,50-1, SFRC0,75-1 e SFRC1,00-1) e os corpos de prova V4-1, V5-1 e V6-1 e V4-2, V5-2 e V6-2 referem-se ao concreto das vigas com final “2” (CC0-2, SFRC0,50-2, SFRC0,75-2 e SFRC1,00-2).

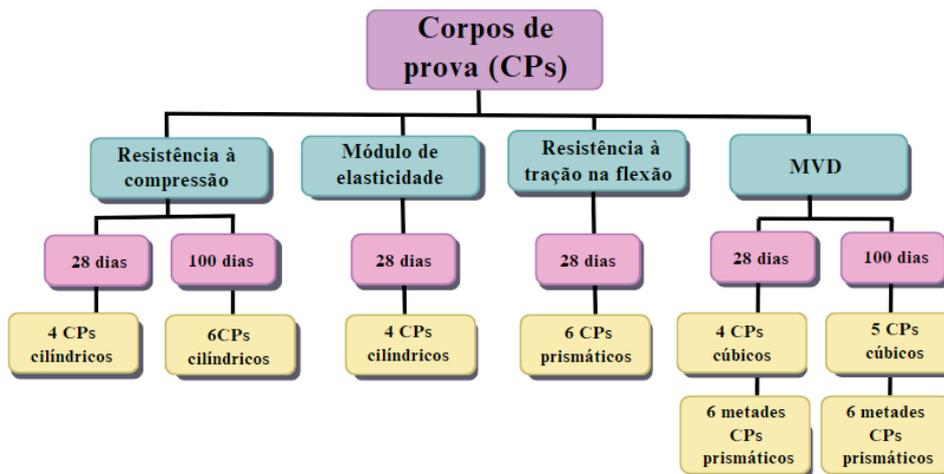
TABELA 10 – NOMENCLATURA DOS CORPOS DE PROVA ENSAIADOS PARA CADA TIPO DE CONCRETO

Propriedade	Tipo do concreto	Idade (dias)	Quantidade			
			Betonada 01	Nome CPs	Betonada 02	Nome CPs
Resistência à compressão	CC0	28	02	CP1/CP2	02	CP6/CP7
		104	03	CP3/CP4/CP5	03	CP8/CP9/CP10
	SFRC0,50	28	02	CP1/CP2	02	CP6/CP7
		102	03	CP3/CP4/CP5	03	CP8/CP9/CP10
	SFRC0,75	28	02	CP1/CP2	02	CP6/CP7
		102	03	CP3/CP4/CP5	03	CP8/CP9/CP10
SFRC1,00	28	02	CP1/CP2	02	CP6/CP7	
	95	03	CP3/CP4/CP5	03	CP8/CP9/CP10	
Resistência à tração por compressão diamteral	CC0	28	03	CP1/CP2/CP3	03	CP6/CP7/CP8
		102	02	CP4/CP5	02	CP9/CP10
Módulo de elasticidade	CC0	28	02	CP11/CP12	02	CP13/CP14
	SFRC0,50	28	02	CP11/CP12	02	CP13/CP14
	SFRC0,75	28	02	CP11/CP12	02	CP13/CP14
	SFRC1,00	28	02	CP11/CP12	02	CP13/CP14
Resistência à tração na flexão	CC0	28	03	V1/V2/V3	03	V4/V5/V6
	SFRC0,50	28	03	V1/V2/V3	03	V4/V5/V6
	SFRC0,75	28	03	V1/V2/V3	03	V4/V5/V6
	SFRC1,00	28	03	V1/V2/V3	03	V4/V5/V6
Montevideu e ensaio indutivo	SFRC0,50	28	02	CP1/CP2	02	CP6/CP7
		103	03	CP3/CP4/CP5	02	CP8/CP9
	SFRC0,75	28	02	CP1/CP2	02	CP6/CP7
		118	03	CP3/CP4/CP5	02	CP8/CP9
	SFRC1,00	28	02	CP1/CP2	02	CP6/CP7
		111	03	CP3/CP4/CP5	02	CP8/CP9

FONTE: A autora (2024).

A FIGURA 34 apresenta um resumo dos ensaios realizados para o SFRC. Para o concreto sem fibras, os mesmos ensaios foram feitos, com exceção do ensaio Montevideu (MVD) e com a incorporação do ensaio de resistência à tração por compressão diametral. Todos os corpos de prova cilíndricos foram retificados com retífica automática (FIGURA 35) para posteriormente serem ensaiados (FIGURA 36 e FIGURA 37).

FIGURA 34 – RESUMO DOS ENSAIOS NO CONCRETO SFRC



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 35 – RETÍFICA CORPOS DE PROVA: A) VISUALIZAÇÃO DA RETÍFICA UTILIZADA; B) CONJUNTO DE CORPOS DE PROVA; C) CORPO DE PROVA RETIFICADO



a)



b)



c)

FONTE: A autora (2024).

FIGURA 36 – ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E DE MÓDULO DE ELASTICIDADE: A) ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO; B) CORPO DE PROVA CC0 APÓS ENSAIO; C) ENSAIO DE MÓDULO DE ELASTICIDADE



a)



b)



c)

FONTE: A autora (2024).

FIGURA 37 – ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL CONCRETO SEM FIBRAS



FONTE: A autora (2024).

Para determinar a resistência à tração na flexão do concreto com fibras, foram moldadas seis vigas prismáticas (FIGURA 38), nomeadas daqui em diante como viga europeia, considerando que a normativa brasileira adotou as mesmas recomendações da EN 14651 (ECS, 2005).

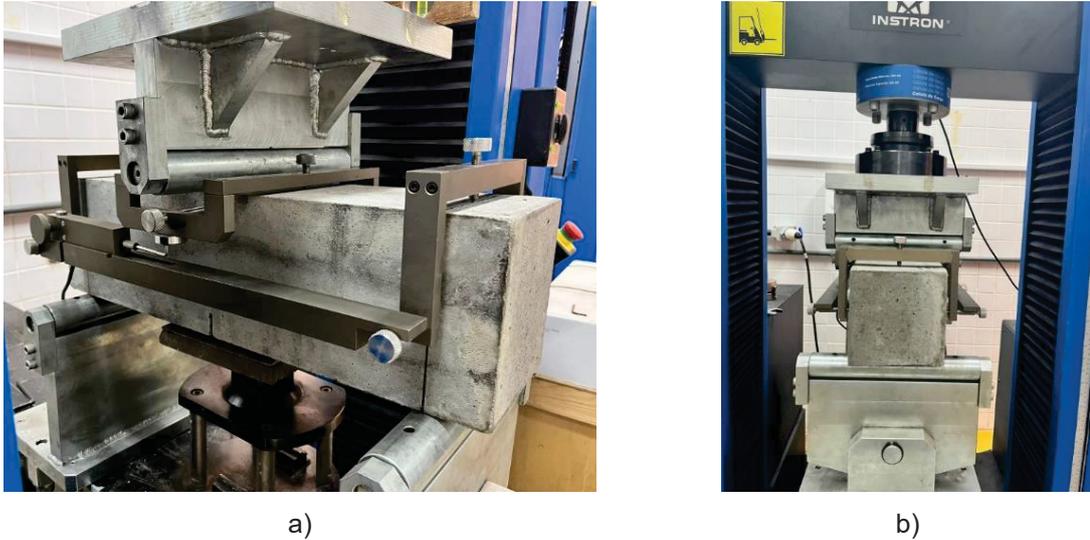
FIGURA 38 – CORPOS DE PROVA PARA ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO



FONTE: A autora (2024).

Os corpos de prova foram entalhados a partir de um corte com disco, conforme indicado pela NBR 16940 (ABNT, 2021). O ensaio foi realizado em uma máquina de circuito fechado de controle de velocidade, com medição do deslocamento vertical fixado a um aparato rígido de apoio denominado “Yoke”, que foi alocado na metade da altura do corpo de prova na região dos apoios (FIGURA 39).

FIGURA 39 – ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR FLEXÃO: A) VISTA LATERAL; B) VISTA FRONTAL



FONTE: A autora (2024).

A relação entre o CMOD e o deslocamento vertical foi estimado pela Equação 3.3, conforme apresentado pela NBR 16940 (ABNT, 2021):

$$\delta = 0,85 \cdot \text{CMOD} + 0,04 \quad 3.3$$

Onde:

δ é o deslocamento vertical, em mm;

CMOD é a medida linear da abertura do entalhe na face inferior do corpo de prova, em mm.

Para identificação e tratamento de resultados discrepantes das resistências obtidas aplicou-se o tratamento estatístico a partir do ensaio de Grubbs como indicado pela NBR 16938 (ABNT, 2021).

O ensaio de Grubbs é realizado para verificar a existência de um valor discrepante em cada extremidade do conjunto de dados, onde um resultado é considerado discrepante se $G_c > G_{crit}$. A Equação 3.4 apresenta como definir o valor de G_c .

$$G_c = \frac{|(g_s - g)|}{SD} \quad 3.4$$

$$SD = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (g_i - g)^2}{n - 1}} \quad 3.5$$

Onde:

g_s é o resultado suspeito de discrepância;

g é o resultado médio do conjunto de dados;

SD é o desvio padrão do conjunto de dados;

n é o número de exemplares.

Os valores de G_{crit} são apresentados na TABELA 11. Limitou-se a apresentação dos valores de G_{crit} para $n=11$.

TABELA 11 – VALORES DE G_{CRIT}

n	G_{CRIT}	n	G_{CRIT}	n	G_{CRIT}
3	1,15	6	1,89	9	2,21
4	1,48	7	2,02	10	2,29
5	1,71	8	2,13	11	2,34

FONTE: NBR 16938 (ABNT, 2021)

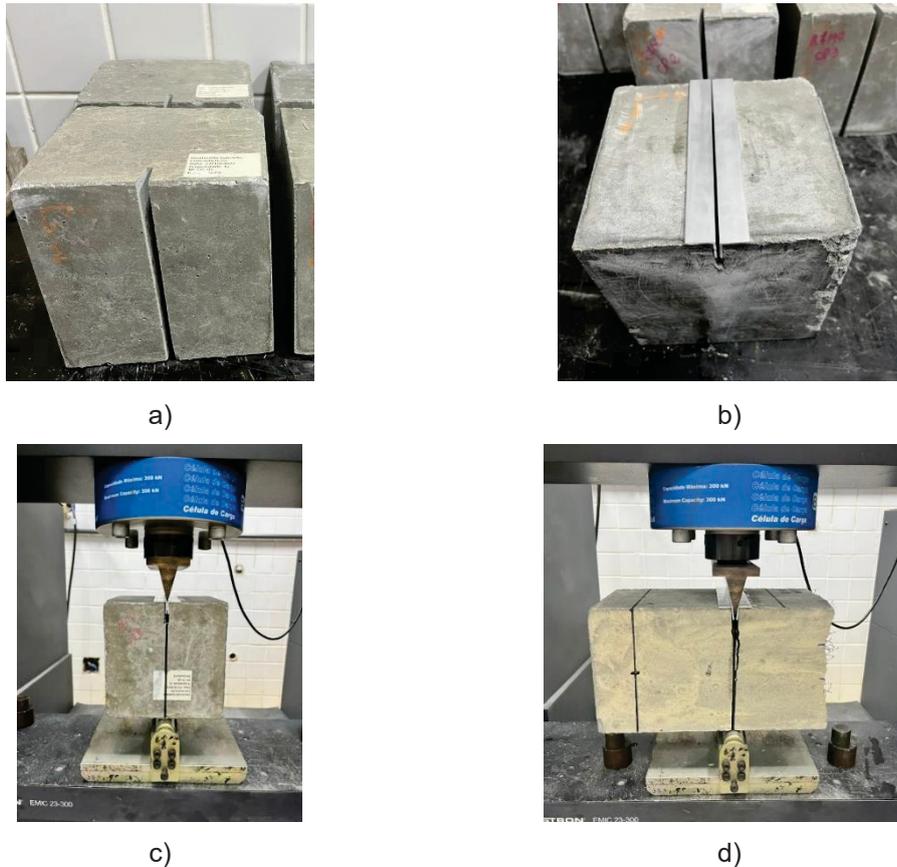
Essa mesma análise foi feita para os resultados de resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade.

Outro ensaio realizado para analisar a resistência à tração na flexão, para os concretos SFRC, foi o ensaio denominado Montevideu (Segura-Castillo; Monte; De Figueiredo, 2018). Nove corpos de prova cúbicos foram moldados e entalhados seguindo a mesma orientação do ensaio da viga europeia (FIGURA 40a). Na sequência, foram coladas cantoneiras metálicas (FIGURA 40b) e um lubrificante multifuncional (WD-40) foi aplicado na superfície de contato a fim de reduzir o atrito entre a cunha de aplicação da carga e o entalhe.

Para otimizar a quantidade de corpos de prova, além dos corpos de prova cúbicos (FIGURA 40c), após os ensaios de resistência à tração na flexão, metade de cada uma das vigas europeias, de cada tipo de concreto, foi utilizada para realizar ensaios Montevideu, aos 28 dias, e às outras metades para realizar ensaios quando do ensaio das vigas finais (FIGURA 40d).

Nos corpos de prova das vigas europeias, os entalhes foram feitos no ponto médio entre o ponto de aplicação da carga e o apoio do ensaio de flexão em três pontos. Ressalta-se que a assimetria não afeta os resultados, pois o momento fletor gerado por essa diferença é desprezível, e qualquer rotação resultante pode ser desconsiderada.

FIGURA 40 – ENSAIO MVD: A) ENTALHE CORPOS DE PROVA; B) PREPARAÇÃO AMOSTRA; C) ENSAIO CORPO DE PROVA CÚBICO; D) ENSAIO METADE DA VIGA EUROPEIA



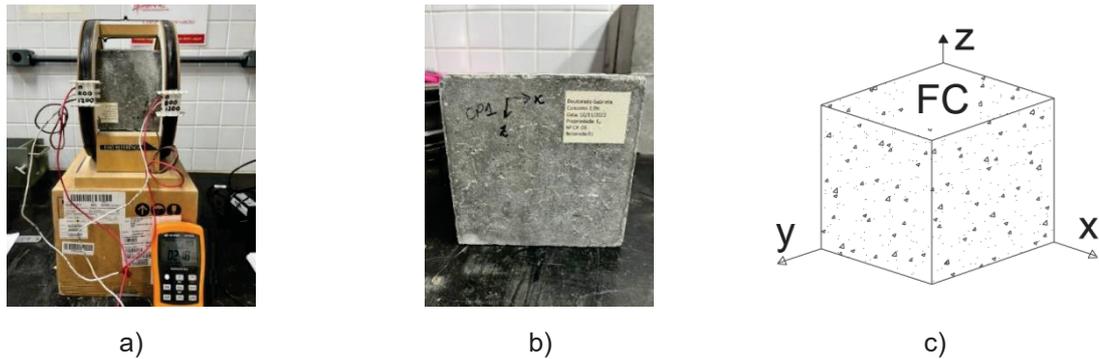
FONTE: A autora (2024).

Com os corpos de prova cúbicos também foi realizado o teste indutivo, que é uma técnica não destrutiva baseada na primeira lei da indução eletromagnética de Faraday. Ao avaliar as mudanças no campo eletromagnético dentro do aparelho antes e depois do teste, pode-se estimar quantitativamente o conteúdo e a orientação das fibras de aço (Torrents et al., 2012; Cavalaro et al., 2014). O equipamento utilizado (FIGURA 41a) inclui um medidor LCR e duas bobinas enroladas conectadas em série que recebem uma corrente elétrica, gerando um campo magnético (Voigt et al., 2022). A fibra de aço contida nos corpos de prova, quando colocada no interior do aparelho (FIGURA 41b), altera o campo magnético e induz uma alteração na indutância, que pode ser medida pelo medidor LCR.

Para estimar o teor de fibra de aço (C_f) e a orientação (C_i , onde i está relacionado aos três eixos ortogonais x , y e z – ver FIGURA 41c), a mudança na indutância (L_i) para cada eixo ortogonal é medida. Estudos anteriores de Cavalaro et al. (2014) provaram que a indutância somada nos três eixos está linearmente

relacionada ao teor de fibra. Isto é obtido posicionando a amostra cúbica com cada eixo orientado longitudinalmente às bobinas de enrolamento. Três medições foram registradas para cada eixo.

FIGURA 41 – ENSAIO INDUTIVO PARA CORPO DE PROVA CÚBICO: A) APARELHO UTILIZADO; B) EXEMPLO DE CORPO DE PROVA ENSAIADO, C) IDENTIFICAÇÃO DOS EIXOS E FACE DE CONCRETAGEM (FC)



FONTE: A autora (2024).

A determinação do teor de fibras, da orientação das fibras bem como da porcentagem de fibras alinhadas em uma direção em corpos de prova cúbicos é feita com base nas Equações 3.6 a 3.8:

$$C_f = \omega \cdot L_e \quad 3.6$$

$$C_i = \frac{\alpha_i}{\sum_{i=x,y,z} \alpha_i} \quad 3.7$$

$$\alpha_i = 1,03 \cdot \sqrt{\frac{L_i \cdot (1 + 2 \cdot \gamma) - L_e \cdot \gamma}{L_e \cdot (1 - \gamma)}} - 0,1 \quad 3.8$$

Onde:

C_f é o teor total de fibras, em kg/m^3 ;

C_i é o teor de fibras em cada direção, em kg/m^3 ;

L_e é a soma da leitura da indutância nas três direções, em mH;

L_i é a leitura de indutância para cada direção (x, y e z) de cada amostra;

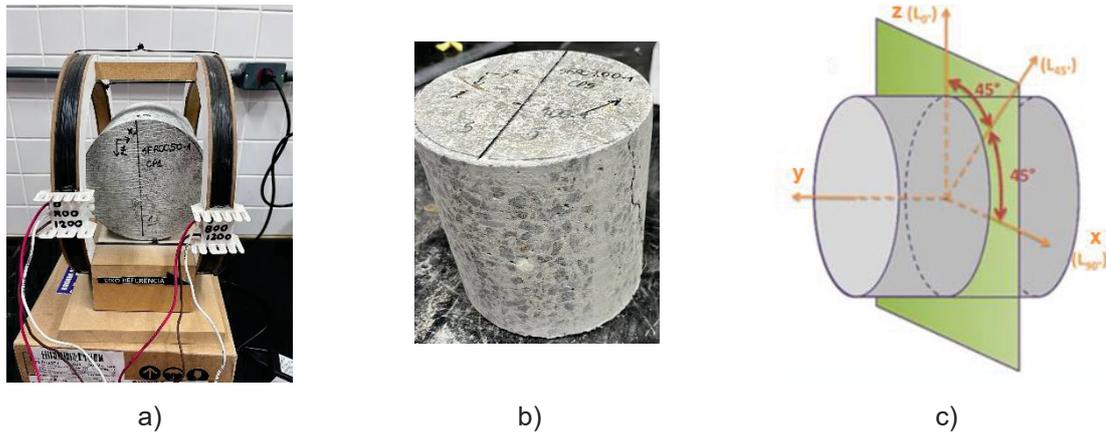
ω coeficiente que para o equipamento utilizado vale $1,8796 \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{mH})$;

γ é o valor fornecido pelo fabricante considerando as fibras de aço adotadas (0,058).

A determinação da quantidade de fibras também foi realizada para testemunhos cilíndricos extraídos de diversos pontos das vigas, após o ensaio, com o objetivo de avaliar o consumo e orientação das fibras ao longo do comprimento da

viga (FIGURA 42a e b). Entretanto, diferentes considerações devem ser observadas, pois as indicações apresentadas anteriormente referem-se a corpos de prova cúbicos. O estudo de Cavalaro et al. (2016) propõe e valida a análise do teor e distribuição de fibras em qualquer direção com o método indutivo para corpos de prova cilíndricos, indicando uma medição adicional a um ângulo de 45 graus. Considerando o posicionamento do corpo de prova extraído da viga, assumiu-se que os eixos z e x, representados na FIGURA 42c coincidem com o ângulo de 0° e 90°, respectivamente e se referem ao sentido de lançamento do concreto (eixo z) e ao eixo longitudinal da viga (eixo x). O eixo y é paralelo a largura da viga.

FIGURA 42 – ENSAIO INDUTIVO PARA CORPO DE PROVA CILÍNDRICO: A) APARELHO UTILIZADO; B) EXEMPLO DE TESTEMUNHO ENSAIADO; C) EIXOS DE MEDIÇÃO PARA OBTENÇÃO DO PERFIL DE ORIENTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS



FONTE: A autora (2024).

Assim, a determinação da porcentagem de fibras alinhadas em uma direção em corpos de prova cilíndricos é feita com base nas Equações 3.9 a 3.13:

$$\alpha_i = 1,03 \cdot \sqrt{\frac{L_{\theta} \cdot (1 + \gamma) - (L_{\theta+90^\circ} + L_z) \cdot \gamma}{(L_{\theta} + L_{\theta+90^\circ} + L_z \cdot 0,989) \cdot (1 - \gamma)}} - 0,085 \quad 3.9$$

$$L_{\theta} = L_{iso} + L_{ani} \cdot [\gamma + (1 - \gamma) \cdot \cos^2(\theta + \theta_{max})] \quad 3.10$$

$$L_{ani} = \frac{1}{1 - \gamma} \cdot \sqrt{(L_{0^\circ} - L_{90^\circ})^2 + (L_{0^\circ} + L_{90^\circ} - 2 \cdot L_{45^\circ})^2} \quad 3.11$$

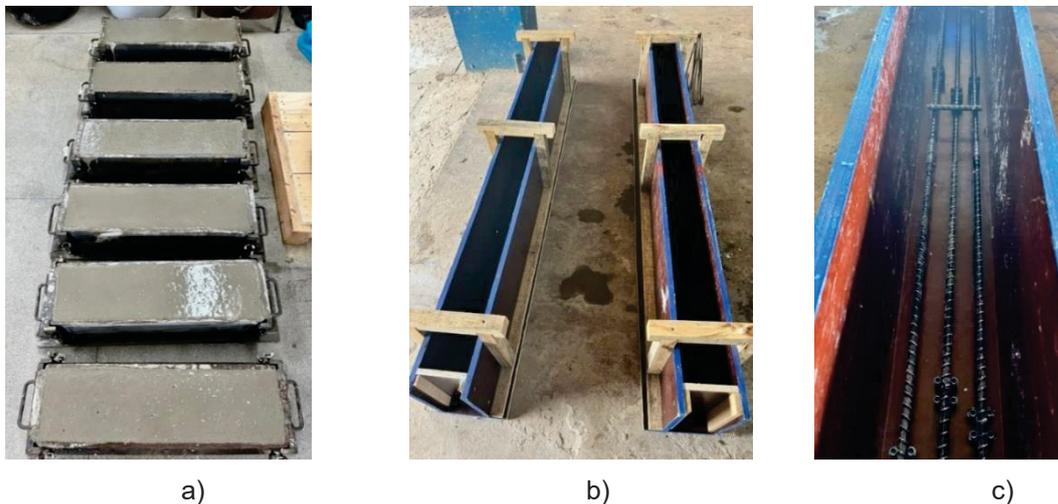
$$L_{iso} = \frac{L_{0^\circ} + L_{90^\circ} - 2 \cdot L_{ani} \cdot (1 + \gamma)}{2} \quad 3.12$$

$$\theta_{max} = \pm \frac{1}{2} \cdot \arccos \left[\frac{(L_{0^\circ} - L_{90^\circ})}{L_{ani} \cdot (1 - \gamma)} \right] \quad 3.13$$

3.4.3 Moldagem dos corpos de prova e das vigas

As formas das vigas europeias do SFRC foram metálicas com dimensões de (15x15x55) cm e as formas das vigas foram em compensado plastificado com 18 mm de espessura e fornecido em chapas de (1,10x2,20) m (FIGURA 43a e FIGURA 43b). Anteriormente a colocação das barras de GFRP as formas receberam uma demão de desmoldante. Após, as armaduras longitudinais foram posicionadas com o uso de espaçadores na face inferior a fim de respeitar o cobrimento de 2,5 cm (FIGURA 43c).

FIGURA 43 – FORMAS UTILIZADAS: A) FORMA METÁLICA PARA VIGAS EUROPEIAS; B) FORMAS DE MADEIRAS; C) DETALHE PARA POSICIONAMENTO DAS BARRAS DE GFRP NAS FORMAS



FONTE: A autora (2024).

Considerando que o concreto tem características de concreto autoadensável, tanto para as vigas finais quanto para as vigas europeias, o ponto de vertimento do concreto nas formas foi na região central.

Foram confeccionados dois jogos de formas. Para o concreto sem fibras (CC0) e para o concreto com volume de fibras de 0,5% (SFRC0,50) as formas contavam com três pontos de contenções laterais (FIGURA 44a), sendo feito apenas uma reutilização da forma. Para o concreto SFRC0,75 e SFRC1,00 as formas contaram com cinco pontos de contenções laterais (FIGURA 44b), e foi realizada apenas uma reutilização da forma. Para todas as vigas, alças de içamento foram posicionadas a 40 cm de cada lateral a fim de viabilizar o transporte das vigas após a desmoldagem (FIGURA 45).

FIGURA 44 – VIGAS CONCRETADAS: A) FORMAS COM TRÊS TRAVAMENTOS LATERAIS; B) FORMAS COM CINCO TRAVAMENTOS LATERAIS



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 45 – DESMOLDAGEM DAS VIGAS E DETALHE DAS ALÇAS DE IÇAMENTO



FONTE: A autora (2024).

3.4.4 Adensamento dos corpos de prova e das vigas

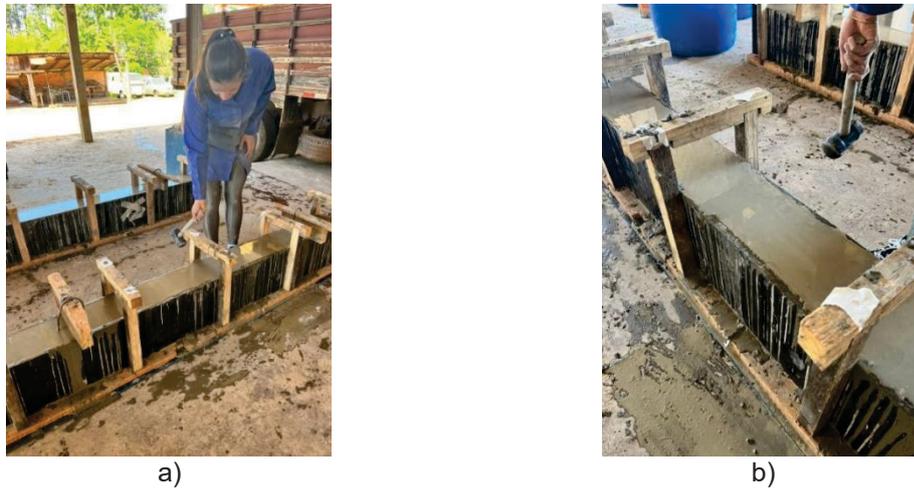
Sabe-se que o método de adensamento afeta a distribuição e orientação das fibras de aço e portanto, o desempenho da fibra de aço no concreto (Pujadas et al., 2014). Dessa forma, sendo o concreto mais fluido, todos os corpos de prova e vigas foram adensados apenas por vibração externa com golpes de martelo de borracha. A metodologia de adensamento foi realizada conforme indicado:

- a) Corpos de prova cilíndricos: 120 golpes, sendo 10 golpes em cada quadrante e em três alturas (inferior, central e superior);
- b) Corpos de prova cúbicos: 80 golpes, sendo 10 golpes em cada lado em duas alturas (inferior e superior);

- c) Vigas para ensaio de resistência à tração na flexão: 160 golpes, sendo 10 golpes em três pontos e nos dois lados da face longitudinal e 10 golpes nas faces transversais, em duas alturas (inferior e superior);
- d) Vigas: 200 golpes, sendo 10 golpes em cada travamento da viga nas duas faces longitudinais e em duas alturas (inferior e superior).

A FIGURA 46 exemplifica o adensamento realizado nas vigas e a FIGURA 47 demonstra corpos de prova das vigas europeias antes e depois do adensamento. Ressalta-se que o protocolo de adensamento foi seguido rigorosamente para todos os elementos.

FIGURA 46 – ADENSAMENTO DAS VIGAS: A) PROCEDIMENTO DE ADENSAMENTO; B) APÓS ADENSAMENTO



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 47 – MOLDAGEM VIGAS EUROPEIAS: A) ANTES DO ADENSAMENTO; B) APÓS O ADENSAMENTO



FONTE: A autora (2024).

3.4.5 Cura dos corpos de prova e das vigas

Para a cura dos corpos de prova cilíndricos e cúbicos foi posicionado, nas primeiras 48h, uma superfície de vidro na parte superior do molde e, após esse período os corpos de prova foram submersos em água até os 28 dias (FIGURA 48). Para as vigas, bem como para vigas europeias, a desforma também aconteceu após 48 horas da moldagem. Após 24 horas, a face superior das vigas foi molhada e coberta com manta de drenagem úmida e lona plástica. Após esse período e até os 28 dias, diariamente as vigas foram molhadas. A FIGURA 49a e FIGURA 49b representam a molhagem das vigas e a FIGURA 49c demonstra as vigas envoltas na manta de drenagem para posteriormente serem protegidas com lona plástica.

FIGURA 48 – PROCEDIMENTO DE CURA DOS CORPOS DE PROVAS: A) PRIMEIRAS 48 HORAS; B) ATÉ AOS 28 DIAS



a)



b)

FONTE: A autora (2024).

FIGURA 49 – PROCEDIMENTO DE CURA DAS VIGAS: A) MOLHAGEM DAS VIGAS; B) COBERTURA COM MANTA DE DRENAGEM E LONA



a)



b)



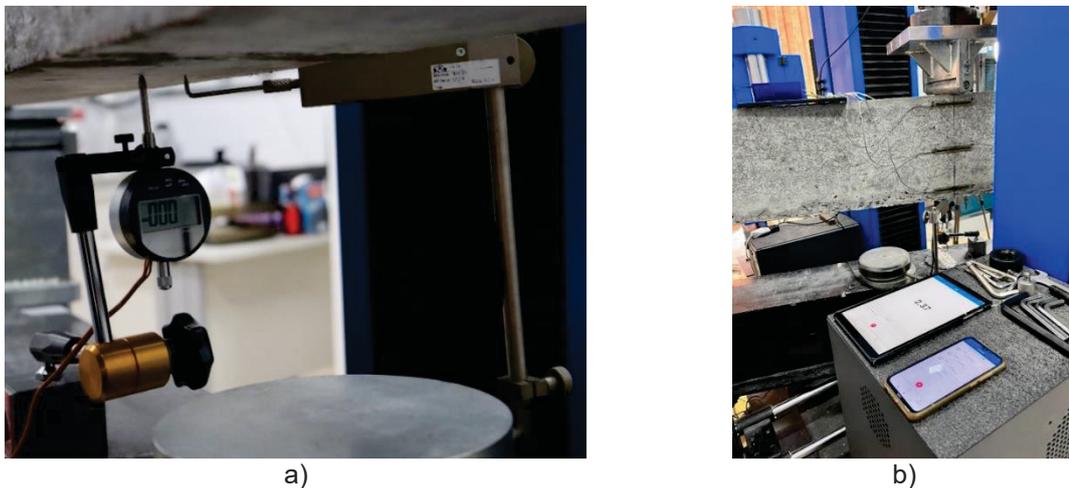
c)

FONTE: A autora (2024).

3.4.6 Instrumentação

As deflexões das vigas foram monitoradas com o posicionamento de dois deflectômetros no meio do vão. Um deflectômetro estava acoplado ao sistema de aquisição da prensa e o outro era independente e foi utilizado como *backup*. Para o deflectômetro independente, foi desenvolvido um sistema de aquisição de dados por Arduino e desenvolvido um aplicativo para acompanhamento e registro das leituras. A FIGURA 50 apresenta detalhes desses equipamentos.

FIGURA 50 – CONTROLE DO DESLOCAMENTO DA VIGA: A) DEFLECTÔMETRO ACOPLADO AO SISTEMA DE AQUISIÇÃO DA PRENSA E DEFLECTÔMETRO INDEPENDENTE; B) APLICATIVO PARA LEITURA E REGISTRO DOS DADOS



FONTE: A autora (2024).

A instrumentação das vigas também contou com extensômetros uniaxiais de resistência elétrica (*strain gauges*). *Strain gauges* são sensores baseados em resistência elétrica, que geram uma variação em sua resistência elétrica quando submetidos a uma deformação em seu comprimento. Ao ser fixado em um elemento sob deformação, o *strain gauge* sofre a mesma deformação (Silva et al., 2019).

Para análise da deformação, nas barras de GFRP foram utilizados *strain gauges* modelo BX120-30AA (comprimento 30 mm) que possuem resistência nominal de 120 Ohms e *gauge factor* de 2,08 (FIGURA 51a). Na face de concreto foram utilizados *strain gauges* modelo PA06-300BA-1200L (comprimento 100 mm) que também possuem resistência nominal de 120 Ohms e *gauge factor* de 2,10 (FIGURA 51b). Optou-se por *strain gauges* mais longos para a face da viga, considerando a heterogeneidade do concreto.

FIGURA 51 – *STRAIN GAUGES* UTILIZADOS NA INSTRUMENTAÇÃO: A) BARRA DE GFRP; B) FACE DE CONCRETO



a)

b)

FONTE: A autora (2024).

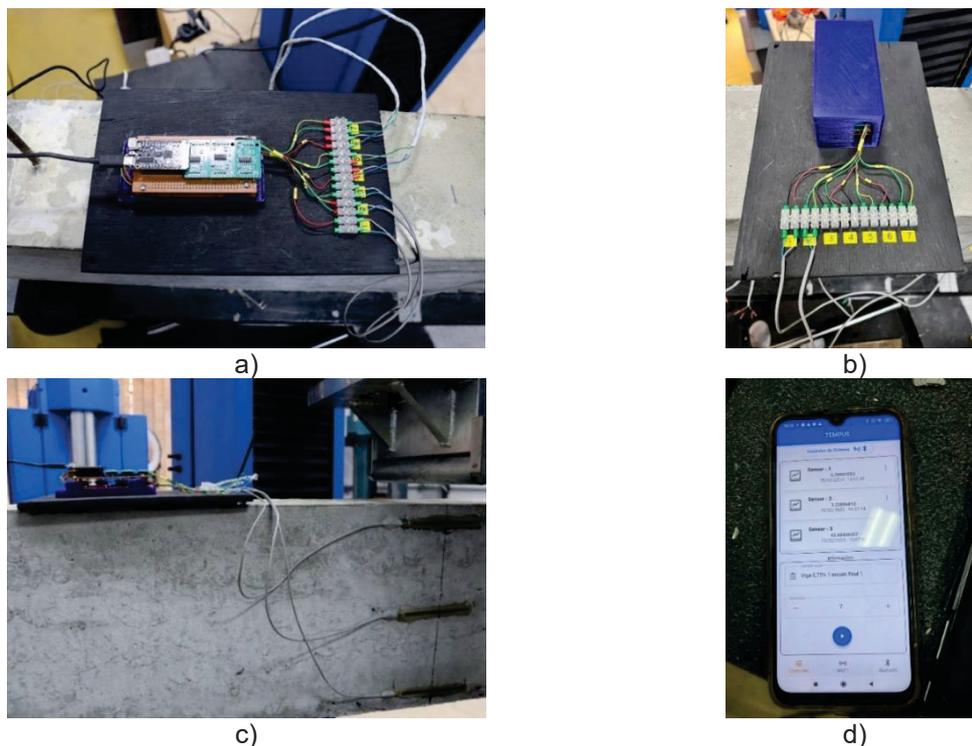
Para a aquisição dos dados dos *strain gauges*, foi desenvolvido, em parceria com o professor Ariângelo Hauer Dias do curso de Engenharia de Computação da Universidade Estadual de Ponta Grossa, um sistema baseado na plataforma Arduino com sete saídas (FIGURA 52a, FIGURA 52b e FIGURA 52c), sendo uma para cada extensômetro. Existem comercialmente sistemas de aquisição de dados, entretanto o laboratório onde os ensaios foram realizados não possui um e, por este ter um alto custo, optou-se pelo desenvolvimento de um sistema próprio. As plataformas Arduino se destacam por possuírem uma linguagem de programação própria baseada em C++, adaptada para serem simples e intuitivas, e são comercializadas na forma de placas prontas para uso, incluindo o microprocessador e demais componentes necessários para sua utilização (Silva et al., 2019).

Como sistema de aquisição de dados, neste estudo utilizou-se um microcontrolador ESP32 da Expressif. O amplificador HX711, como conversor analógico-digital de 24 bits, torna o módulo uma ferramenta de alta resolução para a conversão de sinais analógicos, principalmente de pontes de Wheatstone, pois esses sistemas retornam sinais de baixa amplitude.

Para controle e processamento dos dados desenvolveu-se um *software* (aplicativo *mobile*) para Android denominado *Tempus* (FIGURA 52d). O aplicativo *Tempus* contava com duas telas. A primeira se referia à aquisição com conexão *Bluetooth*, leitura dos 7 canais e calibração e a segunda tela continha informação das leituras dos *strain gauges*.

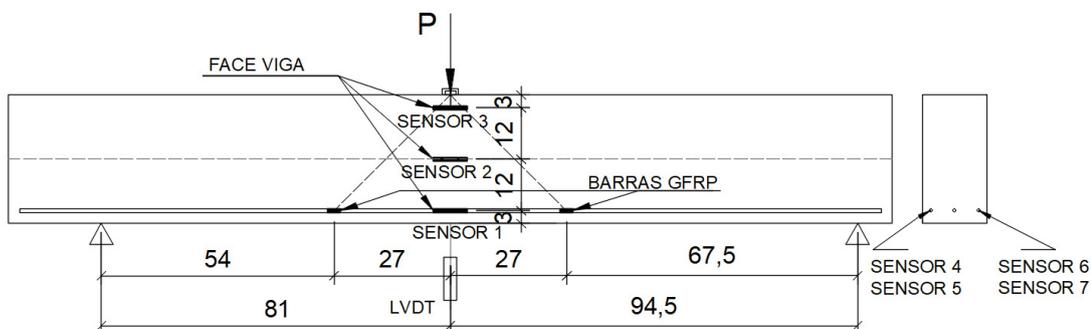
O posicionamento dos *strain gauges* tanto nas barras quanto na viga é exemplificado na FIGURA 53.

FIGURA 52 - AQUISIÇÃO DOS DADOS DOS STRAIN GAUGES; A) VISTA INTERNA; B) VISTA EXTERNA; C) VISTA LATERAL; D) PROGRAMA TEMPUS



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 53 – POSICIONAMENTO DOS STRAIN GAUGES E DO LVDT NA VIGA ENSAIADA



FONTE: A autora (2024).

Observa-se pela FIGURA 53 que os *strain gauges* da face foram colados em três alturas: um na parte superior, um na parte central e outro na parte inferior, de modo a verificar a hipótese da teoria da seção plana. Esses *strain gauges* foram nomeados como sensor 1, sensor 2 e sensor 3. Os *strain gauges* das barras foram colados nas duas barras externas e a 27 cm do eixo da viga, de modo a estarem posicionados a um ângulo de 45 graus em relação ao ponto de aplicação da carga.

Esses *strain gauges* foram denominados sensor 4 e sensor 5, para uma barra e sensor 6 e sensor 7 para a outra barra.

O procedimento para a colagem dos *strain gauges* nas barras está representado na FIGURA 54, onde foram realizados os seguintes procedimentos: 1 - lixamento na barra para regularização da superfície (FIGURA 54a); 2 - aplicação de uma camada de *superbond* (FIGURA 54b); 3 - colagem do *strain gauge* com *superbond* (FIGURA 54c); 4 - aplicação de uma camada de araldite para proteção (FIGURA 54d); 5 – colagem de fita de alta fusão. Após todo o procedimento de aplicação, foi feita a soldagem dos fios para posterior conexão com o sistema de aquisição de dados. A checagem da resistência do extensômetro foi feita para verificar se estava de acordo com o valor indicado na embalagem e, após todo o processo, para verificar se não houve algum dano durante o processo de colagem e ligação. A FIGURA 54e demonstra as barras de GFRP instrumentadas e prontas para serem posicionadas nas formas bem como mostra um detalhe da instrumentação no momento da concretagem (FIGURA 54f).

FIGURA 54 – PREPARAÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO DAS BARRAS DE GFRP: A) LIXAMENTO DA BARRA; B) APLICAÇÃO DE UMA CAMADA DE SUPERBONDER; C) COLAGEM DO STRAIN GAUGE; D) APLICAÇÃO DE UMA CAMADA DE ARLDITE PARA PROTEÇÃO; E) BARRAS INSTRUMENTADAS; F) BARRAS POSICIONADAS DURANTE CONCRETAGEM



a)



b)



c)



d)



e)

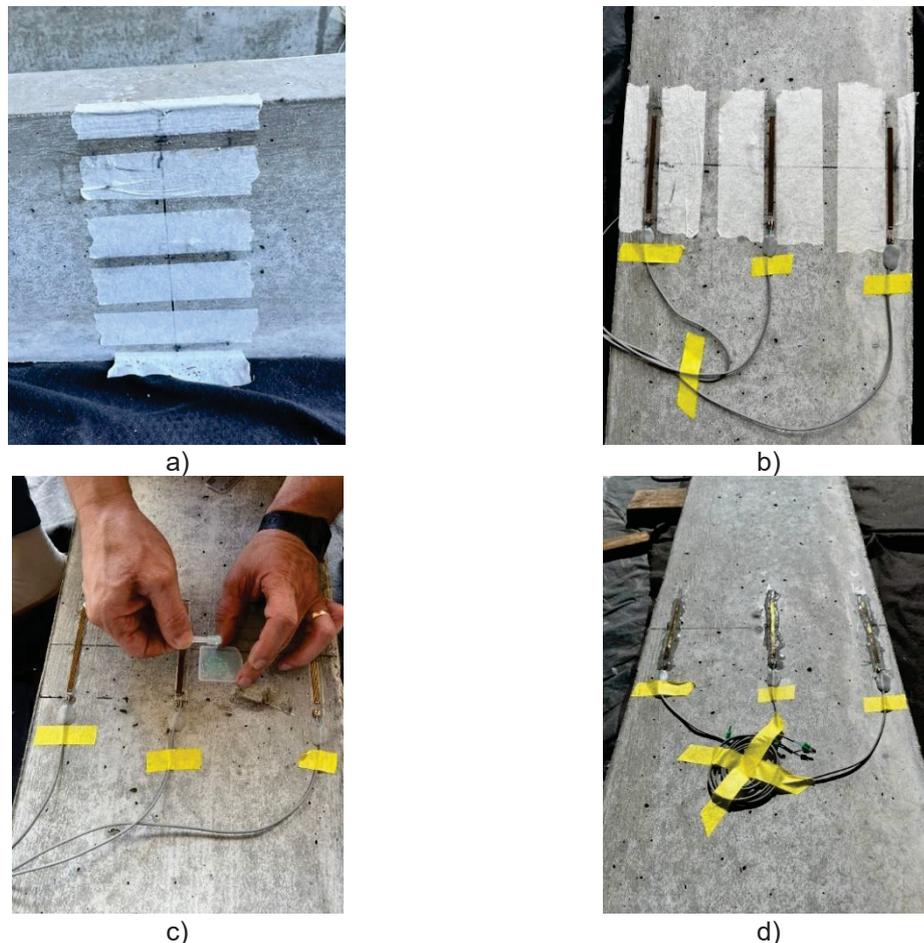


f)

FONTE: A autora (2024).

O procedimento para a colagem dos *strain gauges* na face da viga está representado na FIGURA 55, onde foram realizados os seguintes procedimentos: 1 – marcação do posicionamento para posterior lixamento da superfície de concreto para regularização (FIGURA 55a); 2 - aplicação de uma camada de *superbonder*; 3 - colagem do *strain gauge* com *superbonder* (FIGURA 55b); 4 – colocação de durepox para fixação da fiação na viga; 5 - aplicação de uma camada de araldite para proteção (FIGURA 55c). Para os *strain gauges* da face, foi realizada a soldagem dos fios anteriormente à colagem. Imagem final de como ficou a instrumentação da face é apresentado na FIGURA 55d. A checagem da resistência do extensômetro também foi feita para verificar se estava de acordo com o valor indicado na embalagem bem como após todo o processo para verificar se não houve algum dano durante o processo de colagem e ligação.

FIGURA 55 – PREPARAÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO DA FACE DA VIGA: A) LIXAMENTO DA SUPERFÍCIE E APLICAÇÃO DE UMA CAMADA DE SUPERBONDER; B) COLAGEM DO STRAIN GAUGE; C) APLICAÇÃO DE UMA CAMADA DE ARLDITE PARA PROTEÇÃO; D) INSTRUMENTAÇÃO FINALIZADA



FONTE: A autora (2024).

3.4.7 Digital Image Correlation (DIC)

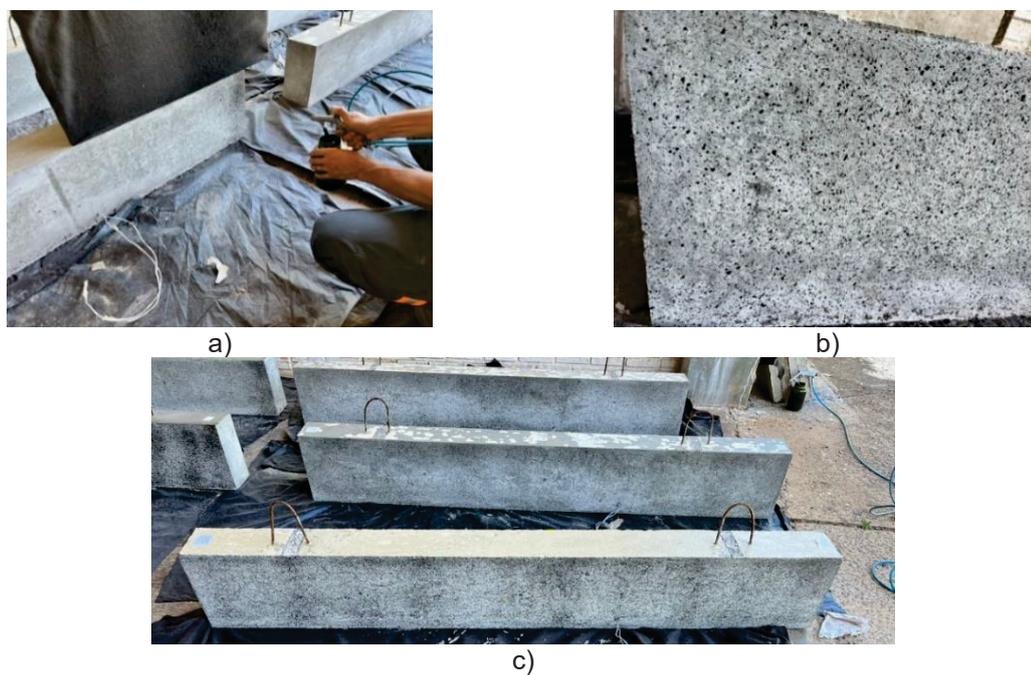
A técnica *Digital Image Correlation* (DIC) foi adotada para avaliar o padrão de fissuras, definir a largura e o deslizamento da fissura crítica das vigas sob carga de cisalhamento, considerando que é um método com acurácia para acompanhamento da fissuração do concreto, sendo possível detectar fissuras logo nos primeiros estágios (Mahal et al., 2015). Além disso, a DIC é uma ferramenta muito útil que permite verificar o processo de falha (Cavagnis; Fernández Ruiz; Muttoni, 2018). Para o registro das imagens, pode-se utilizar apenas uma câmera para medições na superfície, caso de análises no plano, ou mais câmeras, quando se deseja obter informações nas três dimensões.

Nesta pesquisa, a DIC consistiu no monitoramento das vigas ensaiadas através de filmagem com uma câmera Canon modelo DSLR EOS Rebel SL3 equipada com uma lente EF-S 40 mm com acionamento do disparador por meio do celular (conexão *bluetooth*) e qualidade full hd 1080p (1920x1080) a uma taxa de 30 frames por segundo. Entretanto, na análise das imagens foram utilizados 4 frames por segundo, retirados da filmagem em intervalos de tempo iguais. A utilização de todos os frames capturados seria inviável considerado o tempo de duração do ensaio e o tempo computacional correspondente.

Segundo Sutton, Orteu e Schreier (2009, *apud* Resende, 2020) a técnica de correlação de imagem digital consiste no registro e rastreamento de imagens da superfície de interesse, previamente preparada, de modo a ter um conjunto padrão de pontos (*speckles*) espaçados aleatoriamente. Para a preparação da superfície foi utilizada tinta esmalte preta aplicada com spray e ar comprimido (FIGURA 56a). A pintura final das vigas é representada em detalhe na FIGURA 56b e em uma vista geral na FIGURA 56c.

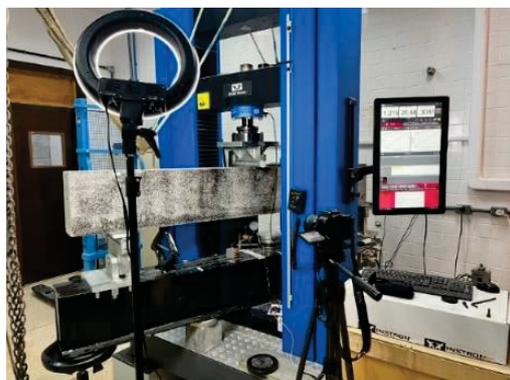
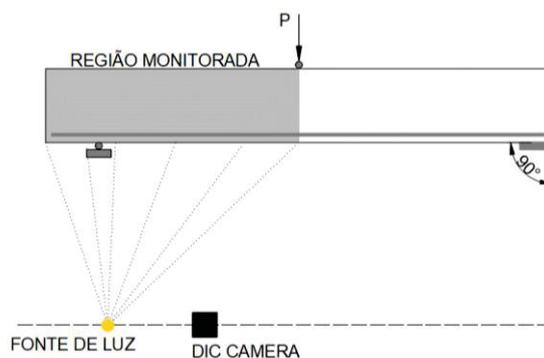
Para uma adequada aquisição de dados, deve-se ter boa exposição da superfície à luz difusa e posicionamento da câmera ortogonal a viga (Pan et al., 2013). Assim, na execução do ensaio, a região monitorada foi exposta a uma fonte de luz (FIGURA 57a) e com posicionamento da câmera como ilustrado na FIGURA 57b. Para calibração foi utilizada uma régua de papel fixada no elemento (FIGURA 57c).

FIGURA 56 – PREPARAÇÃO DA SUPERFÍCIE DAS VIGAS PARA ACOMPANHAMENTO DO ENSAIO POR IMAGEM: A) PINTURA DA FACE MONITORADA; B) DETALHE DA PINTURA FINAL; C) VIGAS PREPARADAS



FONTE: A autora (2024).

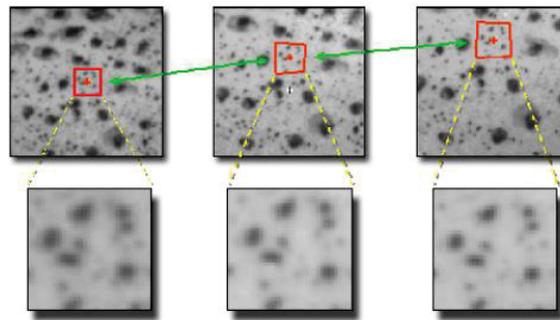
FIGURA 57 – DETALHE DO ACOMPANHAMENTO POR IMAGEM DURANTE O ENSAIO: A) DETALHE PARA A REGIÃO MONITORADA; B) VISTA GERAL, C) REGUA FIXADA PARA CALIBRAÇÃO



FONTE: A autora (2024).

A técnica consiste em analisar diferenças entre as imagens da superfície investigada, isto é, entre o início e demais configurações intermediárias durante o ensaio, onde pode ser observada diferentes posições de um ponto nas imagens capturadas. Sendo a imagem composta por um conjunto de *pixels*, é realizado o processo de correlação de subconjuntos de *pixels* (denominado *subsets*) entre a imagem de referência e as demais (FIGURA 58). O deslocamento resultante da média dos deslocamentos dos pixels que compõem um *subset* é expresso em seu centro, a partir do qual é aplicado um “passo” (*step*), definido pelo número de *pixels* deslocado do centro deste *subset* até o do próximo a ser investigado (Lecompte et al., 2006).

FIGURA 58 - PRINCÍPIO DA TÉCNICA DIC - QUADRILÁTEROS EM VERMELHO INDICAM SUBSETS



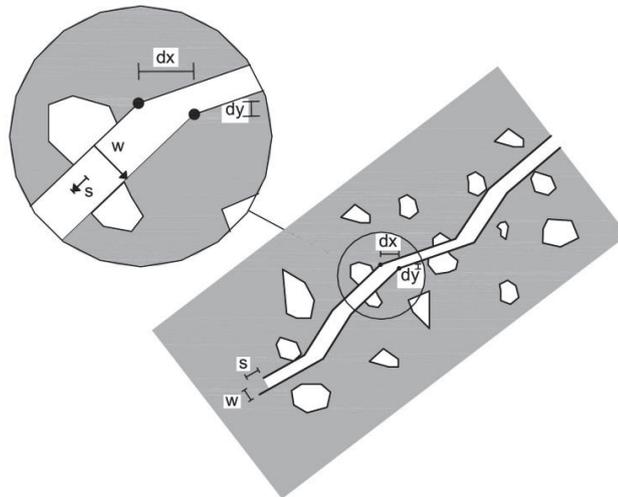
FONTE: Correlated Solutions, 2023.

Assim, alguns parâmetros requerem cuidados, devendo ser controlados e utilizados adequadamente para que se tenha maior confiança nos resultados. Dentre os principais, pode-se citar o tamanho dos *speckles*, o tamanho do subconjunto de *pixels* que serão correlacionados e o tamanho dos passos (*steps*) que o programa realizará a varredura dentro da área de interesse (Rodrigues, 2014). Segundo Pan et al (2008) a precisão da medição do DIC pode ser efetivamente melhorada utilizando maiores subconjunto de *pixels* concluindo que os erros diminuíram à medida que o tamanho do subconjunto aumentou. Desse modo, adotou-se nesta pesquisa o tamanho de subconjunto de (25×25) *pixels* com tamanho de passo de 7 *pixels*. Parâmetros similares aos adotados por Resende (2020); Lakavath, Joshi e Prakash (2019) e Gali e Subramaniam (2017). Alguns softwares disponíveis para o processamento das imagens são o VIC-2D/3D (Correlated Solutions, 2023) e o GOM Correlate (GOM, 2023). Neste estudo foi utilizado o software Gom Correlate® 2019.

Os movimentos de abertura, w , e de deslizamento, s , ao longo da fissura foram obtidos medindo o deslocamento vertical e horizontal da fissura e sua orientação (FIGURA 59). Assim, a metodologia aplicada, após o ensaio das vigas, foi a de definir segmentos retilíneos da fissura crítica com seus respectivos ângulos (θ) e com manipulações trigonométricas, os deslocamentos relativos de abertura de fissura (w) e deslizamento (s) dessas fissuras foram definidos conforme a Equação 3.14:

$$\begin{bmatrix} w \\ s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{sen}\theta & \text{cos}\theta \\ \text{cos}\theta & -\text{sen}\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_x \\ d_y \end{bmatrix} \quad 3.14$$

FIGURA 59 – ABERTURA w E DESLIZAMENTO DETERMINAÇÃO s DA FISSURA CRÍTICA



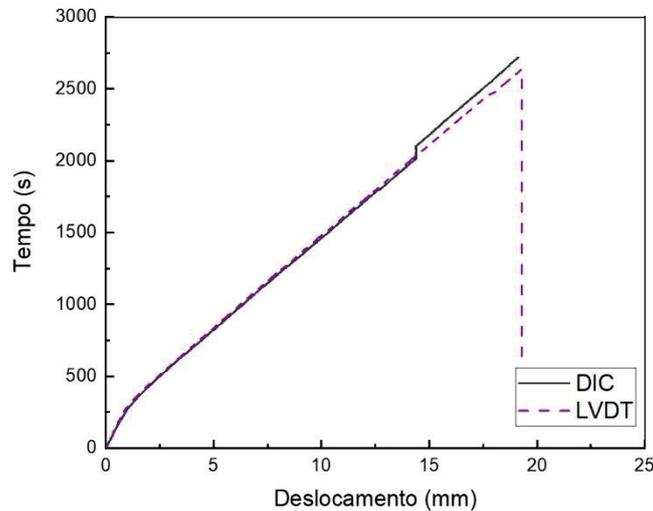
FONTE: Valença e Carmo (2020).

Para validação dos resultados extraídos do DIC, as leituras foram comparadas com os valores obtidos do LVDT posicionado no centro da viga. O comparativo do deslocamento correlação de imagem digital com os dados oriundos da prensa foi feito através da variável tempo. A FIGURA 60 exemplifica o resultado para a viga SFRC0,50-2. O salto observado nos dados do DIC se refere ao momento em que houve a necessidade de paralisar o ensaio e reposicionar o LVDT devido a sua limitação de deslocamento. A FIGURA 61 apresenta o comportamento carga x deslocamento entre os dois métodos (DIC e LVDT) para a mesma viga.

Observa-se uma boa correlação entre os dois métodos de medição de deslocamentos, demonstrando a confiabilidade dos dados a serem retirados do acompanhamento por DIC para determinação de abertura de fissuras e deslizamento.

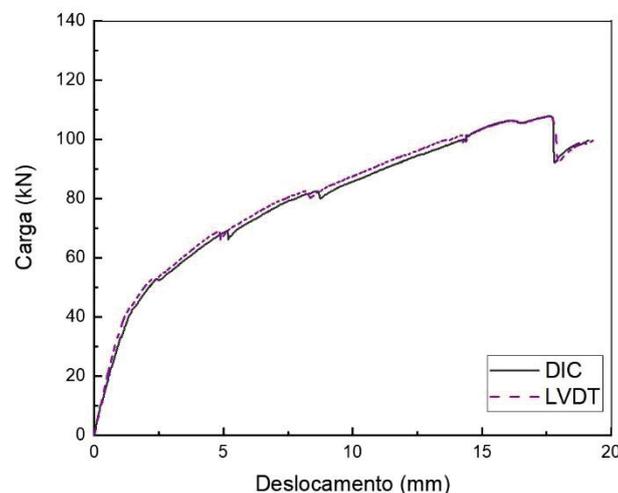
Ainda, outra metodologia para validar os resultados obtidos é aferir o erro médio absoluto. A técnica consiste no cálculo da média absoluta dos valores medidos para o deslocamento vertical (L_y) em dois takes sucessivos do vídeo. A média foi determinada a partir de todos os pontos de controle sendo um take do vídeo antes de se iniciar o ensaio, e o outro imediatamente posterior. Neste estudo, foi encontrado um erro absoluto médio de $2,04 \cdot 10^{-4}$ (CC0-1), $1,13 \cdot 10^{-3}$ (CC0-2), $9 \cdot 10^{-4}$ (SFRC0,50-1), $4,9 \cdot 10^{-4}$ (SFRC0,50-2), $1,68 \cdot 10^{-3}$ (SFRC0,75-2), $2,19 \cdot 10^{-3}$ (SFRC1,00-1) e $4,21 \cdot 10^{-4}$ (SFRC1,00-2).

FIGURA 60 – GRÁFICO TEMPO X DESLOCAMENTO RESULTANTE DO LVDT E DO DIC PARA A VIGA SFRC0,50-2



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 61 – GRÁFICO CARGA X DESLOCAMENTO RESULTANTE DO LVDT E DO DIC PARA A VIGA SFRC0,50-2



FONTE: A autora (2024).

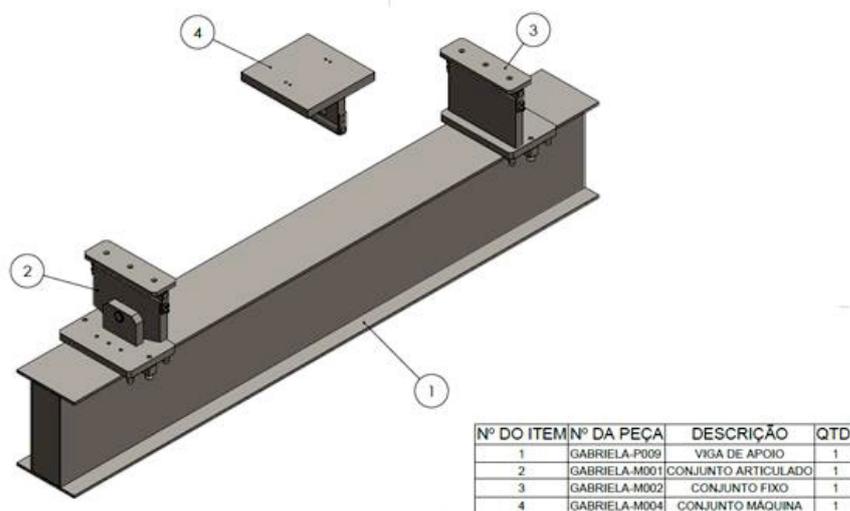
3.4.8 Ensaio das vigas

Todas as vigas foram simplesmente apoiadas e submetidas a carregamento estático de três pontos, com uma carga pontual aplicada no meio do vão, até a ruptura. Os ensaios foram feitos por controle de deslocamento do pistão, a uma taxa de 0,5 mm/min em uma prensa Instron, modelo EMIC 23-300 com capacidade de 300 kN.

Para viabilizar a realização do ensaio de uma viga de concreto com 2,05 metros de comprimento, foi necessário projetar e confeccionar uma viga metálica para colocação dos apoios. Desse modo, projetou-se uma viga metálica bem como três aparatos de inox, sendo um conjunto de apoio fixo, um conjunto de apoio móvel e um conjunto de aplicação da carga (FIGURA 62). A viga metálica foi confeccionada pela empresa Brafer Construções Metálicas / Perfiminas Indústria Metalúrgica e doada para a Universidade Federal do Paraná. Os conjuntos de apoio foram confeccionados pela Vector Usinagem. A viga metálica foi utilizada tanto para o ensaio das vigas europeias quanto das vigas finais (FIGURA 63).

As vigas foram ensaiadas aproximadamente após três meses da concretagem. Optou-se por esperar esse período, considerando que foi utilizado cimento de alta resistência inicial e que pequenas diferenças na idade do ensaio não seriam significativas. A TABELA 12 apresenta detalhes do ensaio das vigas incluindo o tempo de ensaio.

FIGURA 62 – PROJETO DA VIGA METÁLICA PARA COLOCAÇÃO DOS APOIOS



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 63 – POSICIONAMENTO DAS VIGAS NA PRENSA: A) VIGA EUROPEIA; B) VIGA



a)



b)

FONTE: A autora (2024).

TABELA 12 – IDADE E TEMPO DE ENSAIO DAS VIGAS

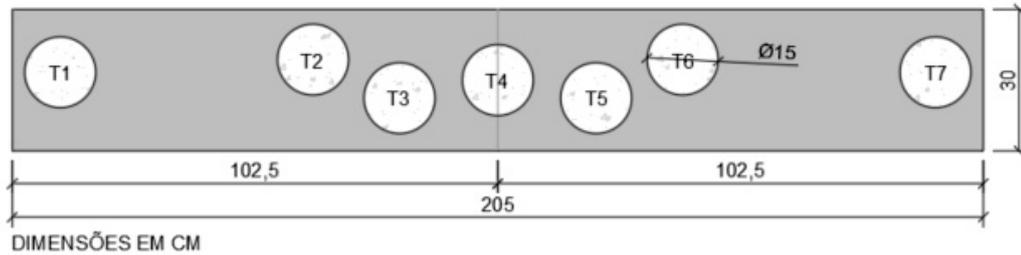
Viga	Idade ensaio (dias)	Tempo ensaio (min)
CC0-1	105	27
CC0-2	104	29
SFRC0,50-1	104	52
SFRC0,50-2	105	45
SFRC0,75-1	104	55
SFRC0,75-2	99	56
SFRC1,00-1	98	45
SFRC1,00-2	99	86

FONTE: A autora (2024).

3.4.9 Extração de testemunhos

Com o objetivo de avaliar a direção e consumo das fibras de aço ao longo do comprimento das vigas SFRC0,50, SFRC0,75 E SFRC1,00 bem como o concreto dessas vigas, procedeu-se à extração de sete testemunhos cilíndricos, com 15 cm de diâmetro. A FIGURA 64 exemplifica a localização dos testemunhos e a FIGURA 65 mostra os testemunhos após extração. Com os testemunhos realizou-se o ensaio indutivo.

FIGURA 64 – LOCALIZAÇÃO DOS TESTEMUNHOS COM DIÂMETRO 15 CM EXTRAÍDOS DAS VIGAS



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 65 – TESTEMUNHOS COM DIÂMETRO 15 CM EXTRAÍDOS DAS VIGAS



FONTE: A autora (2024).

E por fim, das vigas SFRC0,50-2 e SFRC1,00-2, testemunhos cilíndricos, com 5 cm de diâmetro foram extraídos (FIGURA 66) e analisados através de microtomografia para uma análise qualitativa do posicionamento das fibras na região da barra de GFRP. Considerando a limitação física do microtomógrafo para gerar as imagens, foi necessário realizar novo corte nos testemunhos de modo a resultar em amostras cúbicas de (2,5 x 2,5) cm. Assim, optou-se por cortar a amostra na região da barra de GFRP.

Para a microtomografia foi utilizado o equipamento Skyscan 1172 da Bruker. A técnica de microtomografia é capaz de produzir imagens de amostras em alta resolução e as etapas de análise no microtomógrafo foram: aquisição, reconstrução e tratamento dos dados.

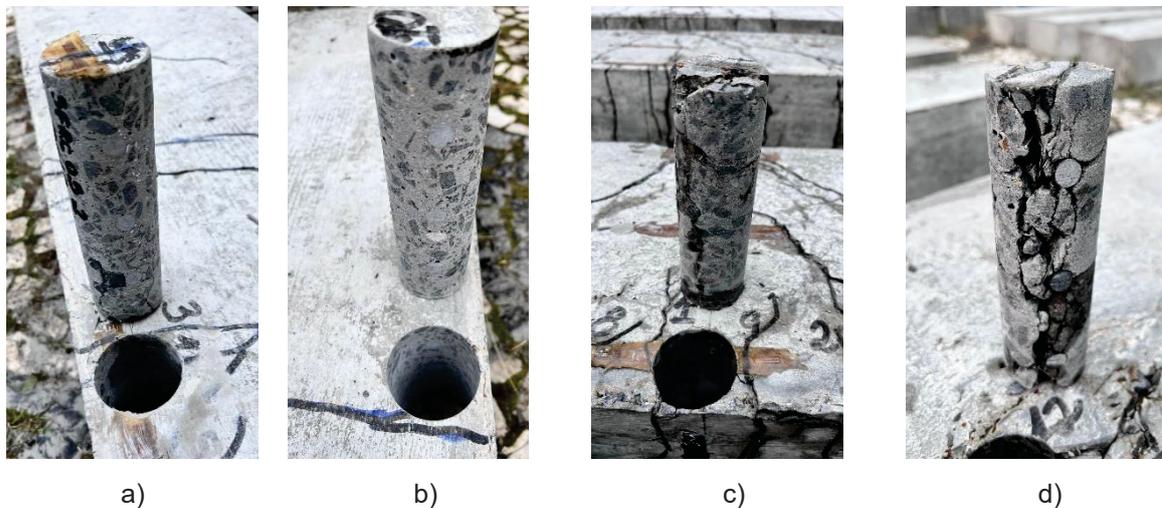
FIGURA 66 – LOCALIZAÇÃO DOS TESTEMUNHOS COM DIÂMETRO 5 CM EXTRAÍDOS DA VIGA SFRC1,00-2



FONTE: A autora (2024).

Na FIGURA 67 visualiza-se os testemunhos extraídos da viga SFRC1,00-2. Observa-se que esses testemunhos contavam com grande número de fissuração considerando a magnitude da carga alcançada no ensaio dessa viga.

FIGURA 67 – TESTEMUNHOS COM DIÂMETRO 5 CM EXTRAÍDOS DAS VIGAS: A) SFRC0,50-2 CENTRO; B) SFRC0,50-2 LADO DIREITO; C) SFRC1,00 – CENTRO; D) SFRC1,00-2 LADO DIREITO



FONTE: A autora (2024).

4 CARACTERIZAÇÃO DAS BARRAS DE GFRP E DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO

4.1 BARRAS DE GFRP

A seguir apresentam-se os resultados da caracterização das barras de GFRP no que se refere a determinação do diâmetro efetivo, da resistência à tração, do módulo de elasticidade e da deformação.

4.1.1 Diâmetro efetivo

A TABELA 13 apresenta os resultados para o ensaio de diâmetro efetivo. Analisando os resultados observa-se que o diâmetro efetivo médio das barras é de 10,51 mm, com desvio padrão de 0,10 – que comercialmente corresponde a barras com diâmetro nominal de 10 mm.

TABELA 13 – DIÂMETRO EFETIVO DAS BARRAS DE GFRP UTILIZADAS NA PESQUISA

CPs	m _{1seca} (mg)	m _{2água} (mg)	l ₁ (mm)	l ₂ (mm)	l ₃ (mm)	l _{médio} (mm)	diam (mm)	Área efetiva (mm ²)
1	21539	11100	119,7	119,6	119,7	119,67	10,54	87,2
2	21565	11200	119,9	119,8	119,8	119,83	10,50	86,5
3	21193	10800	118,2	118,2	118,1	118,17	10,58	88,0
4	20142	10200	119	119,1	119,1	119,07	10,31	83,5
5	21735	11200	121,6	121,5	121,5	121,53	10,51	86,7
6	21872	11300	112,3	122,4	122,3	119,00	10,64	88,8
7	21130	10900	118,3	118,3	118,2	118,27	10,50	86,5
Média							10,51	86,74
SD							0,10	1,67
CV (%)							0,97	1,93

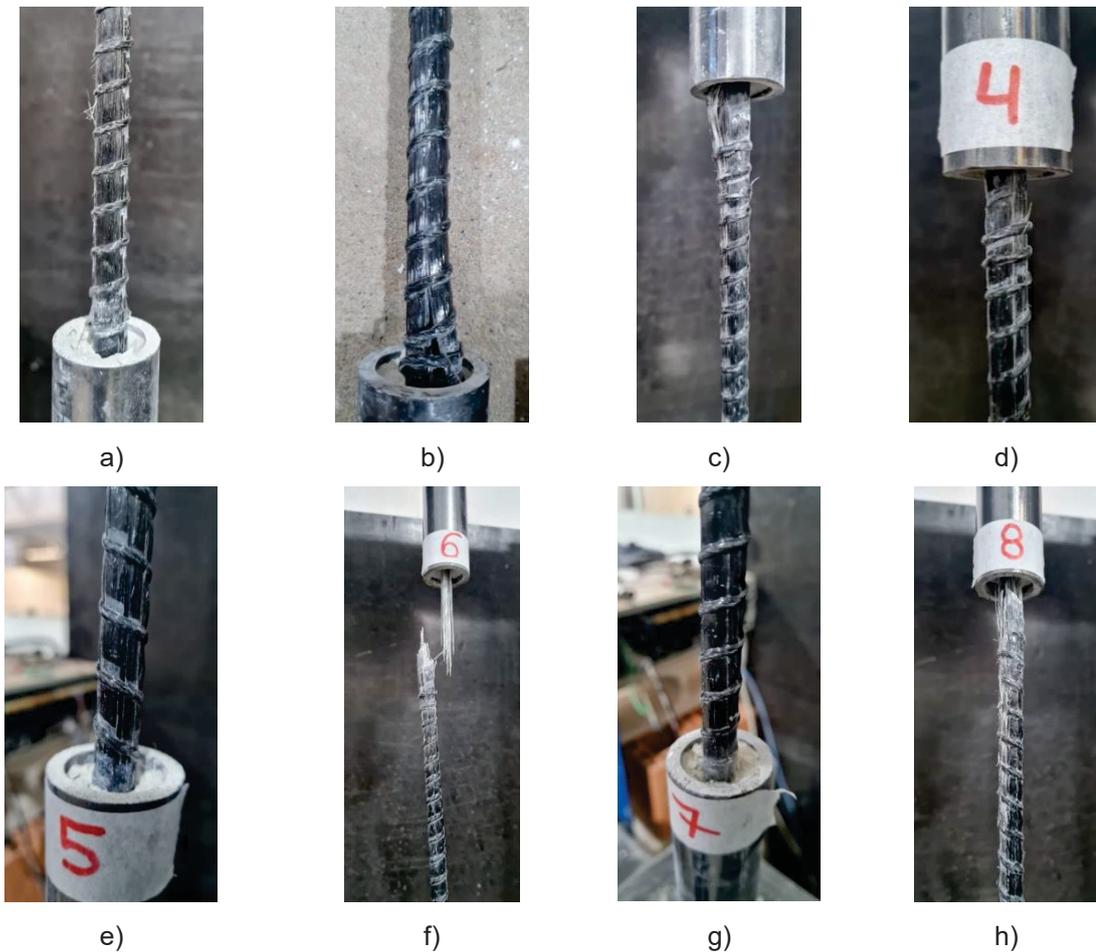
FONTE: A autora (2024).

4.1.2 Resistência à tração e módulo de elasticidade

Após a realização dos ensaios foi possível verificar, para cada corpo de prova, qual a força máxima resistida e conseqüentemente a resistência à tração, a

deformação específica e o módulo de elasticidade. Todas as barras foram ensaiadas até a falha, conforme ilustrado na FIGURA 68.

FIGURA 68 – FALHA DAS BARRAS DE GFRP NO ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE: A) CP1, B) CP2, C) CP3, D) CP4, E) CP5, F) CP6, G) CP7 E H) CP8



FONTE: A autora (2024).

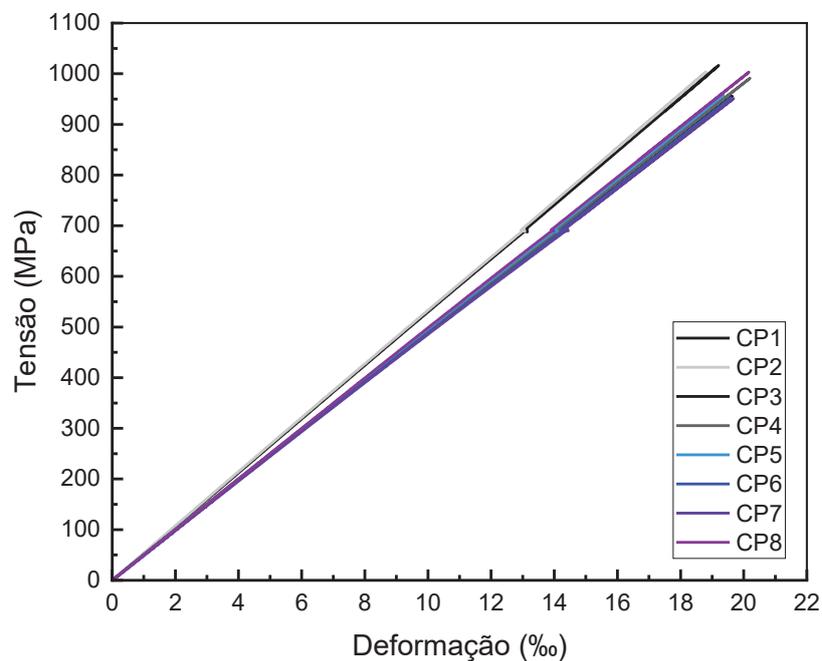
A TABELA 14 apresenta os dados para cada corpo de prova e a FIGURA 69 demonstra o gráfico tensão x deformação. Na FIGURA 69 observa-se o comportamento elástico linear das barras de GFRP. O pequeno salto observado no gráfico se refere ao momento da retirada do extensômetro (a retirada foi necessária para evitar possíveis danos no extensômetro na ruptura da barra). Entretanto, não há comprometimento no cálculo do módulo de elasticidade da barra que depende da deformação da barra em 3‰ e 10‰, deformações na qual o *clip-gauge* ainda estava na barra. Verifica-se que os valores obtidos de resistência à tração e módulo de elasticidade são compatíveis com barras de GFRP.

TABELA 14 – RESISTÊNCIA À TRAÇÃO, MÓDULO DE ELASTICIDADE E DEFORMAÇÃO DAS BARRAS GFRP UTILIZADAS NA PESQUISA

CPs	P_{max} (kN)	A_{ef} (mm ²)	f_r (MPa)	P_1 (kN)	P_2 (kN)	E_f (MPa)	ϵ_{max} (‰)
1	88,12	86,74	1015,91	13,78	4,57	53058,58	18,82
2	87,03		1003,30	13,96	4,64	53736,18	18,76
3	82,83		954,92	13,03	4,37	49926,56	19,63
4	85,94		990,11	13,09	4,41	50029,52	20,20
5	83,07		957,66	12,94	4,29	49891,66	19,36
6	82,55		951,64	12,82	4,25	49425,21	16,60
7	82,47		950,73	12,75	4,24	49051,62	19,68
8	86,98		1002,73	13,00	4,32	50075,76	20,16
Média	-	-	978,38	-	-	50649,39	19,53
s	-	-	27,31	-	-	1740,03	0,53
CV (%)	-	-	2,79	-	-	3,44	2,74

FONTE: A autora (2024).

FIGURA 69 – GRÁFICO TENSÃO X DEFORMAÇÃO BARRAS GFRP



FONTE: A autora (2024).

4.2 CONCRETO

4.2.1 Propriedades no estado fresco

A concretagem dos elementos foi realizada em dois dias e em cada dia, em duas betonadas, considerando a limitação da capacidade da betoneira em relação ao volume total de concreto necessário. A TABELA 15 apresenta os valores obtidos de propriedades no estado fresco. De acordo com a NBR 8953 (ABNT, 2015), todas as misturas de concreto atingiram a maior classe de abatimento, ou seja, abatimento ≥ 220 mm e segundo essa normativa o *slump test* é aplicável a concretos para faixas de classe de abatimento de S10 a S220. Observa-se que, para os concretos SFRC0,50 e SFRC0,75, os valores de abatimento ultrapassaram o limite estabelecido.

TABELA 15 – PROPRIEDADES DO CONCRETO NO ESTADO FRESCO: ABATIMENTO, ESPALHAMENTO E VISCOSIDADE

Concreto	Elementos concretados	Abatimento (mm)	Espalhamento (mm)	t ₅₀₀ (s)
CC0	Vigas e CPs	263*	589	8
	Vigas europeias	260*	601	7
SFRC0,50	Vigas e CPs	260*	679	12
	Vigas europeias	258*	618	14
SFRC0,75	Vigas e CPs	235*	660	12
	Vigas europeias	235*	590	19
SFRC1,00	Vigas e CPs	223	581	17
	Vigas europeias	220	495	-

t₅₀₀: intervalo de tempo, em segundos, entre o início e o final do escoamento do concreto, a partir do diâmetro do molde (200 mm) até a marca circular de diâmetro 500 mm da placa de base

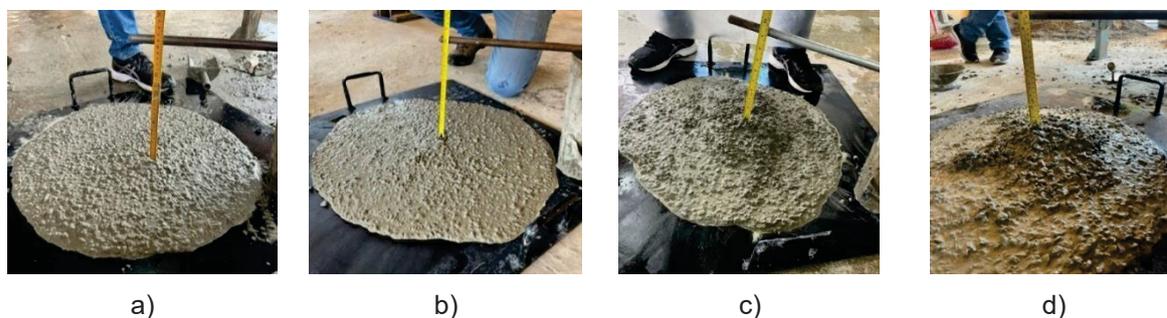
** valores de abatimento (*slump*) que ultrapassaram o limite normativo (NBR 8953, ABNT 2015)

FONTE: A autora (2024).

Em relação aos resultados do espalhamento (*slump flow*), a classe de espalhamento para a maior parte dos traços foi a SF1 (550 a 650 mm) segundo a NBR 15823-1 (ABNT, 2017), com exceção do concreto SFRC0,50 e SFRC0,75 – vigas e CPs que foi classificado como SF2 (660 a 750 mm) e do concreto SFRC1,00 – vigas europeias, que tiveram espalhamento abaixo do valor mínimo de 550 mm e não atingiram o diâmetro de 500 mm.

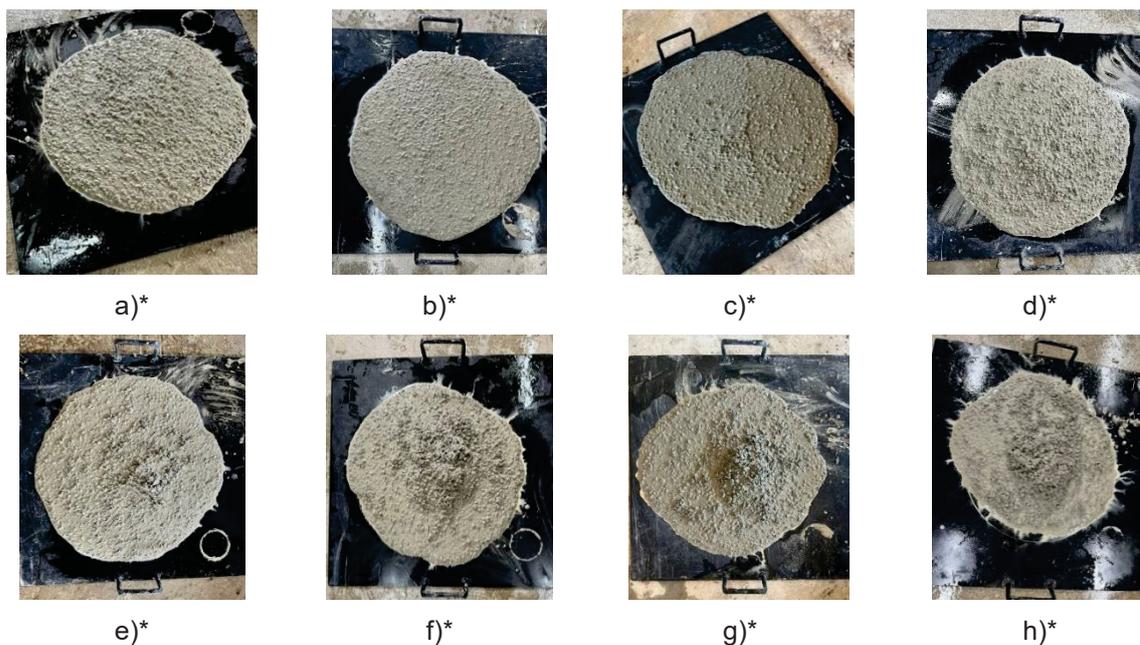
Quanto a classe de viscosidade aparente (t_{500}), todos os concretos são classificados como VS2, pois apresentam tempo superior a 2 segundos. Outra observação foi em relação ao acréscimo do intervalo de tempo (t_{500}) entre o mesmo tipo de concreto, mas com moldagens em dias distintos. Os concretos das vigas europeias foram feitos em dia subsequente ao concreto das vigas e dos CPs e resultaram em maiores valores de t_{500} . Além disso, destaca-se que o local de concretagem não foi o mesmo. A FIGURA 70 e FIGURA 71 demonstram o abatimento e o espalhamento dos concretos, respectivamente.

FIGURA 70 – ABATIMENTO DOS CONCRETOS: A) CC0, B) SFRC0,50, C) SFRC0,75, D) SFRC1,00



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 71 – ESPALHAMENTO DOS CONCRETO: A) CC0 - VIGAS E CPS; B) CC0 - VIGAS EUROPEIAS, C) SFRC0,50 - VIGAS E CPS; D) SFRC0,50 - VIGAS EUROPEIAS; E) SFRC0,75 - VIGAS E CPS; F) SFRC0,75 - VIGAS EUROPEIAS, G) SFRC1,00 - VIGAS E CPS; H) SFRC1,00 - VIGAS EUROPEIAS



*chapa metálica molhada

FONTE: A autora (2024).

Em observação visual verifica-se que os concretos apresentaram leve exsudação, especialmente o SFRC1,00, mas em nenhum traço houve segregação do concreto. Com o acréscimo do volume de fibras, conforme esperado, ocorre a redução da trabalhabilidade do concreto, com redução do abatimento. Entretanto, observa-se que foi possível manter uma boa trabalhabilidade para todos os traços, inclusive para o concreto com volume de 1,0% de fibras. Quanto ao espalhamento, verifica-se uma configuração mais próxima do círculo para o concreto sem fibras, enquanto para os demais concretos - com o aumento do volume de fibras - essa configuração não foi observada.

4.2.2 Propriedades no estado endurecido

Diversas propriedades do concreto no estado endurecido serão apresentadas neste item: resistência à compressão e módulo de elasticidade, resistência à tração por compressão diametral, resistência à tração na flexão (NBR 16940) e quantidade de fibras e resistência à tração através do ensaio Montevideu.

a) Resistência à compressão e módulo de elasticidade

Os valores obtidos de resistência à compressão e módulo de elasticidade dos concretos para todos os corpos de prova, aos 28 dias e quando do ensaio das vigas (aproximadamente 100 dias), são apresentados no Apêndice A.

A TABELA 16 apresenta o resumo das resistências à compressão e do módulo de elasticidade dos concretos com o desvio padrão e coeficiente de variação. Para avaliar a influência da incorporação de fibras na resistência à compressão, no módulo de elasticidade bem como avaliar o acréscimo de resistência entre as datas, realizou-se uma análise de variância pelo método ANOVA com comparação pelo método de Tukey, considerando um nível de significância de 5%.

Como apresentado no item de metodologia, para identificação e tratamento de resultados discrepantes, aplicou-se o tratamento estatístico a partir do ensaio de Grubbs, resultando na eliminação de um resultado de resistência obtido aos 28 dias, para o SFRC1,00. Observa-se ainda que o concreto SFRC0,75 foi o que apresentou maiores desvios padrão, seguido do concreto CC0.

TABELA 16 – RESUMO DAS RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE DOS CONCRETOS

Concreto	f_c (MPa)						E_c (GPa)			
	$f_{c,28}$ dias	SD	CV (%)	$f_{c,100}$ dias	SD	CV (%)	$f_{c,100}/f_{c,28}$ (%)	$E_{c,28}$ dias	SD	CV (%)
CC0	56,80	4,76	8,37	73,15	6,39	8,73	28,8	47,79	1,69	3,54
SFRC0,50	58,39	2,25	3,92	75,66	2,62	3,46	29,6	46,80	1,82	3,90
SFRC0,75	51,22	4,79	9,35	70,17	7,06	10,06	37,0	47,18	3,17	6,72
SFRC1,00	59,75	0,91	1,52	71,59	3,57	4,99	19,8	52,86	0,72	1,36

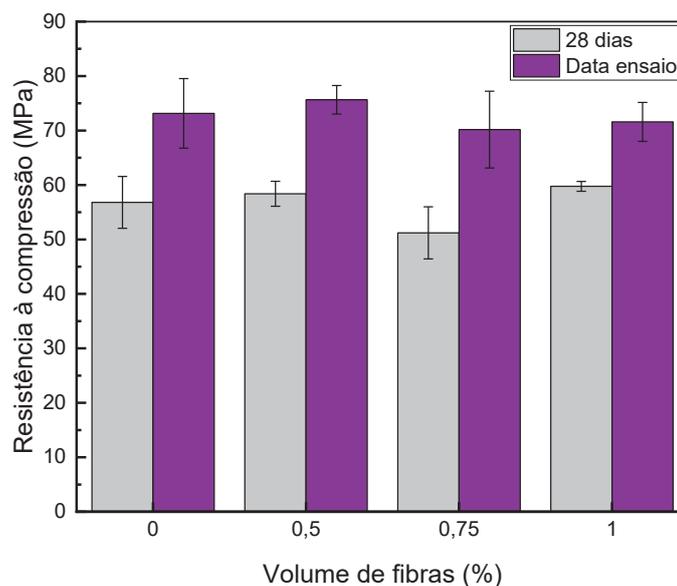
$f_{c,28}$: Resistência à compressão aos 28 dias; $f_{c,100}$: Resistência à compressão aproximadamente aos 100 dias (data de ensaio das vigas); $E_{c,28}$: módulo de elasticidade aos 28 dias

FONTE: A autora (2024).

Em análise à TABELA 16, verifica-se que as resistências médias à compressão para todas os concretos variaram de 51 MPa a 60 MPa aos 28 dias e de 70 MPa a 75 MPa na data de ensaio das vigas. Avaliando a influência da incorporação de fibras de aço na resistência à compressão, percebe-se que, aos 28 dias, houve diferença significativa nas resistências dos concretos CC0, SFRC0,50, SFRC-0,75 e SFRC1,00, sendo o SFRC0,75 que apresentou valores significativamente diferentes. Porém, aos 100 dias, a análise de variância indicou que não houve diferenças significativas nas resistências dos concretos. Observou-se que a diferença de resistência apresentada pelo concreto SFRC0,75 aos 28 dias foi “compensada” ao longo do tempo, e a incorporação de fibras não resultou em aumento da resistência à compressão. Além disso, o concreto SFRC0,75 apresentou os maiores desvios padrão para ambas as idades, seguido pelo SFRC0,50. A FIGURA 72 apresenta um gráfico da resistência a compressão x volume de fibras onde é possível observar as diferenças entre as resistências tanto por idade quanto por volume de fibras, bem como o desvio padrão.

Após análise de variância do valor obtido para $f_{c,28}$ e $f_{c,100}$, para todos os concretos, verifica-se que os resultados são diferentes entre si, demonstrando acréscimo significativo de resistência à compressão do concreto nesse período, mesmo sendo adotado cimento CPV-ARI com alta resistência inicial. O maior aumento de resistência neste período foi observado no concreto SFRC0,75, na ordem de 37% na resistência média do concreto, enquanto o menor aumento foi de 19,8% para o concreto SFRC1,00.

FIGURA 72 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X VOLUME DE FIBRAS



FONTE: A autora (2024).

Quanto aos módulos de elasticidade do concreto, o teste de Tukey indicou que houve diferença estatisticamente significativa (p -valor de 0,004) no módulo de elasticidade entre o SFRC1,00 e os outros concretos (CC0, SFRC0,50 e SFRC0,75). Isto sugere que a presença de maior volume de fibras de aço (1,0%) influenciou o módulo de elasticidade, levando a uma resposta diferente em comparação aos concretos com menores volumes de fibras e o concreto sem fibras.

Na literatura, alguns pesquisadores relatam que a adição de fibras não afeta o módulo de elasticidade e a resistência à compressão do concreto (Mudadu et al., 2018; Tsioulou; Lampropoulos; Paschalis, 2017; Yoo; Yoon; Banthia, 2015; Le Hoang; Fehling, 2017), outros observam redução do módulo de elasticidade com o aumento da resistência à compressão (Suksawang; Wtaife; Alsabbagh, 2018), e alguns observam um aumento no módulo de elasticidade com um aumento no teor de fibra (Gul; Bashir; Naqash, 2014), como ocorreu neste estudo. Outras investigações verificaram um aumento na resistência à compressão como resultado da incorporação de fibras (Mohammadi et al., 2009; Wu et al., 2016; Pourbaba et al., 2018; Wang; Gao, 2016). No entanto, aumentar o teor de fibra pode ter um efeito prejudicial na resistência à compressão em volumes de fibra muito elevados (Meng; Khayat, 2018; Liao et al., 2020) porque uma quantidade excessiva de fibras também pode ocasionar o aumento de vazios e microfissuras na matriz do concreto, tornando o concreto mais frágil (Liao et al., 2020).

b) Resistência à tração por compressão diametral

Os valores obtidos de resistência à tração por compressão diametral para todos os corpos de prova do concreto sem fibras (CC0) são apresentados no Apêndice A. A TABELA 17 apresenta um resumo das resistências à tração por compressão diametral do CC0.

TABELA 17 – RESUMO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL DO CONCRETO

Concreto	$f_{ct,28}$ dias (MPa)	SD	CV (%)	$f_{ct,100}$ (MPa)	SD	CV (%)	$f_{ct,100}/f_{ct,28}$ (%)
CC0	5,52	0,78	14,22	6,23	0,77	12,31	8,2

FONTE: A autora (2024).

Analisando a TABELA 17, nota-se um acréscimo de 8,2% na resistência à tração no período analisado. Em uma análise de variância, verifica-se que os valores obtidos nas duas idades não são significativamente diferentes (*p-value* 0,194). Destaca-se ainda que, para o concreto sem fibras, o aumento da resistência à tração foi bem menor que o observado para a resistência à compressão, que contou com um acréscimo de 28,8%.

c) Resistência à tração residual a partir do teste de flexão de três pontos (NBR 16940)

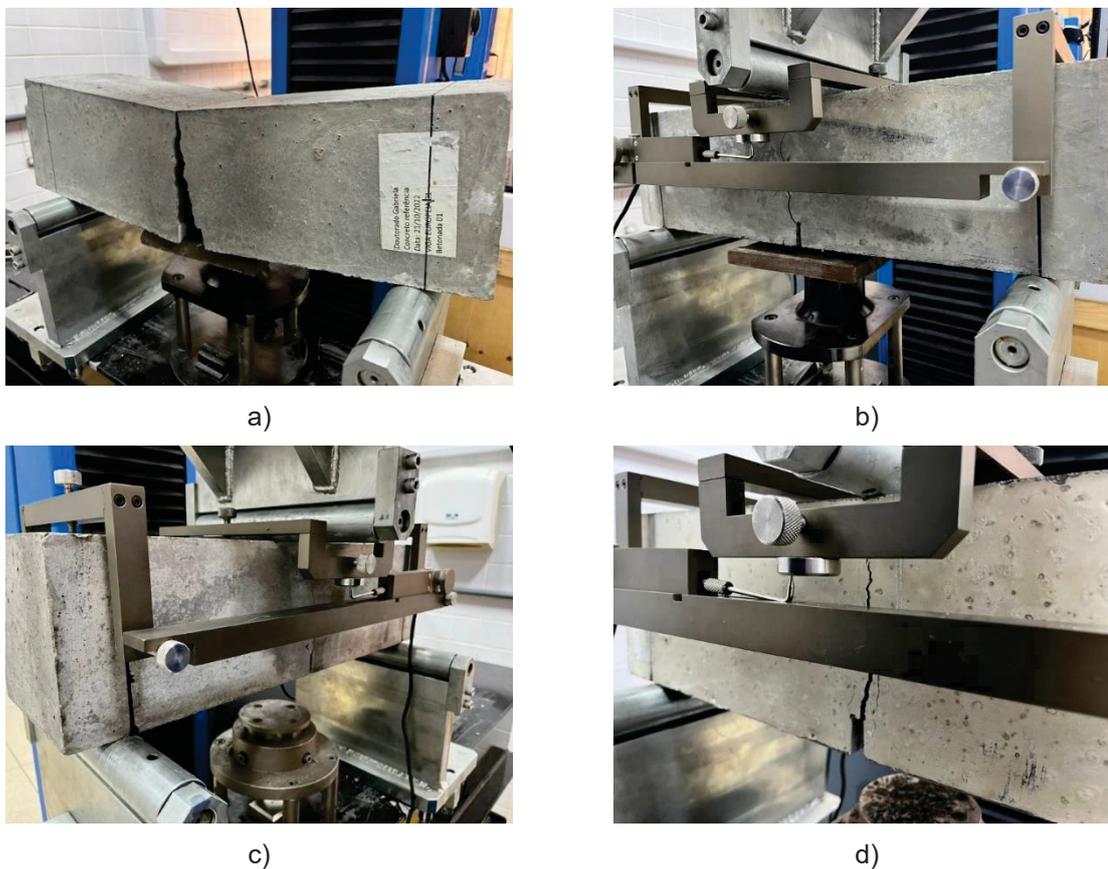
Os seis corpos de prova das vigas europeia foram ensaiados aos 28 dias (FIGURA 73) para determinação da resistência à tração residual.

Em análise ao comportamento das vigas após o ensaio, verifica-se que as vigas sem fibras (CC0) apresentaram uma ruptura frágil e repentina (FIGURA 73a), diferentemente das vigas com concreto com fibras, que apresentaram uma falha mais dúctil com abertura gradual da fissura sobre o entalhe e podendo se observar o efeito de ponte das fibras (FIGURA 73b, FIGURA 73c e FIGURA 73d). A viga com maior volume de fibras, isto é, com 1,0%, foi a que apresentou maiores aberturas de fissuras (FIGURA 73d).

Os gráficos Carga x CMOD, obtidos após os ensaios, estão representados separadamente por volume de fibras na FIGURA 74. Um único gráfico, com todos os resultados, está apresentado na FIGURA 75, onde as curvas médias são exibidas em

negrito. Deve-se observar que, nos testes das vigas CC0, a interrupção foi realizada manualmente após a identificação da carga máxima.

FIGURA 73 – CORPOS DE PROVA DAS VIGAS EUROPEIAS APÓS ENSAIO: A) CC0; B) SFRC0,50; C) SFRC0,75; D) SFRC1,00



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 74 – GRÁFICO CARGA X CMOD: A) CC0; B) SFRC0,50; C) SFRC0,75; D) SFRC1,00

(continua)

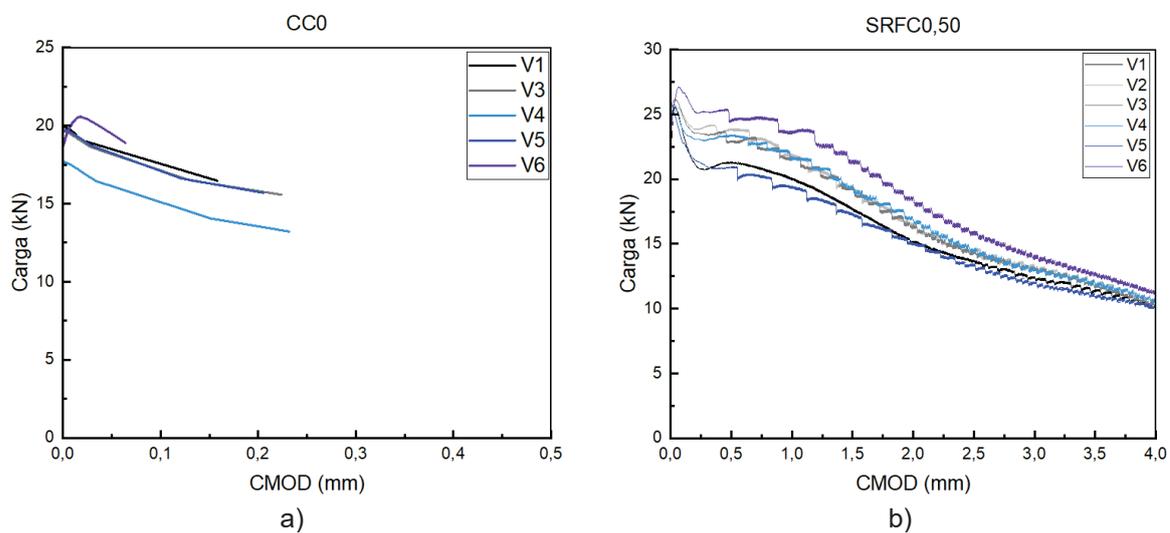
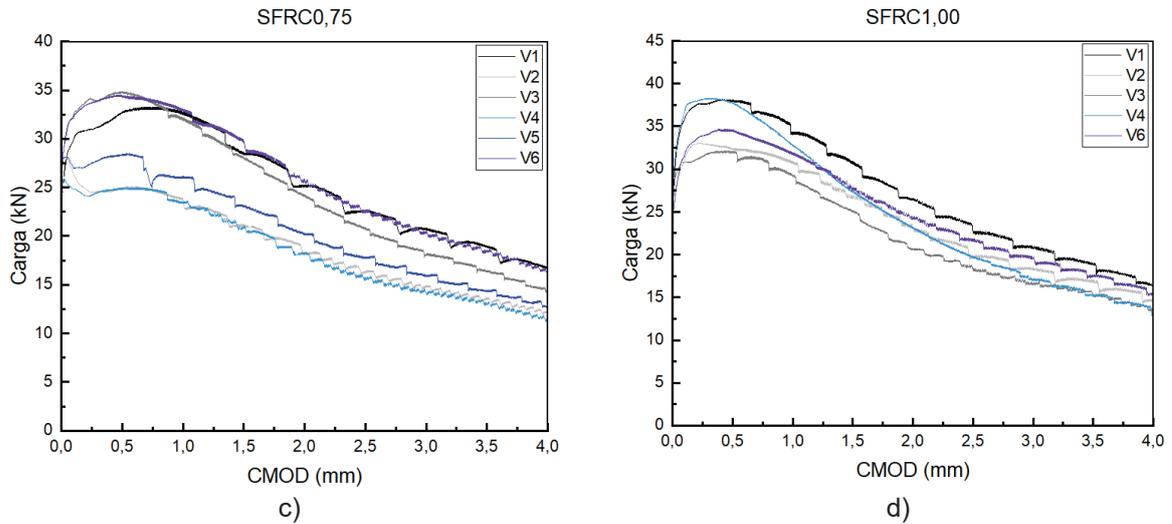


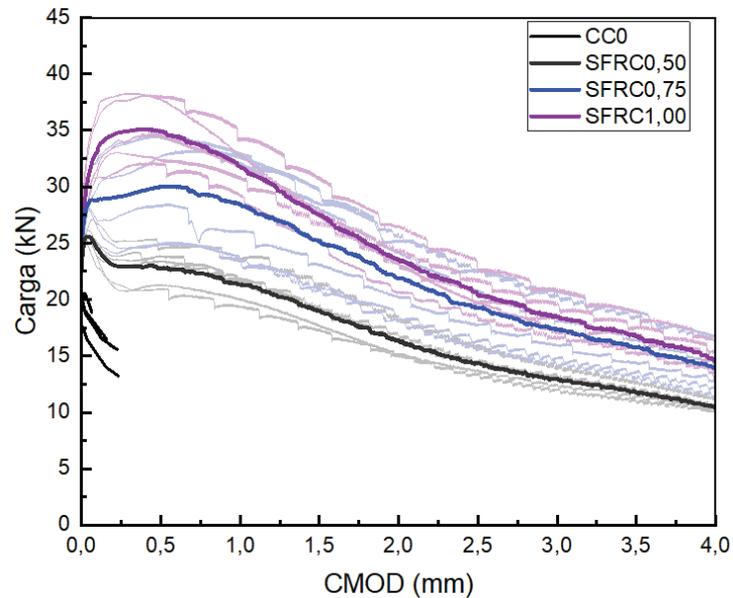
FIGURA 74 – GRÁFICO CARGA X CMOD: A) CC0; B) SFRC0,50; C) SFRC0,75; D) SFRC1,00

(conclusão)



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 75 – GRÁFICO CARGA X CMOD DE TODOS OS CONCRETOS



FONTE: A autora (2024).

Observando a FIGURA 74 e a FIGURA 75, verifica-se que todas as curvas exibem comportamento “softening” e que a resistência residual aumentou com o volume de fibras. A TABELA 18 apresenta os valores médios de resistência à flexão (f_L) e resistências residuais (f_{R1} , f_{R2} , f_{R3} e f_{R4}), que foram determinados nos valores de CMOD de 0,5 mm, 1,5 mm, 2,5 mm e 3,5 mm, respectivamente. Além disso, inclui o desvio padrão (SD) e o coeficiente de variação (CV) para esses parâmetros. Todos

os resultados que foram utilizados para determinar os valores médios estão apresentados no Apêndice A.

TABELA 18 – RESUMO DAS RESISTÊNCIAS RESIDUAIS À TRAÇÃO NA FLEXÃO

Concreto		f_L (MPa)	$f_{R,1}$ (MPa)	$f_{R,2}$ (MPa)	$f_{R,3}$ (MPa)	$f_{R,4}$ (MPa)	$f_{R,3}/f_{R,1}$	$f_{R,1}/f_L$	$f_{R,3}/f_L$
CC0	Média	5,70	-	-	-	-			
	SD	0,23	-	-	-	-			
	CV (%)	4,09	-	-	-	-			
SFRC0,50	Média	7,6	6,7	5,6	4,2	3,4	0,63	0,88	0,56
	SD	0,18	0,40	0,42	0,25	0,17	0,02	0,04	0,02
	CV (%)	2,45	6,07	7,52	5,86	4,94	2,43	4,76	3,78
SFRC0,75	Média	9,0	8,7	7,3	5,6	4,6	0,64	0,97	0,62
	SD	1,11	1,33	1,80	0,93	0,76	0,03	0,04	0,04
	CV (%)	12,39	15,25	16,12	16,60	16,55	5,22	4,35	6,10
SFRC1,00	Média	10,00	9,9	7,8	5,8	4,8	0,58	0,99	0,58
	SD	0,70	0,73	0,65	0,56	0,53	0,04	0,01	0,04
	CV (%)	7,02	7,32	8,26	9,70	11,04	6,87	0,92	6,96

FONTE: A autora (2024).

Em análise a TABELA 18, verifica-se que para todos os concretos o valor do coeficiente de variação não foi superior a 25% atendendo as recomendações da NBR 16940 (ABNT, 2021).

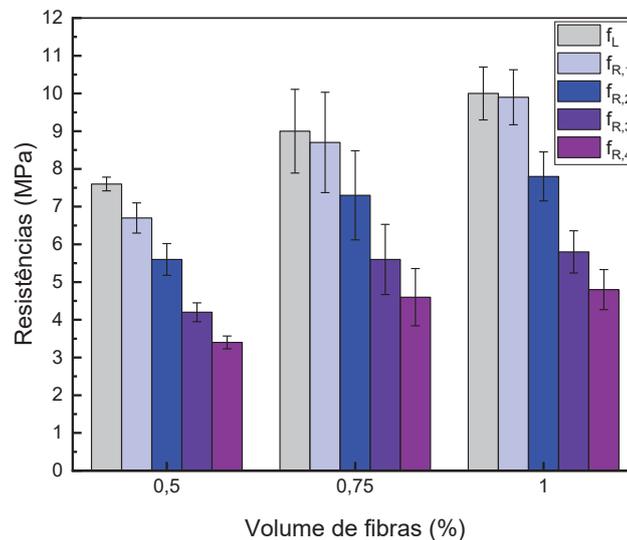
Segundo o Model Code (FIB, 2010) todos os concretos com fibras são classe “a” ($0,5 \leq f_{R,3}/f_{R,1} \leq 0,7$) e apresentaram relações $f_{R,1}/f_L > 0,4$ e $f_{R,3}/f_L > 0,5$, o que significa que a fibra pode substituir a armadura transversal no estado limite último.

Analisando os valores médios com o teste de Tukey, observou-se que, para todas as variáveis, houve diferença estatisticamente significativa entre o SFRC0,50 e os outros concretos quanto à resistência à flexão e resistências residuais. Sabe-se que a magnitude da resistência residual do SFRC depende das propriedades da matriz do concreto (entretanto verifica-se que não houve diferença significativa na resistência à compressão entre os concretos), das fibras de aço aplicadas (adotou-se o mesmo tipo para todos os concretos) e o teor de fibra. Geralmente, a resistência residual aumenta com o teor de fibra, alinhando-se com a literatura (Meda; Minelli; Plizzari, 2012; Abed; Sabbagh, 2022b; Lee, 2017; Li et al., 2018; Rizzuti; Bencardino, 2014; Abbas; Soliman; Nehdi, 2015; Resende; Cardoso, 2023). Porém, apesar deste aumento, os valores de carga para um CMOD de 1,5 mm foram bastante semelhantes

entre os concretos SFRC0,75 e SFRC1,00. Isto sugere que, além de um certo limite, o aumento do volume das fibras pode não garantir um aumento correspondente na resistência residual da amostra. A FIGURA 76 exemplifica o comportamento das resistências residuais x volume de fibras.

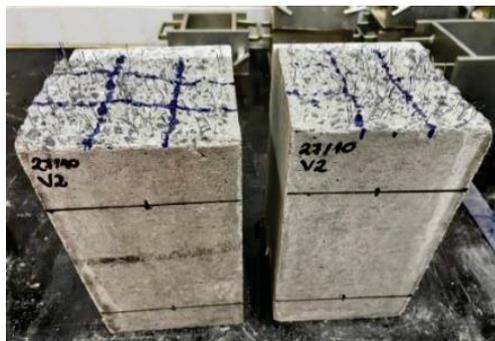
Complementando a análise, após o ensaio de resistência à tração na flexão, dividiu-se os corpos de prova na região do entalhe e realizou-se a contagem das fibras em cada lado. Foram definidos quadrantes como representado na FIGURA 77 e, desse modo, foi possível verificar a quantidade total de fibras bem como a distribuição das fibras internamente.

FIGURA 76 – GRÁFICO RESISTÊNCIAS RESIDUAIS SFRC X VOLUME DE FIBRAS



FONTE: A autora (2024).

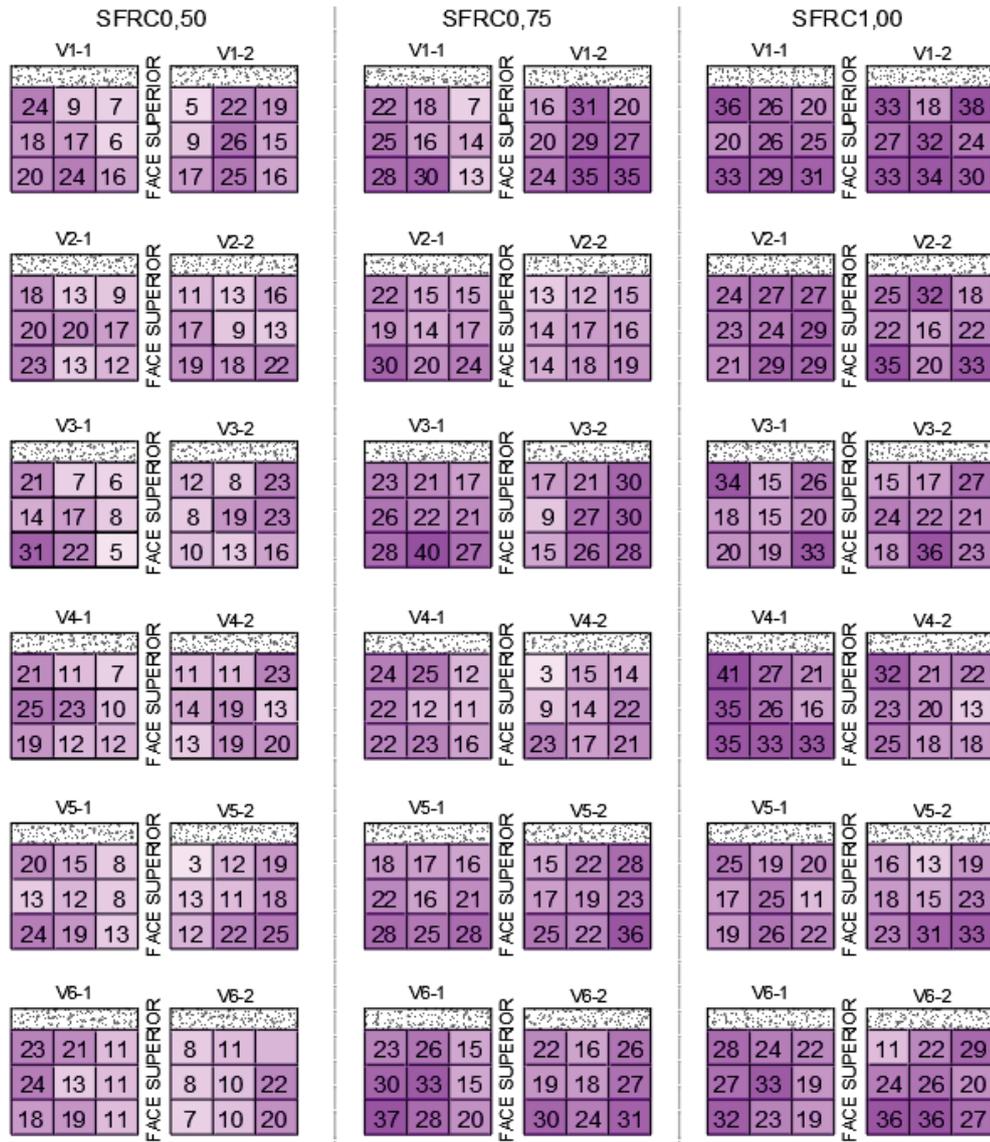
FIGURA 77 – DELIMITAÇÃO DE QUADRANTES PARA CONTAGEM DAS FIBRAS NO CORPO DE PROVA DAS VIGAS EUROPEIA



FONTE: A autora (2024).

A FIGURA 78 demonstra como foi a distribuição interna das fibras (o trecho com hachura de concreto se refere ao entalhe realizado). Em relação à distribuição das fibras na seção transversal do corpo de prova, observa-se que, para o concreto SFRC0,50, uma maior quantidade de fibras se concentrou na face inferior da viga. Para o SFRC0,75 e SFRC1,00, essa característica não foi preponderante, verificando-se uma maior homogeneidade na distribuição interna das fibras de aço. Além disso, na grande maioria dos corpos de prova, a quantidade de fibras da seção (após a separação) foi próxima entre os dois lados.

FIGURA 78 – DISTRIBUIÇÃO DE FIBRAS NOS CORPOS DE PROVA DA VIGA EUROPEIA

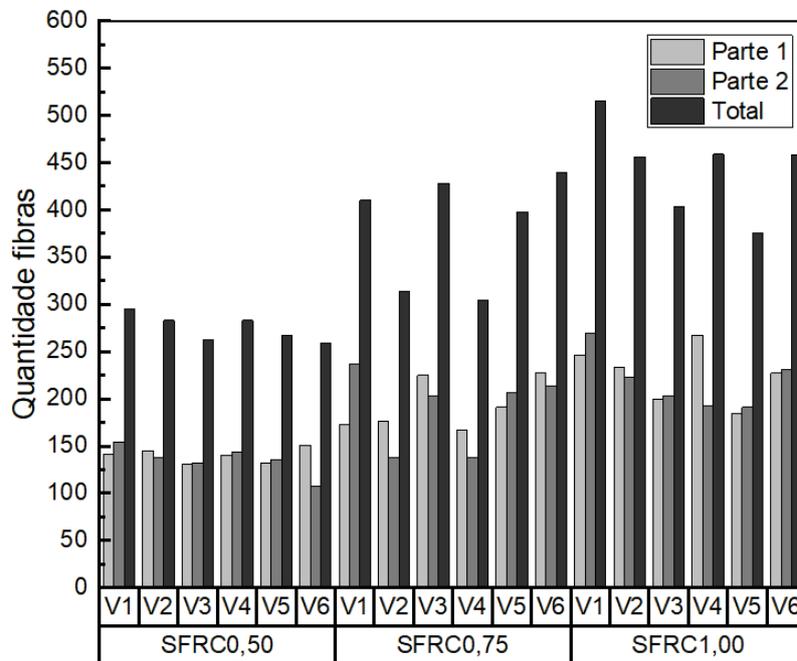


HACHURADE CONCRETO SE REFERE AO ENTALHE

FONTE: A autora (2024).

A FIGURA 79 ilustra o número de fibras encontradas na seção de fratura dos corpos de prova prismáticos seguindo o ensaio de flexão em três pontos. Entre os corpos de prova com mesmo volume de fibra, o coeficiente de variação para o número total de fibras foi: 5% para SFRC0,50, com média de 275 fibras e desvio padrão de 14 fibras; 15,28% para SFRC0,75, com média de 383 fibras e desvio padrão de 58 fibras; e 11,05% para SFRC1,00, com média de 444 fibras e desvio padrão de 49 fibras. O SFRC0,75 apresentou o maior coeficiente de variação no número de fibras, o que se alinha com o comportamento mecânico observado.

FIGURA 79 – QUANTIDADE DE FIBRAS X VOLUME DE FIBRAS NAS VIGAS EUROPEIAS



FONTE: A autora (2024).

Outra característica, como esperado, é que a quantidade total de fibras aumentou do concreto SFRC0,50 (média de 275 fibras), para o SFRC0,75 (média de 383 fibras) e para o SFRC1,00 (média de 444 fibras). Pela análise de variância, a quantidade de fibras para o SFRC0,50 tem diferença significativa, enquanto não se observou o mesmo entre os SFRC0,75 e SFRC1,00. Destaca-se que, na análise das resistências residuais, já havia sido constatada uma diferença significativa apenas para o concreto SFRC0,50.

d) Teste indutivo

Testes indutivos foram realizados nos corpos de prova cúbicos, permitindo a determinação de valores de indutância ao longo dos três eixos. A TABELA 19 apresenta os resultados do teor médio de fibra (\bar{C}_f) e da distribuição média de fibra em cada eixo (\bar{C}_x , \bar{C}_y , and \bar{C}_z), em porcentagem. Além disso, inclui o desvio padrão (SD) e o coeficiente de variação (CV) para esses parâmetros. Informa-se que ocorreu um incidente durante a concretagem de uma betonada do concreto SFRC0,50, onde a betoneira apresentou mau funcionamento, levando a uma distribuição desigual de fibras. Consequentemente, os dados dos corpos de prova cúbicos (SFRC0,50-betonada 1) apresentados na TABELA 19 serão excluídos das análises posteriores.

TABELA 19 - RESULTADOS DE DISTRIBUIÇÃO DE FIBRA BASEADOS NO TESTE INDUTIVO

Concreto	Betonada	\bar{C}_f (kg/m ³)			\bar{C}_x (%)			\bar{C}_y (%)			\bar{C}_z (%)		
		Média	SD	CV (%)	Média	SD	CV (%)	Média	s	CV (%)	Média	SD	CV (%)
SFRC0,50	1	26,84	4,13	15,38	0,35	0,01	3,25	0,36	0,02	5,64	0,28	0,01	4,39
	2	46,19	3,13	6,78	0,38	0,01	3,25	0,37	0,01	1,87	0,25	0,02	7,19
SFRC0,75	1	63,38	5,85	9,23	0,37	0,02	4,86	0,38	0,01	3,86	0,25	0,03	10,70
	2	64,24	4,19	6,52	0,38	0,01	3,68	0,36	0,02	5,36	0,27	0,03	11,03
SFRC1,00	1	88,56	6,69	7,55	0,39	0,01	2,41	0,38	0,01	2,22	0,24	0,01	4,80
	2	89,94	7,34	8,16	0,39	0,01	2,28	0,38	0,01	2,33	0,23	0,005	2,00

FONTE: A autora (2024).

O volume de fibra estimado nos corpos de prova cúbicos foi ligeiramente superior ao valor esperado. Com base nas composições do concreto, os teores de fibra esperados eram de 39,25 kg/m³, 58,88 kg/m³ e 78,5 kg/m³ para o SFRC0,50, SFRC-0,75 e SFRC1,00, respectivamente. Entretanto, os teores observados foram 46,19 kg/m³, 63,38 kg/m³, 64,24 kg/m³, 88,56 kg/m³ e 89,17 kg/m³ para O SFRC0,50-2, SFRC-0,75-1, SFRC0,75-2, SFRC-1,00-1 e SFRC1,00-2, respectivamente.

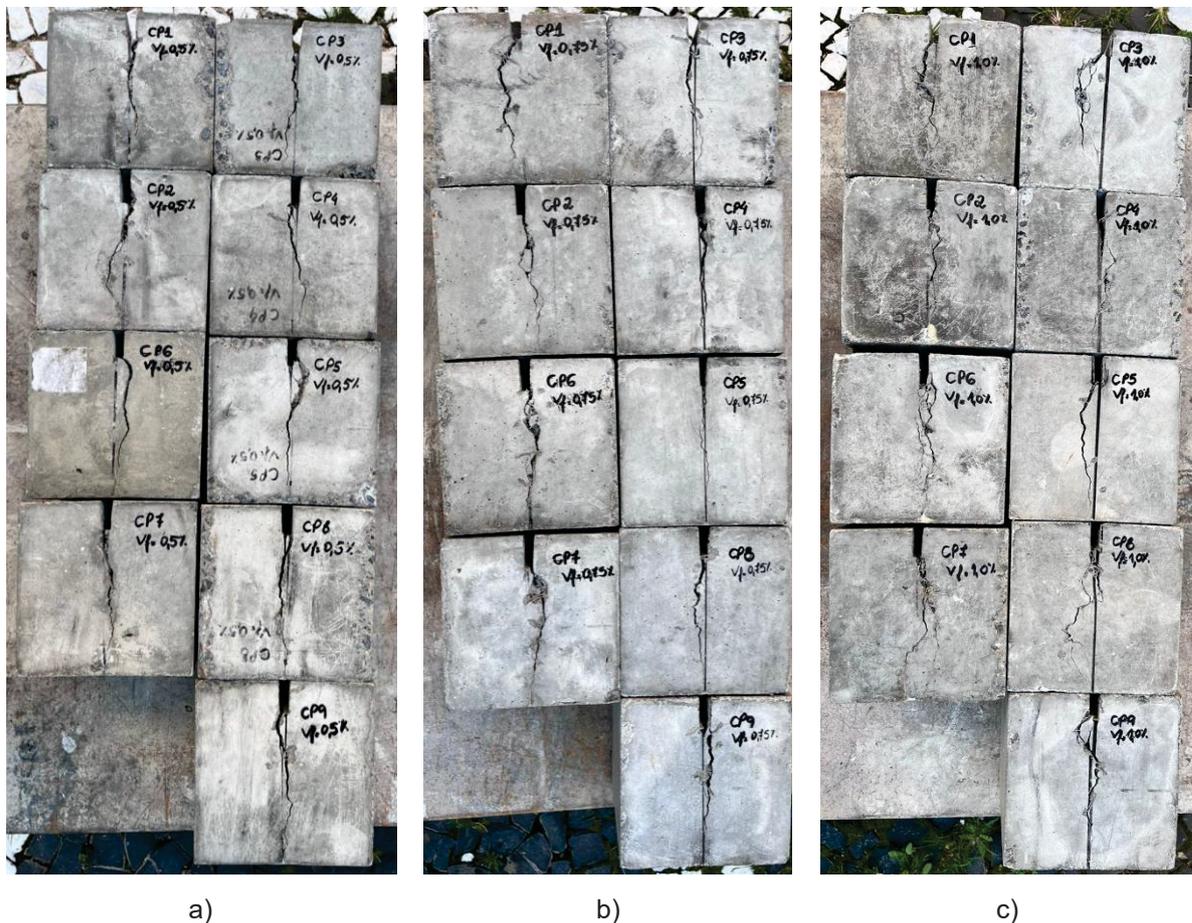
A orientação das fibras ao longo dos eixos x e y foi consistente entre os corpos de prova e ultrapassou a orientação das fibras ao longo do eixo z, indicando um plano horizontal preferencial na distribuição das fibras em todos os concretos. Este fenômeno pode ser atribuído à uniformidade dos efeitos de parede ao longo das direções x e y dentro de uma amostra cúbica. A menor contribuição de fibras foi

observada na direção z, perpendicular ao plano horizontal, atribuída à influência da gravidade e da vibração.

e) Resistência à tração residual pelo ensaio Montevideu (MVD)

Como apresentado no capítulo de metodologia, adotou-se o ensaio MVD como um método prático e simples para controlar a qualidade SFRC, complementarmente ao ensaio da viga europeia. A FIGURA 80 apresenta os corpos de prova cúbicos após os ensaios.

FIGURA 80 – CORPOS DE PROVA CÚBICOS APÓS ENSAIO MONTEVIDEU: A) SFRC0,50; B) SFRC0,75; C) SFRC1,00



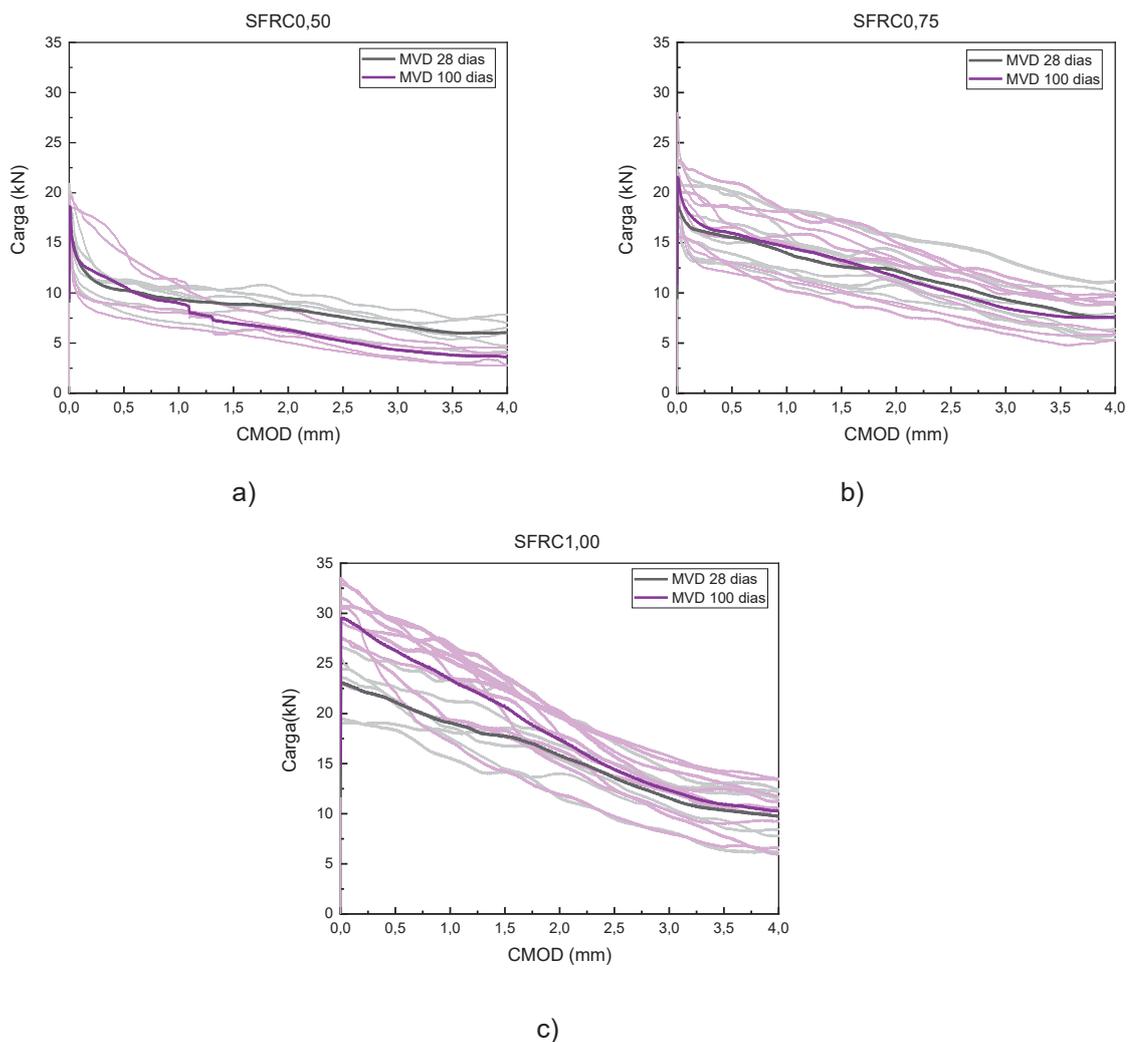
FONTE: A autora (2024).

Em análise à configuração das fissuras dos corpos de prova cúbicos, observa-se a tendência de separação na metade dos CPs tanto para 28 dias (CP1, CP2, CP6 e CP7) quanto com aproximadamente 100 dias (CP 3, CP4, CP5, CP8 e CP9), com

um padrão de fissuração semelhante (verticalmente invertido) aos produzidos pelo ensaio da viga europeia.

A FIGURA 81 apresenta as curvas Carga x CMOD. As curvas dos ensaios aos 28 dias foram apresentadas em cinza, enquanto as dos ensaios em aproximadamente 100 dias foram apresentadas em roxo. As curvas médias foram destacadas com linhas em negrito. Todos os corpos de prova apresentaram comportamento *softening* e, portanto, atenderam à metodologia proposta por Segura-Castillo, Monte e De Figueiredo (2018). Da mesma forma que o ensaio de flexão em três pontos, os valores de carga aumentaram com a adição do teor de fibras, para ambas as idades, demonstrando a contribuição das fibras.

FIGURA 81 – GRÁFICOS CARGA X CMOD RESULTANTE DO ENSAIO MVD: A) SFRC0,50; B) SFRC0,75; C) SFRC1,00



FONTE: A autora (2024).

A TABELA 20 apresenta os resultados aos 28 dias e aproximadamente aos 100 dias, apresentando a carga média de pico (F_{Pico}) e as cargas residuais médias (F_{R1} , F_{R2} , F_{R3} e F_{R4}), tanto dos corpos de prova cúbicos quanto das metades das vigas europeias. Esses valores foram determinados em níveis de CMOD de 0,5 mm, 1,5 mm, 2,5 mm e 3,5 mm, respectivamente, para os corpos de prova cúbicos e para os corpos de prova das metades das vigas europeias, inclui ainda médias para cada variável, bem como desvio padrão (SD) e coeficiente de variação (CV).

TABELA 20 – CARGAS DO ENSAIO MVD

Concreto	Variáveis	Cargas aos 28 dias (kN)					Cargas aos 100 dias (kN)				
		Cúbico	Metade vigas	Média	SD	CV (%)	Cúbico	Metade vigas	Média	SD	CV (%)
SFRC0,50	F_{pico}	18,37	17,95	18,16	2,24	12,31	19,86	18,53	19,19	1,01	5,28
	F_{R1}	11,19	9,83	10,51	1,39	13,22	13,94	9,49	11,72	2,89	24,68
	F_{R2}	9,88	8,38	9,13	1,56	17,05	8,47	6,59	7,53	1,06	14,05
	F_{R3}	8,13	7,29	7,71	1,27	16,43	6,59	4,84	5,71	0,95	16,67
	F_{R4}	6,72	5,74	6,23	1,19	19,06	4,65	3,60	4,13	0,78	18,84
SFRC0,75	F_{pico}	18,96	18,55	18,75	2,38	12,70	19,69	22,95	21,32	3,26	15,27
	F_{R1}	16,47	14,65	15,56	3,00	19,30	16,73	15,51	16,11	3,07	19,03
	F_{R2}	13,86	11,47	12,66	2,36	18,65	13,50	13,11	13,30	3,00	22,54
	F_{R3}	12,02	9,55	10,78	2,13	19,71	10,92	9,69	10,31	2,33	22,61
	F_{R4}	9,63	6,94	8,28	2,13	25,73	8,62	7,44	8,03	2,08	25,86
SFRC1,00	F_{pico}	22,54	24,75	23,64	3,12	13,20	31,30	28,00	29,65	3,08	10,39
	F_{R1}	21,17	21,16	21,17	2,38	11,27	27,97	24,63	26,30	3,06	11,62
	F_{R2}	18,80	15,64	17,22	3,38	19,63	21,41	20,06	20,74	3,10	14,96
	F_{R3}	14,08	12,46	13,27	2,67	20,10	13,91	14,86	14,39	2,45	17,04
	F_{R4}	11,11	9,00	10,06	2,69	26,74	10,20	11,78	10,99	2,56	23,29

FONTE: A autora (2024).

Em análise aos resultados da TABELA 20, observa-se que, para um mesmo concreto e em ambas as idades, as cargas obtidas nos corpos de prova de metade das vigas foram inferiores às dos corpos de prova cúbicos. Esta observação ressalta a influência do tamanho, formato e processo de moldagem do corpo de prova na distribuição das fibras e, conseqüentemente, na carga de tração residual determinada pelo ensaio MVD.

Comparando os resultados da carga de pico para diferentes idades para o mesmo tipo de concreto, observa-se que para o SFRC0,50 e SFRC0,75 não houve diferença significativa entre os resultados para 28 e 100 dias. Porém, para o SFRC1,00, foi identificada uma diferença notável na carga média de pico entre os testes aos 28 e 100 dias, sugerindo um aumento na resistência à tração ao longo do período analisado. Essa diferença observada no SFRC1,00 provavelmente surgiu de variações no número de fibras que cruzam o plano de fratura. Ressalta-se que o plano de fratura do teste MVD se alinha com o plano y-z do teste indutivo.

Em relação às cargas residuais, para o SFRC0,50, não houve diferença significativa para F_{R1} entre os resultados aos 28 e 100 dias, enquanto foi observada diferença significativa para F_{R2} e F_{R4} , com valores maiores aos 28 dias. No caso do SFRC0,75, não houve diferença significativa para nenhuma das cargas residuais (F_{R1} a F_{R4}) entre os resultados das idades de 28 e 100 dias. Em contrapartida, para o SFRC1,00, foi observada diferença significativa na força F_{R1} entre os resultados de 28 e 100 dias, e não foi observada diferença significativa para a força F_{R2} a F_{R4} para os períodos analisados.

f) Resistência à tração residual do teste de flexão em três pontos versus teste MVD

A resposta mecânica dos corpos de prova ensaiados pela metodologia Montevideu também foi comparada aos resultados das vigas europeias (conforme ensaio preconizado pela NBR 16940 (ABNT, 2021) e EN14651 (ECS, 2015). A Equação 4.1 define o fator de correlação de carga (k_{MVD}) que estabelece uma correlação entre os dois ensaios e a FIGURA 82 apresenta o fator de correlação carga x CMOD dos testes de todos os corpos de prova aos 28 dias:

$$k_{MVD} = \frac{F_{EN}}{F_{MVD}} \quad 4.1$$

Onde:

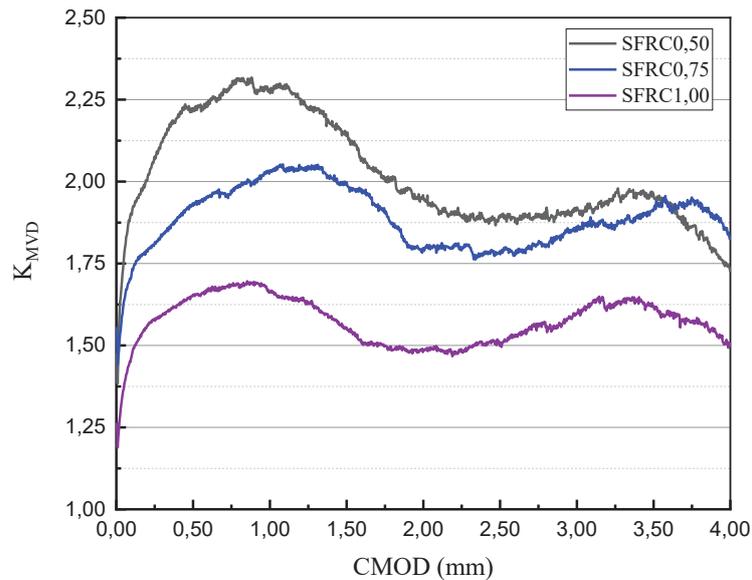
F_{EN} é a carga correspondente ao ensaio de flexão da viga;

F_{MVD} é a carga correspondente ao teste MVD.

O fator de correlação de carga apresentou redução com o aumento do volume da fibra. A partir do CMOD de 2 mm, os valores se estabilizaram em aproximadamente 1,90, 1,8 e 1,5 para o SFRC0,050, SFRC0,75 e SFRC1,00, respectivamente. Segura-Castillo, Monte e De Figueiredo (2018) observaram que na região pós-fissura o valor

de k_{MVD} aumentou até atingir um CMOD de 2 mm, onde se estabilizou com um fator de correlação de 2,5. No entanto, seu estudo estudou o mesmo concreto com de corpos de prova semelhantes, com resistência à compressão de 35 MPa e consumo de fibras de 20 kg/m^3 (0,25% de teor de fibra).

FIGURA 82 – FATOR DE CORRELAÇÃO DE CARGA (K_{MVD}) VS. CMOD AOS 28 DIAS



FONTE: A autora (2024).

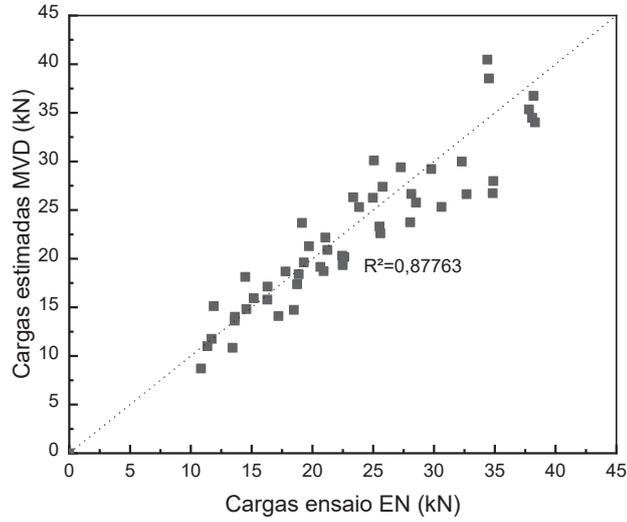
A TABELA 21 mostra o k_{MVD} deste estudo aos 28 dias, considerando apenas os resultados de MVD dos corpos de prova das metades das vigas, em valores de CMOD de 0,5 mm, 1,5 mm, 2,5 mm e 3,5 mm. Em todas as composições, os valores de k_{MVD} diminuíram com maior volume de fibra, e uma estabilização foi observada a partir da carga F_{R1} . A fim de obter uma correlação entre as cargas obtidas no ensaio MVD e no ensaio de flexão em três pontos, desenvolveu-se a FIGURA 83.

TABELA 21 – K_{MVD} COEFICIENTE AOS 28 DIAS

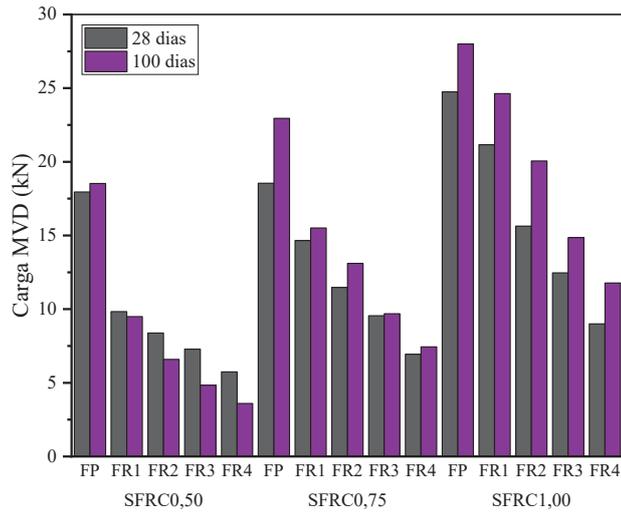
Carga	SFRC0,50	SFRC0,75	SFRC1,00
F_{pico}	1,44	1,66	1,43
F_{R1}	2,32	2,05	1,65
F_{R2}	2,27	2,20	1,75
F_{R3}	1,97	2,01	1,63
F_{R4}	2,03	2,27	1,85

FONTE: A autora (2024).

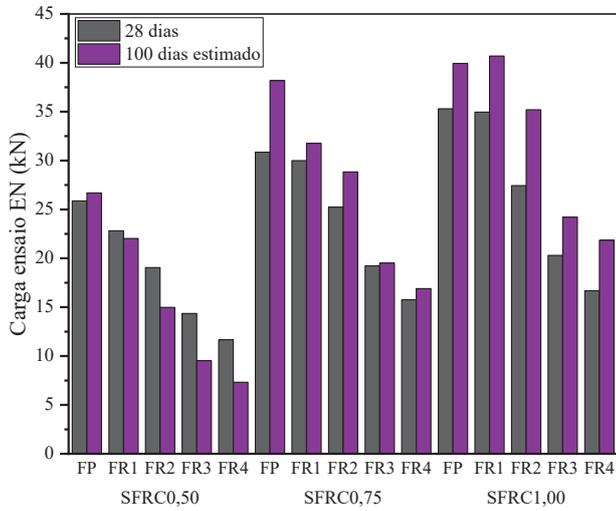
FIGURA 83 - CONTROLE DE QUALIDADE SFRC: A) COMPARAÇÃO DE CARGA (3PBT x ESTIMATIVAS MVD AOS 28 DIAS); B) CARGAS DE MVD DOS CORPOS DE PROVA DAS METADES DAS VIGAS (28 E 100 DIAS); C) CARGAS 3PBT EM 28 DIAS x ESTIMATIVAS EM 100 DIAS



a)



b)



c)

FONTE: A autora (2024).

A FIGURA 83a ilustra a correlação entre as cargas obtidas pelo ensaio das vigas europeias (flexão em três pontos) e as cargas estimadas no ensaio MVD, todas aos 28 dias. Ressalta-se que esta análise considerou apenas as cargas MVD de corpos de prova das metades das vigas resultantes do ensaio NBR 16940 (ABNT, 2021) e EN14651 (ECS, 2015). Ao comparar as cargas obtidas, observou-se um coeficiente de correlação de 0,87763, indicando uma razoável correlação dos resultados.

A FIGURA 83b demonstra as cargas médias provenientes do ensaio MVD, dos corpos de prova das metades das vigas, aos 28 e 100 dias. Para avaliar a proximidade das cargas aos 28 dias com aquelas aos 100 dias, foi calculado o erro quadrático médio (MSE). Os valores de MSE calculados foram 2,85, 4,61 e 11,13 para os concretos SFRC0,50, SFRC0,75 e SFRC1,00, respectivamente. Análise similar foi realizada para cargas do ensaio das vigas europeias, conforme ilustrado na FIGURA 83c. As cargas aos 28 dias foram comparadas com as cargas estimadas aos 100 dias, determinadas através dos valores de k_{MVD} apresentados na Tabela 7. Os MSE calculados foram 12,02, 14,21 e 31,27 para os concretos SFRC0,50, SFRC0,75 e SFRC1,00, respectivamente. Maiores valores de MSE foram observados em todos os concretos para estimativa da carga do ensaio da viga europeia (flexão em três pontos).

A semelhança de comportamento entre os resultados da FIGURA 83b e da FIGURA 83c sugere que a metodologia MVD pode ser adotada como uma alternativa viável ao controle de qualidade do SFRC além de 28 dias.

Além disso, destaca-se que o objetivo dessa determinação não foi encontrar um coeficiente geral (k_{MVD}) para todos os traços de concreto, mas sim introduzir uma metodologia alternativa para o controle de qualidade do FRC. Desse modo, o ensaio MVD pode ser utilizado como complemento ao ensaio de flexão em três pontos descrito na NBR 16940 (ABNT, 2021) e EN14651 (ECS, 2015). Assim como a NBR 16939 (ABNT, 2021) determina que o ensaio de dupla punção deve ser realizado em conjunto com o ensaio de flexão em três pontos, servindo, principalmente, o ensaio de dupla punção como medida de controle de qualidade. Este resultado encontrado sugere que o ensaio MVD pode ser realizado concomitantemente ao ensaio de flexão em três pontos e uma correlação entre os dois ensaios deve ser estabelecida para cada traço diferente de concreto.

5 ENSAIO DAS VIGAS

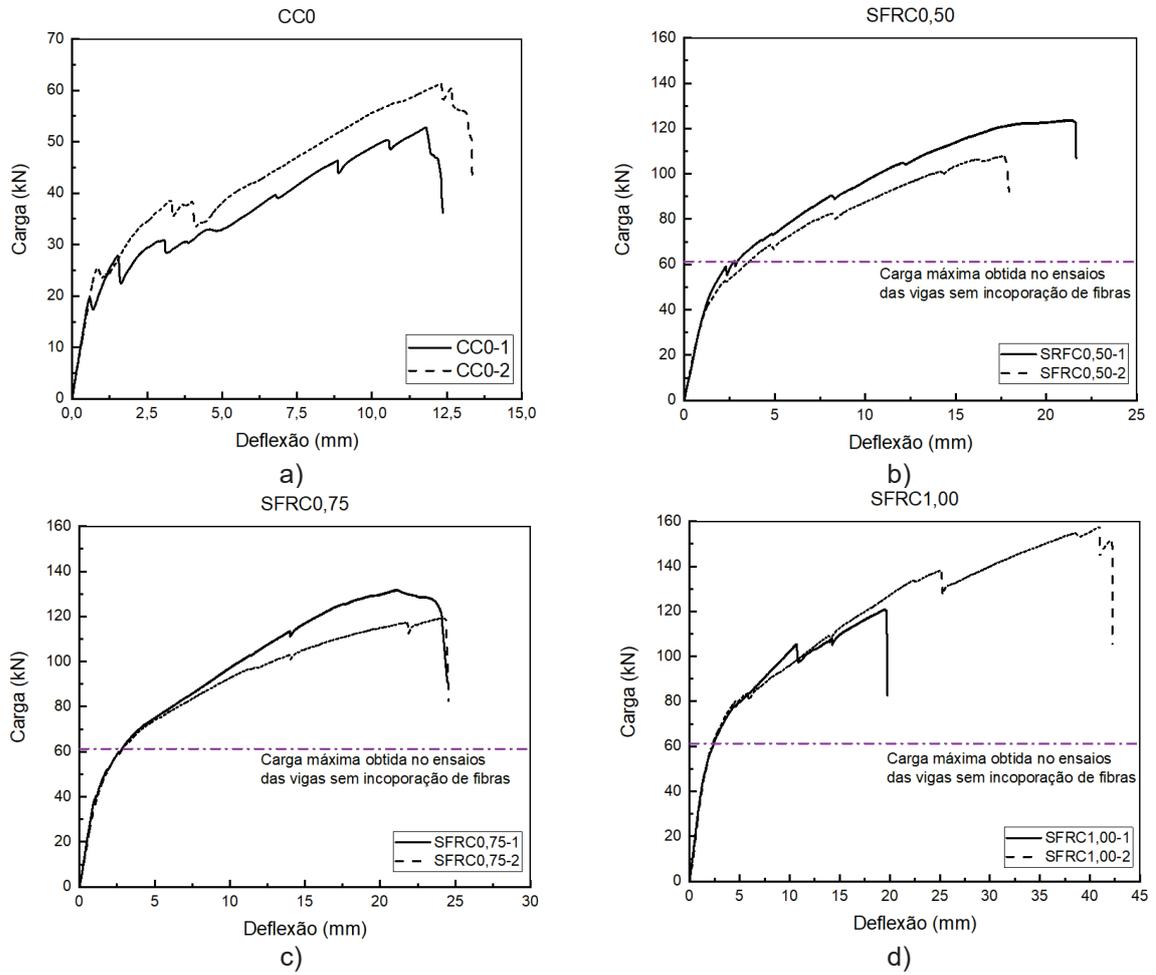
Este capítulo apresenta detalhadamente os ensaios dos modelos físicos das vigas de concreto armadas longitudinalmente com barras de GFRP, sem e com incorporação de fibras de aço discretas em diferentes volumes (0,5%, 0,75% e 1,0%) e sem estribos. Foram realizados ensaios em oito vigas, até a sua ruptura, onde foi possível avaliar o comportamento ao cisalhamento. Apresentam-se os resultados e discussão quanto ao comportamento da evolução da carga e deflexão, o padrão de fissuração, os modos de falha, as aberturas e os deslizamentos das fissuras críticas, as deformações da face de concreto e das barras de GFRP. Também são apresentados o consumo e a direção das fibras de aço, ao longo do comprimento das vigas ensaiadas, e imagens da microtomografia. Ao fim, uma discussão sobre os resultados experimentais *versus* previsão da resistência ao cisalhamento é apresentada.

5.1 COMPORTAMENTO ENTRE CARGA E DEFLEXÃO

A FIGURA 84 apresenta as curvas que relacionam carga e deflexão de todas as vigas, sendo que a deflexão se refere ao ponto de aplicação da carga. Verificam-se dois estágios distintos no comportamento vigas: o primeiro estágio das curvas é linear até o surgimento da primeira fissura de flexão, que representa o comportamento não fissurado das vigas; no segundo estágio, após a ocorrência da fissura, as curvas se comportam de forma não linear até atingir a carga de pico. Observa-se ainda que as curvas carga x deflexão tem quedas bruscas ao final do ensaio para qualquer das taxas de fibras utilizadas. A fim de comparar o comportamento entre todas as vigas ensaiadas, apresenta-se a FIGURA 85.

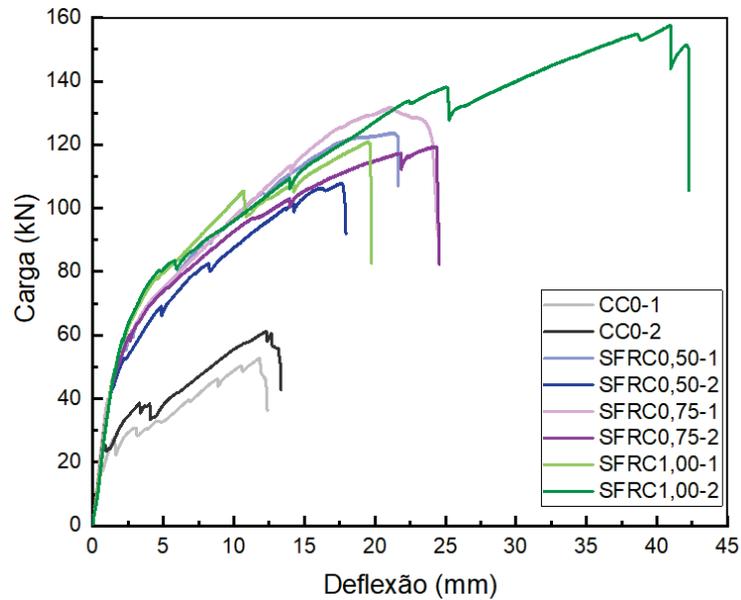
Pode ser observado, para todas as vigas com incorporação de fibras de aço, que, no estágio inicial não fissurado, o comportamento das vigas com SFRC foi igual ao das vigas referência (sem fibras) devido a contribuição insignificante das fibras em uma seção não fissurada. Entretanto, as fibras foram essenciais para o estágio pós-fissuração, quando se registra a ação de ponte das fibras através das fissuras. As vigas com SFRC apresentam maiores deflexões e capacidade de carga em relação às vigas referência (sem fibras).

FIGURA 84 – GRÁFICOS CARGA X DEFLEXÃO: A) CC0; B) SFRC0,50; C) SFRC0,75; D) SFRC1,00



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 85 – GRÁFICO CARGA X DEFLEXÃO DE TODAS AS VIGAS

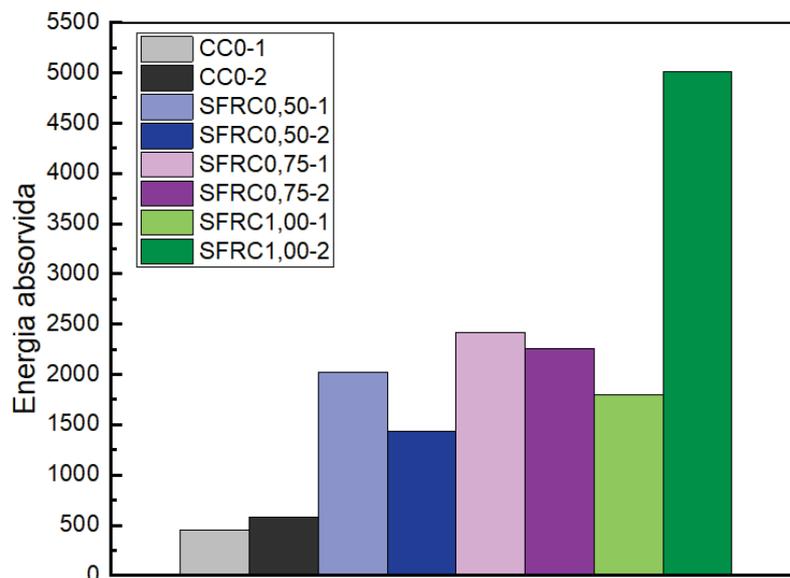


FONTE: A autora (2024).

Outra constatação se refere ao comportamento similar entre as vigas com um mesmo tipo de concreto, exceto para a viga SFRC1,00-2 que alcançou uma carga de aproximadamente 160 kN e deflexão de quase 45 mm, valor muito acima dos demais, inclusive em relação à viga SFRC1,00-1. Observa-se ainda, que a viga SFRC1,00-1 apresentou uma carga de pico menor que a obtida para as vigas SFRC0,50-1 e SFRC0,75-1.

Na FIGURA 86 está representada a energia absorvida para cada viga, que foi determinada como a área sob a curva carga x deflexão. Analisando os resultados, fica evidente o acréscimo da energia absorvida entre as vigas sem fibras (CC0) e as vigas com fibras (SFRC). E, como já observado, a viga SFRC1,00-2 apresentou um comportamento bem diferente das demais vigas SFRC. A hipótese é que esta diferença pode ter ocorrido devido ao alinhamento das fibras de aço nessa viga, o que será discutido no item 5.5 desse capítulo.

FIGURA 86 – ENERGIA ABSORVIDA



FONTE: A autora (2024).

Na FIGURA 87a apresenta-se o gráfico força cortante x deflexão. Para eliminar a variação da resistência à compressão do concreto, as forças de cisalhamento medidas foram normalizadas segundo apresentado na Equação 5.1 (FIGURA 87b). Estudos como o de Tran, Pham e Hao (2020) e Sahoo, Maran e Kumar (2015) adotaram forças de cisalhamento normalizadas em suas análises.

$$\frac{V}{\sqrt{f_c} \cdot b \cdot d}$$

5.1

Onde:

V é a força cortante;

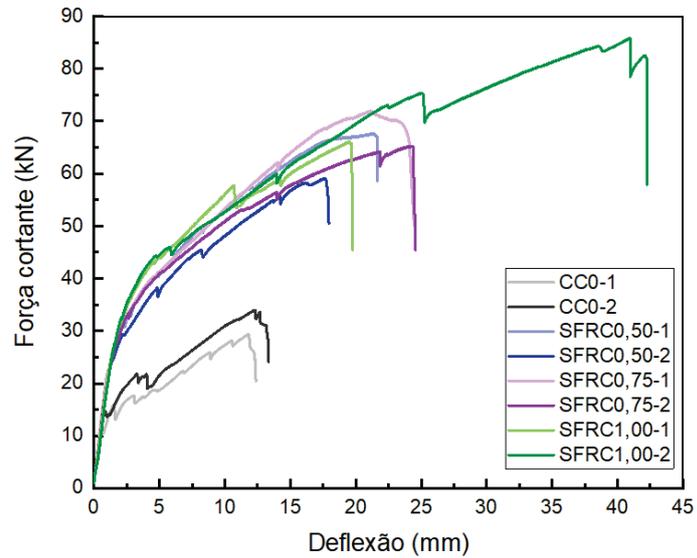
b é a largura da viga;

d é a altura útil da viga;

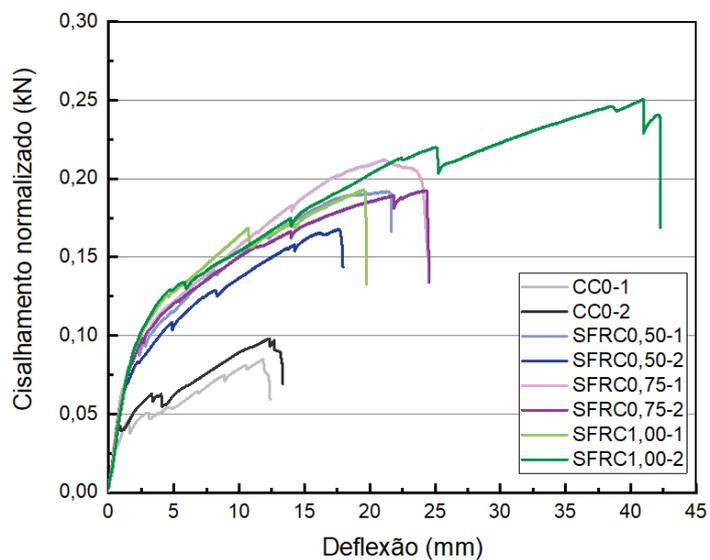
f_c é a resistência a compressão do concreto.

Comportamento similar a discussão apresentada nas curvas carga x deflexão é observada nessas duas representações.

FIGURA 87 – GRÁFICO FORÇA CORTANTE X DEFLEXÃO: A) TODAS AS VIGAS; B) CISALHAMENTO NORMALIZADO



a)



b)

FONTE: A autora (2024).

A TABELA 22 apresenta os resultados experimentais obtidos de cargas de fissuração, cargas de início da fissura crítica de cisalhamento, cargas de pico, resistência ao cisalhamento, deflexão na carga de fissuração, deflexão na carga de início da fissura crítica, deflexão na carga de pico e deflexão no término do ensaio observado em cada viga (correspondente a uma queda de, no mínimo, 10% da carga).

Os acréscimos registrados, para as vigas com SFRC em relação às vigas referência, dos valores médios das cargas de início de fissuração, das cargas de pico e deflexão última estão apresentados na TABELA 23.

TABELA 22 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS OBTIDOS NOS ENSAIOS DAS VIGAS

Concreto	Viga	P_{fis} (kN)	P_{cri} (kN)	P_{pico} (kN)	V_{max} (kN)	δ_{fiss} (mm)	δ_{cri} (mm)	δ_{pico} (mm)	δ_u (mm)
CC0	1	22,5	47,8	52,7	29,4	1,6	12,0	11,8	12,4
	2	24,2	57,4	61,3	34,0	1,2	11,4	12,3	13,3
Média		23,4	52,6	57,0	31,7	1,4	11,7	12,1	12,9
SFRC0,50	1	51,7	72,2	123,8	67,6	1,7	4,6	21,3	21,7
	2	45,2	58,4	107,9	59,1	1,6	3,2	17,5	18,0
Média		48,5	65,3	115,9	63,4	1,65	3,9	19,4	19,8
SFRC0,75	1	54,2	-	131,8	72,0	2,1	-	21,1	24,5
	2	53,7	96,7	119,4	65,3	2,1	11,3	24,3	24,6
Média		54,0	96,7	125,6	68,7	2,1	11,3	22,7	24,55
SFRC1,00	1	55,0	97,6	121,0	66,1	1,9	9,0	19,5	19,8
	2	59,5	116,8	157,6	85,9	2,6	16,4	41,0	42,3
Média		57,3	107,20	139,5	76,0	2,3	12,7	30,2	31,0

P_{fis} : carga de fissuração; P_{cri} : carga de início da fissura crítica; P_{pico} : carga de pico; V_{max} : resistência ao cisalhamento; δ_{fiss} : deflexão na carga de fissuração; δ_{cri} : deflexão na carga de início da fissura crítica; δ_{pico} : deflexão na carga de pico; δ_u : deflexão no término do ensaio.

FONTE: A autora (2024).

TABELA 23 – ACRÉSCIMO MÉDIO NA CARGA DE INÍCIO DE FISSURAÇÃO, NA CARGA DE PICO, ÚLTIMA E NA DEFLEXÃO NO TÉRMINO DO ENSAIO

Concreto	P_{fis} (kN)	Acréscimo P_{fis} (%)	P_{pico} (kN)	Acréscimo P_{pico} (%)	δ_u (mm)	Acréscimo δ_u (%)
CC0	23,4	-	57,0	-	12,9	-
SFRC0,50	48,5	107,3	115,9	103,3	19,4	50,4
SFRC0,75	54,0	130,8	125,6	120,4	24,5	89,9
SFRC1,00	57,3	144,9	139,3	144,4	31,0	140,3

FONTE: A autora (2024).

Observando-se a TABELA 22 e a TABELA 23, verifica-se que a carga correspondente à primeira fissura (P_{fis}) aumentou conforme a incorporação de fibras de aço registrando um acréscimo de até 144,9% para o valor médio da viga SFRC1,00 em relação a viga CC0. O mesmo se verifica com a carga de pico e deflexão no término do ensaio entre os concretos CC0, SFRC0,50, SFRC0,75 e SFRC1,00.

Analisando as cargas onde registrou-se o início da fissura crítica (P_{cri}), que foi a fissura que ocasionou a ruptura da viga, observa-se uma diferença significativa nessas cargas nas vigas com incorporação de fibras no concreto em relação às vigas em concreto convencional. Destaca-se que a fissura crítica das vigas referência, surgiu após a carga de pico, com deslocamento da carga de pico menor que o deslocamento registrado na carga de início da fissura crítica, fato esperado considerando que a viga não contava com estribos.

Para as vigas com incorporação de fibras, nota-se que a fissura crítica iniciou em 58,3% da carga de pico para a viga SFRC0,50-1 e em 54,1% da carga de pico para a viga SFRC0,50-2. Para a viga SFRC0,75-2 esse início da fissura crítica foi em 81%. Não foi registrado o valor para a viga SFRC0,75-1, pois essa viga teve sua ruptura no lado não instrumentado pelo DIC e, portanto, não foi possível extrair tal informação (maiores discussões são apresentadas nos itens seguintes deste capítulo). Para a viga SFRC1,00-1, o início da fissura crítica foi em 80,7% da carga de pico e em 74,1% para a viga SFRC1,00-2. Nota-se que, para as vigas com 0,75% e 1,0% de fibras, a fissura crítica surgiu em maiores cargas em comparação à viga com 0,5% de fibras.

No que diz respeito às deflexões observadas no momento de início da fissura crítica das vigas SFRC, tem-se que, para a viga SFRC0,50-1 a deflexão na carga de início da fissura crítica foi em 21,6% da deflexão deslocamento da carga de pico e em 18,2% para a viga SFRC0,50-2. Para as vigas SFRC0,75 e SFRC1,00 esses registros foram em 46,4% (SFRC0,75-2), 46,0% (SFRC1,00-1) e 40,1% (SFRC1,00-2). Desse modo, conclui-se para as deflexões críticas o mesmo observado em relação à carga crítica. Observa-se que para as vigas com 0,75% e 1,0% de fibras, a fissura crítica surgiu em maiores deflexões em comparação à viga com 0,5% de fibras.

A porcentagem de aumento na deflexão última para as vigas SFRC0,50, SFRC0,75 e SFRC1,00 foi de 50,4%, 89,9% e 140,3% respectivamente, quando comparado com a viga referência (CC0). Já para a carga de pico esse acréscimo foi

de 103,3%,120,4% e 144,4%, para as vigas SFRC0,50, SFRC0,75 e SFRC1,00, respectivamente, quando comparado com a viga referência (CC0).

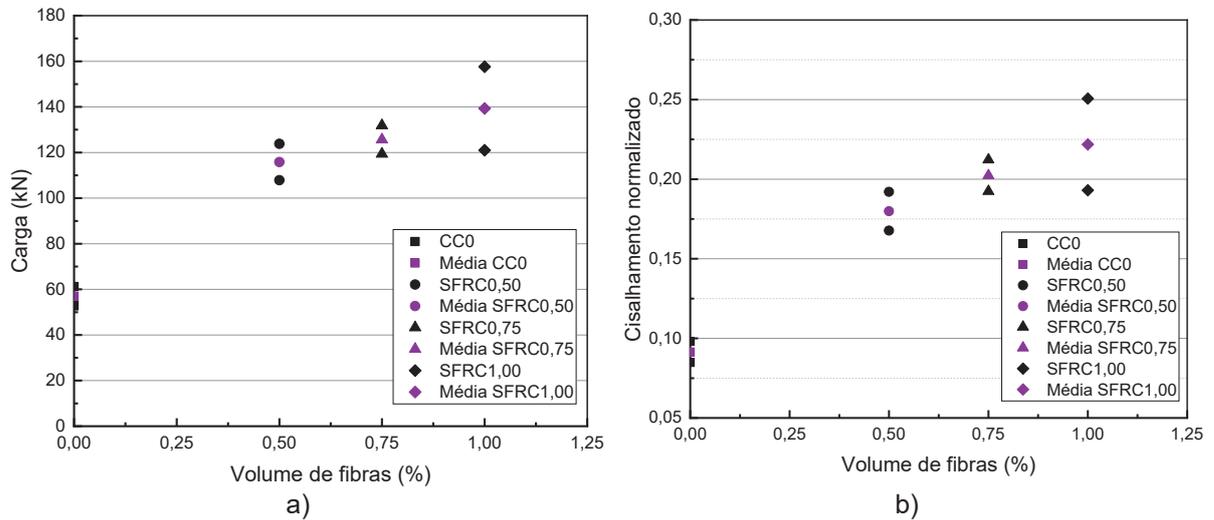
A fim de verificar se os valores de carga de pico e de força cortante são estatisticamente diferentes entre si entre as vigas ensaiadas, aplicou-se a análise de variância ANOVA, com comparação pelo método de Tukey, considerando um nível de significância de 5%. Ressalta-se que o estudo estatístico seria mais significativo se realizado para um maior conjunto de dados. Entretanto, para comparação, optou-se por também apresentar essa análise. Além disso, para as vigas SFRC0,50 e SFRC0,75 as capacidades de carga foram bem próximas para as duas amostras ensaiadas.

Comparando os resultados para os quatro tipos de vigas, constata-se uma diferença significativa entre os valores de carga de pico e de cortante última das vigas com SFRC com a viga CC0 (*p-value* de 0,019 e 0,020, respectivamente). Esse resultado era esperado considerando a incorporação das fibras e consequente acréscimo da capacidade de carga das vigas sem estribos. Entretanto, ao avaliar a variância apenas entre as vigas com fibras, não se constata uma diferença significativa entre as médias obtidas para a carga última e cortante último (*p-value* de 0,478 e 0,479, respectivamente). Desse modo, o acréscimo de fibras de 0,50% para 0,75% e de 0,75% para 1,00% não refletiu em uma diferença significativa nas capacidades média de carga e de cortante das vigas. Isto sugere que além de um certo limite, o aumento do volume das fibras pode não garantir um aumento correspondente na capacidade de cisalhamento da viga. Destaca-se que, na caracterização do concreto com fibras (Capítulo 4), já havia sido observado que não houve diferença estatisticamente significativa da resistência à flexão e da resistência à tração residual do concreto SFRC0,75 e do concreto SFRC1,00. Entretanto, houve diferença significativa das resistências entre o concreto SFRC0,50 e os outros concretos (SFRC0,75 e SFRC1,00). Essa diferença não foi observada nas capacidades de carga no ensaio das vigas ao cisalhamento, demonstrando que a barra de GFRP pode ter limitado o acréscimo da capacidade ao cisalhamento do elemento estrutural.

Ainda para discutir o efeito das fibras, a FIGURA 88 exemplifica por gráfico os valores médios de carga (FIGURA 88a) e resistência ao cisalhamento normalizado (FIGURA 88b) para cada tipo de concreto das vigas. Cabe destacar que as resistências à compressão de todos os concretos não apresentaram valores com

diferenças significativas entre si, sendo, portanto, este um parâmetro fixo, assim como a taxa de armadura longitudinal.

FIGURA 88 – EFEITO DAS FIBRAS: A) NA CARGA ÚLTIMA DAS VIGAS; B) NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NORMALIZADO



FONTE: A autora (2024).

Em análise a FIGURA 88, observa-se o mesmo, um acréscimo significativo na resistência ao cisalhamento entre as vigas sem fibras e as vigas com fibras. Contudo, não houve diferença significativa entre a resistência ao cisalhamento entre as vigas com fibras (0,50%, 0,75% e 1,00%).

É relevante apontar que resultados semelhantes estão sendo apresentados na literatura especializada. Em outras pesquisas que analisaram vigas armadas com barras de FRP e concreto com fibras, como em Tran, Pham e Hao (2020), observou-se que a carga última, para uma viga reforçada com fibras de aço (relação de aspecto de 65 e comprimento de 35 mm) e de concreto geopolimérico com barras de GFRP (taxa de armadura de 1,49%), foi de 63,4 kN para um volume de fibras de 0,25%, de 101,2 kN para um volume de fibras de 0,5% e de 107 kN para um volume de 1,0%. Observa-se um pequeno acréscimo entre a capacidade de carga entre os concretos com 0,5% e 1,0% de fibras de aço.

Em Dev, Chellapandian e Prakash (2020) e Dev et al. (2020) foram ensaiadas vigas reforçadas com fibras híbridas de aço e poliolefina e armadas com barras longitudinais de GFRP (taxa de armadura de 0,67%). As fibras de aço adotadas tinham comprimento de 30 mm e as combinações de fibras híbridas de aço e poliolefina foram em proporções iguais em volume. As cargas médias de pico foram de 124,4 kN para

um volume de 0,35%, 146,5 kN para um volume de 0,70% e 172,0 kN para um volume de 1,00%. Observou-se que as cargas de pico são estatisticamente diferentes entre si entre as vigas ensaiadas.

Em Hosseini, Nematzadeh e Chastre (2021), o estudo de vigas com fibras de aço (relação de aspecto de 50 e comprimento de 30 mm) e com barras de GFRP como armadura longitudinal (taxa de 0,78%), a carga de ruptura das vigas foi de 68,6kN para a viga sem fibras, 77,7 kN para a viga com volume de 0,75% e de 87,6 kN para a viga com volume de 1,5% de fibras, registrando pequena diferença entre as capacidades de carga.

Em vigas armadas com barras de aço, tradicionalmente, o entendimento é que o desempenho ao cisalhamento de vigas com SFRC varia em relação ao volume e tipo da fibra de aço e que o efeito das fibras depende de uma variedade de fatores dentre eles a relação de aspecto da fibras, que envolve o comprimento e diâmetro das fibras (Lantsoght, 2019b). Pesquisas da literatura de vigas com SFRC e barras de aço corroboram com essa informação. Para Ahmed e Siva Chidambaram (2022) para um volume de fibra de aço de 1%, ou mais, observa-se melhor desempenho do que em volume menor que 1,0%. Na investigação de Ding, You e Jalali (2011) que ocorreu em vigas com seção transversal de (20x30) cm e 2,4 metros de comprimento, sem estribos, e com concreto autoadensável (resistência aproximada de 60 MPa) verificou-se que a resistência ao cisalhamento aumentou significativamente com o aumento do teor de fibra, destacando que este estudo adotou barras de aço e fibras de aço em volume de 0,32% e 0,64%. A fibra de aço adotada por Ding, You e Jalali (2011) foi a mesma deste estudo (com comprimento de 35 mm e diâmetro 0,55 mm – resultando numa relação de 65). Entretanto, a afirmativa que com o acréscimo do volume de fibras ocorre o acréscimo da capacidade resistente foi feita para elementos armados longitudinalmente com barras de aço.

Além disso, verifica-se que em vigas armadas com barras de aço são registradas menores deflexões do que em vigas armadas com barras de GFRP. Em Ding, You e Jalali (2011) as deflexões registradas foram de aproximadamente 6 mm para a viga com 0,32% de fibras de aço e de 10 mm nas vigas com 0,64% de fibras de aço. Em Ding et al. (2012), para vigas sem estribos (relação a/d de 3,0) e com concreto SFRC, deflexões na carga de pico foram de 6 mm para um volume de 0,25%, de 7,5 mm para um volume de 0,5%, e de quase 10 mm para um volume de 0,75%. Verifica-se que as deflexões observadas nas vigas com barras de GFRP, resultantes

do ensaio realizado nessa tese, foram de aproximadamente 20 mm, na carga de pico, para vigas com volume de 0,5% de fibras e de 25 mm para as vigas com volume de 0,75% de fibras.

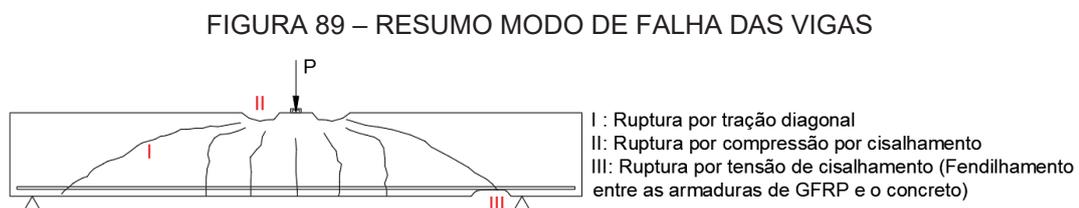
Outro estudo interessante sobre os efeitos das propriedades geométricas e do teor volumétrico de fibras de aço na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado é apresentado por Yoo et al. (2024). Estes pesquisadores investigaram vigas com relação a/d 2,34 e com concreto de alta resistência (aproximadamente 75 MPa), sem estribos, armadas longitudinalmente com barras de aço. Foram estudadas fibras de aço com comprimento de 30 mm (relação de aspecto de 60) e comprimento de 50 mm (relação de aspecto de 71,4). Observou-se que, a resistência ao cisalhamento aumentou significativamente (1,7 vezes) com a adição de fibras de aço no volume de 1,0% em relação ao concreto sem fibras, o mesmo observado nos ensaios realizados em vigas com barras de GFRP por esta tese. Entretanto, para as vigas com fibras de 30 mm de comprimento, as cargas de pico foram de 157,4 kN (0,5%), 158,9 kN (0,75%) e 177,1 kN (1,0%) e para as vigas com fibras de 50 mm de comprimento, as cargas de pico foram de 140,0 kN (0,5%), 172,8 kN (0,75%) e 173,9 kN (1,0%).

Nota-se que ocorreram acréscimos significativos da capacidade de carga com maiores volumes de incorporações de fibras de aço, além de mudança de tipo de falha de cisalhamento para flexão nas vigas com fibras mais longas. No entanto, quanto à hipótese de se obter maior capacidade de resistência ao cisalhamento ao adotar fibras mais longas, Yoo et al. (2024) concluíram que a deflexão final das vigas de SFRC aumentaram substancialmente quando foram adotadas fibras de aço de 50 mm (ao invés das fibras de aço de 30 mm) em um volume de fibras de 0,75% ou mais, devido à mudança no modo de falha frágil por cisalhamento para falha dúctil por flexão e pela maior capacidade do efeito de ponte das fibras. Os autores indicam que não foi observado um efeito claro da relação de aspecto das fibras na resistência ao cisalhamento das vigas SFRC, indicando que uma maior razão de aspecto, a um volume de 0,75% ou mais, é mais eficaz em aumentar a deformabilidade da viga do que a resistência ao cisalhamento. Além disso, Yoo et al. (2024) concluíram que uma fração volumétrica de fibras de 0,5% ou mais poderia ser potencialmente adotada para substituir a armadura mínima de cisalhamento em vigas com barras de aço, mas que dados experimentais adicionais de vigas deveriam ser validados.

Analisando os resultados dessa tese, de vigas com barras de FRP e concreto reforçado com fibras de aço, conclui-se que o acréscimo de capacidade de carga devido a maiores volumes de fibras de aço não foi significativo como em vigas com barras de aço, demonstrando uma limitação do acréscimo de capacidade de carga para um determinado volume de fibras, que aqui foi de 0,5%. Além disso, maiores deflexões foram registradas devido ao menor módulo de elasticidade da barra de FRP.

5.2 PADRÃO DE FISSURAÇÃO E MODO DE FALHA

Neste item apresentam-se e discutem-se o padrão de fissuração e o modo de falha das vigas ensaiadas adotando-se o resumo apresentado na FIGURA 89. Apresentam-se imagem das duas faces laterais no lado em que houve a ruptura do elemento estrutural, bem como uma imagem de toda a viga onde é possível observar o padrão de fissuração ao longo do comprimento. Após, é apresentada uma comparação da fissuração entre as duas vigas com o mesmo tipo de concreto.



FONTE: Adaptado de Tran et al. (2021).

Para todas as vigas, o início da fissuração ocorreu na parte inferior da viga, próximo do ponto de aplicação da carga e na região de momento máximo, sendo que essa fissura apresentou, predominantemente, uma orientação vertical. À medida que a carga aplicada aumentou, fissuras de flexão-cisalhamento foram observadas nos vãos. Considerando a resistência ao cisalhamento, essas fissuras progrediram gradualmente para uma orientação mais inclinada, onde se estenderam até o ponto de carregamento. As vigas sem fibras foram as que apresentaram menor número de fissuras antes de romper, enquanto as vigas reforçadas com fibras de aço desenvolveram mais fissuras de flexão-cisalhamento antes da ruptura. Esse padrão era esperado e pode ser atribuído à presença das fibras que ajudaram a transferir a tensão de tração através das fissuras de cisalhamento (Dinh; Parra-Montesinos; Wight, 2011). Além desse comportamento geral, a seguir discutem-se os padrões de

fissuração e modo de falha para cada viga, considerando especialmente a incorporação de diferentes de volume de fibras.

5.2.1 CC0

A FIGURA 90 e a FIGURA 91 apresentam as vigas referência, sem fibras, CC0-1 e CC0-2, respectivamente, após o ensaio. Para ambas as vigas, a ruptura ocorreu no menor vão de ensaio (maior cisalhamento) e por ruptura por tração diagonal incluindo a propagação horizontal da fissura crítica ao longo da armadura longitudinal, em direção ao apoio. Essa fissura horizontal resultou em uma falha secundária por fendilhamento entre as armaduras de GFRP e o concreto. Tal falha é entendida como “*shear tension*”, desde 1973, pelo Comitê ASCE 326 (ACI, 1962). Segundo El-Sayed, El-Salakawy e Benmokrane (2006b) essa falha pode ser atribuída pela ação de pino causada pelas armaduras e por uma contribuição inadequada do intertravamento dos agregados do concreto. Portanto, as vigas sem fibras falharam por uma combinação de ruptura por tração diagonal e por fendilhamento entre o concreto e as barras de GFRP, mesmo comportamento observado nas vigas com concreto convencional do estudo de Tran, Pham e Hao (2020).

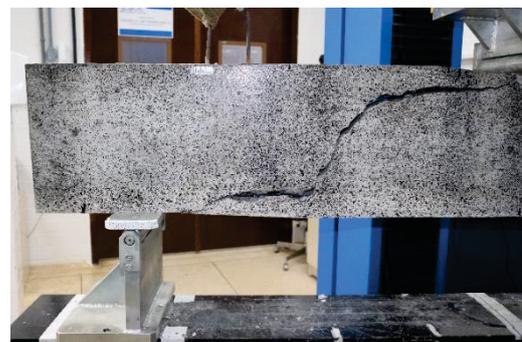
A FIGURA 92 apresenta a comparação de fissuração entre as vigas CC0-1 e CC0-2. Pode-se observar que o comportamento de fissuração entre as vigas foi bem similar. Na viga CC0-1 foram identificadas 8 fissuras, enquanto na viga CC0-2 foram identificadas 6 fissuras.

FIGURA 90 – VIGA CC0-1: A) VISTA DA LATERAL INSTRUMENTADA COM *STRAIN GAUGE*; B) VISTA DA LATERAL DO ACOMPANHAMENTO DIGITAL POR IMAGEM; C) VISTA GERAL DA VIGA; D) MAPEAMENTO DAS FISSURAS

(continua)



a)



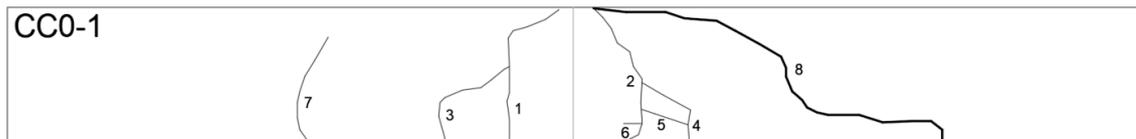
b)

FIGURA 90– VIGA CC0-1: A) VISTA DA LATERAL INSTRUMENTADA COM *STRAIN GAUGE*; B) VISTA DA LATERAL DO ACOMPANHAMENTO DIGITAL POR IMAGEM; C) VISTA GERAL DA VIGA; D) MAPEAMENTO DAS FISSURAS

(conclusão)



c)



d)

FONTE: A autora (2024).

FIGURA 91 – VIGA CC0-2: A) VISTA DA LATERAL INSTRUMENTADA COM *STRAIN GAUGE*; B) VISTA DA LATERAL DO ACOMPANHAMENTO DIGITAL POR IMAGEM; C) VISTA GERAL DA VIGA; D) MAPEAMENTO DAS FISSURAS



a)



b)



c)



d)

FONTE: A autora (2024).

FIGURA 92 – COMPARAÇÃO DA FISSURAÇÃO DAS VIGAS CC0-1 E CC0-2



FONTE: A autora (2024).

5.2.2 SFRC0,50

A FIGURA 93 e a FIGURA 94 apresentam as vigas com volume de fibras de 0,5%, SFRC0,50-1 e SFRC0,50-2, respectivamente. Para ambas as vigas a ruptura ocorreu no menor vão de ensaio (maior cisalhamento) e por tração diagonal e com carga última de 123,8 kN e 107,9 kN, respectivamente.

A FIGURA 95 apresenta uma comparação da fissuração entre as vigas com volume de 0,5%. Observa-se que o padrão de fissuração também foi bem similar nas duas vigas, onde foram identificadas 11 fissuras em cada viga. Entretanto, na viga SFRC0,50-2 fissuras foram observadas além da fissura crítica (em direção ao apoio) e a distância da fissura crítica em relação ao ponto de aplicação de carga foi menor que a da viga SFRC0,50-1. Além disso, para a viga SFRC0,50-1, observou-se um esmagamento do concreto na face superior da viga, próximo ao ponto de aplicação de carga e no lado onde ocorreu a fissura crítica (FIGURA 96).

FIGURA 93 – VIGA SFRC0,50-1: A) VISTA DA LATERAL INSTRUMENTADA COM STRAIN GAUGE; B) VISTA DA LATERAL DO ACOMPANHAMENTO POR IMAGEM; C) VISTA GERAL DA VIGA; D) MAPEAMENTO DAS FISSURAS

(continua)



a)



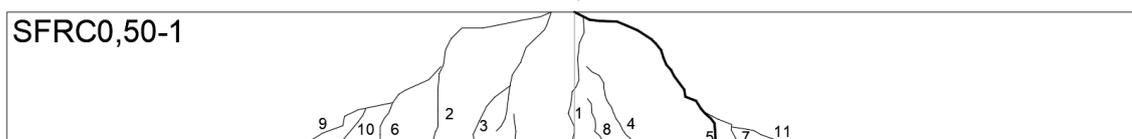
b)

FIGURA 93 – VIGA SFRC0,50-1: A) VISTA DA LATERAL INSTRUMENTADA COM STRAIN GAUGE; B) VISTA DA LATERAL DO ACOMPANHAMENTO POR IMAGEM; C) VISTA GERAL DA VIGA; D) MAPEAMENTO DAS FISSURAS

(conclusão)



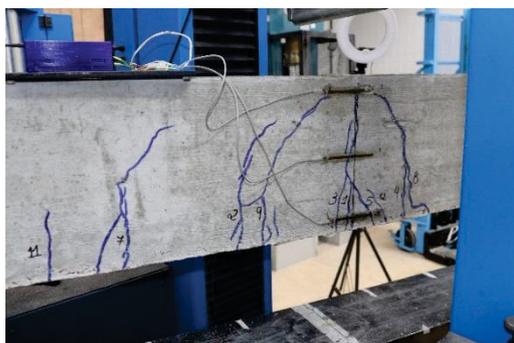
c)



d)

FONTE: A autora (2024).

FIGURA 94 – VIGA SFRC0,50-2: A) VISTA DA LATERAL INSTRUMENTADA COM STRAIN GAUGE; B) VISTA DA LATERAL DO ACOMPANHAMENTO POR IMAGEM; C) VISTA GERAL DA VIGA; D) MAPEAMENTO DAS FISSURAS



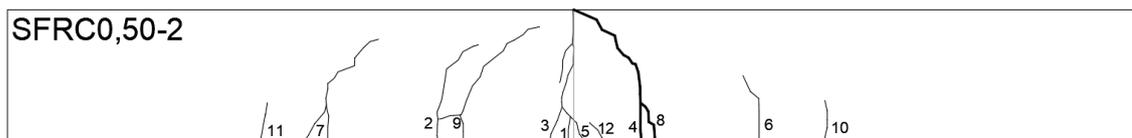
a)



b)



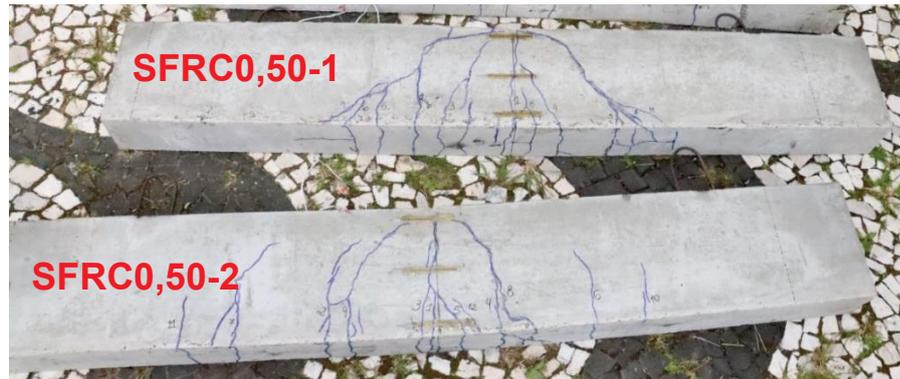
c)



d)

FONTE: A autora (2024).

FIGURA 95 – COMPARAÇÃO DA FISSURAÇÃO DAS VIGAS SFRC0,50-1 E SFRC0,50-2



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 96 – DESTAQUE PARA ESMAGAMENTO DO CONCRETO NO PONTO DE APLICAÇÃO DE CARGA PARA A VIGA SFRC0,50-1: A) VISTA SUPERIOR; B) VISTA LATERAL



a)

b)

FONTE: A autora (2024).

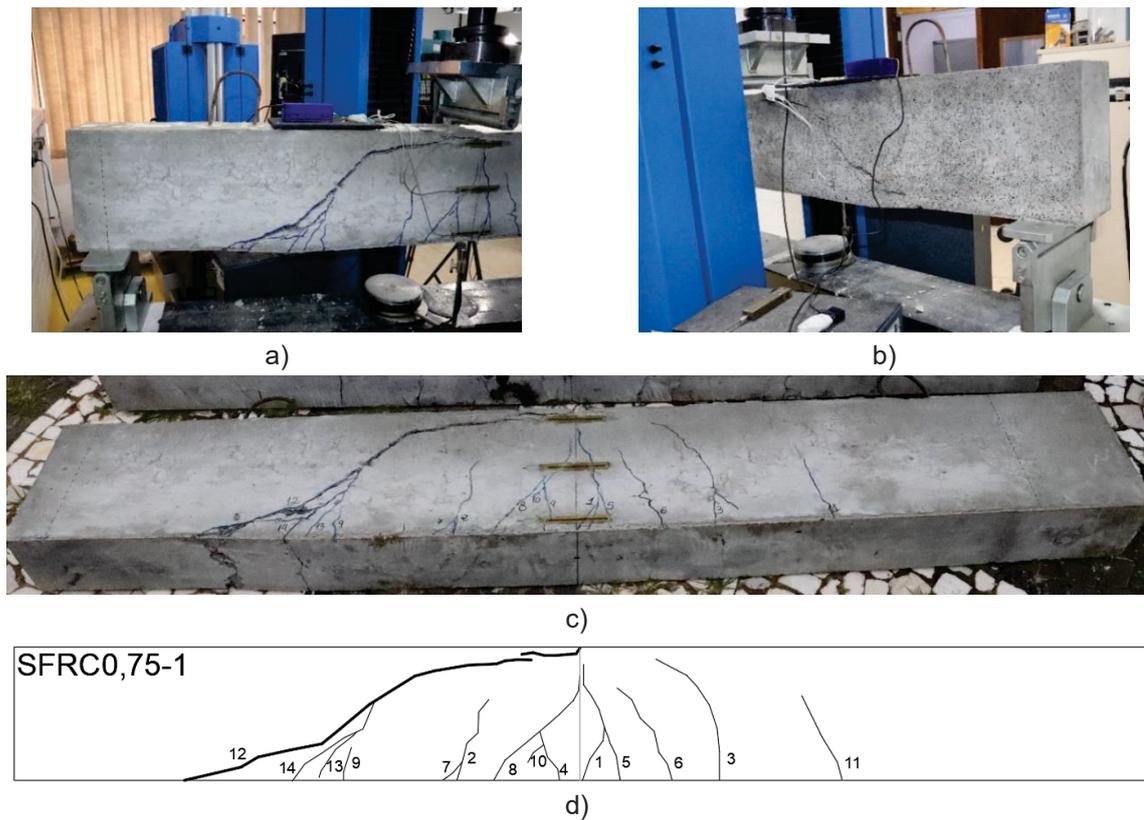
5.2.3 SFRC0,75

A FIGURA 97 e a FIGURA 98 apresentam as vigas com volume de fibras de 0,75%, SFRC0,75-1 e SFRC0,75-2, respectivamente. Nesse volume de fibras, observa-se que, para a viga SFRC0,75-1 a ruptura ocorreu no maior vão de ensaio (e, portanto, menor cisalhamento) enquanto à viga SFRC0,75-2 a ruptura ocorreu no vão esperado (menor vão de ensaio). Observa-se que, para a viga SFRC0,75-1 (carga de ruptura de 131,8 kN) a ruptura ocorreu por tração diagonal e ruptura por compressão por cisalhamento. Já para a viga SFRC0,75-2 (carga de ruptura de 119,4 kN), a ruptura ocorreu apenas por tração diagonal. Discussões sobre o possível motivo da viga SFRC0,75-1 não ter rompido no lado esperado é apresentado no item 5.5, que analisa o consumo e a direção das fibras ao longo do comprimento da viga.

A FIGURA 99 mostra uma comparação entre as vigas com 0,75% de volume de fibras. Nas duas vigas foram identificadas 14 fissuras com posicionamentos

similares, porém espelhados (devido a ruptura ter ocorrido em lados opostos). Para a viga SFRC0,75-1 também se observou um esmagamento do concreto na face superior da viga, próximo ao ponto de aplicação de carga e no lado onde ocorreu a fissura crítica (FIGURA 100).

FIGURA 97 – VIGA SFRC0,75-1: A) VISTA DA LATERAL INSTRUMENTADA COM *STRAIN GAUGE*; B) VISTA DA LATERAL DO ACOMPANHAMENTO POR IMAGEM; C) VISTA GERAL DA VIGA; D) MAPEAMENTO DAS FISSURAS



FONTE: A autora (2024).

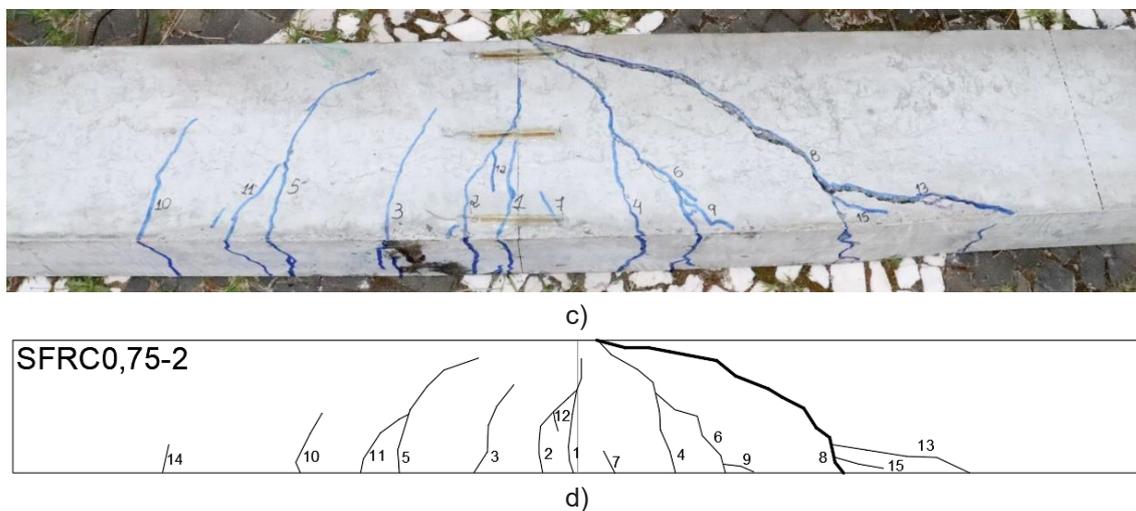
FIGURA 98 – VIGA SFRC0,75-2: A) VISTA DA LATERAL INSTRUMENTADA COM *STRAIN GAUGE*; B) VISTA DA LATERAL DO ACOMPANHAMENTO POR IMAGEM; C) VISTA GERAL DA VIGA; D) MAPEAMENTO DAS FISSURAS

(continua)



FIGURA 98 – VIGA SFRC0,75-2: A) VISTA DA LATERAL INSTRUMENTADA COM STRAIN GAUGE; B) VISTA DA LATERAL DO ACOMPANHAMENTO POR IMAGEM; C) VISTA GERAL DA VIGA; D) MAPEAMENTO DAS FISSURAS

(conclusão)



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 99 – COMPARAÇÃO DA FISSURAÇÃO DAS VIGAS SFRC0,75-1 E SFRC0,75-2



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 100 – DESTAQUE DO ESMAGAMENTO DO CONCRETO NO PONTO DE APLICAÇÃO DE CARGA PARA A VIGA SFRC0,75-1: A) VISTA SUPERIOR; B) VISTA LATERAL

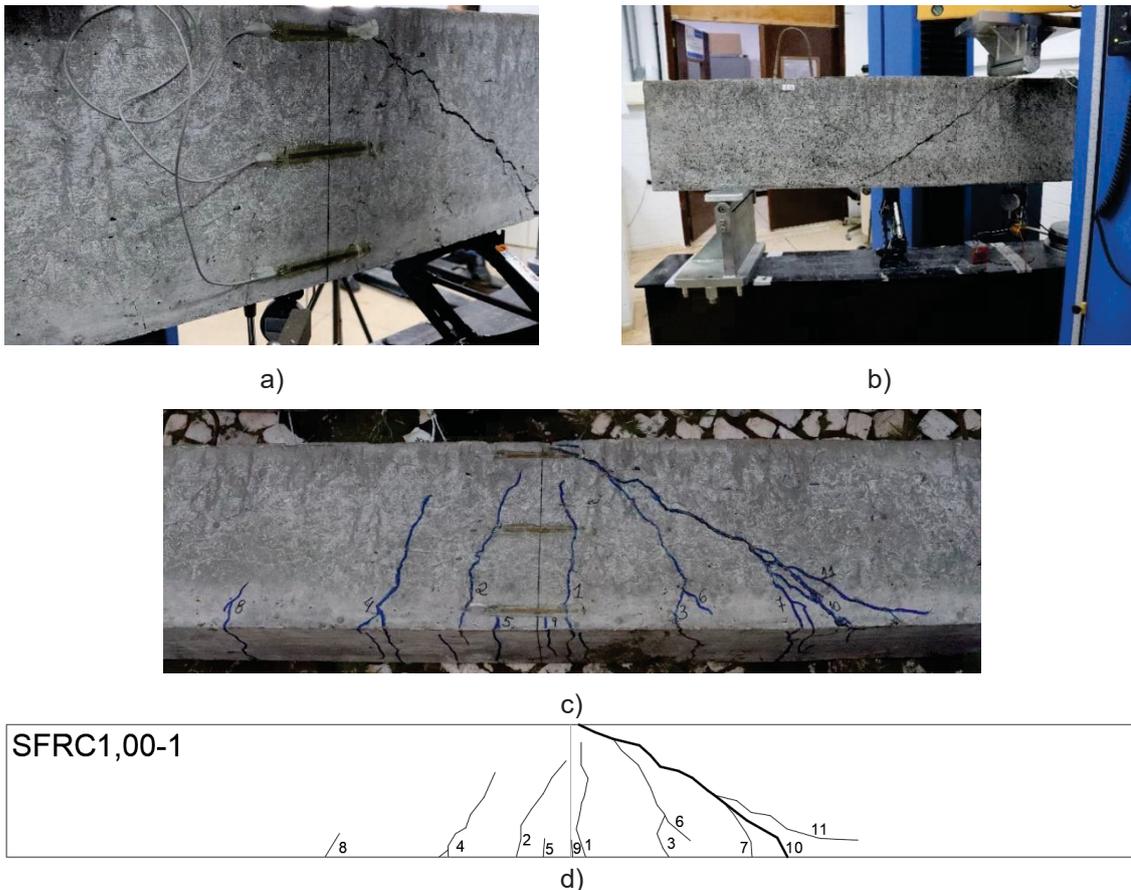


FONTE: A autora (2024).

5.2.4 SFRC1,00

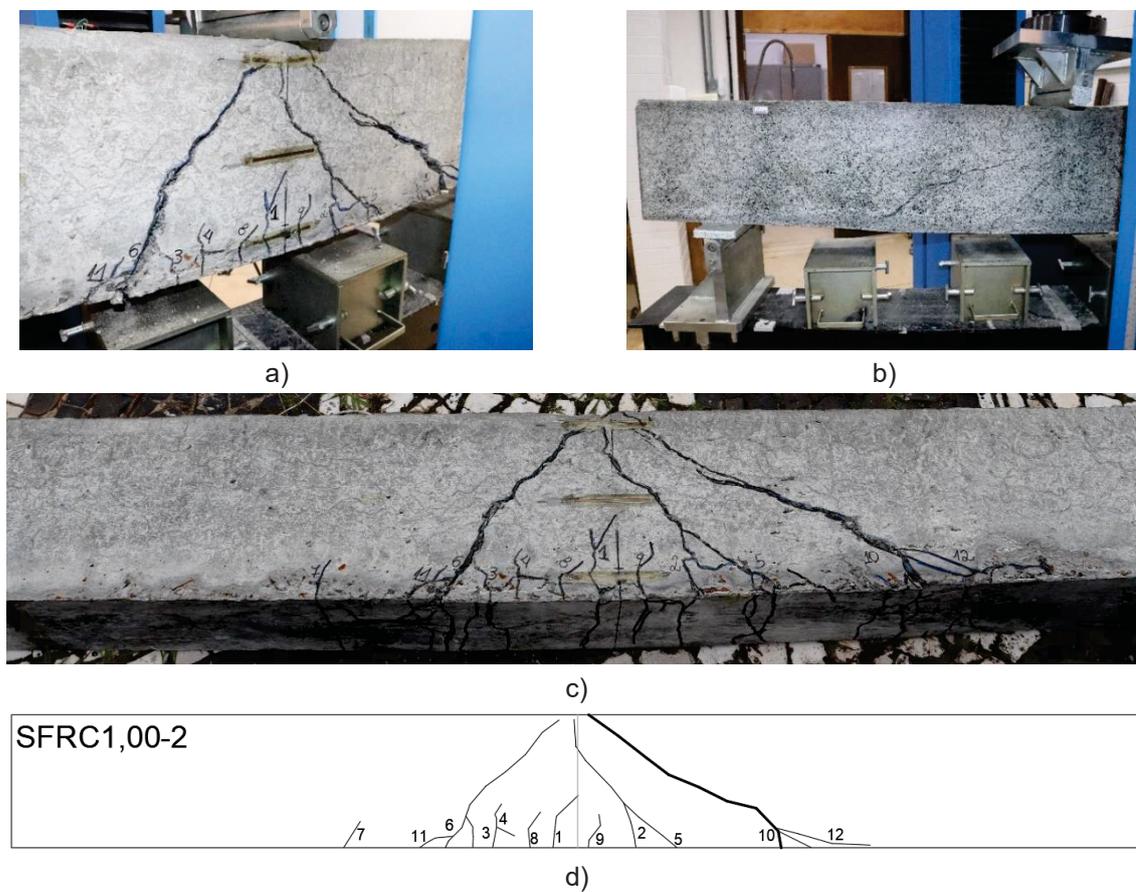
A FIGURA 101 e a FIGURA 102 apresentam as vigas com volume de fibras de 1,00%, SFRC1,00-1 e SFRC1,00-2, respectivamente. Para ambas as vigas a ruptura ocorreu no menor vão de ensaio (maior cisalhamento). Na viga SFRC1,00-1 identifica-se a falha por tração diagonal e para a viga SFRC1,00-2, uma falha de cisalhamento (tração diagonal) a flexão-cisalhamento pode ser considerada, pois somente para esta viga a carga máxima registrada foi maior que a carga esperada para a capacidade de flexão (135 kN), bem como não houve falha súbita como registrado nas demais vigas. A FIGURA 103 demonstra o comportamento de fissuração das vigas com 1,00%. Na viga SFRC1,00-1 foram identificadas 11 fissuras enquanto na viga SFRC1,00-2 foram identificadas 12 fissuras.

FIGURA 101 – VIGA SFRC1,00-1: A) VISTA DA LATERAL INSTRUMENTADA COM *STRAIN GAUGE*; B) VISTA DA LATERAL DO ACOMPANHAMENTO POR IMAGEM; C) VISTA GERAL DA VIGA; D) MAPEAMENTO DAS FISSURAS



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 102 – VIGA SFRC1,00-2: A) VISTA DA LATERAL INSTRUMENTADA COM STRAIN GAUGE; B) VISTA DA LATERAL DO ACOMPANHAMENTO POR IMAGEM; C) VISTA GERAL DA VIGA; D) MAPEAMENTO DAS FISSURAS



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 103 – COMPARAÇÃO DA FISSURAÇÃO DAS VIGAS SFRC1,00-1 E SFRC1,00-2

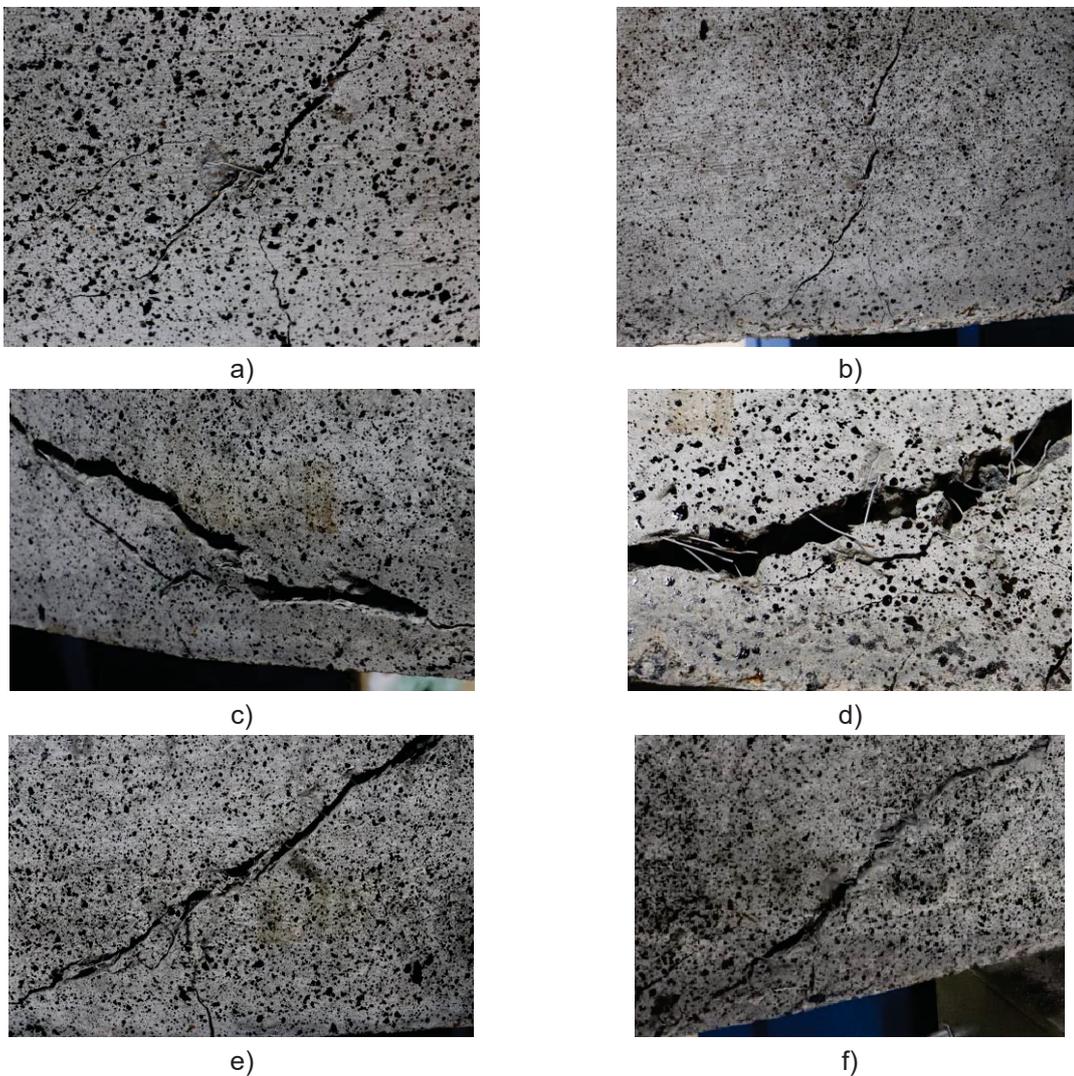


FONTE: A autora (2024).

5.2.5 Comparação entre todas as vigas

Exceto para a viga SFRC1,00-2, para todas as demais vigas, a ruptura foi frágil e repentina. Entretanto, já foi apresentado que a energia absorvida até a ruptura das vigas de concreto reforçado com fibras de aço foi maior que a das vigas referência. Nas vigas com SFRC, a deflexão e aberturas de fissuras foram mais significativas e evidentes, devido a ação da ponte das fibras, conforme mostra a FIGURA 104, sendo observado o arrancamento das fibras na viga SFRC0,75-2 (FIGURA 104d).

FIGURA 104 - DETALHE PARA O EFEITO DE PONTE DAS FIBRAS: A) VIGA SFRC0,50-1; B) VIGA SFRC0,50-2; C) VIGA SFRC0,75-1; D) SFRC0,75-2; E) VIGA SFRC1,00-1; F) VIGA SFRC1,00-2

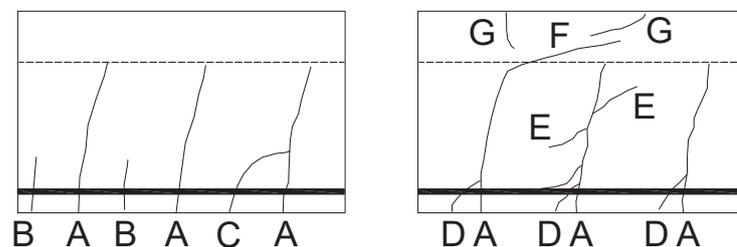


FONTE: A autora (2024).

Para complementar a análise das fissuras registradas nas vigas, adotou-se a nomenclatura apresentada na FIGURA 105. Os tipos de fissuras identificados são:

- Tipo A: fissuras de flexão primárias, que têm origem no esforço de flexão. O ângulo dessas fissuras é variável;
- Tipo B: fissuras de flexão secundárias, localizadas entre duas fissuras primárias ou próximas aos apoios. Geralmente sua altura é menor que a fissura tipo A;
- Tipo C: fissuras de flexão secundárias ou primárias, unindo-se com outra fissura do tipo A;
- Tipo D: fissura resultante da ação de pino, que se desenvolve na altura da armadura de flexão;
- Tipo E: fissuras devido a ação de intertravamento dos agregados. Podem se desenvolver nos dois lados da fissura e de acordo com a literatura, a capacidade do concreto fissurado em transferir cisalhamento e forças normais por meio do intertravamento dos agregados é fortemente influenciada pela abertura e rugosidade da fissura (Cavagnis; Fernández Ruiz; Muttoni, 2015);
- Tipo F: fissura primária propagando-se na região comprimida. O nível de carga no qual ocorre a propagação desse tipo de fissura depende da relação momento-cisalhamento;
- Tipo G: fissura na região comprimida, mas que não se origina de uma fissura de flexão. Geralmente se desenvolve perpendicularmente a face superior ou horizontalmente em regiões de introdução da carga (devido a altas forças de cisalhamento ou esmagamento do concreto).

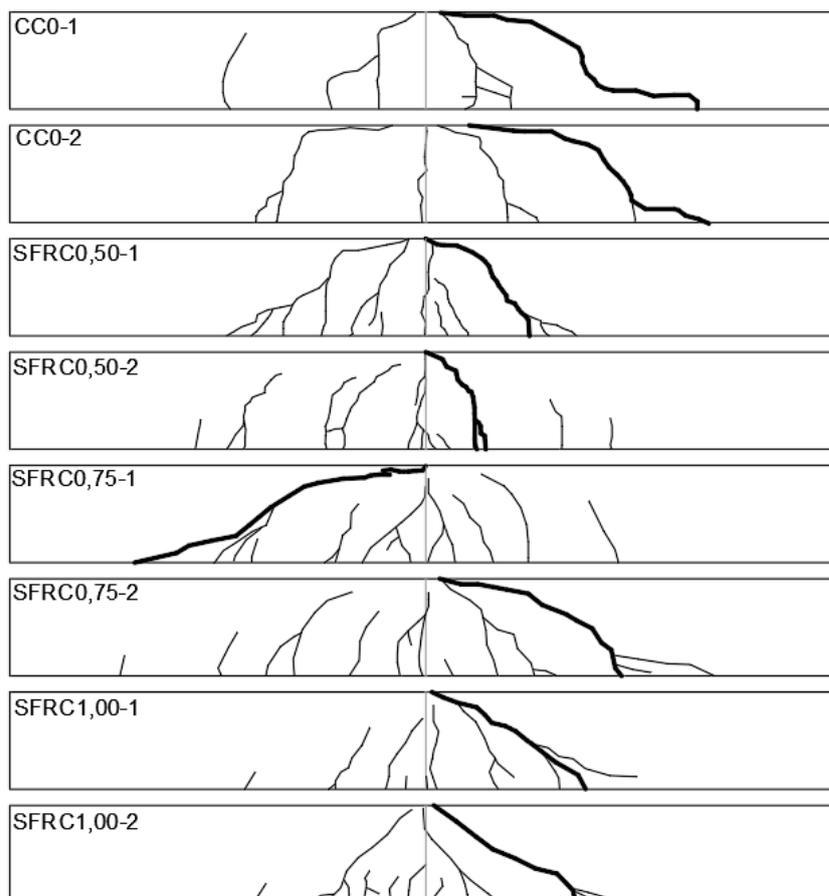
FIGURA 105 – IDENTIFICAÇÃO DE TIPOS DE FISSURAS



FONTE: Cavagnis, Fernández Ruiz e Muttoni (2015).

A FIGURA 106 apresenta uma vista geral da fissuração de todas as vigas ensaiadas.

FIGURA 106 – VISTA GERAL DA FISSURAÇÃO DE TODAS AS VIGAS ENSAIADAS



FONTE: A autora (2024).

Em todas as vigas são identificadas fissuras de flexão, com fissuras de flexão primárias (tipo A) propagando-se na região comprimida (tipo F) e fissuras resultantes do efeito de pino (tipo D) desenvolvendo-se ao nível da armadura de GFRP. Nas vigas também são registradas fissuras de flexão secundárias (tipo B) que se unem ou não à fissura principal (tipo C). As fissuras por ação de intertravamento de agregados (tipo E), que se desenvolvem nas laterais das fissuras primárias ou secundárias, são registradas nas vigas SFRC0,75-2, SFRC1,00-1 e SFRC1,00-2. Nas vigas CC0 e SFRC0,75-1, fissura do tipo G se desenvolveu horizontalmente na região de introdução da carga e causou deslocamento do concreto.

Chana (1987) concluiu que, para vigas de concreto armado esbeltas ($a/d > 3,0$), a fissura da ação de pino ocorre imediatamente antes da ruptura da viga e que o mecanismo de ruptura por cisalhamento está intimamente associado à perda da força da ação de pino. Neste estudo, a formação da fissura tipo D foi observada em cargas próximas a ruptura nas vigas SFRC0,50-1 e SFRC0,50-2. Verifica-se ainda que a

incorporação de fibras de aço resultou em melhoria da ação de pino da barra de GFRP, evitando a ruptura da ligação quando fissuras se desenvolveram paralelamente à armadura longitudinal.

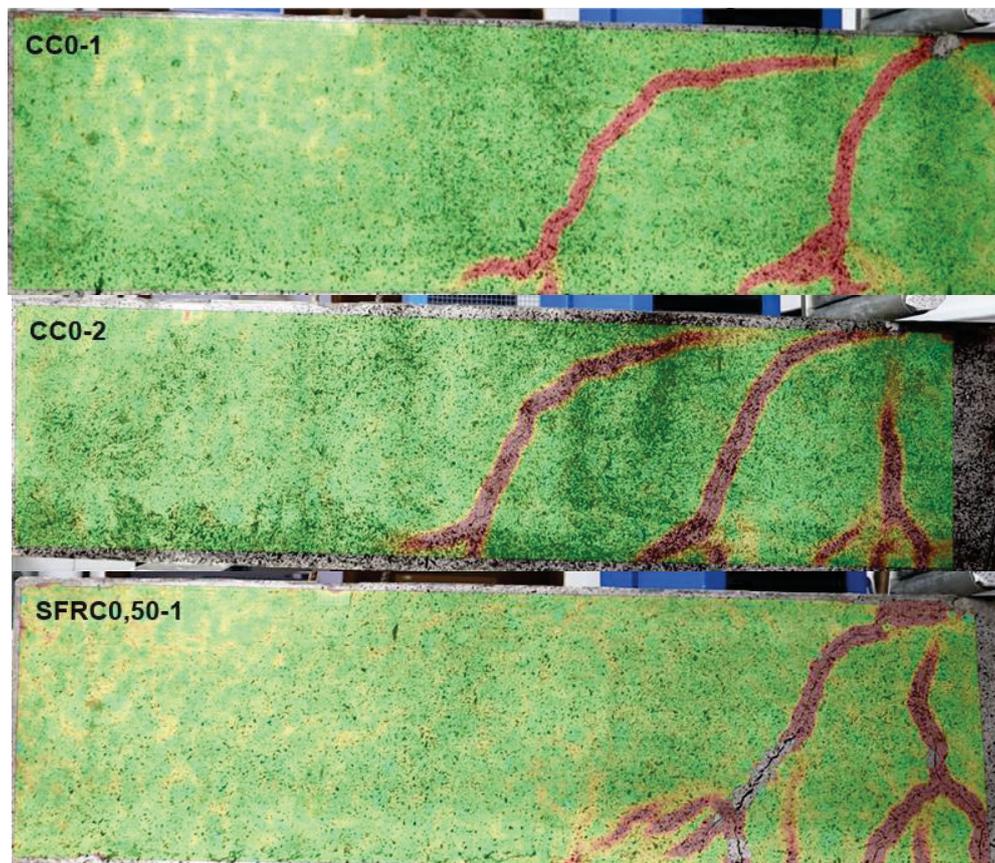
5.3 COMPORTAMENTO DAS VIGAS PELO ACOMPANHAMENTO POR IMAGEM (DIC)

A análise do comportamento das vigas por DIC permitiu melhor compreender o processo de fissuração e modo de falha das vigas.

Na FIGURA 107 estão apresentadas as imagens obtidas das vigas, no software GOM *Correlate*, em momento próximo à ruptura onde é possível visualizar o padrão da fissura principal bem como as demais fissuras existentes no lado instrumentado da viga. Imagem da viga SFRC0,75-1 não é apresentada, pois para essa viga a ruptura ocorreu no lado não instrumentado.

FIGURA 107 – IDENTIFICAÇÃO DAS FISSURAS NAS VIGAS PELA ANÁLISE POR DIC: A) CC0-1, B) CC0-2; C) SFRC0,50-1; D) SFRC0,50-2; E) SFRC0,75-2; F) SFRC1,00-1; G) SFRC1,00-2

(continua)

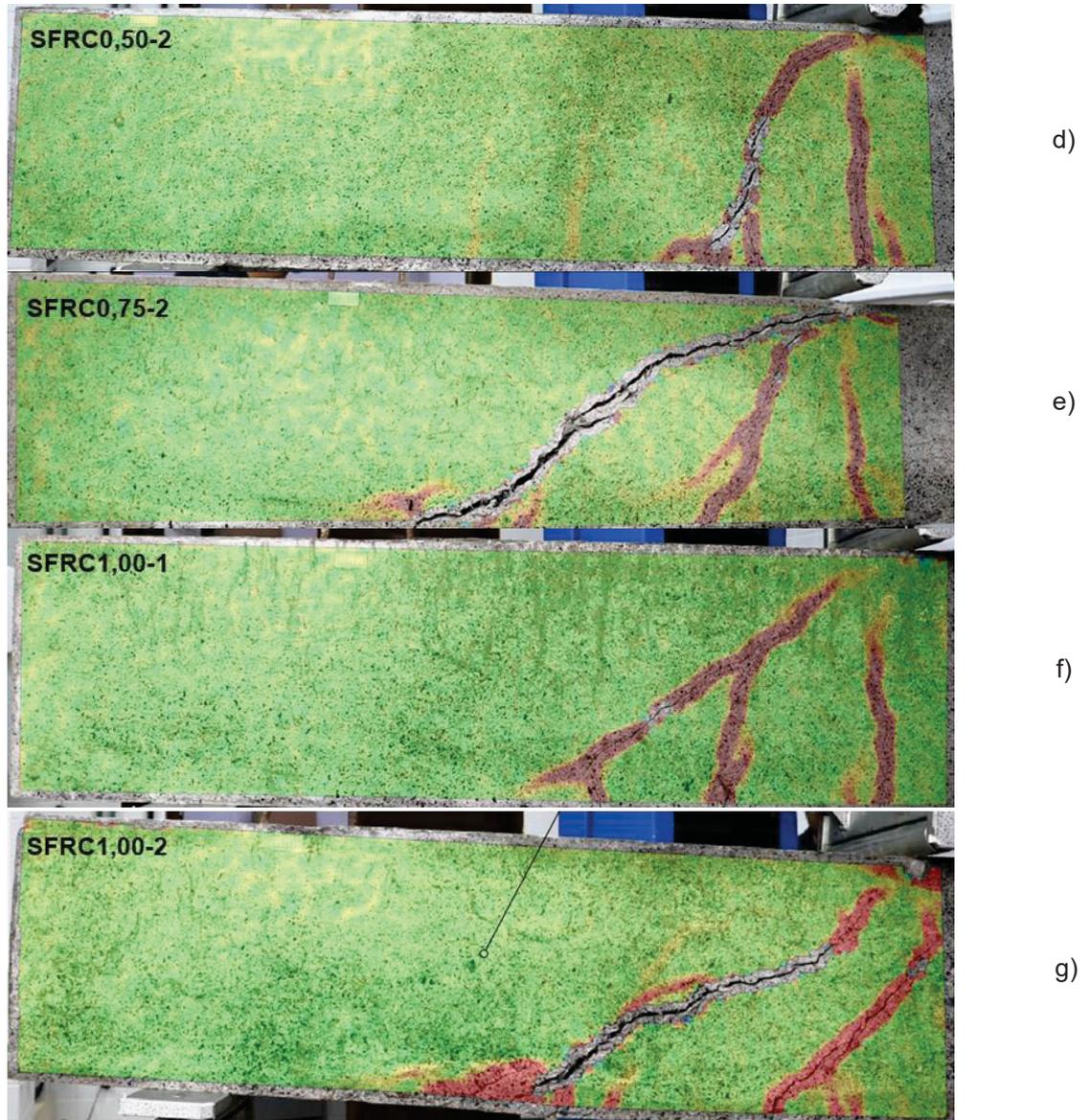


a)

b)

c)

FIGURA 107 – IDENTIFICAÇÃO DAS FISSURAS NAS VIGAS PELA ANÁLISE POR DIC: A) CC0-1, B) CC0-2; C) SFRC0,50-1; D) SFRC0,50-2; E) SFRC0,75-2; F) SFRC1,00-1; G) SFRC1,00-2
(conclusão)

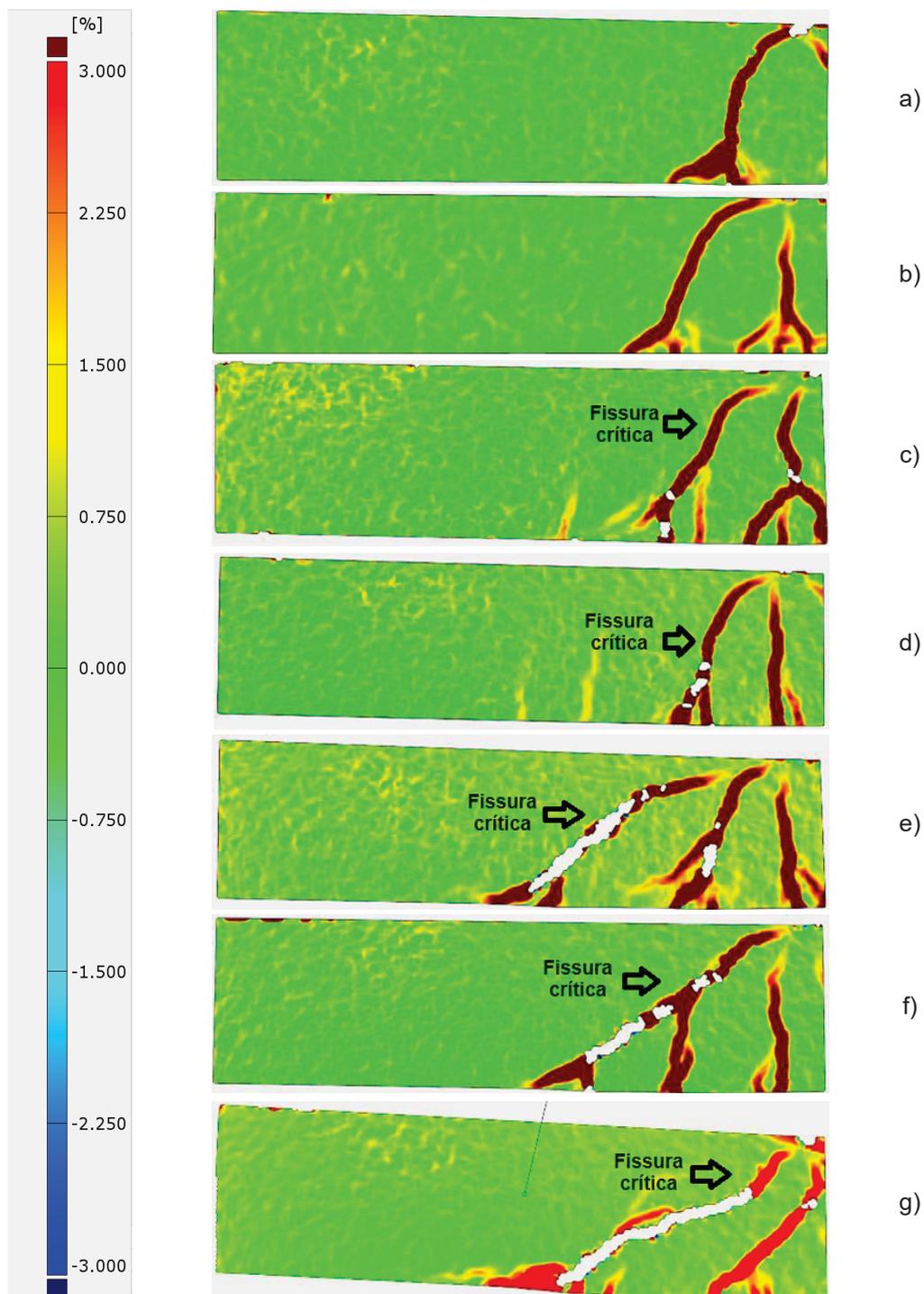


FONTE: A autora (2024).

Para visualizar o estado de deformação no vão de ruptura, imagens no momento da carga máxima são apresentados na FIGURA 108. Em análise à FIGURA 108 observa-se que para as vigas sem fibras, na carga máxima, ainda não havia se formado a fissura crítica, diferentemente das vigas com fibras. Nas vigas SFRC0,50 a fissura crítica se mostrou mais inclinada, enquanto na viga SFRC0,75-2 nota-se a presença de fissura similar a que ocorreu na viga SFRC0,50, mas com a fissura crítica com menor ângulo de inclinação. Na viga SFRC1,00-1 ocorre a junção da fissura

crítica com a fissura mais vertical em aproximadamente metade da altura da viga. E na viga SFRC1,00-2 não se observa a fissura mais vertical, sendo a fissura crítica mais inclinada também.

FIGURA 108 – DEFORMAÇÕES PRINCIPAIS DAS VIGAS: A) CC0-1 EM P_{MAX} ; B) CC0-2 EM P_{MAX} ; C) SFRC0,50-1 EM P_{MAX} ; D) SFRC0,50-2 EM P_{MAX} ; E) SFRC0,75-2 EM P_{MAX} ; F) SFRC1,00-1 EM P_{MAX} ; G) SFRC1,00-2 EM P_{MAX}

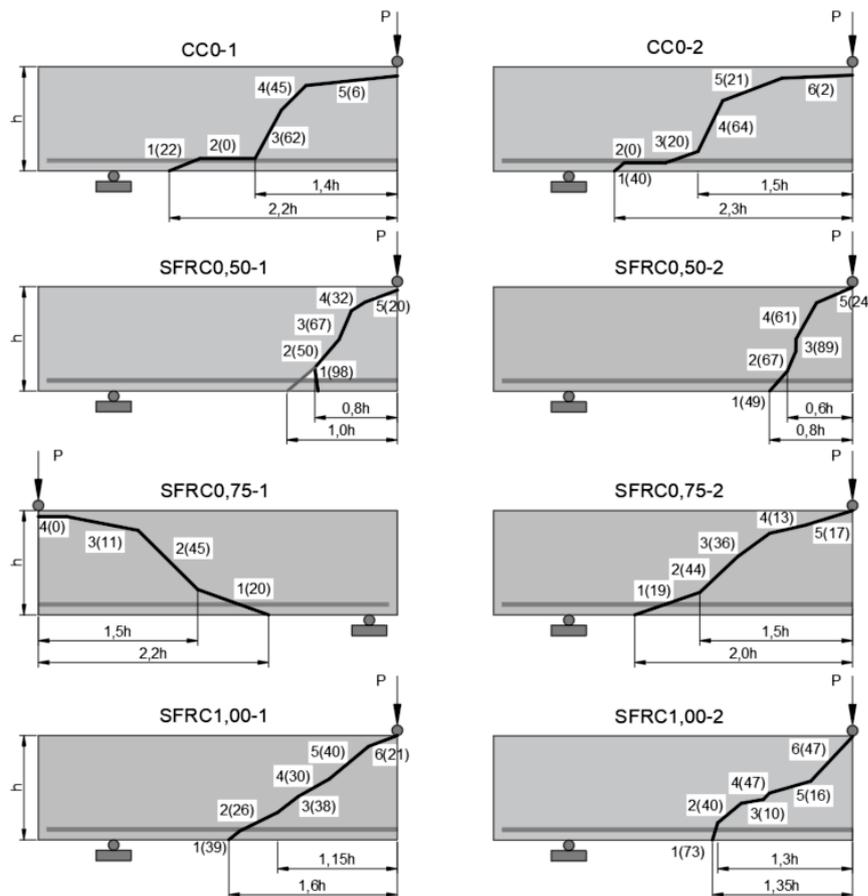


FONTE: A autora (2024).

No trabalho de Gali e Subramaniam (2017), vigas com volume de fibras de aço de 0,5% e 0,75%, com relação a/d de 1,8, foram ensaiadas e uma fissura de cisalhamento foi estabelecida antes do pico de carga, assim como observado nesse estudo para as vigas com fibras que apresentam uma relação a/d de 3,0.

Para melhor analisar a forma da fissura crítica, segmentos retilíneos foram identificados e numerados, sendo possível determinar os ângulos de inclinação. Esta discretização é necessária para definir a direção exata da fissura, ou seja, o ângulo entre a fissura e o eixo longitudinal da viga. A determinação correta do ângulo é importante porque os deslocamentos normais à superfície da fissura (abertura) e tangencial à superfície da fissura (deslizamento) deve ser definido e medido com precisão (Koščak et al., 2022). Neste estudo optou-se por uma discretização mais detalhada, adotando linhas retas, que resultaram em 4 a 6 segmentos (FIGURA 109).

FIGURA 109 – FORMA SIMPLIFICADA DA FISSURA CRÍTICA NAS VIGAS COM IDENTIFICAÇÃO NUMÉRICA DOS TRECHOS SEGUIDOS DO ÂNGULO, EM GRAUS (ENTRE PARÊNTESES), EM RELAÇÃO AO EIXO LONGITUDINAL DA VIGA



FONTE: A autora (2024).

Analisando a FIGURA 109, observa-se que os maiores ângulos de fissura crítica foram registrados para o concreto com 0,5% de volume de fibras (vigas SFRC0,50), verificando que o acréscimo de fibras de 0,5% para 0,75% e posteriormente de 0,75% para 1,0% não aumentou o ângulo da fissura de cisalhamento.

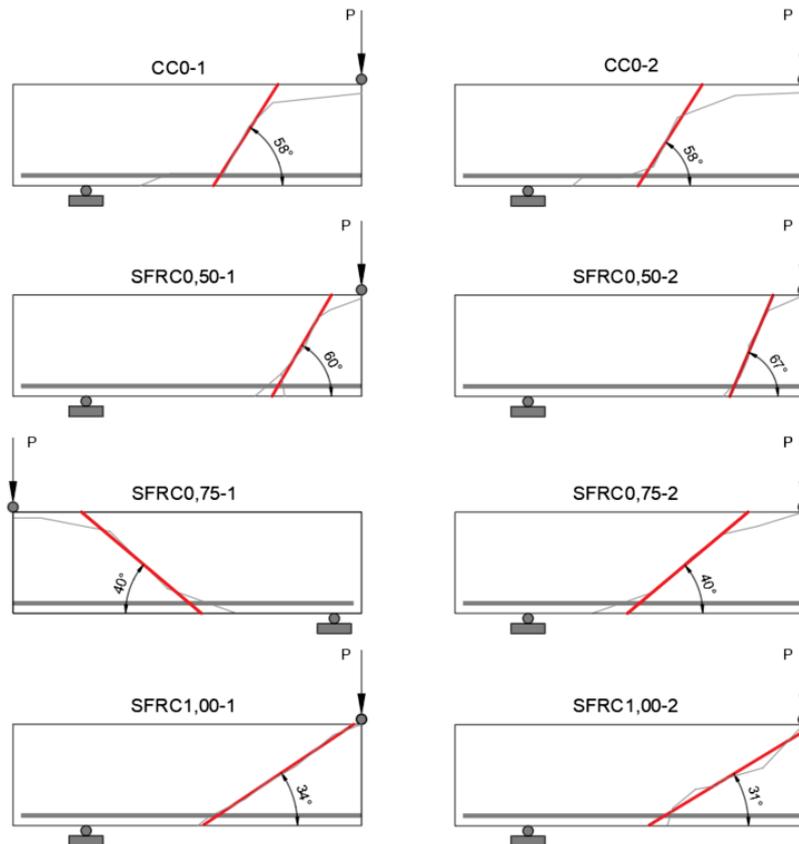
Quanto à forma da fissura crítica do último e/ou penúltimo segmento, nota-se que, para as vigas sem fibras esse trecho foi bem horizontalizado, enquanto para as vigas com fibras esse ângulo foi de aproximadamente 20 graus (exceção para a viga SFRC0,75-1 que teve um ângulo de 11 graus seguido de um trecho horizontal e da viga SFRC1,00-2 que apresentou um ângulo de 47°). Destaca-se que para a viga SFRC0,75-1, a determinação do ângulo foi feita a partir da imagem e não por DIC.

A distância da formação da fissura em relação ao ponto de carregamento também pode fornecer informações sobre o modo de falha. A distância horizontal entre o trecho inclinado principal da fissura crítica e o ponto de aplicação da carga foi próxima entre as vigas com mesmo volume de fibras. Para as vigas referências esse valor foi de 1,4h (CC0-1) e 1,5h (CC0-2). Para as vigas SFRC0,50-1 e SFRC0,50-2 esse valor reduziu significativamente, para 0,8h e 0,6h, respectivamente. Para as vigas SFRC0,75-1 e SFRC0,75-2 esse valor aumentou para 1,5h para ambas as vigas e para as vigas com SFRC1,00-1 e SFRC1,00-2 os valores foram de 1,15h e 1,3h, respectivamente, e, portanto, mais próximos aos valores encontrados para as vigas com 0,75% de volume de fibras.

Para corroborar com a discussão, apresenta-se na FIGURA 110 o ângulo médio da fissura crítica de maneira simplificada, assim como apresentado em Dev et al. (2020), Dev, Chellapandian e Prakash (2020) e Muhammad e Yousif (2023) – que realizaram pesquisas semelhantes a este estudo. Essa determinação foi feita a partir da fissura crítica detalhada, apresentada na FIGURA 109, considerando os trechos centrais da fissura.

Analisando os ângulos médio para as vigas com um mesmo volume de fibras, nota-se uma maior diferença entre as vigas com 0,5% de volume de fibras (60° para a viga SFRC0,50-1 e 67° para a viga SFRC0,50-2). Para as demais vigas, com o mesmo tipo de concreto, as fissuras críticas apresentaram valores iguais ou próximos de ângulos, sendo de 58° para ambas as vigas CC0, 40° para as duas vigas SFRC0,75 e de 34° e 31° para as vigas SFRC1,00-1 e SFRC1,00-2, respectivamente.

FIGURA 110 – FISSURA CRÍTICA NAS VIGAS COM IDENTIFICAÇÃO DO ÂNGULO MÉDIO, EM GRAUS, EM RELAÇÃO À HORIZONTAL



FONTE: A autora (2024).

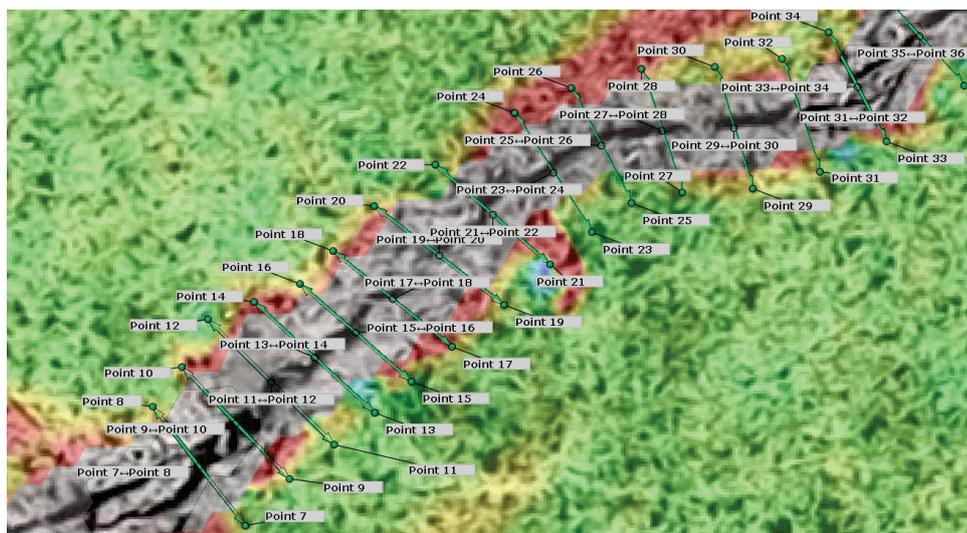
Assim, a partir dos valores médios de 58° , $63,5^\circ$, 40° e $32,5^\circ$ para as vigas CC0, SFRC0,50, SFRC0,75 e SFRC1,00, respectivamente, observa-se uma redução do ângulo médio das fissuras críticas entre as vigas com fibras conforme o acréscimo do volume de fibras. Já, em relação, à viga CC0 com as demais, nota-se um acréscimo entre as vigas CC0 e SFRC0,50 e uma redução do ângulo entre as vigas CC0 e SFRC0,75/SFRC1,00. Em Muhammad e Yousif (2023), os autores observaram o mesmo desta pesquisa, isto é, o ângulo de inclinação diminuiu em todas as vigas de BFRP com o acréscimo do volume de micro fibras de basalto. Os ângulos de inclinação das vigas, sem adição de fibras de basalto, foram de 45° e 53° , enquanto com a adição de 0,75%, os ângulos de inclinação reduziram para o intervalo de 30° e 39° e de 30° a 35° para as vigas com 1,5% de fibras.

Diferentemente do que foi registrado neste estudo, nas pesquisas de Dev et al. (2020) e Dev, Chellapandian e Prakash (2020), o ângulo da fissura de cisalhamento, em relação ao eixo longitudinal da viga, aumentou com o acréscimo do

volume de fibras. Nessas pesquisas foram adotadas barras de GFRP e fibras híbridas de poliefelina e aço (0,35%, 0,70% e 1,00%), com a fibra de aço com comprimento de 30 mm e diâmetro de 0,6 mm (relação de aspecto de 50). Ao analisar o estudo de Lakavath, Joshi e Prakash (2019) de vigas com fibras de aço, mas com barras de aço, constatou-se o ângulo de fissura crítica também aumentou com o aumento da dosagem de fibra.

Na sequência, foram analisados e determinadas as aberturas e os deslizamentos da fissura crítica. Destaca-se que não existe uma padronização sobre o nível de discretização necessário para o cálculo dessas variáveis. Alguns pesquisadores optam por uma discretização idealizada com poucos segmentos como em Valença e Carmo (2020). Há outros, como Huber et al. (2019) e Koščak et al. (2022), que optaram por uma discretização detalhada onde o comprimento de cada segmento de polilinha foi aproximadamente metade do tamanho máximo do agregado ou limitado a essa dimensão como em Cavagnis (2017) e em Santos (2023). Já em Resende e Cardoso (2023), a cinemática da fissura foi discretizada com 45 pontos. Nesse estudo, cada segmento foi subdividido em comprimentos próximo ao tamanho máximo do agregado como representado na FIGURA 111.

FIGURA 111 – LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS AO LONGO DA FISSURA CRÍTICA



FONTE: A autora (2024).

A quantidade de pontos mudou para cada viga, considerando o comprimento total da fissura crítica, sendo de: 94 pontos para a viga CC0-1, de 80 pontos para a viga CC0-2, 64 pontos para a viga SFRC0,50-1, 48 pontos para a viga SFRC0,50-2,

64 pontos para a viga SFRC0,75-2, 88 pontos para a viga SFRC1,00-1 e de 74 pontos para a viga SFRC1,00-2. Após a discretização dos pontos, as aberturas e os deslizamentos puderam ser determinados ao longo da fissura crítica para cada viga. Considerando que a ruptura da viga SFRC0,75-1 não aconteceu no lado de acompanhamento da DIC. Para essa viga não foi possível determinar as aberturas e deslizamentos da fissura crítica.

A TABELA 24 apresenta, para cada segmento da fissura crítica discretizada na FIGURA 109, quais foram as aberturas e deslizamentos na carga de pico e a TABELA 25 registra os valores máximos, isto é, após a ruptura. Para todas as vigas SFRC, a ruptura aconteceu logo após a carga de pico.

TABELA 24 – ABERTURAS E DESLIZAMENTOS NA CARGA DE PICO PARA CADA SEGMENTO DA FISSURA CRÍTICA DAS VIGAS ENSAIADAS

Vigas	Abertura w (mm)						Deslizamento s (mm)					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
CC0-1	0,52	0,52	0,52	0,5	0,53	-	0,28	0,33	0,43	0,35	0,37	-
CC0-2	*	*	0,16	0,11	0,35	0,33	*	*	0,29	0,33	0,26	0,27
SFRC0,50-1	1,74	2,26	1,32	0,78	0,34	-	0,78	0,61	0,84	0,47	0,50	-
SFRC0,50-2	2,69	2,89	1,90	2,19	1,00	-	0,62	1,00	1,85	0,93	0,88	-
SFRC0,75-2	3,91	4,69	3,47	2,09	0,50	-	0,67	3,59	1,43	0,55	0,55	-
SFRC1,00-1	0,58	4,33	4,62	4,22	3,21	1,02	0,72	0,71	0,67	0,25	0,86	0,37
SFRC1,00-2	2,69	7,89	6,12	4,96	4,74	2,41	0,25	2,26	1,92	1,69	1,20	0,64

* deslocamento do concreto após a ruptura e leituras não realizadas

FONTE: A autora (2024).

TABELA 25 – ABERTURAS E DESLIZAMENTOS MÁXIMOS PARA CADA SEGMENTO DA FISSURA CRÍTICA DAS VIGAS ENSAIADAS NA RUPTURA

Vigas	Abertura w (mm)						Deslizamento s (mm)					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
CC0-1	6,43	15,99	9,35	14,24	18,98	-	3,15	0,56	15,21	11,73	2,55	-
CC0-2	*	*	17,15	8,08	18,94	20,37	*	*	7,86	17,44	6,22	0,91
SFRC0,50-1	2,05	4,43	1,67	1,37	0,81	-	1,47	1,99	1,93	1,48	1,55	-
SFRC0,50-2	3,54	3,25	1,94	2,40	1,41	-	1,18	1,85	2,76	1,81	1,07	-
SFRC0,75-2	11,90	9,02	6,88	6,03	3,22	-	3,58	8,25	7,10	4,92	5,09	-
SFRC1,00-1	0,62	4,47	4,74	4,33	3,30	1,09	0,75	0,67	0,25	0,25	0,89	0,37
SFRC1,00-2	2,69	8,10	6,29	5,08	4,88	2,47	0,25	2,32	1,95	1,72	1,20	0,66

* deslocamento do concreto após a ruptura e leituras não realizadas

FONTE: A autora (2024).

Considerando os resultados apresentados na TABELA 24 e na TABELA 25 observa-se um pequeno acréscimo das aberturas e deslizamentos para as vigas com 1,0% de fibras entre a carga de pico e a ruptura. Diferentemente do observado nas vigas com 0,5% e 0,75% onde esse valor aumentou significativamente, demonstrando a ruptura abrupta ocorrida. Entretanto, a maior diferença entre os resultados da TABELA 24 e TABELA 25 se encontra nas vigas sem fibras, que tiveram um salto nos valores de aberturas e deslizamentos. Desse modo, confirma-se que a capacidade de transferência de cisalhamento pode ser aumentada nas vigas com fibras devido ao acréscimo do efeito de intertravamento fibra-concreto.

Entre as vigas com fibras, a maior abertura de fissuras na carga de pico foi similar entre as vigas SFRC0,50-1, SFRC0,50-2 (média de 2,58 mm no segmento 2). Para as vigas SFRC0,75-2 (abertura máxima de 4,69 mm no segmento 2) e SFRC1,00-1 (abertura máxima de 4,62 mm no segmento 3), as aberturas foram maiores que a observada nas vigas com 0,5%, mas também similares. E a viga SFRC1,00-2, viga que apresentou maior capacidade de resistência ao cisalhamento e deflexão, registrou os maiores valores de aberturas (abertura máxima de 7,89 mm no segmento 2). Assim, de forma geral, conclui-se que, com a incorporação de fibras ao concreto, foram verificadas maiores aberturas de fissura máxima, fato similar ao observado em Santos (2023), Dang et al. (2021), Lantsoght (2019b) e Zarrinpour e Chao (2017).

Na carga de pico, para as vigas SFRC0,75-2, SFRC1,00-1 e SFRC1,00-2, as máximas aberturas de fissuras ultrapassaram os 3,5 mm e, portanto, a resistência à tração residual do concreto já se referia ao $f_{R,4}$. E, considerando a análise na ruptura, os valores para as vigas SFRC0,50-1 e SFRC0,50-2 também ultrapassaram o limite de 3,5 mm. Desse modo, conclui-se que, em viga com barras de FRP, devido à menor rigidez da barra e conseqüentemente maiores deflexões, maiores valores de abertura de fissuras já foram alcançados mesmo nas vigas com menores volumes de fibras (0,5%), podendo concluir que esse volume de fibras foi o ótimo para as condições adotadas nessa pesquisa, pois foi atingido o limite de utilização das fibras. Assim, possivelmente para se obter maior capacidade de resistência ao cisalhamento do concreto com fibras seria necessário adotar fibras mais longas que as adotada nesse estudo e não aumentar o volume.

Quanto aos deslizamentos registrados na carga de pico, para todas as vigas, as aberturas máximas foram maiores que os deslizamentos máximos. Das vigas com

fibras de aço, a que apresentou o maior deslizamento foi a SFRC0,75-2 e a que apresentou os menores valores de deslizamentos foi a viga SFRC1,00-1.

Outra observação se refere ao fato da abertura e o deslizamento estarem correlacionados com a forma da fissura de cisalhamento crítica. Verificou-se que o deslizamento das superfícies das fissuras foi mais pronunciado para fissuras mais inclinadas, diferentemente do afirmado por Koščák et al., (2022) que notou que o deslizamento das superfícies das fissuras não foi mais pronunciado para fissuras muito inclinadas.

Nesta pesquisa, notou-se que os valores de abertura de fissura aumentaram desde a ponta da fissura (ponto de aplicação da carga) e atingiram um valor máximo a cerca de dois terços da altura da viga (a partir do topo da viga), fato coincidente com o observado por Koščák et al. (2022). Porém, devido à armadura longitudinal (GFRP), a largura da fissura diminui novamente em direção à parte inferior da viga, mas com um fechamento não tão pronunciado quanto aconteceria em uma viga com barra de aço. Quanto a esse fato, observa-se que as aberturas de fissuras em vigas de SFRC com GFRP são significativamente maiores que em vigas de SFRC com barras de aço. Em estudos de vigas com barras de aço e SFRC são registrados valores médios de w da ordem de 0,3 mm a 0,5 mm em vigas sem fibras de aço (Koščák et al., 2022); de 1,7 a 2,3 mm em vigas com 0,5% de fibras de aço e de 0,5 a 1,0 mm em vigas com 0,75% de fibras de aço (Gali; Subramaniam, 2017).

A técnica DIC também permitiu determinar o tempo e conseqüentemente a carga da formação dos segmentos da fissura crítica para discussões sobre as aberturas e deslizamentos. Podem ser destacados cinco estágios de carga, sendo eles:

- a) Estágio I: instante em que a fissura crítica cruza a armadura longitudinal de GFRP;
- b) Estágio II: instante em que a fissura crítica se torna inclinada (fissura de cisalhamento);
- c) Estágio III: instante em que a fissura crítica se torna horizontal ou menos inclinada e em direção ao ponto de aplicação da carga;
- d) Estágio IV: instante da carga máxima;
- e) Estágio V: ruptura.

A TABELA 26 apresenta as cargas correspondentes à formação da fissura para os estágios I, II, III e IV bem como a relação com a carga máxima.

TABELA 26 – CARGA DE FORMAÇÃO DA FISSURA DE CISALHAMENTO PARA CADA ESTÁGIO

Vigas	Estágios							
	I		II		III		IV	
	P _I (kN)	P _I /P _{max}	P _{II} (kN)	P _{II} /P _{max}	P _{III} (kN)	P _{III} /P _{max}	P _{IV} (kN)	P _{IV} /P _{max}
CC0-1	47	*	47	*	47	*	53	1
CC0-2	60	*	60	*	55	*	61	1
SFRC0,50-1	76	0,61	89	0,72	116	0,94	124	1
SFRC0,50-2	63	0,58	74	0,69	98	0,91	108	1
SFRC0,75-2	97	0,81	98	0,82	108	0,90	119	1
SFRC1,00-1	98	0,81	99	0,82	106	0,88	121	1
SFRC1,00-2	120	0,76	120	0,76	135	0,86	158	1

*para as vigas sem fibras a carga máxima ocorreu em instante imediatamente anterior ao início da fissuração, apresentando queda do valor da carga após formação da fissura crítica

FONTE: A autora (2024).

Destaca-se que, para as vigas CC0-1 e CC0-2, como a carga máxima ocorreu em instante imediatamente anterior ao início da fissuração, as cargas dos estágios I, II e III se referem a valores após a carga de pico, diferentemente das demais vigas.

Para as vigas SFRC0,50-1 e SFRC0,50-2, as quais apresentaram fissuras mais verticais, observa-se um acréscimo de carga conforme os estágios da formação da fissura de cisalhamento. O estágio I foi registrado em aproximadamente 60% da carga última, o estágio II em aproximadamente 70% da carga última e o estágio III acima de 90% da carga última.

Para as vigas SFRC0,75-2, SFRC1,00-1 e SFRC1,00-2, as cargas registradas, no estágio I e II são praticamente iguais, demonstrando que, para essas vigas, a fissura surgiu simultaneamente para os estágios I e II, com posterior acréscimo de carga até o estágio III. Diferentemente das vigas SFRC0,50, as cargas em relação a carga última, para atingir os estágios determinados foram maiores no estágio I e II (aproximadamente 80%) e menores no estágio III, demonstrando maior rapidez na propagação da fissura. Destaca-se que essas vigas também apresentaram a fissura mais vertical, entretanto não foi essa que se tornou a fissura crítica. A análise DIC revelou que a fissura crítica foi formada em todas as vigas SFRC antes de atingirem seus picos de carga.

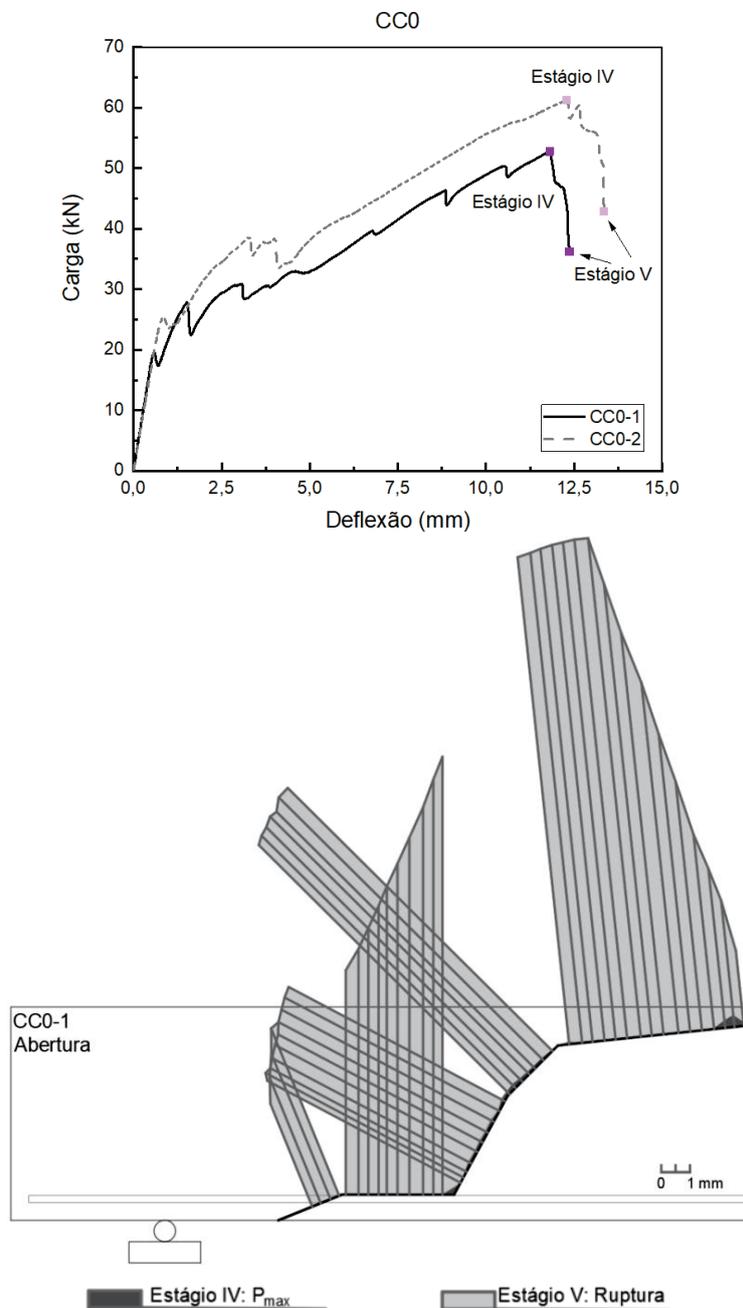
Um outro ponto que merece destaque, é a diferença no valor da carga no estágio I para a viga SFRC1,00-1 e SFRC1,00-2. Nota-se que a carga para a viga SFRC1,00-2 foi bem maior, condizente com o maior valor de carga e energia

absorvida por essa viga e corroborando com a hipótese de otimizado alinhamento das fibras de aço.

A FIGURA 112 apresenta as aberturas e deslizamentos ao longo da fissura crítica para as vigas sem fibras. Como para essas vigas a carga última aconteceu antes que os demais estágios, serão representados apenas os Estágios IV e V.

FIGURA 112 – ABERTURAS E DESLIZAMENTOS AO LONGO DA FISSURA CRÍTICA PARA A VIGA SEM FIBRAS: A) IDENTIFICAÇÃO DOS ESTÁGIOS NO GRÁFICO CARGA X DEFLEXÃO; B) ABERTURA CC0-1; C) DESLIZAMENTO CC0-1; D) ABERTURA CC0-2; E) DESLIZAMENTO CC0-2

(continua)

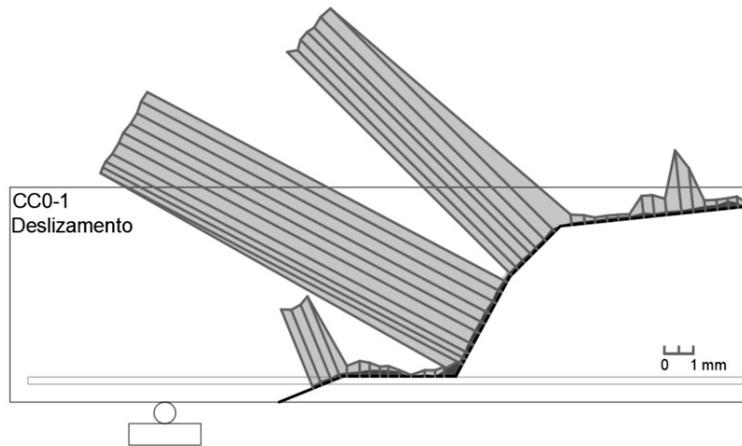


a)

b)

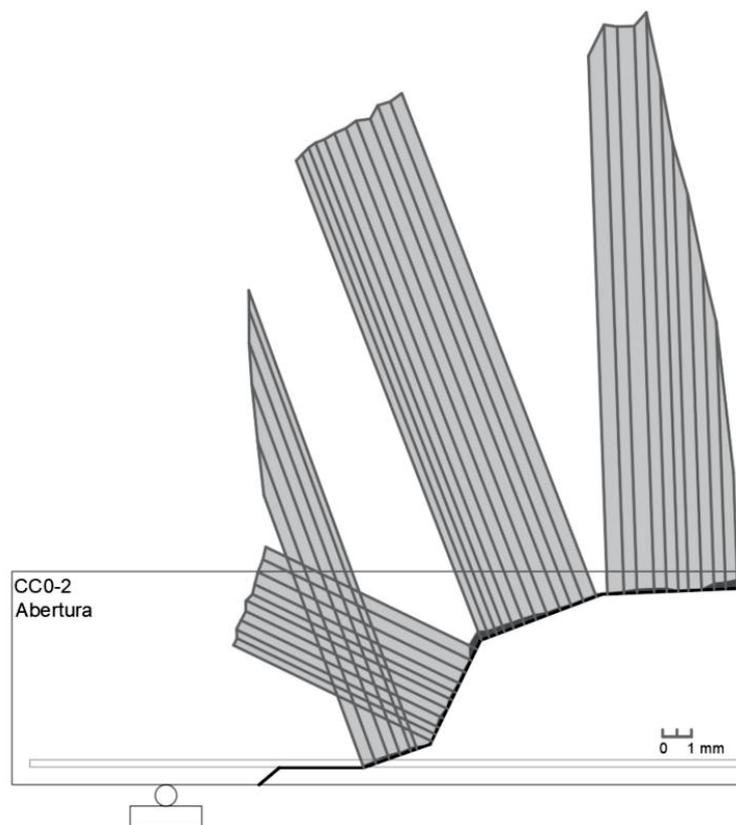
FIGURA 112 – ABERTURAS E DESLIZAMENTOS AO LONGO DA FISSURA CRÍTICA PARA A VIGA SEM FIBRAS: A) IDENTIFICAÇÃO DOS ESTÁGIOS NO GRÁFICO CARGA X DEFLEXÃO; B) ABERTURAS CC0-1; C) DESLIZAMENTOS CC0-1; D) ABERTURAS CC0-2; E) DESLIZAMENTOS CC0-2

(continuação)



c)

Estágio IV: P_{max} Estágio V: Ruptura

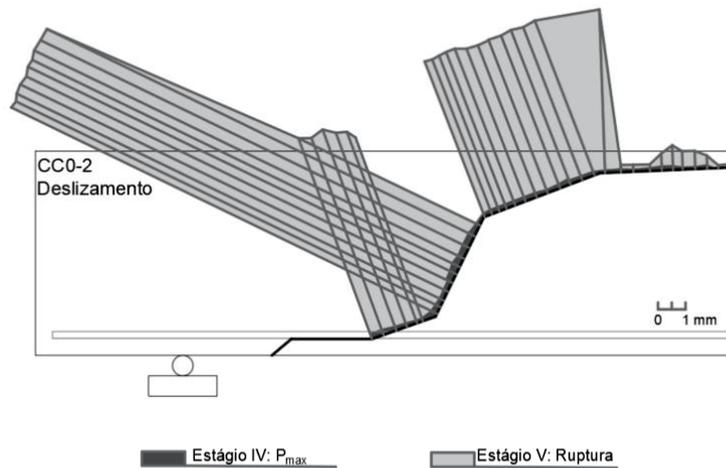


d)

Estágio IV: P_{max} Estágio V: Ruptura

FIGURA 112 – ABERTURAS E DESLIZAMENTOS AO LONGO DA FISSURA CRÍTICA PARA A VIGA SEM FIBRAS: A) IDENTIFICAÇÃO DOS ESTÁGIOS NO GRÁFICO CARGA X DEFLEXÃO; B) ABERTURAS CC0-1; C) DESLIZAMENTOS CC0-1; D) ABERTURAS CC0-2; E) DESLIZAMENTOS CC0-2

(conclusão)



e)

FONTE: A autora (2024).

Em análise à FIGURA 112, é possível verificar a evolução das aberturas e deslizamentos das fissuras críticas das vigas sem fibras. Para essas duas vigas, nota-se que as maiores aberturas foram nos últimos segmentos (horizontalizados) onde também foram anotados os menores deslizamentos. E os maiores deslizamentos foram nos segmentos mais inclinados (segmento 3 da CC0-1 e segmento 4 da CC0-2), onde o efeito de intertravamento agregado é mais pronunciado (ou seja, ocorre deslizamento significativo da fissura em relação à abertura da fissura).

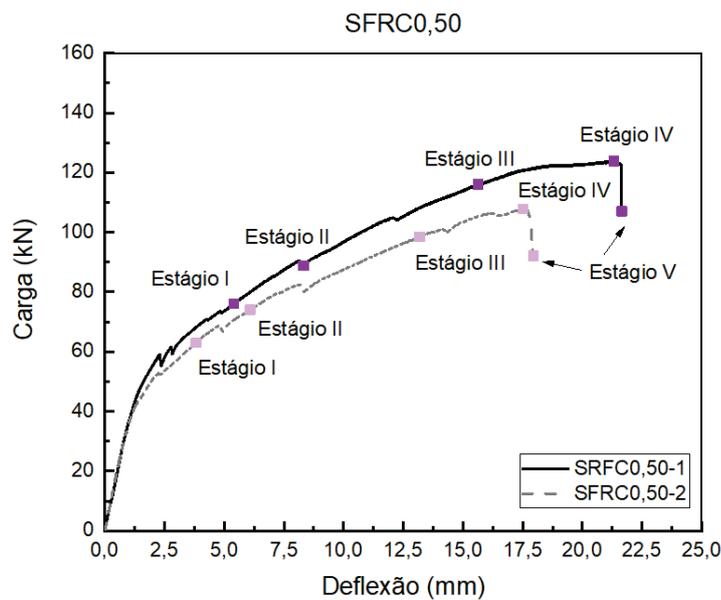
A FIGURA 113 apresenta as aberturas e deslizamentos ao longo da fissura crítica para as vigas com 0,5% de fibras para os diversos estágios bem como identifica os estágios no gráfico carga x deflexão.

Em análise à FIGURA 113a, verifica-se um comportamento similar entre a viga SFRC0,50-1 e SFRC0,50-2 em relação aos estágios de formação da fissura, sendo a deflexão final da viga SFRC0,50-2 menor que a registrada para a viga SFRC0,50-1. Os valores de deflexão intermediários para os estágios também foram menores para a viga SFRC0,50-2. A fissura crítica no estágio I ocorreu aproximadamente na deflexão de 5 mm para a viga SFRC0,50-1 e aos 4 mm para a viga SFRC0,50-2. Na FIGURA 113b, FIGURA 113c, FIGURA 113d e FIGURA 113e, observa-se que os deslocamentos medidos através da fissura de cisalhamento indicam um aumento contínuo na abertura da fissura associado ao aumento do

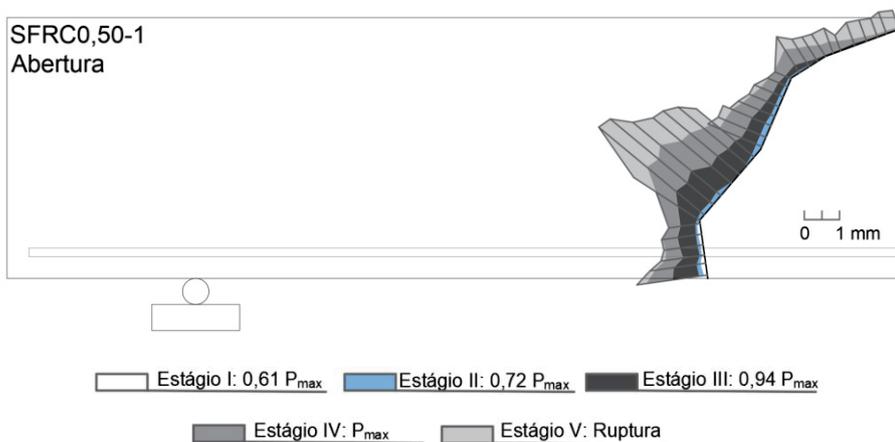
deslizamento entre as duas faces da fissura. As aberturas e deslizamentos foram pequenos para os estágios I e II, apresentando maiores valores nos estágios seguintes. Ao longo da fissura crítica, o acréscimo do deslizamento entre o estágio IV e o estágio V foi mais significativo que o registrado para a abertura. Para ambas as vigas, os maiores valores de abertura foram computados no segmento 2, início da parte inclinada (cisalhamento). Já o maior deslizamento ocorreu no segmento 3, para ambas as vigas, que apresentaram uma configuração mais vertical em relação ao segmento anterior.

FIGURA 113 – ABERTURAS E DESLIZAMENTOS AO LONGO DA FISSURA CRÍTICA PARA A VIGA SFRC0,50: A) IDENTIFICAÇÃO DOS ESTÁGIOS NO GRÁFICO CARGA X DEFLEXÃO; B) ABERTURAS SFRC0,50-1; B) DESLIZAMENTOS SFRC0,50-1; C) DESLIZAMENTOS SFRC0,50-2; E) DESLIZAMENTOS SFRC0,50-2

(continua)



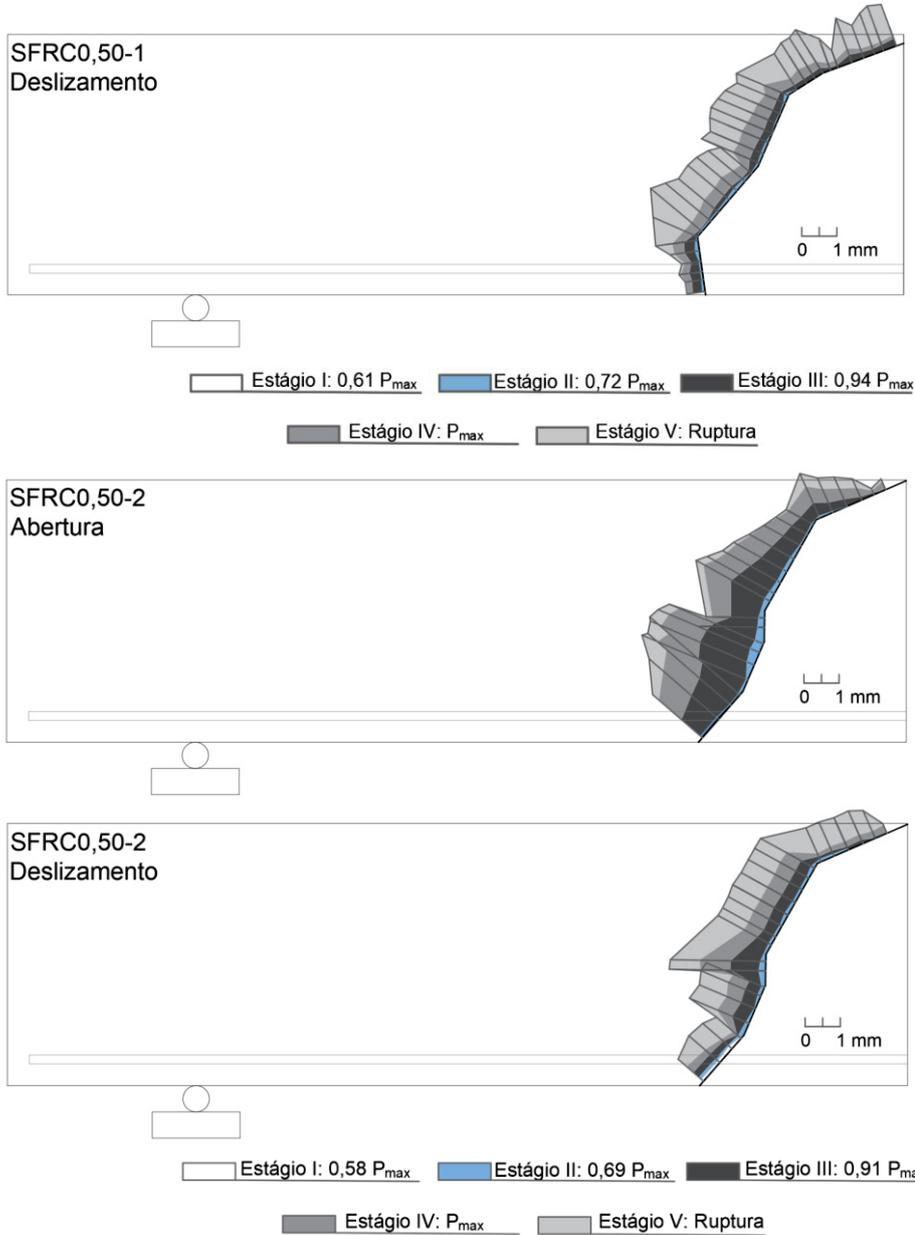
a)



b)

FIGURA 113 – ABERTURAS E DESLIZAMENTOS AO LONGO DA FISSURA CRÍTICA PARA A VIGA SFRC0,50: A) IDENTIFICAÇÃO DOS ESTÁGIOS NO GRÁFICO CARGA X DEFLEXÃO; B) ABERTURAS SFRC0,50-1; B) DESLIZAMENTOS SFRC0,50-1; C) DESLIZAMENTOS SFRC0,50-2; E) DESLIZAMENTOS SFRC0,50-2

(conclusão)



c)

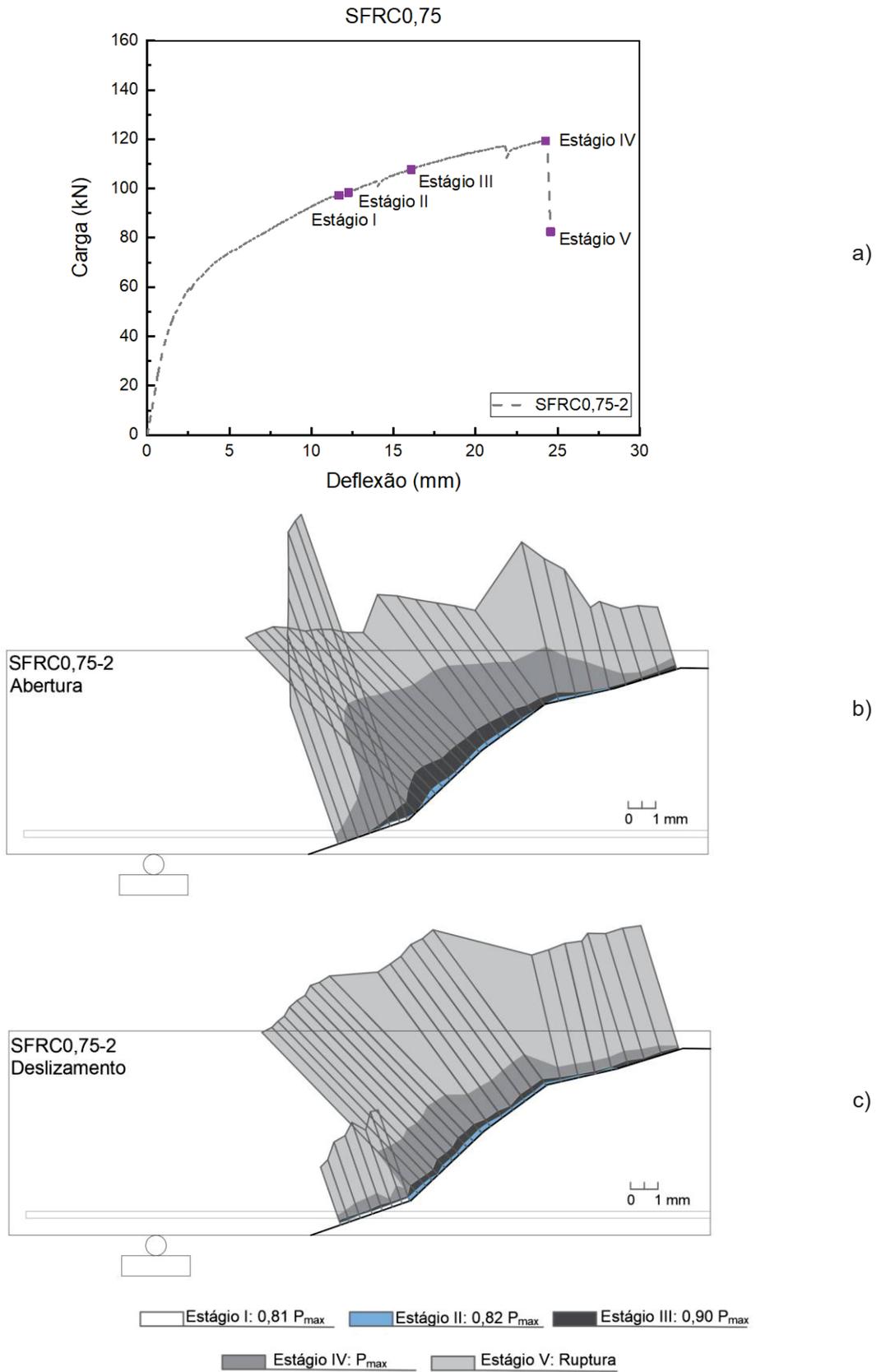
d)

e)

FONTE: A autora (2024).

A FIGURA 114 apresenta as aberturas e deslizamentos ao longo da fissura crítica para a viga com 0,75% fibras para os diversos estágios bem como identifica os estágios no gráfico carga x deflexão.

FIGURA 114 – ABERTURAS E DESLIZAMENTOS AO LONGO DA FISSURA CRÍTICA PARA A VIGA SFRC0,75: A) IDENTIFICAÇÃO DOS ESTÁGIOS NO CARGA X DEFLEXÃO; B) ABERTURA SFRC0,75-2; C) DESLIZAMENTO SFRC0,75-2



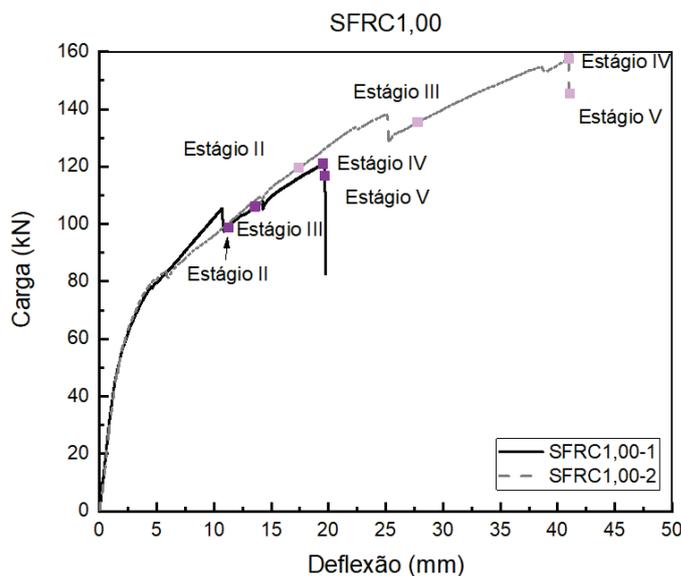
FONTE: A autora (2024).

Analisando a FIGURA 114a, observa-se que a deflexão para o estágio I e II foi de aproximadamente 12 mm, praticamente o dobro do valor o registrado para as vigas SFRC0,50. Relembra-se que a carga máxima suportada para as vigas SFRC0,50-1 e SFRC0,75-2 foram bem próximas - 123,78 kN e 119,38 kN, respectivamente - entretanto a localização e inclinação da fissura crítica para essas duas vigas não foi similar, resultando nessa diferença de deflexão para os estágios I e II. Já para o estágio III, os valores de deflexão foram similares entre as vigas SFRC0,50-1 e SFRC0,75-2 (aproximadamente 16 mm). Quanto a FIGURA 114b e FIGURA 114c, nota-se um aumento significativo tanto da abertura quanto do deslizamento da fissura crítica em relação às vigas SFRC0,50. No estágio IV os valores de abertura de fissura para a viga SFRC0,75-2 foram maiores que os das vigas com 0,5% de fibras. Outra constatação é que, na viga SFRC0,75-2, um grande salto foi registrado entre o estágio IV e estágio V. Os maiores valores de aberturas e deslizamentos foram registrados no segmento 2, início da parte inclinada da fissura crítica, que apresentou uma inclinação de 44 graus.

A FIGURA 115 apresenta as aberturas e deslizamentos ao longo da fissura crítica para as vigas com 1,0% de fibras para os diversos estágios bem como identifica os estágios no gráfico carga x deflexão.

FIGURA 115 – ABERTURAS E DESLIZAMENTOS AO LONGO DA FISSURA CRÍTICA PARA A VIGA SFRC1,00: A) IDENTIFICAÇÃO DOS ESTÁGIOS NO GRÁFICO CARGA X DEFLEXÃO; B) ABERTURA SFRC1,00-1; B) DESLIZAMENTO SFRC1,00-1; C) ABERTURA SFRC1,00-2; E) DESLIZAMENTO SFRC1,00-2

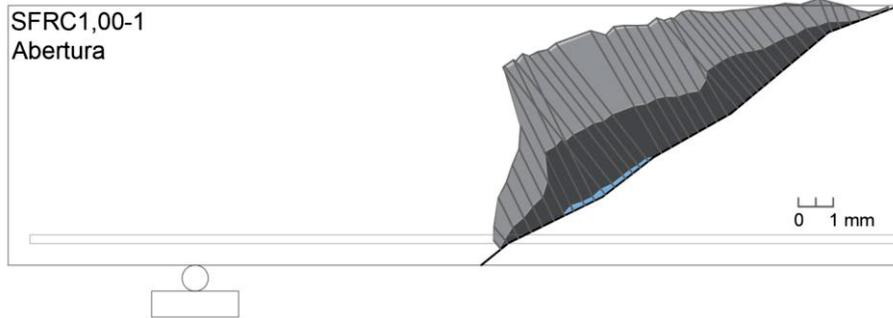
(continua)



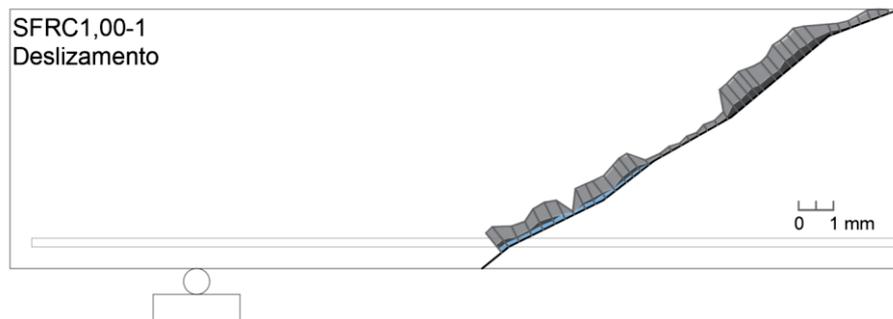
a)

FIGURA 115 – ABERTURAS E DESLIZAMENTOS AO LONGO DA FISSURA CRÍTICA PARA A VIGA SFRC1,00: A) IDENTIFICAÇÃO DOS ESTÁGIOS NO GRÁFICO CARGA X DEFLEXÃO; B) ABERTURA SFRC1,00-1; B) DESLIZAMENTO SFRC1,00-1; C) ABERTURA SFRC1,00-2; E) DESLIZAMENTO SFRC1,00-2

(conclusão)

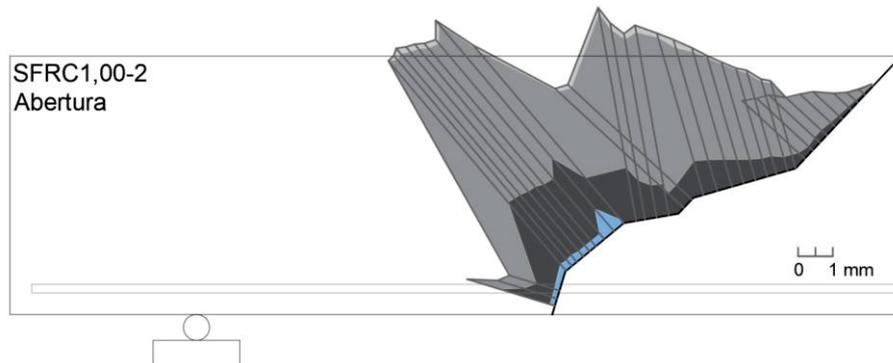


b)

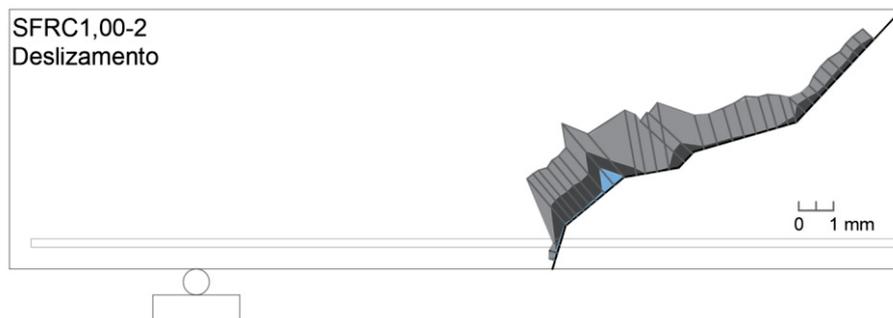


c)

Estágio II: 0,82 P_{max} Estágio III: 0,88 P_{max}
 Estágio IV: P_{max} Estágio V: Ruptura



d)



e)

Estágio II: 0,76 P_{max} Estágio III: 0,86 P_{max}
 Estágio IV: P_{max} Estágio V: Ruptura

FONTE: A autora (2024).

Para as vigas com 1,0% de fibras, assim como já verificado nos itens anteriores, os valores de abertura e deslizamento das fissuras entre as duas amostras foi diferente. Maiores valores de abertura e deslizamento aconteceram na viga SFRC1,00-2. Assim como a deflexão da viga nos estágios I a V, sempre foram bem maiores para essa viga (FIGURA 115a). Observando a FIGURA 115b, FIGURA 115c, FIGURA 115d e FIGURA 115e, é possível verificar a evolução das aberturas e deslizamentos das fissuras críticas. Entretanto, um comportamento similar entre as duas vigas foi o pequeno acréscimo observado entre o estágio IV e estágio V, diferentemente do registrado das vigas SFRC0,50-1, SFRC0,50-2 e SFRC0,75-2.

Destaque se dá para os baixos valores de deslizamentos registrados na viga SFRC1,00-1 em comparação às demais vigas. Deve-se mencionar que a resposta do deslizamento e da abertura é bastante sensível a variações de direção da fissura de cisalhamento, como observado nesse estudo e afirmado por Huber, Huber e Kollegger (2016). Fissuras mais inclinadas resultam em deslizamento mais pronunciado, enquanto para pequenos ângulos de fissura a abertura da fissura é dominante.

Na sequência, a relação entre a abertura e o deslizamento da fissura crítica - denominada dilatância - durante todas as etapas do ensaio (histórico da cinemática) das vigas SFRC é mostrada. Considerou-se os segmentos centrais (fissura de cisalhamento) e os valores de abertura e deslizamento foram determinados a partir da média dos diversos valores encontrados para cada ponto locado naquele segmento. A FIGURA 116 apresenta a cinemática das fissuras até a ruptura final da viga.

FIGURA 116 – CINEMÁTICA DA FISSURA PARA AS VIGAS: A) CC0-1; B) CC0-2; C) SFRC0,50-1; D) SFRC0,50-2; E) SFRC0,75-2; F) SFRC1,00-1 E G) SFRC1,00-2

(continua)

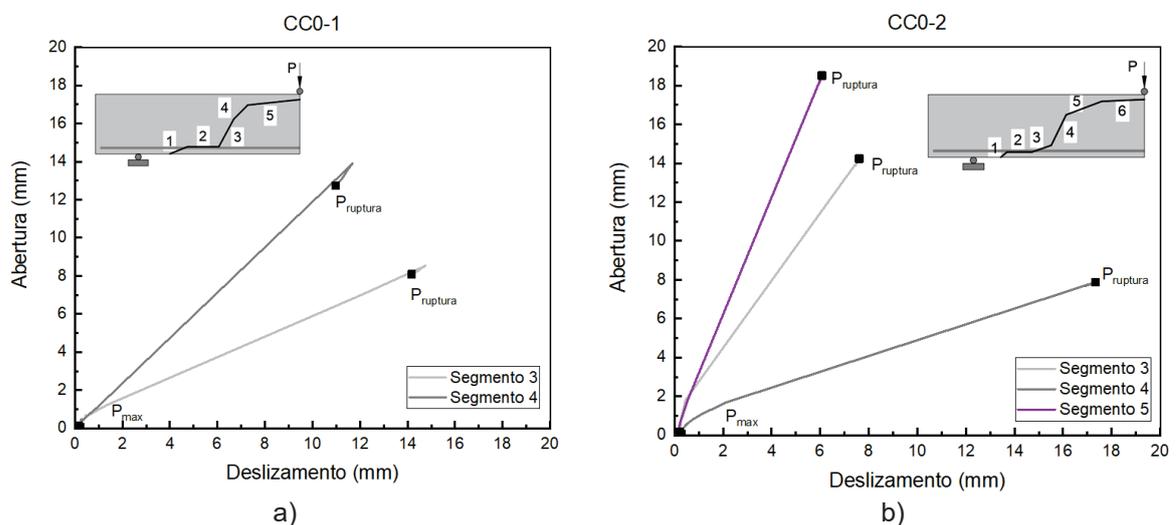
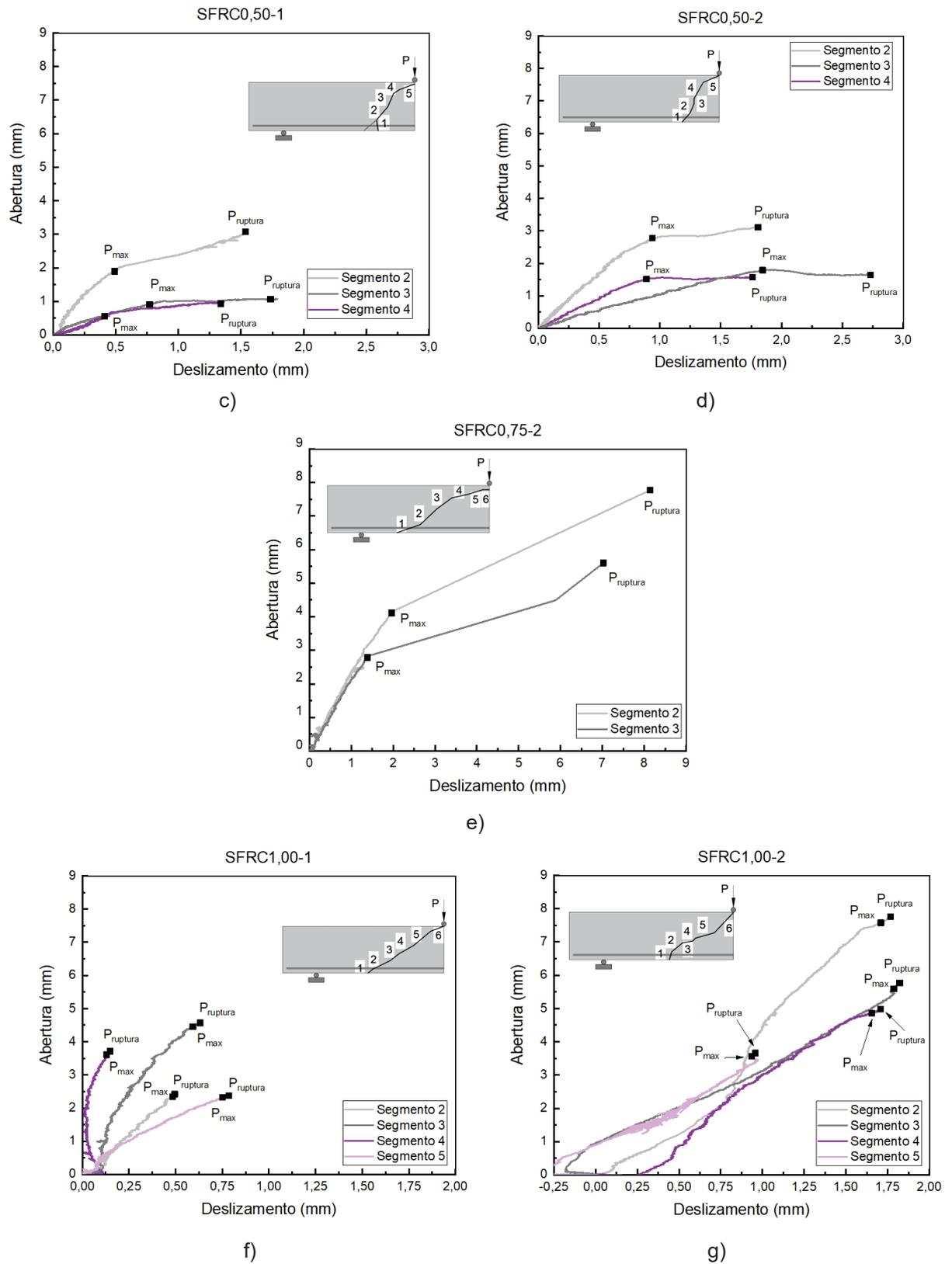


FIGURA 116 – CINEMÁTICA DA FISSURA PARA AS VIGAS: A) CC0-1; B) CC0-2; C) SFRC0,50-1; D) SFRC0,50-2; E) SFRC0,75-2; F) SFRC1,00-1 E G) SFRC1,00-2

(conclusão)



FONTE: A autora (2024).

Considerando a FIGURA 116, verifica-se que o resultado obtido para os segmentos da região de cisalhamento indica um comportamento dilatante, isto é, há um aumento da abertura da fissura associado a um aumento no deslizamento entre as faces da fissura. Esse comportamento dilatante é semelhante para vigas sem e com fibras (0,5% e 0,75%) o mesmo observado por Lakavath, Joshi e Prakash (2019).

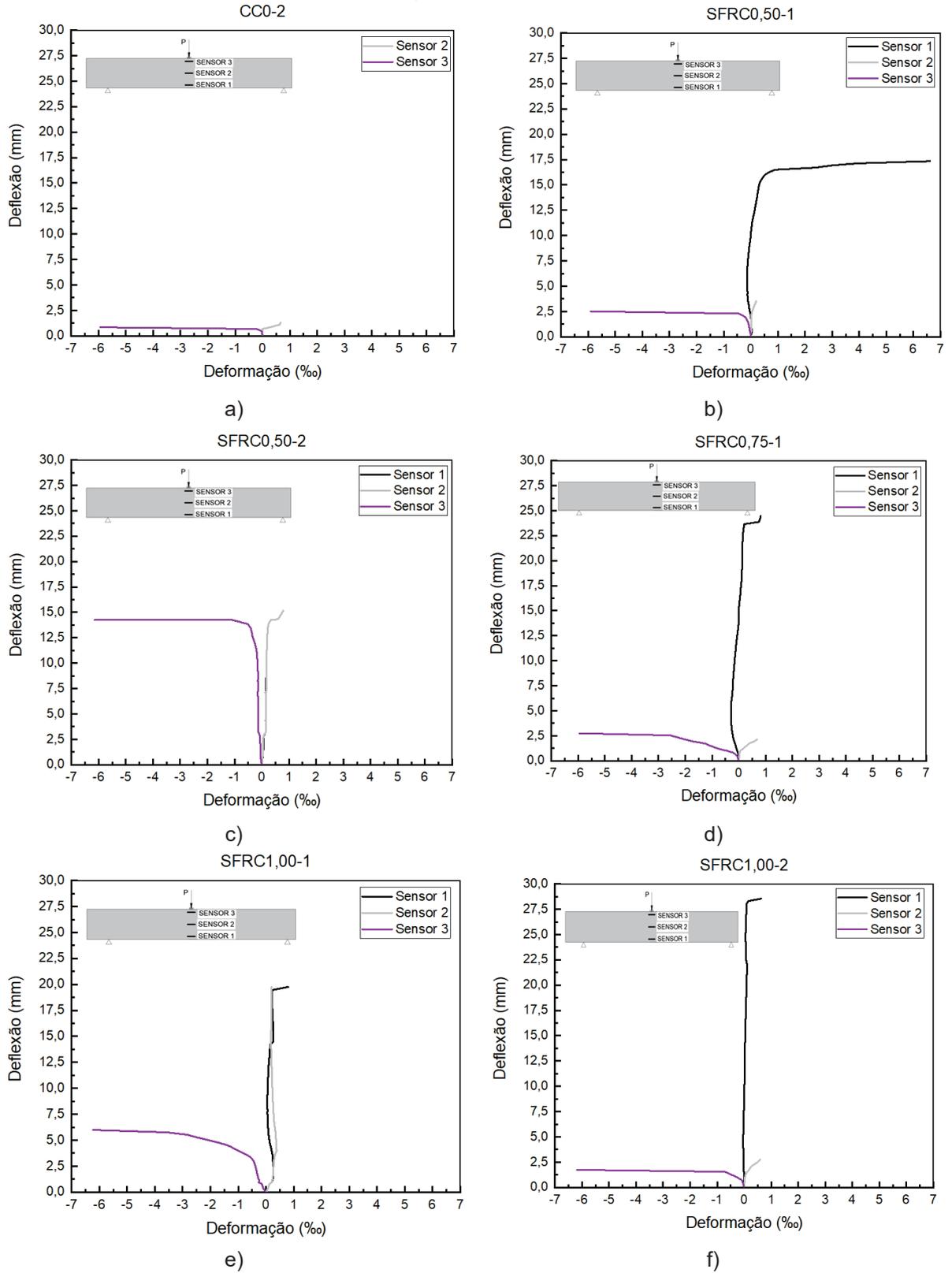
Para a maioria das vigas, a partir da comparação da cinemática da fissura, nota-se que a abertura da fissura não ocorreu antes do deslizamento da fissura, como assumido por Walraven (1980), mas sim simultaneamente com o deslizamento da fissura desde o seu início, o mesmo observado por Koščak et al. (2022) e Gali e Subramaniam (2017). Entretanto para alguns segmentos das vigas com 1,0% de fibras, observou-se deslizamentos mais significativos em comparação a aberturas nas fases iniciais do ensaio, incluindo deslizamento em uma direção e depois em outra direção (todos os segmentos da SFRC1,00-1 e segmento 3 e 5 da viga SFRC1,00-2). Após, para a viga SFRC1,00-1 as aberturas foram mais pronunciadas que os deslizamentos (segmentos 2 e 3) e para a viga SFRC1,00-2 os deslizamentos foram mais pronunciados que as aberturas (segmentos 3 e 4).

Além disso, a FIGURA 116 mostra que a fissura de cisalhamento crítica pode se propagar significativamente após atingir a força de cisalhamento máxima e antes de sua ruptura, como é o caso das vigas SFRC0,50-1, SFRC0,50-2 e SFRC0,75-2. Outra observação que pode ser feita para essas vigas, é que após atingir a carga máxima ocorre uma redução na velocidade de abertura de fissura em relação ao deslizamento, assim como constatado por Gali e Subramaniam (2017). Isto demonstra que o efeito de intertravamento do agregado é mais pronunciado, especialmente nos segmentos 3 e 4 para as vigas com 0,5% de fibras. Já para as vigas SFRC1,00-1 e SFRC1,00-2 logo após o alcance da força de cisalhamento máxima ocorre a ruptura da viga.

5.4 COMPORTAMENTO DEFLEXÃO X DEFORMAÇÃO

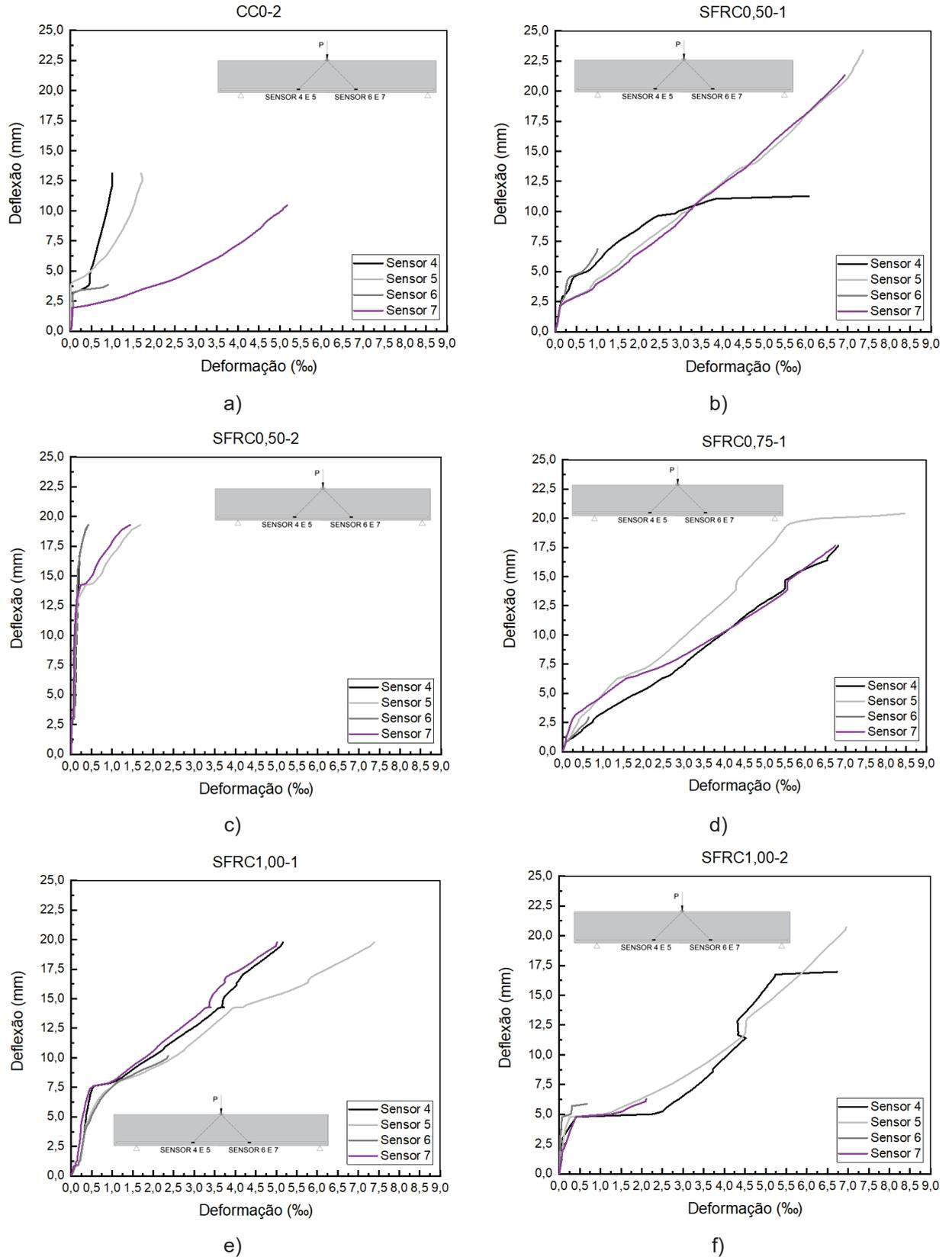
Para apresentar o comportamento das leituras das deformações no decorrer dos ensaios, apresenta-se na FIGURA 117 os resultados das deflexões das vigas e deformações no concreto que se referem aos sensores 1, 2 e 3. Os resultados das deflexões das vigas e deformações das armaduras longitudinais de GFRP, que se referem aos sensores 4, 5, 6 e 7, são apresentados na FIGURA 118.

FIGURA 117 - GRÁFICO DEFLEXÃO X DEFORMAÇÃO NOS SENSORES DA FACE DE CONCRETO: A) CC0-2; B) SFRC0,50-1; C) SFRC0,50-2; D) SFRC0,75-1; E) SFRC1,00-1; F) SFRC1,00-2



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 118 – GRÁFICO DEFLEXÃO X DEFORMAÇÃO NOS SENSORES DAS BARRAS DE GFRP: A) CC0-2; B) SFRC0,50-1; C) SFRC0,50-2; D) SFRC0,75-1; E) SFRC1,00-1; F) SFRC1,00-2



FONTE: A autora (2024).

Para melhor comparação dos resultados foram mantidos constantes os eixos x e y para todas as vigas. Nos gráficos da FIGURA 117 e FIGURA 118 optou-se por não apresentar os valores de deformação constante, após a ruptura do *strain gauge*. Em relação à instrumentação com *strain gauges* das vigas, informa-se que os dados da viga CC0-1 e SFRC0,75-2 não são apresentados, pois ocorreram problemas de aquisição dos dados no decorrer do ensaio. E, para a viga CC0-2, os dados do sensor 1 não foram obtidos devido a anomalia do sensor instalado.

Os valores com as deformações máximas para todas as vigas ensaiadas estão resumidos na TABELA 27. Destaca-se que esses valores não correspondem a um mesmo tempo e deflexão, e, sim, aos máximos valores registrados pelos *strain gauges* e que na maioria das vigas a ruptura aconteceu antes do término dos ensaios.

TABELA 27 – DEFORMAÇÕES MÁXIMAS REGISTRADAS PELOS STRAIN GAUGES NA FACE DE CONCRETO E NAS BARRAS DE GFRP DAS VIGAS ENSAIADAS

Vigas	Deformação Concreto (‰)			Deformação GFRP (‰)			
	Sensor 1	Sensor 2	Sensor 3	Sensor 4	Sensor 5	Sensor 6	Sensor 7
CC0-2	-	0,67*	-5,94*	1,00	1,73	0,90	5,17*
SFRC0,50-1	6,62*	0,20*	-5,91*	6,07*	7,37	1,00*	6,92
SFRC0,50-2	0,17*	0,79*	-6,15*	0,43	1,69	0,42	1,44
SFRC0,75-1	0,82	0,69*	-5,95*	6,81*	8,46*	0,64*	6,74*
SFRC1,00-1	0,80	0,39*	-6,24*	5,16	7,39	2,36*	5,02
SFRC1,00-2	0,63*	0,59*	-6,18*	6,72*	6,95*	0,68*	2,11*

* *Strain gauge* rompeu antes do término do ensaio

FONTE: A autora (2024).

De acordo com a FIGURA 117 e a TABELA 27 observa-se que as deformações na parte superior da face de concreto (sensor 3) resultaram em aproximadamente 6‰ para todas as vigas. Para a maioria das vigas, as deformações máximas nesse sensor aconteceram em menores deflexões e para todas as vigas se romperam antes do término do ensaio. Já para o sensor 1 e o sensor 2, o acréscimo de deformação foi pequeno em comparação ao acréscimo de deflexão da viga.

Em pesquisas na literatura de ensaios de vigas com FRP, são verificados acréscimos de deformação no concreto (topo da viga) com a incorporação de fibras no concreto, como nos estudos de Issa, Metwally e Elzeiny (2011); Wang e Belarbi (2011); Yang et al. (2012); Abed e Alhafiz (2019); Zhu et al. (2020) e Muhammad e Yousi (2023). Nessa pesquisa não se constatou esse acréscimo significativo, assim

como em Al-Hamrani e Alnahhal (2021) que adotou macro fibras de basalto no concreto.

Cabe destacar que o valor de deformação no sensor 3, para a viga sem fibras, foi alto e acima dos valores usualmente recomendado por normativas - que é de 3,5‰ na NBR 6118 (ABNT, 2023) e de 3‰ na ACI 440.1 R-15 (ACI Committee 440.1R-15, 2015) e ACI 318 (ACI Committee 318, 2008). Valores de deformação, no concreto sem fibras, acima desses limites também foram encontrados em demais pesquisas com barras de FRP (De Sá; Silva; Cardoso, 2020). Para o sensor 1 e sensor 2 as deformações ficaram abaixo de 1‰ (exceto para o sensor 1 da viga SFRC0,50-1 que alcançou o valor de 6,62‰).

Para os *strain gauges* alocados nas barras de GFRP, observa-se pela FIGURA 118 que com o início da fissura de flexão, a maior parte das tensões de tração são transferidas para as barras longitudinais de GFRP, o que causa um aumento repentino nos valores de deformação dessas barras (devido ao baixo módulo de elasticidade das barras). Após essa mudança de direção, verifica-se um comportamento linear para alguns sensores fixados nas barras de GFRP, tais como: sensor 7 da CC0-2; sensor 5 e 7 da SFRC0,50-1; sensor 4, 5 e 7 da SFRC0,75-1 e da SFRC1,00-1; e sensor 4 e 5 as SFRC1,00-2.

As maiores deformações registradas para as vigas SFRC aconteceram no sensor 5. Para a viga SFRC0,75-1 essa deformação chegou a 8,5‰. Nota-se que as vigas com fibras apresentaram valores de deformação, nas barras de GFRP, maiores que os registrados nas vigas sem fibras. Os baixos valores de deformação das barras de GFRP da viga SFRC0,50-2 indicam que possivelmente houve uma falha na aquisição dos dados no decorrer no ensaio.

Destaca-se também que as deformações observadas nas barras de GFRP revelaram que as vigas não atingiram suas capacidades máximas de flexão, pois a deformação de ruptura da barra era de 19,53‰. Entretanto, a adição de fibras de aço melhorou o comportamento das vigas, que resistiram a maiores momentos fletores, levando a maiores deformações nas barras de GFRP.

Demais pesquisas com barras de FRP e fibras de aço também concluíram que os valores da deformação na barra aumentaram com o acréscimo de fibras, tais como em Issa, Metwally e Elzeiny (2011) onde a deformação da barra de GFRP para a viga sem fibras foi de 8‰ e para a viga com 0,5% de fibras foi de 15,8‰. Em Tran, Pham e Hao (2020), a deformação na barra de BFRP da viga sem fibras foi de 2,7‰

enquanto que para a viga com 0,5% de fibras de aço, essa deformação foi de 3,5‰. Em Muhammad e Yousif (2023) foi registrado um aumento de 6,4‰ para 16,5‰ de uma viga sem fibras para uma com 1,0% de fibras de basalto, respectivamente. Esse acréscimo também foi notado para vigas com barras de FRP com fibras de basalto e sintéticas (Abed; Sabbagh, 2022a).

5.5 TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS DAS VIGAS PARA ANÁLISE DA ORIENTAÇÃO DAS FIBRAS

Neste item apresentam-se os resultados dos ensaios indutivos nos testemunhos cilíndricos, com 15 cm de diâmetro, extraídos das vigas em diferentes posições para aprofundamento da análise do consumo e orientação das fibras de aço. Também são apresentadas imagens da microtomografia dos testemunhos cilíndricos, de 5 cm de diâmetro, extraídos da região da barra de GFRP das vigas SFRC0,50 e SFRC1,00.

5.5.1 Teste indutivo

Com o ensaio indutivo dos testemunhos obteve-se o consumo de fibras nas vigas ensaiadas conforme apresentado na TABELA 28, onde apresenta-se também o consumo médio e o desvio padrão (SD).

TABELA 28 - QUANTIDADE DE FIBRA PELO TESTE INDUTIVO NOS TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS DAS VIGAS

Testemunho	C_f (kg/m ³)					
	SFRC0,50-1	SFRC0,50-2	SFRC0,75-1	SFRC0,75-2	SFRC1,00-1	SFRC1,00-2
T1	52,7	33,0	52,2	51,2	65,5	72,2
T2	48,7	41,1	57,5	60,2	63,5	72,8
T3	48,3	45,1	62,5	62,3	76,7	79,2
T4	55,5	46,3	64,5	61,5	83,3	78,0
T5	52,5	42,2	63,7	58,1	74,5	75,5
T6	52,6	47,2	57,8	63,9	77,2	79,6
T7	41,6	40,3	67,0	60,1	75,9	72,8
Média	50,3	42,2	60,7	59,6	73,8	75,7
SD	4,5	4,8	5,1	4,2	6,9	3,2

FONTE: A autora (2024).

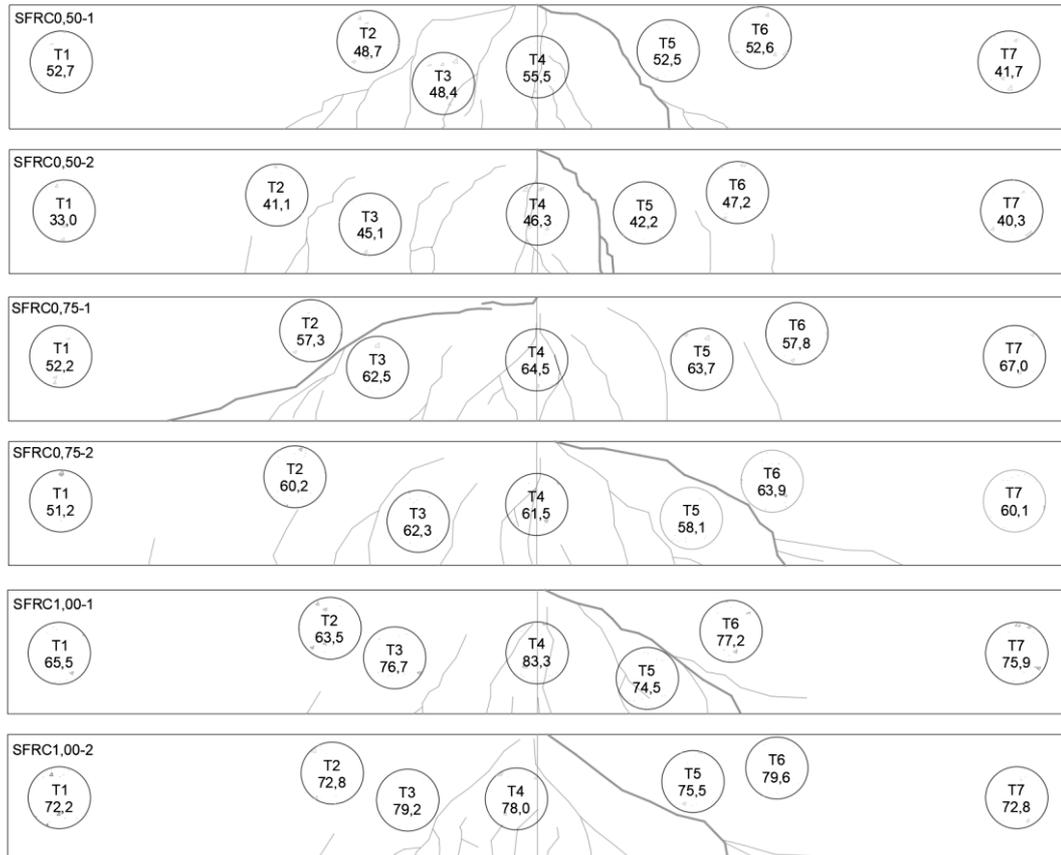
Verificando os valores da TABELA 28 observa-se que a viga SFRC0,50-1 obteve um consumo de fibras médio de aproximadamente 50 kg/m^3 , valor bem acima do esperado ($39,25 \text{ kg/m}^3$). Isso se justifica e corrobora com a discussão já apresentada no Capítulo 4 no que se refere aos ensaios indutivos dos corpos de prova da mesma betonada que resultaram em valores inferiores ao esperado, considerando a queda da betoneira. Destaca-se que o concreto utilizado para a concretagem da viga foi o que ficou no fundo da betoneira, após a sua queda, e pode-se constatar que houve um acúmulo de fibras nessa região, resultando em maior quantidade de fibras nessa viga e menor quantidade nos corpos de prova.

Já para as demais vigas, os consumos médios de fibras obtidos foram próximos a quantidade de fibra esperada, que foi de: $42,15 \text{ kg/m}^3$ para a viga SFRC0,50-2 (consumo esperado de $39,25 \text{ kg/m}^3$); $60,74 \text{ kg/m}^3$ e $59,61 \text{ kg/m}^3$ para as vigas SFRC0,75-1 e SFRC0,75-2, respectivamente (consumo esperado de $58,88 \text{ kg/m}^3$) e de $73,80 \text{ kg/m}^3$ e $75,73 \text{ kg/m}^3$ para as vigas SFRC1,00-1 e SFRC1,00-2, respectivamente (consumo esperado de $78,5 \text{ kg/m}^3$).

Aplicando a análise de variância ANOVA, com comparação pelo método de Tukey, considerando um nível de significância de 5% obtém-se que os consumos médios de quantidades de fibras entre os concretos com 0,5%, 0,75% e 1,00% de volumes de fibras são diferentes entre si. Entretanto, retomando a discussão da capacidade de carga obtida para cada viga (ou resistência ao cisalhamento), relembra-se que o acréscimo no volume de fibras não ocasionou acréscimo significativo da capacidade de carga, verificando que o volume de fibras aumentou, mas a resistência ao cisalhamento não.

Realizando uma análise entre os consumos nas vigas com mesmo volume de fibras, constata-se que para as vigas com 0,5% de volume de fibras os consumos são diferentes entre si, enquanto para o concreto com 0,75% e 1,00% de volume de fibras os consumos médios não apresentam diferenças significativas. Entretanto, as vigas de mesmo volume de fibras que resultaram em maior diferença entre as capacidades de carga foram as vigas com 1,00% de volume de fibras (diferença de 30% entre a viga SFRC1,00-1 para a viga SFRC1,00-2). Para as demais essa diferença foi de 14,7% entre as vigas SFRC0,50-1 e SFRC0,50-2 e de 10,4% entre as vigas SFRC0,75-1 e SFRC0,75-2.

Para uma análise visual dos diferentes consumos de fibras de aço na mesma viga, conforme o local de extração do testemunho, apresenta-se a FIGURA 119.

FIGURA 119 – CONSUMO DE FIBRAS NOS TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS DAS VIGAS (kg/m³)

FONTE: A autora (2024).

Em análise à FIGURA 119 notam-se diferentes distribuições de consumos para uma mesma viga conforme o posicionamento do testemunho, sendo que algumas vigas apresentam um consumo mais linear entre os testemunhos e outras não, como a viga SFRC1,00-1. Lembra-se que a concretagem foi feita pela região central, local correspondente ao T4 de todas as vigas. Observa-se também que, para as vigas SFRC0,50-1 e SFRC1,00-1 a maior quantidade de fibras foi registrada no T4, já para as vigas SFRC0,50-2, SFRC0,75-2 e SFRC1,00-2 a maior quantidade de fibras foi verificada no T6, que foi extraído próximo a fissura crítica e no lado da falha. No que se refere a viga SFRC0,75-1, que não teve sua falha registrada no lado esperado, verifica-se que o consumo de fibras entre os T3-T5 e T2-T6 foi bem similar, sendo que estes foram os corpos de prova extraídos próximos a região da fissura (T2 e T3) e do local esperado da fissura (T5 e T6). Portanto, conclui-se que a quantidade de fibras não é uma justificativa para a falha ter ocorrido no vão de menor cisalhamento. Para a viga SFRC1,00-2, que teve uma maior capacidade de carga, o consumo de fibras no T2, T3, T5 e T6 foi ligeiramente maior que sua viga correspondente SFRC1,00-1.

Os testemunhos T1 e o T7, de todas as vigas, foram extraídos das extremidades das vigas e pode-se notar que em alguns casos estes apresentam um maior consumo que a média. Isto pode ser explicado devido ao processo de finalização da concretagem, pois quando o concreto já estava nivelado na região central, pequena quantidade de concreto foi adicionado nas extremidades.

Outro dado bem importante obtido do teste indutivo é a orientação das fibras conforme apresentado na TABELA 29 e representado graficamente na FIGURA 120.

TABELA 29 – DISTRIBUIÇÃO DAS FIBRAS PELO TESTE INDUTIVO EM CADA EIXO DOS CORPOS DE PROVA EXTRAÍDOS DAS VIGAS

(continua)

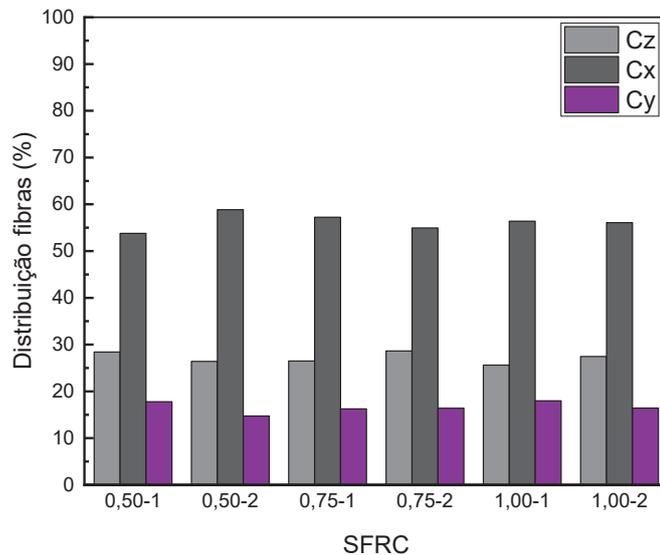
Concreto	T	C _z				C _x				C _y			
		C _{i0} (%)	Média	SD	CV (%)	C _{i90} (%)	Média	SD	CV (%)	C _i (%)	Média	SD	CV (%)
SFRC0,50-1	1	28,77	28,43	2,12	7,45	53,62	53,78	6,73	12,51	17,60	17,79	5,03	28,27
	2	29,29				52,15				18,55			
	3	25,00				62,08				12,92			
	4	26,20				63,93				9,86			
	5	30,84				49,58				19,55			
	6	28,57				46,58				24,85			
	7	30,26				48,52				21,22			
SFRC0,50-2	1	35,85	26,42	5,92	22,40	47,67	58,85	8,77	14,90	16,48	14,73	3,69	25,06
	2	25,13				56,90				17,97			
	3	21,18				67,82				11,00			
	4	23,26				67,40				9,35			
	5	19,64				67,85				12,51			
	6	27,55				54,20				18,25			
	7	32,33				50,10				17,58			
SFRC0,75-1	1	38,40	26,50	6,04	22,81	44,23	57,23	7,98	13,94	17,37	16,27	3,96	24,32
	2	22,91				58,22				18,87			
	3	23,68				61,28				15,04			
	4	22,41				67,27				10,33			
	5	24,40				63,53				12,07			
	6	31,04				49,87				19,09			
	7	22,65				56,22				21,13			
SFRC0,75-2	1	32,82	28,65	5,76	20,10	46,98	54,94	7,58	13,80	20,20	16,41	3,03	18,46
	2	32,49				47,17				20,35			
	3	20,61				63,71				15,68			
	4	32,87				49,89				17,24			
	5	21,26				65,32				13,43			
	6	26,75				57,97				15,29			
	7	33,77				53,54				12,69			

TABELA 29 – DISTRIBUIÇÃO DAS FIBRAS PELO TESTE INDUTIVO EM CADA EIXO DOS CORPOS DE PROVA EXTRAÍDOS DAS VIGAS (conclusão)

Concreto	T	C _z				C _x				C _y			
		C _{io} (%)	Média	SD	CV (%)	C _{i90} (%)	Média	SD	CV (%)	C _i (%)	Média	SD	CV (%)
SFRC1,00-1	1	31,42	25,63	3,96	15,43	49,33	56,39	4,54	8,04	19,25	17,98	1,41	7,87
	2	29,76				52,19				18,05			
	3	20,43				62,77				16,80			
	4	24,94				59,51				15,55			
	5	23,32				57,81				18,87			
	6	22,66				57,85				19,49			
	7	26,90				55,26				17,84			
SFRC1,00-2	1	33,44	27,47	8,78	31,97	47,95	56,09	8,48	15,12	18,61	16,44	2,55	15,51
	2	27,56				52,57				19,87			
	3	17,95				67,55				14,50			
	4	17,47				65,83				16,70			
	5	21,12				60,85				18,03			
	6	37,59				47,99				14,42			
	7	37,17				49,87				12,96			

FONTE: A autora (2024).

FIGURA 120 – DISTRIBUIÇÃO MÉDIA DAS FIBRAS EM CADA EIXO NOS TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS DAS VIGAS



FONTE: A autora (2024).

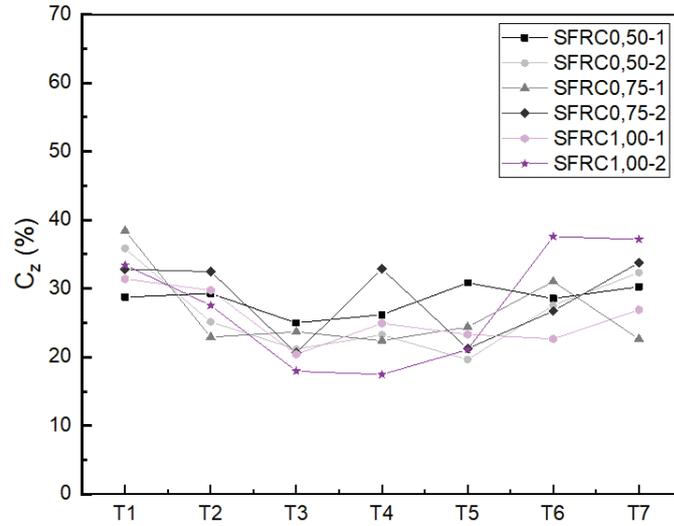
Em análise à TABELA 29 e a FIGURA 120, observa-se que, para todas as vigas, a direção que teve maior orientação das fibras foi a do intitulado eixo x (na

ordem de 0,53 a 0,59). Na sequência, o eixo que teve a segunda maior orientação das fibras, foi o eixo z e por último, o eixo com menor contribuição na orientação das fibras, foi o eixo y. Vale lembrar que as direções x e y são, respectivamente, as direções longitudinal e vertical, e o eixo z é perpendicular a ambos. Destaca-se que, para todas as vigas, o método de concretagem e adensamento foi semelhante. Além disso, verifica-se que este resultado é diferente do observado nos corpos de prova cúbicos, onde os dois maiores valores de distribuição das fibras se referiam ao plano horizontal, perpendicular a concretagem.

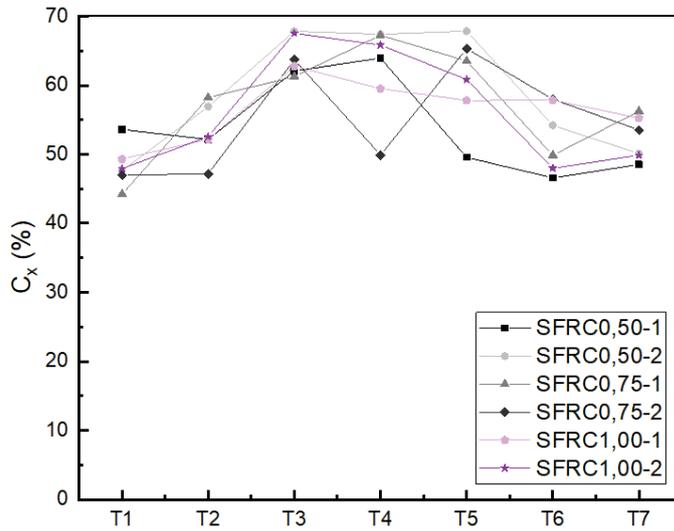
Em Al Rifai, Sikora e Hadi (2024) foi realizado um estudo de alinhamento magnético de fibras de aço em vigas com concreto autoadensável, em que o fator de orientação das fibras ao longo do comprimento das vigas com distribuição randômica foi de 0,3, 0,35 e 0,5 para um concreto com volume de 0,35%, 0,75% e 1,05%, respectivamente. Os fatores de orientação das fibras, para esses mesmos concretos, mas com orientação magnética foi de 0,91, 0,80 e 0,80, respectivamente, embora essa metodologia extrapole o que foi realizado nesse estudo. Outro estudo que apresenta o fator de orientação das fibras de aço é em Yang et al. (2024). Nessa pesquisa foi investigado o comportamento ao cisalhamento de vigas SFRC com barras de GFRP, sem estribos. Os corpos de prova, para diferentes volumes de fibras, com distribuição randômica resultaram em um coeficiente de orientação das fibras próximo a 0,5. Em comparação, os coeficientes de orientação das fibras dos corpos de prova que tiveram orientação magnética apresentaram coeficientes em torno de 0,8. Observa-se que o fator de orientação médio, no eixo x (ao longo do comprimento da viga), teve valor similar ao obtido pelas pesquisas de Al Rifai, Sikora e Hadi (2024) e Yang et al. (2024) para amostras com distribuição randômica.

A fim de analisar a distribuição das fibras em cada testemunho e nas três direções, desenvolveu-se a FIGURA 121, onde se observa um comportamento similar para a maioria dos testemunhos considerando os diversos tipos de concreto (e vigas). Constatou-se que a orientação das fibras de aço nos testemunhos é independente do volume de fibra. Sabe-se ainda que quanto mais fibras de aço alinhadas ao longo da direção do esforço, o desempenho dos elementos pode ser significativamente melhorado. Sendo essa a hipótese considerada para o acréscimo significativo da capacidade de carga da viga SFRC1,00-2 em relação às demais.

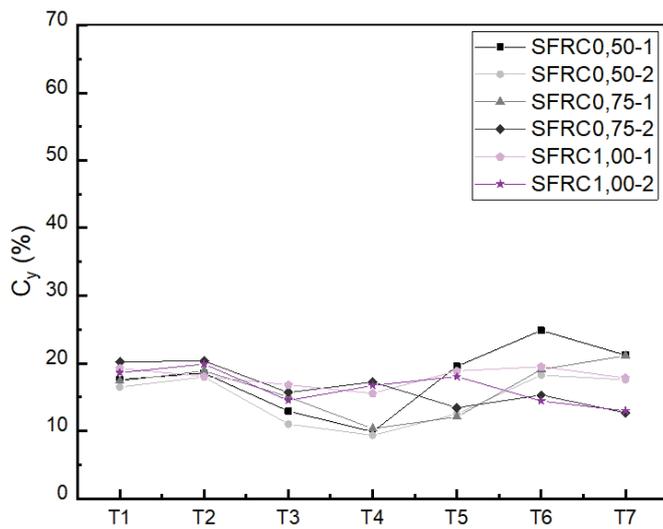
FIGURA 121 – DISTRIBUIÇÃO DAS FIBRAS EM CADA TESTEMUNHO EXTRAÍDO DAS VIGAS:
 A) DIREÇÃO C_z ; B) DIREÇÃO C_x ; C) DIREÇÃO C_y



a)



b)



c)

FONTE: A autora (2024).

Analisando as orientações das fibras no eixo C_x para uma mesma viga, especialmente nos testemunhos próximos a fissura crítica observa-se que:

- a) SFRC0,50-1: registra-se uma diferença entre a quantidade de fibras no T3 (62,08%) em relação ao T5 (49,58%);
- b) SFRC0,50-2: para essa viga, nota-se uma proximidade entre a distribuição das fibras no T3 (67,82%) e no T5 (67,85%);
- c) SFRC0,75-1: para esta viga a ruptura não ocorreu no lado esperado e verifica-se que o T3 (61,28%) tem menos fibras alinhadas na direção x do que o T5 (63,53%). Portanto, registra-se uma menor quantidade de fibras “costurando” a fissura no lado que rompeu e conseqüentemente um maior número de fibras cruzando a região onde deveria acontecer a ruptura, podendo esse ser o motivo da ruptura ter ocorrido no lado oposto;
- d) SFRC0,75-2: para esta viga, nota-se uma menor distribuição de fibras no T3 (63,71%) do que no T5 (65,32%), entretanto, mesmo com esse resultado, a viga rompeu no lado de maior cisalhamento;
- e) SFRC1,00-1: uma maior quantidade de fibras é registrada no T3 (62,77%) do que no T5 (57,81%);
- f) SFRC1,00-2: de maneira similar a viga SFRC1,00-1, uma maior quantidade de fibras é registrada no T3 (64,55%) do que no T5 (60,85%).

Destaca-se que a metodologia adotada para investigar a orientação das fibras teve como limitação a adoção de testemunhos cilíndricos com 15 cm de diâmetro, em uma viga com 30 cm de altura. Além disso, todos os testemunhos não foram extraídos de uma mesma altura, considerando a fissuração das vigas após os ensaios. Assim, tanto o consumo quanto a orientação das fibras são valores que poderiam ter uma investigação mais minuciosa, sendo possível determinar com maior precisão o impacto do posicionamento das fibras em relação a capacidade de carga das vigas. Uma possível solução seria a extração de mais seções das vigas (em camadas, por exemplo) para analisar corpos de prova de menores dimensões e em toda a altura da seção transversal.

5.5.2 Microtomografia

Através da microtomografia foi possível fazer uma análise qualitativa das fibras de aço na região das vigas SFRC0,50-2 e SFRC1,00-2, na região das barras

de GFRP. A FIGURA 122 apresenta as imagens que foram geradas onde são apresentadas visualizações 3D dos testemunhos, primeiramente com uma imagem sólida e depois com destaque para as regiões de maior densidade, onde é possível visualizar claramente as fibras de aço. A parte superior curva, da imagem sólida, se refere ao local da barra de GFRP.

A FIGURA 122a se refere a viga SFRC0,50-2, isto é, a viga com 0,5% de fibras de aço e pode-se notar maior quantidade de fibras na região próxima a barra de GFRP. O testemunho foi retirado da lateral direita, em $\frac{1}{4}$ do comprimento da viga, em uma barra de GFRP lateral.

FIGURA 122 – IMAGENS DA MICROTOMOGRAFIA DO CONCRETO DA VIGA NA REGIÃO DA BARRA DE GFRP: A) SFRC0,50-2 LATERAL DIREITA – BARRA LATERAL; B) SFRC1,00-2 CENTRO DA VIGA – BARRA MEIO; C) SFRC1,00-2 LATERAL ESQUERDA – BARRA MEIO; D) SFRC1,00-2 LATERAL ESQUERDA – BARRA LATERAL

(continua)

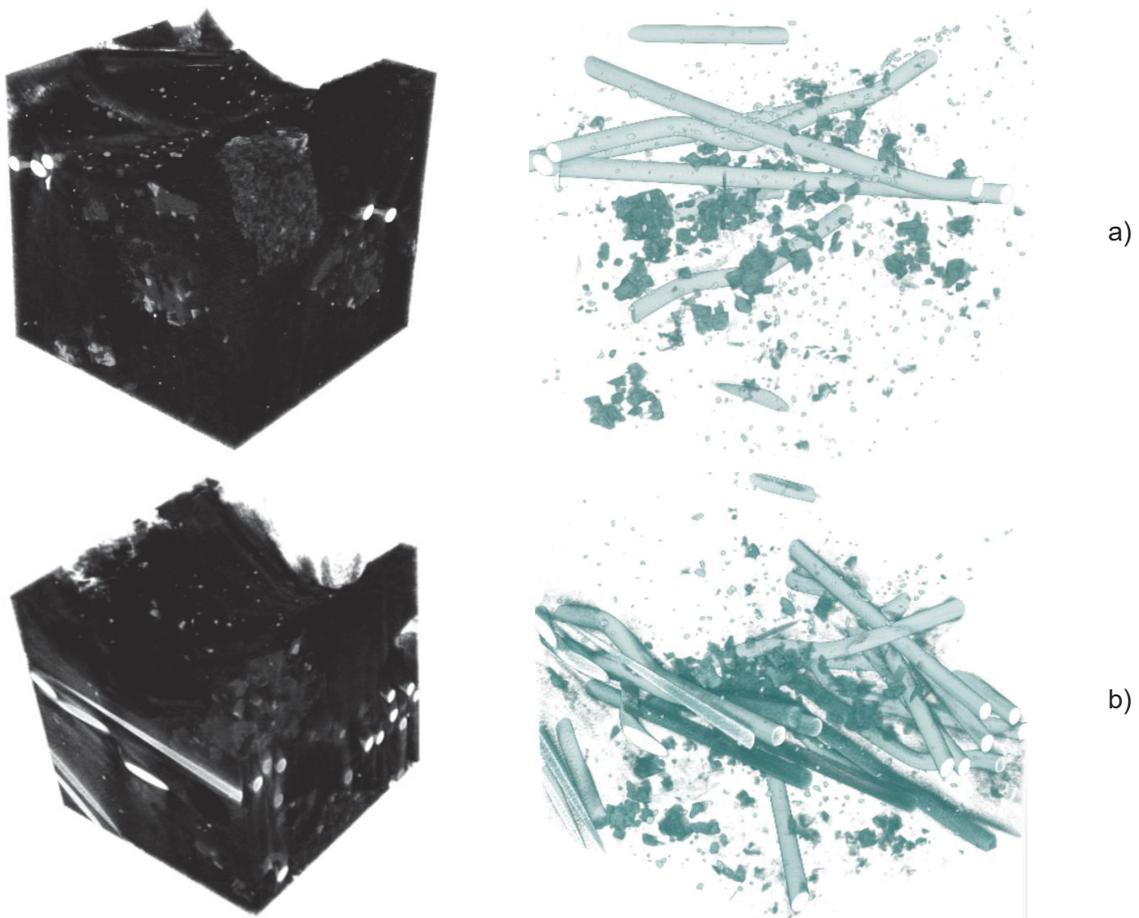
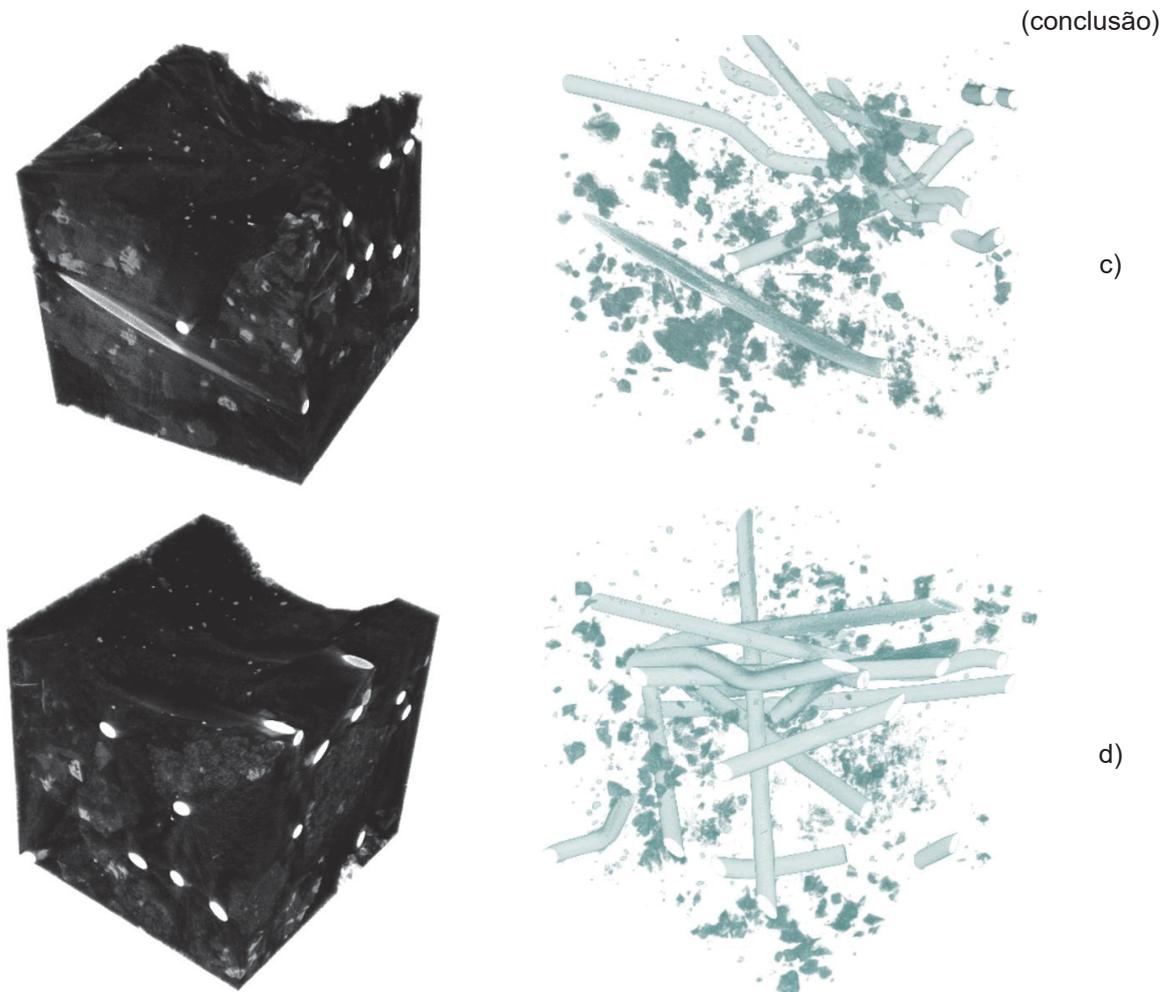


FIGURA 122 – IMAGENS DA MICROTOMOGRAFIA DO CONCRETO DA VIGA NA REGIÃO DA BARRA DE GFRP: A) SFRC0,50-2 LATERAL DIREITA – BARRA LATERAL; B) SFRC1,00-2 CENTRO DA VIGA – BARRA MEIO; C) SFRC1,00-2 LATERAL ESQUERDA – BARRA MEIO; D) SFRC1,00-2 LATERAL ESQUERDA – BARRA LATERAL



FONTE: A autora (2024).

Já para a viga com 1,0% de fibras (SFRC1,00-2), são apresentadas imagens em três regiões: uma no centro da viga (FIGURA 122b) que se refere ao ponto de concretagem, e duas na lateral esquerda, em $\frac{1}{4}$ do comprimento da viga. Dessas duas imagens da lateral, uma se refere a barra de GFRP do meio (FIGURA 122c) e a outra de uma barra GFRP da lateral (FIGURA 122d). Das três imagens da viga SFRC1,00-2, a que apresenta maior quantidade de fibras é o testemunho retirado da região central. E entre as amostras localizadas em um mesmo ponto do comprimento da viga, o testemunho da barra lateral apresentou maior quantidade de fibras de aço.

De uma maneira geral, pode-se verificar que a quantidade de fibras de aço nas vigas SFRC1,00-2 é maior que da viga SFRC0,50-2. Além disso, nota-se uma

maior quantidade de fibras próximo a localização da barra de GFRP para todos os testemunhos.

5.6 PREVISÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Considerando os modelos apresentados no capítulo de Revisão (TABELA 3), a FIGURA 123 apresenta a previsão de resistência ao cisalhamento por esses modelos juntamente com os resultados experimentais obtido nesta pesquisa. Lembra-se que o modelo intitulado este estudo, considera a contribuição do concreto V_c segundo o código ACI 440.11 (ACI Committee 440.11, 2022) e a contribuição das fibras V_f é determinado conforme recomendações da RILEM (RILEM, 2003) e foi proposto por essa tese. As Equações 5.2 a 5.8 são novamente reproduzidas para facilitar a interpretação.

$$V_u = V_c + V_f \quad 5.2$$

$$V_c = 0,066 \cdot \lambda_s \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad \sqrt{f_c} \leq 8,3 \text{MPa} \quad 5.3$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0,004 \cdot d}} \leq 1,0 \quad 5.4$$

$$V_f = 0,7 \cdot k_f \cdot k \cdot \tau_{fd} \cdot b_w \cdot d \quad 5.5$$

$$k_f = 1 + n \cdot \left(\frac{h_f}{b_w}\right) \cdot \left(\frac{h_f}{d}\right) \leq 1,5 \quad 5.6$$

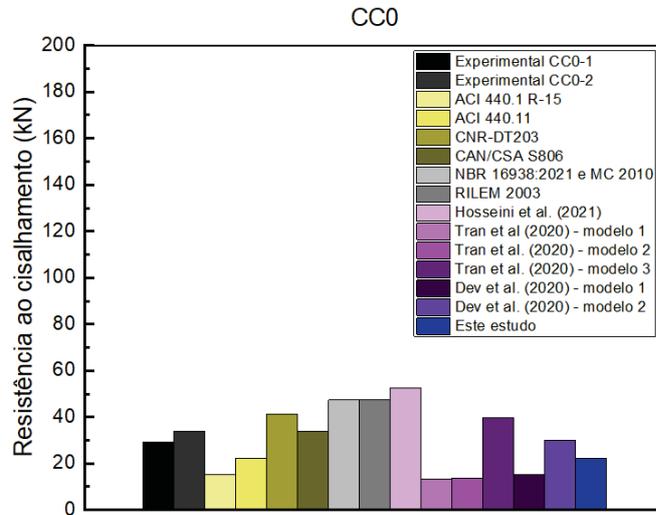
$$n = \frac{b_f - b_w}{h_f} \leq 3 \text{ e } n \leq \frac{3 \cdot b_w}{h_f} \quad 5.7$$

$$\tau_{fd} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot f_{R,4} \quad 5.8$$

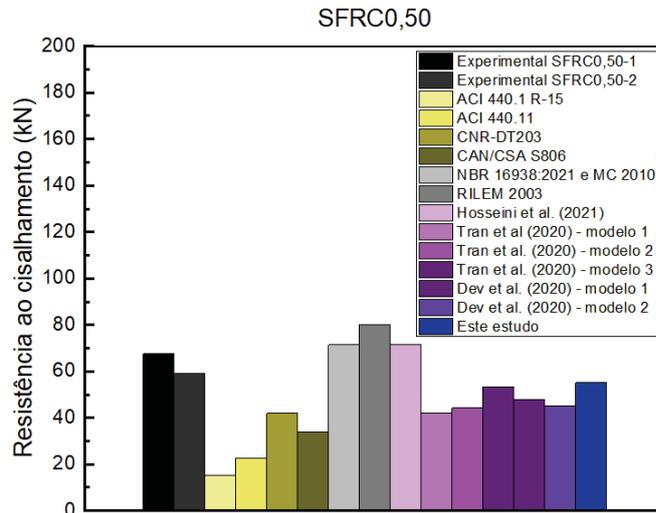
Considerando os resultados da FIGURA 123, para as diretrizes que estimam a resistência ao cisalhamento de vigas reforçadas com barras de FRP (sem adição de fibras de no concreto), e, portanto, consideram o efeito da baixa rigidez axial das barras de FRP, fica evidente que a CNR-DT203 (National Research Council, 2006) apresentou os melhores resultados, seguida pela norma CAN/CSA S806-12 (CSA, 2012), ACI 440.11 (ACI Committee 440.11, 2022) e ACI 440.1 R-15 (ACI Committee 440.1R-15, 2015). Ressalta-se que os dois códigos ACI citados não tratam especificamente de vigas sem estribos, diferentemente das demais normas.

FIGURA 123 – PREVISÃO RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO POR DIVERSOS MODELOS:
A) CC0; B) SFRC0,50; C) SFRC0,75 E D) SFRC1,00

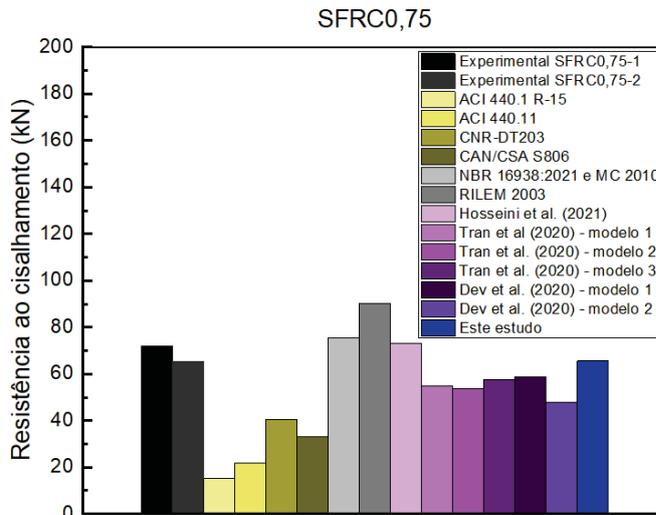
(continua)



a)



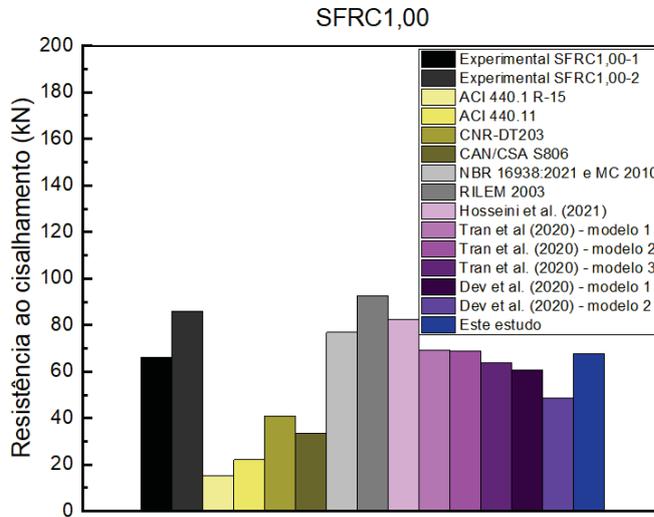
b)



c)

FIGURA 123 – PREVISÃO RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO POR DIVERSOS MODELOS: A) CC0; B) SFRC0,50; C) SFRC0,75 E D) SFRC1,00

(conclusão)



d)

FONTE: A autora (2024).

Em termos de normas que estimam a resistência ao cisalhamento de vigas com concreto SFRC, a NBR 16935 (ABNT, 2021) / Model Code (FIB, 2010) e RILEM (RILEM, 2003) demonstraram resultados superestimados. Era esperado que essas normativas resultassem em previsões de resistência ao cisalhamento superiores em comparação com os valores experimentais, uma vez que se referem a elementos reforçados com barras de aço em vez de barras de FRP, que são menos rígidas.

Já os modelos que estimam a resistência ao cisalhamento considerando a presença de barras de FRP bem como do concreto SFRC apresentaram resultados mais próximos dos obtidos experimentalmente.

Assim, para melhor discussão, a TABELA 30 apresenta a relação resistência ao cisalhamento experimental média pela resistência ao cisalhamento prevista, juntamente com o desvio padrão e coeficiente de variação.

Tomando-se os resultados da TABELA 30, verifica-se que os modelos que consideram apenas o FRP resultaram em relações bem acima de 1,00 demonstrando o conservadorismo que pode ser justificado por não considerar em seus cálculos a contribuição das fibras. Já os dois modelos normativos que consideram o SFRC resultaram em valores abaixo de 1,0, corroborando com o fato já discutido anteriormente, de que elementos reforçados com barras de aço são mais rígidos.

TABELA 30 – RELAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EXPERIMENTAL (V_e) COM AS PREVISÕES DE MODELOS PROPOSTOS

Viga	FRP					SFRC			FRP + SFRC					
	V_e/V_{ACI15}	V_e/V_{ACI22}	V_e/V_{CNR}	V_e/V_{CSA}	V_e/V_{NBR}	V_e/V_{RILEM}	V_e/V_{HOS}	V_e/V_{TRAN}			V_e/V_{DEV}		V_e/V_{BAH}	
								1	2	3	1	2		
CC0	2,08	1,41	0,77	0,94	0,67	0,67	0,60	2,38	2,29	0,80	2,08	1,06	1,41	
SFRC0,50	4,11	2,78	1,51	1,86	0,89	0,79	0,89	1,50	1,43	1,19	1,33	1,40	1,15	
SFRC0,75	4,55	3,13	1,69	2,07	0,91	0,76	0,94	1,26	1,28	1,19	1,17	1,44	1,05	
SFRC1,00	5,01	3,43	1,86	2,27	0,99	0,82	0,92	1,10	1,11	1,19	1,25	1,56	1,12	
Média	3,94	2,69	1,46	1,78	0,86	0,76	0,84	1,56	1,53	1,09	1,46	1,36	1,18	
SD	1,29	0,89	0,48	0,59	0,14	0,07	0,16	0,57	0,53	0,20	0,42	0,22	0,16	
CV (%)	32,8	33,1	33,0	32,9	15,8	8,6	18,9	36,6	34,5	18,1	28,8	15,8	13,5	

ACI2015: modelo apresentado em ACI440.1 (ACI Committee 440.1R-15, 2015)

ACI2022: modelo apresentado em ACI 440.11 (ACI Committee 440.11, 2022)

CNR: modelo apresentado em CNR-DT203 (National Research Council, 2006)

CAN: modelo apresentado em CAN/CSA S 806 (Canadian Standards Association, 2012)

NBR/MC: modelo apresentado em NBR 16938 (ABNT, 2021) e Model Code (FIB, 2010)

RILEM: modelo apresentado em RILEM (RILEM, 2003)

HOS: modelo apresentado em Hosseini, Nematzadeh e Chastre (2021)

TRAN: modelos apresentados em Tran, Pham e Hao (2020)

DEV: modelos apresentados em Dev, Chellapandian e Prakash (2020)

BAH: modelo proposto por este estudo

FONTE: A autora (2024).

Os modelos que consideram o SFRC juntamente com o FRP são os que apresentam as melhores relações. Os três modelos propostos por Tran, Pham e Hao (2020) apresentaram valores conservadores assim como os dois modelos propostos por Dev, Chellapandian e Prakash (2020) e o modelo proposto por este estudo. Enquanto isso, o modelo proposto por Hosseini, Nematzadeh e Chastre (2021) superestimou a resistência ao cisalhamento das vigas.

Dentre os modelos propostos por Tran, Pham e Hao (2020), o Modelo 3 forneceu a melhor estimativa para a resistência ao cisalhamento das vigas. Relembra-se que este modelo é baseado na teoria do campo de compressão modificado (MCFT) que considera a deformação longitudinal da seção transversal, a inclinação diagonal da fissura e o espaçamento entre as fissuras em função do tamanho do agregado. A contribuição da fibra também é considerada. Consistente com este estudo, a conclusão se alinha com Tran, Pham e Hao (2020) de que o MCFT é o método mais adequado para calcular a resistência ao cisalhamento de elementos SFRC usando barras longitudinais de FRP, sem estribos. Entretanto, observa-se que a previsão para a viga CC0, assim como observado no estudo de Tran, Pham e Hao (2020) superestimou a capacidade de cisalhamento, com relação $V_{exp}/V_{previsto}$ de 0,80. Aqui também se verifica que a principal razão se deve ao cálculo conservador da deformação da seção transversal, pois observa-se que o valor estimado de ε_x pelo modelo de cálculo (que foi de 0,0034) é menor que o valor medido pelo *strain gauge*, denominado sensor 7, fixado na barra longitudinal da viga CC0-2 que resultou em uma deformação de 0,0052. Caso o valor de deformação teórico fosse de 0,0052 a resistência ao cisalhamento seria de 31 kN, valor bem próximo ao obtido experimentalmente (31,7 kN).

O modelo que resultou em todas as relações acima de 1,0, com melhor média e menor coeficiente de variação, foi o modelo proposto por este estudo. Outro modelo que apresentou bons resultados, com as resistências ao cisalhamento obtidos por essa pesquisa, foi o modelo 2 de Dev, Chellapandian e Prakash (2020) que considera o modelo da NBR 16938 (ABNT, 2021) e do Model Code (FIB, 2010) com uma adaptação na determinação da taxa de armadura, incluindo a relação módulo de elasticidade do aço / módulo de elasticidade da barra de FRP. Por fim, destaca-se que todos esses modelos apresentaram bons resultados e pouca variação entre as capacidades resistentes conforme o acréscimo do volume de fibras, resultados consistentes ao observado nos dados dos ensaios experimentais realizados.

6 MODELAGEM COMPUTACIONAL

Neste capítulo, apresenta-se a modelagem computacional de vigas de concreto reforçado com fibras de aço e barras de GFRP. Para tanto, utiliza-se o software de elementos finitos ABAQUS para avaliação da capacidade resistente das peças, considerando um carregamento progressivo, não linearidade física do material, e o desenvolvimento do dano provocado pela fissuração distribuída na peça. As relações constitutivas adotadas são as sugeridas na literatura e os parâmetros dos materiais são calibrados a partir dos resultados experimentais deste trabalho. Ao final, são apresentadas diversas simulações paramétricas, visando generalizar a abrangência do trabalho.

6.1 METODOLOGIA

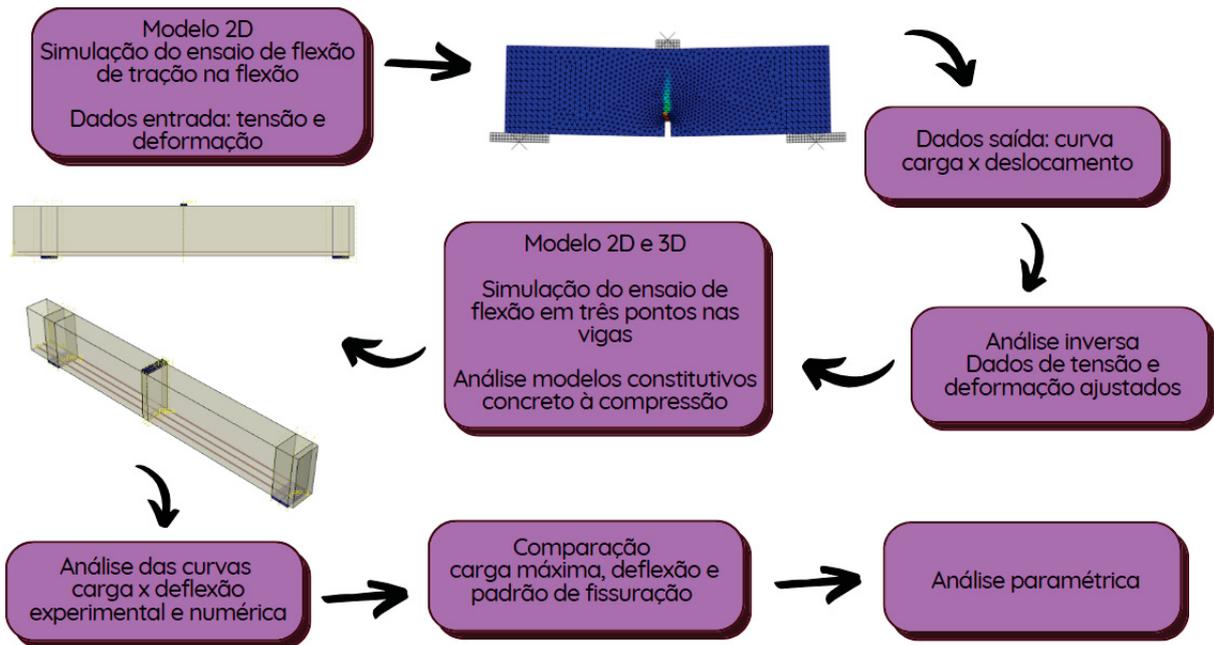
Primeiramente foram realizadas as análises numéricas dos resultados da caracterização do concreto com fibras (SFRC), em um modelo 2D, com a adoção dos modelos constitutivos dos códigos Model Code (FIB, 2010) e Código Estrutural (BOE, 2021) como dados de entrada de tensão e deformação. A partir dessa modelagem, obteve-se os gráficos carga x deflexão numéricos. Na sequência, aplicou-se uma metodologia de análise inversa para avaliar a resposta do material à tração. Essa metodologia de análise inversa também foi desenvolvida em demais pesquisas com SFRC, como em Benedetty et al. (2022), Skadins e Cervenka (2023) e Alizadeh et al. (2023). Com o modelo constitutivo do SFRC ajustado, procedeu-se a análise das vigas ensaiadas, considerando uma malha de elementos finitos e condições de contorno ajustadas nessa análise inicial.

Para a análise numérica das vigas, foram desenvolvidos tanto modelos 2D quanto 3D. Nessa etapa também foram avaliados alguns modelos da literatura para o comportamento do concreto à compressão. Foram analisadas as curvas carga x deflexão dos resultados experimentais e numéricos bem como a carga máxima, a flecha e o padrão de fissuração. Na análise paramétrica, foi possível expandir os resultados da pesquisa, variando a taxa de armadura de GFRP e a relação a/d , bem como o tipo de armadura, adotando-se barras de aço. Análises paramétricas, a partir de resultados numéricos validados de ensaios experimentais, são registrados

na literatura em diversos estudos, como em Shoaib et al. (2024), Huang et al. (2021) e Abed, El Refai e Abdalla (2019).

Uma representação esquemática da metodologia da modelagem computacional adotada, para a modelagem das vigas SFRC, é apresentada na FIGURA 124.

FIGURA 124 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA METODOLOGIA DA MODELAGEM COMPUTACIONAL PARA AS VIGAS SFRC



FONTE: A autora (2024).

As propriedades mecânicas do concreto, obtidas experimentalmente e adotadas na modelagem numérica, são apresentadas na TABELA 31.

TABELA 31 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO DAS VIGAS

Parâmetro	CC0	SFRC0,50	SFRC0,75	SFRC1,00
Resistência à compressão do concreto (MPa), aos 28 dias	56,8	58,4	51,2	59,8
Resistência à tração do concreto (MPa), aos 28 dias	6,2	7,6	9,0	10,0
Módulo de elasticidade do concreto (GPa), aos 28 dias	47,8	46,8	47,2	52,9
Coeficiente de Poisson concreto (ν)	0,20			

FONTE: A autora (2024).

Cabe ressaltar que, optou-se por adotar as propriedades aos 28 dias, considerando que, para essa idade, foram realizados todos os ensaios de caracterização, enquanto para a data de ensaio da viga, apenas a resistência à compressão foi determinada.

As propriedades da armadura de GFRP, modelada como material elástico linear, foram de 50,7 GPa de módulo de elasticidade e com coeficiente de Poisson de 0,22 que correspondem aos valores obtidos experimentalmente.

6.2 MODELO CONSTITUTIVO CONCRETO

Para o comportamento do concreto, foi utilizado o modelo baseado na Teoria da Plasticidade e na Mecânica do Dano Contínuo chamado *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) presente no *software* ABAQUS. Destaca-se que a grande maioria das publicações, que adotam este software, utilizam esse modelo, como apresentado no capítulo de Revisão. O CDP representa o comportamento não elástico do concreto tanto na compressão quanto na tração, incluindo os danos que o material sofre com o carregamento progressivo.

O modelo CDP foi desenvolvido pela primeira vez por Lubliner et al. (1989) e mais tarde modificado por Lee e Fenves (1998). O CDP pode ser considerado quando o concreto é submetido a carregamentos monotônicos, cíclicos e/ou dinâmicos sob baixa pressão de confinamento. Consiste na combinação de plasticidade multi-endurecimento não associada e mecânica do dano isotrópica para descrever os danos irreversíveis que ocorrem durante o processo de fraturamento, sendo que controla a recuperação da rigidez durante o carregamento cíclico (Abaqus User's Guide, 2017). A fissuração por tração e o esmagamento por compressão são os principais mecanismos de falha do concreto no modelo de dano para o concreto (Zhou; Zheng; Taylor, 2018; Wahalathantri et al., 2011).

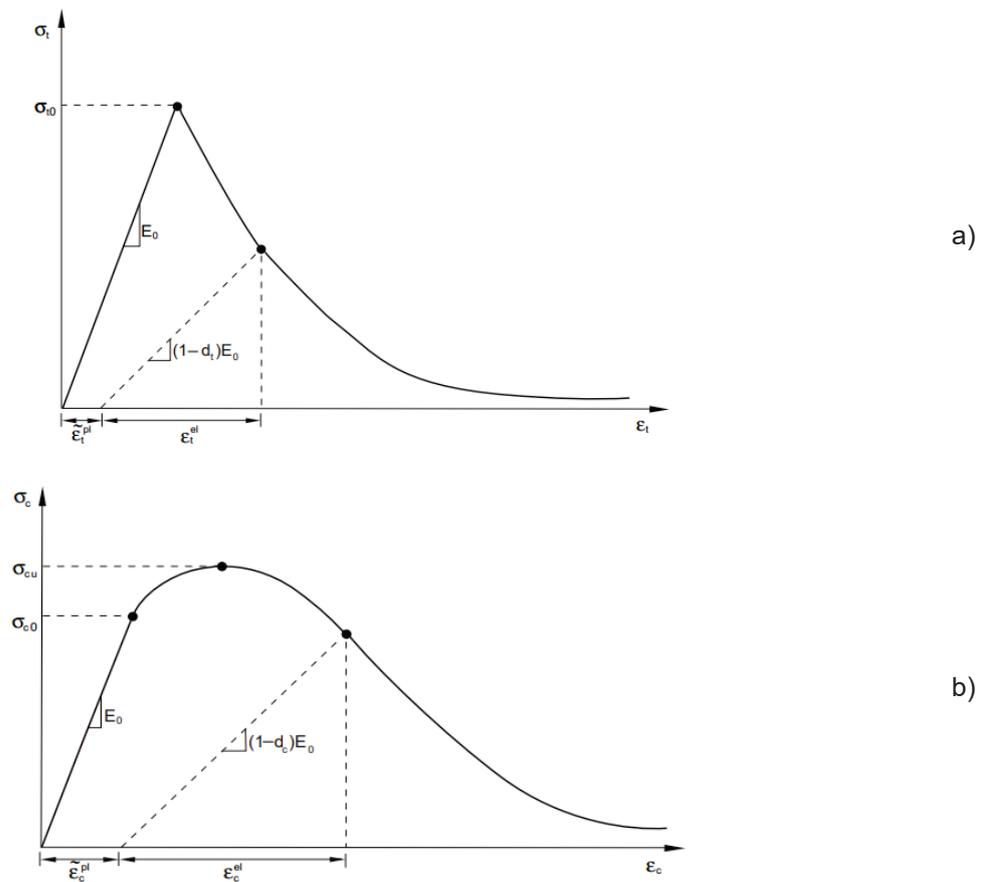
O modelo considera a evolução da superfície de falha do concreto através de parâmetros controlados pelas variáveis de deformação elástica e plástica (permanente), para compressão (ε_c^{el} e $\varepsilon_c^{\sim pl}$) e para tração (ε_t^{el} e $\varepsilon_t^{\sim pl}$) conforme exemplifica a FIGURA 125. A deformação total é dada pela soma das parcelas, elástica e plástica, como representado na Equação 6.1:

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} \quad 6.1$$

O trecho elástico é considerado linear e isotrópico, portanto, depende apenas do módulo de elasticidade do material. A deformação plástica, que é a utilizada no CDP como dado de entrada, é a deformação pontual deduzida a parcela elástica, que corresponde ao material não danificado (Hafezolghorani et al., 2017). A deformação plástica é calculada conforme a Equação 6.2:

$$\varepsilon^{pl} = \varepsilon - \frac{\sigma}{E} \quad 6.2$$

FIGURA 125 – COMPORTAMENTO TENSÃO x DEFORMAÇÃO DO CONCRETO: A) NA TRAÇÃO E B) NA COMPRESSÃO MODELO CDP

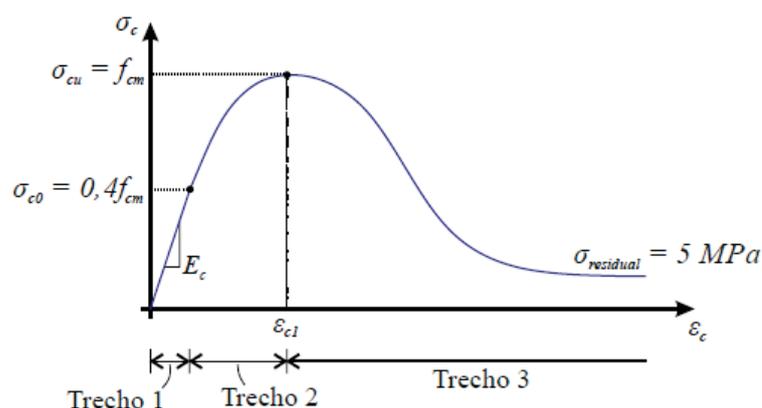


FONTE: Abaqus User's Guide (2017)

Sob tração uniaxial, a relação entre tensão e deformação segue elástica linear até que o valor da tensão de ruptura σ_{t0} , seja alcançado. Desse ponto em diante, ocorre o aparecimento de microfissuras no concreto. Sob compressão axial, o comportamento é linear até o valor da tensão σ_{c0} . No regime plástico, o comportamento é caracterizado tipicamente por um endurecimento (*hardening*) seguida por um amolecimento (*softening*), σ_{cu} . Esta representação, embora

simplificada, captura as principais características da resposta do concreto (Abaqus User's Guide, 2017). Assim, a curva tensão x deformação do concreto à compressão foi considerada como ilustra a FIGURA 126, podendo ser dividida em três trechos. Como mencionado, o primeiro trecho corresponde ao regime linear, com módulo de elasticidade secante, até uma tensão correspondente a $0,4.f_{cm}$. O segundo trecho (*hardening*) apresenta um comportamento não linear até a tensão última (f_{cm}) com uma deformação correspondente (ϵ_{c1}) que foi estimada pela equação proposta pelo Eurocode 2 (ECS, 2004). O terceiro trecho (*softening*) apresenta comportamento não linear e é descendente. Nessa pesquisa, também se adotou uma tensão residual de 5 MPa, para evitar instabilidade numérica.

FIGURA 126 – COMPORTAMENTO TENSÃO x DEFORMAÇÃO UNIAxIAL À COMPRESSÃO PARA O CONCRETO



FONTE: Reginato (2020).

Para a modelagem das vigas ensaiadas, os trechos 2 e 3 da curva da FIGURA 126, foram avaliados segundo cinco modelos da literatura, conforme apresenta a TABELA 32. Observa-se que os modelos - Carreira e Chu (1985) e Model Code (FIB, 2010), adotam apenas uma equação para os dois trechos e consideram o módulo de elasticidade inicial do concreto. O modelo de Guo (2014) adota dois parâmetros para o trecho descendente da curva, sendo que nesse estudo foi adotado $\alpha_a=3$ e $\alpha_d=2,5$. O modelo de Krätzig e Pölling (2004) considera a energia de esmagamento do concreto (G_{ch}) e o tamanho do elemento finito (l_d) para reduzir a influência da sensibilidade da malha. A energia de fratura para esse modelo foi calculada segundo proposto por Model Code (FIB, 2010). Apenas para o modelo de Hognestad (1951) o cálculo da deformação não foi feito pela equação proposta pelo Eurocode 2 (ECS, 2004).

TABELA 32 – MODELOS ANALÍTICOS PARA O COMPORTAMENTO TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO À COMPRESSÃO DAS VIGAS

Referência	Modelo*
Hognestad (1951)	<p>Trecho 02</p> $\sigma_c = f_{cm} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \text{ para } \varepsilon_c \leq \varepsilon_0$ $\varepsilon_0 = 2 \cdot \frac{f_{cm}}{E_c}$ <p>Trecho 03</p> $\sigma_c = f_{cm} \left[1 - 0,15 \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_0}{3,8\%_{00} - \varepsilon_0} \right) \right] \text{ para } \varepsilon_c > \varepsilon_0$
Krätzig e Pölling (2004)	<p>Trecho 02</p> <p>Igual ao modelo Model Code (FIB, 2010)</p> <p>Trecho 03</p> $\sigma_c = \left(\frac{2 + \gamma_{ck} \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{c1}}{2 \cdot f_{cm}} - \gamma_c \cdot \varepsilon_c + \frac{\gamma_{ck} \cdot \varepsilon_c^2}{2 \cdot \varepsilon_{c1}} \right)^{-1}$ $\gamma_{ck} = \frac{\pi^2 \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{c1}}{2 \left[\frac{G_{ch}}{l_d} - 0,5 \cdot f_{cm} (\varepsilon_{c1} (1 - b) + b \frac{f_{cm}}{E_c}) \right]^2}$ $b = \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c^{in}} \text{ sendo adotado neste estudo o valor médio de } 0,7$ $G_{ch} = \left(\frac{f_{cm}}{f_{ctm}} \right)^2 \cdot G_f$ $G_f = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} - \text{Model Code (FIB, 2010)}$
Carreira e Chu (1985)	$\sigma_c = f_{cm} \left[\frac{\beta \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}}{\beta - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^\beta} \right]$ $\beta = \frac{1}{1 - \frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1} \cdot E_{ci}}}$
Guo (2014)	<p>Trecho 02</p> $\sigma_c = f_{cm} [\alpha_a \cdot x + (3 - 2 \cdot \alpha_a)x^2 + (\alpha_a - 2)x^3] \text{ para } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c1}$ <p>Trecho 03</p> $\sigma_c = f_{cm} \left[\frac{x}{\alpha_d \cdot (x-1)^2 + x} \right] \text{ para } \varepsilon_c > \varepsilon_{c1}$ <p>Sendo: $x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$; $1,5 \leq \alpha_a \leq 3,0$; $\alpha_d \geq 0$</p>
Model Code (FIB, 2010)	$\sigma_c = f_{cm} \left[\frac{E_{ci} \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{1 + \left(E_{ci} \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - 2 \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} \right]$

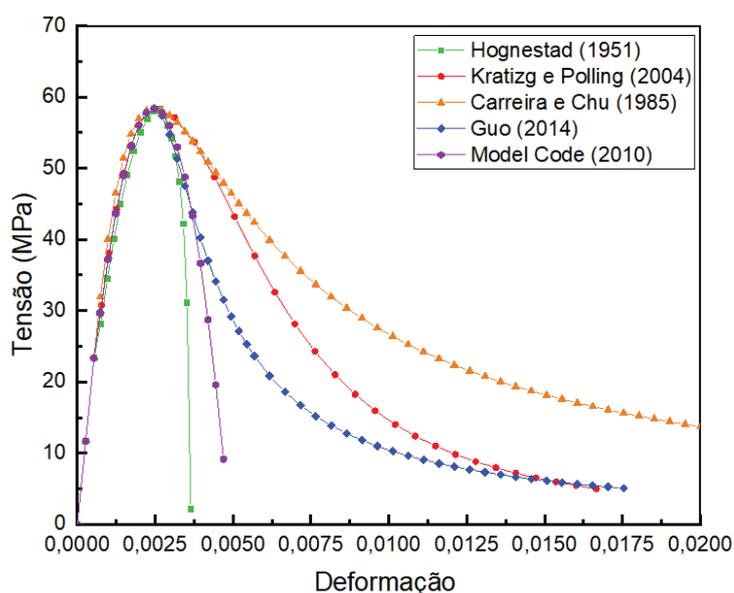
Nota: $\varepsilon_{c1} = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$

* as variáveis estão descritas na lista de símbolos e letras gregas.

FONTE: A autora (2024).

A FIGURA 127 representa a curva tensão x deformação para o concreto SFRC0,50, sendo que análises similares foram realizadas para os concretos SFRC0,75 e SFRC1,00. Observa-se que as curvas dos modelos apresentaram pouca diferença no trecho 02, entretanto no trecho 03, houve grande variabilidade entre os modelos. O modelo de Hognestad (1951) e Model Code (FIB, 2010) tem quedas acentuadas de tensão após o pico. O modelo de Carreira e Chu (1985) é o que apresenta uma maior suavização nesse comportamento pós-pico.

FIGURA 127 – CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO PARA DIFERENTES MODELOS ANALÍTICOS DE COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO PARA O CONCRETO SFRC0,50



FONTE: A autora (2024).

Para simular o comportamento à tração, do concreto com fibras, foram avaliados inicialmente dois modelos da literatura: o modelo proposto pelo Model Code (FIB, 2010) e o modelo proposto pelo Código Estrutural (BOE, 2021). A TABELA 33 apresenta esses modelos e a FIGURA 128 representa esquematicamente o gráfico tensão x deformação para o concreto SFRC.

A FIGURA 129 representa a curva tensão x deformação para o concreto SFRC0,50. Ressalta-se que análises análogas foram realizadas para os concretos SFRC0,75 e SFRC1,00. Observa-se que o comportamento pelos dois modelos é similar na tensão e deformação de pico, mas diferente no comportamento pós-pico.

Também foi realizada a análise de dano do concreto, tanto na tração quanto na compressão. O dano atua reduzindo o módulo de elasticidade da curva

tensão x deformação e varia de 0 (material íntegro) a 1 (material completamente degradado). A Equação 6.3 apresenta o modelo para evolução do dano à tração e a Equação 6.4 para a evolução do dano à compressão:

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{ctm}} \text{ para } \varepsilon_t \geq \varepsilon_{tu} \tag{6.3}$$

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \text{ para } \varepsilon_c \geq \varepsilon_{c1} \tag{6.4}$$

Onde:

σ_t e f_{ctm} se referem a tensões de tração;

σ_c e f_{cm} se referem a tensões de compressão.

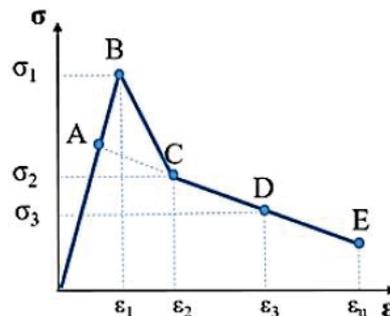
TABELA 33 – MODELOS ANALÍTICOS PARA O COMPORTAMENTO TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO SFRC À TRAÇÃO

Referência	Modelo*
Código Estrutural (BOE, 2021)	$\sigma_1 = 0,6 \cdot f_{ct,fl} \quad f_{ct,l} = f_{ctm} \cdot \left[\frac{1+1,5 \cdot h^{0,7}}{1,5 \cdot h^{0,7}} \right]$ $\sigma_2 = 0,45 \cdot f_{R1}$ $\sigma_3 = k_1 \cdot (0,5 \cdot f_{R3} - 0,2 \cdot f_{R1}) \quad k_1 = 1,0$ $\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_c}; \varepsilon_2 = \varepsilon_1 + 0,1\%; \varepsilon_3 = \frac{2,5}{l_{cs}}; \varepsilon_u = 20\%$
Model Code (FIB, 2010)	$\sigma_1 = f_{tm}$ $\sigma_2 = 0,45 \cdot f_{R1}$ $\sigma_3 = k \cdot \left[f_{Fts} - \left(\frac{w_u}{CMOD_3} \right) \cdot (f_{Fts} - 0,5 \cdot f_{R3} + 0,2 \cdot f_{R1}) \right]$ $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = 0,15\%; \varepsilon_3 = \frac{0,5}{l_{cs}}; \varepsilon_u = 20\% \text{ ou } \frac{2,5}{l_{cs}}$

* as variáveis estão descritas na lista de símbolos e letras gregas.

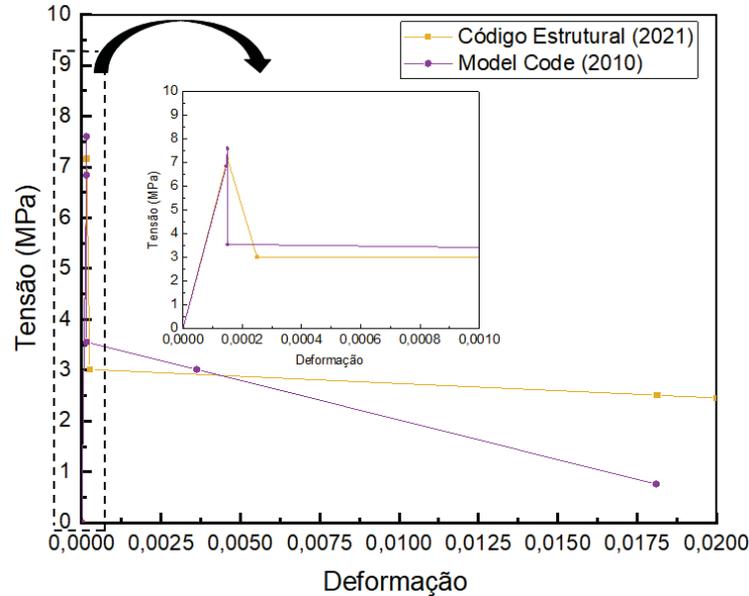
FONTE: A autora (2024).

FIGURA 128 – COMPORTAMENTO TENSÃO x DEFORMAÇÃO UNIAxIAL À TRAÇÃO PARA O CONCRETO SFRC



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 129 – CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO PARA DIFERENTES MODELOS ANALÍTICOS DE COMPORTAMENTO À TRAÇÃO PARA O CONCRETO SFRC0,50



FONTE: A autora (2024).

Além dos valores de tensão e deformação é necessário fornecer outros parâmetros ao software. Carter e Genikomsou (2019) destacam que o modelo CDP usa a função hiperbólica de Drucker-Prager não-associada como potencial de fluxo. A função potencial de fluxo (G) é definida de acordo com a Equação 6.5:

$$G = \sqrt{(\varepsilon_{ex}\sigma_{to}\tan\psi_d)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p}\tan\psi_d \quad 6.5$$

Onde:

ε_{ex} é a excentricidade que define a taxa de aproximação entre a função de potencial plástico e a assíntota.

σ_{to} é a tensão de tração uniaxial na ruptura.

ψ_d é o ângulo de dilatação medido no plano p-q em alta pressão de confinamento. Fisicamente, esse ângulo pode ser entendido como o ângulo de atrito interno que determina a capacidade de expansão do concreto ao sofrer deformações plásticas.

Para concretos com resistência à compressão, da ordem da obtida nesta pesquisa, o ângulo de dilatação do concreto pode ser adotado entre 30° e 40°. Em Carter e Genikomsou (2019) e Shewalul (2021) esse ângulo foi considerado igual a 36°, em Ibrahim, Fahmy e Wu (2018) o ângulo foi de 35° e em Nonato da Silva et al. (2019) o ângulo foi de 38°.

O incremento plástico de deformação é normal à função de potencial plástico e o valor padrão para a excentricidade é 0,1, exibindo que o ângulo de dilatação do

concreto não muda. O ângulo de dilatação mostra a direção do vetor de incremento da deformação plástica (Genikomsou; Polak, 2015).

Os demais parâmetros de plasticidade que devem ser definidos são:

- k_c : determina a forma de escoamento da superfície. De acordo com o manual do ABAQUS o valor deste parâmetro deve variar entre 0,5 e 1, com valor padrão igual a 0,667. Valor adotado nas pesquisas da literatura;
- μ (viscosidade): devido à característica de alguns materiais apresentarem comportamento de amolecimento e degradação da rigidez, pode ocorrer problemas de convergência na análise. Devido a isso, o modelo CDP utiliza a viscosidade para regularizar as equações constitutivas;
- σ_{to}/σ_{co} : ponto em que o concreto é submetido a falhas sob compressão biaxial. De acordo com o manual do ABAQUS a tensão de compressão biaxial (f_{cc}) uniforme é igual a $1,16248 \cdot f_{cc}$. Assim, $\frac{\sigma_{to}}{\sigma_{co}} = 1,16$.

Quanto ao tipo de análise a ser adotado no ABAQUS, existem dois tipos de estratégias de solução: o método implícito disponível no ABAQUS/Standard e o método explícito disponível no ABAQUS/Explicit.

Na solução implícita de um problema não linear, um procedimento iterativo é necessário. Uma vez que o método implícito requer uma inversão da matriz de rigidez, a solução para grandes problemas tem maior custo computacional. Para problemas de contato complexos e quando se trata de materiais não lineares, com grandes deformações, o método implícito geralmente encontra dificuldades de convergência, uma vez que muitas iterações são necessárias para satisfazer as condições. Ao contrário, a solução explícita, de um problema não linear, é obtida com base no estado cinemático do incremento anterior e, portanto, a inversão da matriz de rigidez não é necessária. Além disso, nenhuma iteração é necessária para impor condições de contato (Thai et al., 2017).

Dessa forma, adotou-se nesse estudo a análise pelo ABAQUS/Explicit e incorporado ao modelo o parâmetro NLGEOM para considerar as grandes deformações ou danos. Destaca-se que todos os estudos consultados, que utilizaram o software ABAQUS, optaram pelo método explícito.

A precisão da solução explícita pode ser verificada através da análise da saída de energia. Baseado no manual do ABAQUS (Abaqus User's Guide, 2017) a solução explícita pode ser considerada como quase-estática se a razão entre a energia

cinética (KE) e a energia interna energia (IE) for inferior a 5%. Nesse estudo, para todas as análises, verificou-se o atendimento da relação entre as energias.

A TABELA 34 apresenta um resumo das propriedades de plasticidade adotadas neste trabalho.

TABELA 34 – PROPRIEDADES DE PLASTICIDADE DO CONCRETO PARA AS VIGAS

Ângulo de dilatação (ψ_d)	Excentricidade	σ_{to}/σ_{co}	k_c	μ
36°	0,1	1,16	0,6667	1.10^{-5}

FONTE: A autora (2024).

6.3 MODELAGENS 2D VIGA EUROPEIA

6.3.1 Condições de contorno e sensibilidade da malha

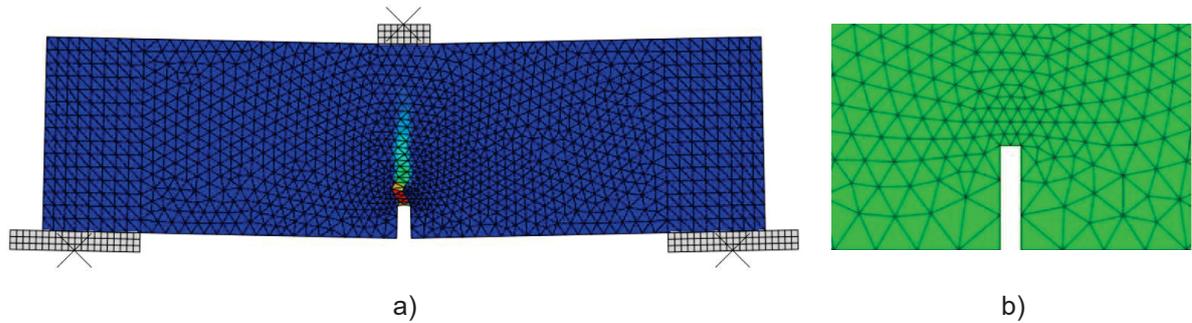
Na modelagem das vigas europeias, em 2D, ensaiadas anteriormente, foram inseridas as placas de apoio e de carregamento, de modo similar ao adotado experimentalmente (FIGURA 130a). Destaca-se que, para todas as análises, a região do entalhe da viga foi dividida em dois (FIGURA 130b), de modo a obter um maior refinamento na geração da malha dessa região. As características aplicadas foram:

- Tipo de interação entre as faces das placas de apoios e da placa de carregamento com a viga: *surface-to-surface contact*, com coeficiente de atrito de 0,20, no comportamento tangencial e “*hard*” *contact* no comportamento normal;
- As faces das placas de apoio e de carregamento foram consideradas corpos rígidos e as restrições, entre os pontos de referência (representados por um X na FIGURA 130) e as respectivas faces das placas foram rotuladas;
- Nas condições de contorno dos apoios, considerou-se o apoio esquerdo como fixo e o apoio direito como móvel e aplicou-se carregamento por deslocamento aplicado na placa superior de 5 mm.

Além disso, uma análise da sensibilidade da malha foi realizada considerando o modelo do Código Estrutural (BOE, 2021). A TABELA 35 apresenta os elementos e tamanhos de malha analisados para a viga SFRC0,50 e a FIGURA 131 apresenta

detalhes desses elementos. Na FIGURA 132 é possível visualizar os resultados obtidos dessa análise.

FIGURA 130 – MODELAGEM DA VIGA EUROPEIA, EM 2D, NO ABAQUS: A) VIGA, B) DETALHE DA MALHA NO ENTALHE



FONTE: A autora (2024).

TABELA 35 – ANÁLISES NUMÉRICAS PARA VERIFICAR O TIPO DE MALHA NA MODELAGEM 2D

Análise	Elemento linear ³	Tamanho elemento (mm)
A1	CPE3	5
A2	CPE3	10
A3	CPE3	20
A4	CPE4R	10
A5	CPE4R	20
A6	CPE4R	30

FONTE: A autora (2024).

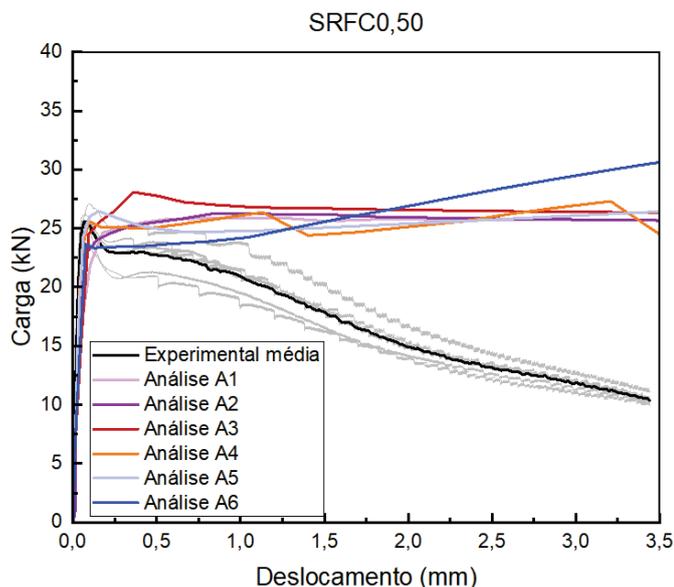
FIGURA 131 - DETALHE DOS ELEMENTOS CPS3 E CPS4R



FONTE: Abaqus User's Guide (2017)

³ CPE3: elemento triangular do estado plano de deformações, linear, de 3 nós
 CPE4R: elemento quadrilateral do estado plano de deformação, de 4 nós, com integração reduzida e "hourglass control"

FIGURA 132 – CURVAS X CARGA DESLOCAMENTO PARA A VIGA EUROPEIA SFRC0,50 COM DIFERENTES TIPOS DE MALHAS

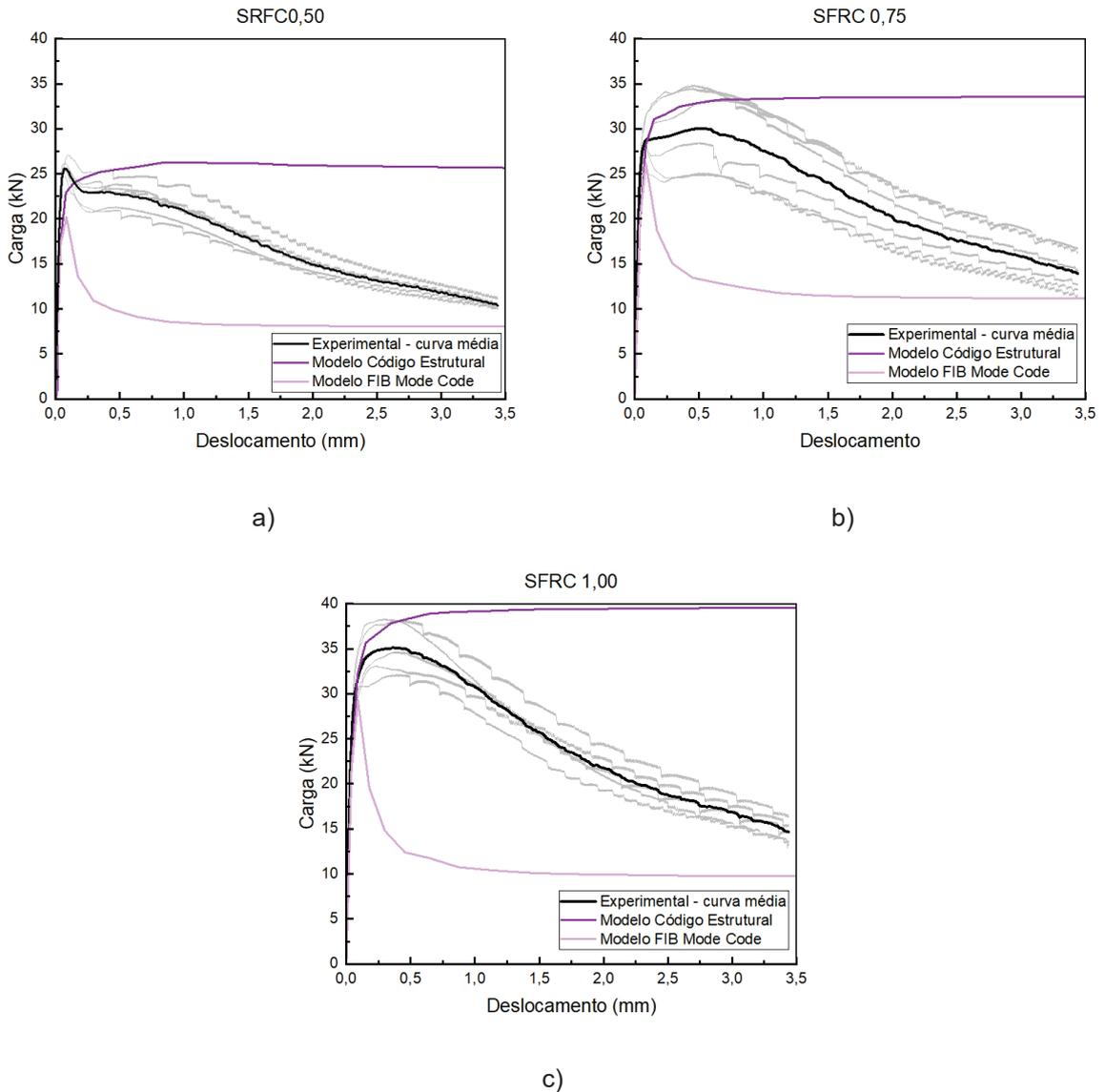


Verificando os resultados carga x deslocamento numéricos da FIGURA 132, observa-se que as análises A1 (malha com elemento linear triangular 5 mm), A2 (malha com elemento linear triangular 10 mm) e A4 (malha com elemento linear quadrilateral 10mm) são as que melhor se aproximam da carga de pico experimental. Entretanto, a análise A4 se apresenta irregular após o pico e o tempo de processamento da análise A1 foi muito maior, demonstrando alto custo computacional em relação a análise A2. Desse modo, optou-se pela malha com elemento triangular 10 mm nas análises sequenciais da viga europeia.

6.3.2 Comportamento carga x deslocamento

Após a definição dos parâmetros de modelagem, da análise de sensibilidade da malha, bem como das condições de contorno, procedeu-se a análise do comportamento da curva numérica carga x deslocamento do concreto com fibras, segundo os modelos constitutivos dos códigos Model Code (FIB, 2010) e Código Estrutural (BOE, 2021). A FIGURA 133 apresenta os resultados obtidos para os três tipos de concretos.

FIGURA 133 – CURVA CARGA X DESLOCAMENTO EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DAS VIGAS EUROPEIAS: A) SFRC0,50; B) SFRC0,75; C) SFRC1,00



FONTE: A autora (2024).

Observa-se que os modelos teóricos desses códigos não reproduzem de maneira similar o comportamento experimental do material. Nota-se que o modelo Código Estrutural (BOE, 2021) representa adequadamente a carga de pico (com resposta conservadora em relação aos valores médios ou de alguns exemplares), mas não simula bem o comportamento de amolecimento à tração do material. Já o Model Code (FIB, 2010) apresenta um comportamento de amolecimento, mas não na mesma configuração observada experimentalmente, além disso resultou em uma carga de pico um pouco mais baixa que a experimental.

Desse modo, técnicas de análise inversa são uma abordagem viável para inferir os parâmetros da função de forma indireta e assim poder ajustar as curvas carga x deslocamento com os resultados experimentais de caracterização dos concretos SFRC.

6.3.3 Análise inversa

Nessa análise, o comportamento do SFRC pode ser representado como uma função derivada de um processo iterativo que relaciona a curva experimental de carga x deslocamento, do ensaio de flexão em três pontos, com as curvas numéricas obtidas por simulação no ABAQUS. Aplicou-se a seguinte sequência para a análise:

1. Cálculo do valor médio da resistência à tração por flexão (f_m) a partir da carga de carga máxima (P_{max}) definida segundo a Equação 2.10, para cada tipo de concreto e apresentada novamente na Equação 6.6:

$$f_L = \frac{3 \cdot F_L \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2} \quad 6.6$$

2. Definição da função de tração de amolecimento inicial (bilinear) nos parâmetros do modelo de material conforme representado na FIGURA 134a. Segundo Benedetty et al. (2022) são adotados os seguintes pares de pontos iniciais (0;1), (0,01;0,25) e (ϵ_{fmax} ,0). A abscissa, do ponto de tensão adimensional zero, corresponde à deformação máxima de fratura (ϵ_{fmax}), determinada segundo a Equação 6.7. Demais pontos intermediários devem ser definidos a partir de interpolação (FIGURA 134b);

$$\epsilon_{fmax} = \frac{w_{max}}{l_d} \quad 6.7$$

Onde:

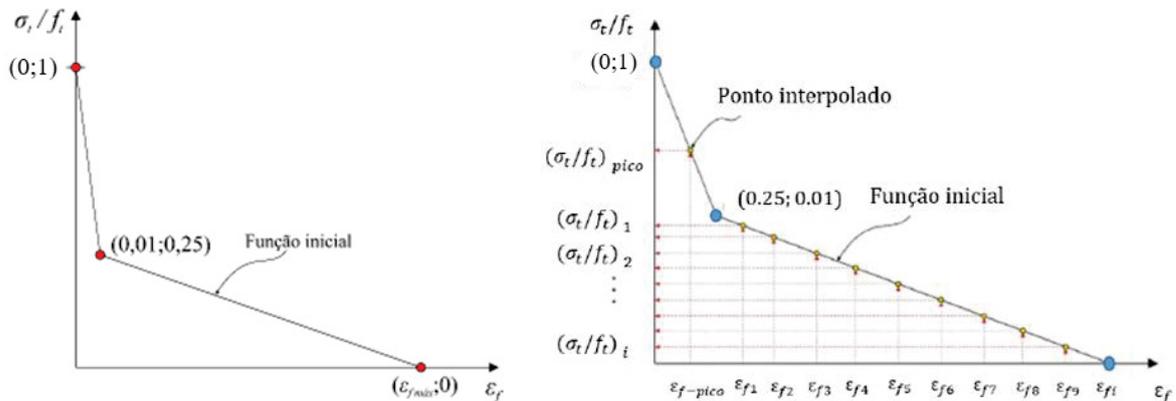
w_{max} é valor máximo de abertura de fissura observada no ensaio experimental (aqui adotado como 3,5 mm);

l_d é o comprimento característico e pode ser adotado como o tamanho do elemento finito na região do entalhe do modelo numérico (que foi de 5 mm).

3. Modelagem no ABAQUS, do ensaio de tração na flexão em três pontos, definindo a malha de elementos finitos, condições de contorno e o modelo constitutivo obtido a partir do modelo representado na FIGURA 134b;

4. Identificação em ambas as curvas, do deslocamento de pico e outros diversos deslocamentos no regime pós pico;

FIGURA 134 - FUNÇÃO DE AMOLECIMENTO NA TRAÇÃO (FUNÇÃO INICIAL): A) TRÊS PONTOS INICIAIS; B) DEFINIÇÃO DE PONTOS INTERMEDIÁRIOS



FONTE: Benedetty (2018)

5. Comparação das curvas carga x deslocamento, experimental média e numérica, para calcular o fator (R_i) para os vários deslocamentos pós-pico (δ_i). O fator R_i é definido como a razão entre a carga experimental média (P_{exp}) e a carga numérica (P_{num}) para deslocamentos específicos (δ_i), conforme Equação 6.8:

$$R_i = \frac{P_{exp}}{P_{num}} \quad 6.8$$

6. Cálculo das deformações de fratura ($\epsilon_{f,i}$) para cada deslocamento (δ_i) que correspondem à abscissa da nova função de amolecimento por tração;

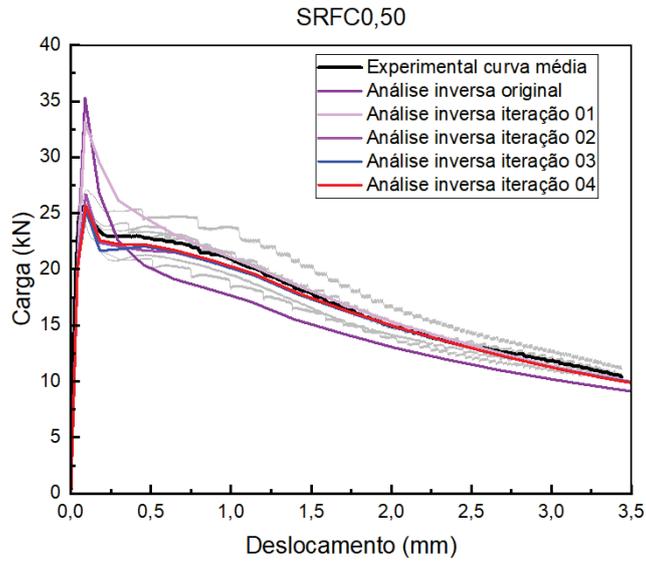
7. Cálculo das ordenadas, interpolando as tensões adimensionais (σ_t/f_t) da função inicial e multiplicando-as pelo fator R_i ;

8. Traçado da nova função de amolecimento a partir das deformações de fratura e das novas ordenadas calculadas;

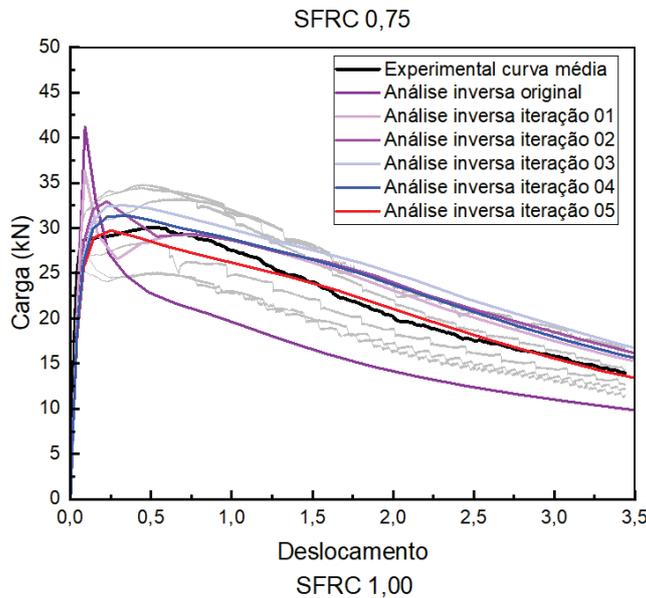
9. Nova simulação no ABAQUS, do ensaio de tração na flexão em três pontos, com a nova função nos parâmetros do modelo de material e repetição dos passos 4 a 8, iterativamente, até que a curva numérica calibrada seja encontrada.

Os resultados obtidos das curvas carga x deslocamento para as vigas europeias SFRC0,50, SFRC0,75 e SFRC1,00 após a análise inversa são representados na FIGURA 135. Na FIGURA 135a nota-se que para o SFRC0,50 foram realizadas quatro iterações de modo que a curva numérica fosse próxima a curva média experimental. Já para o SFRC0,75, foram necessárias cinco iterações (FIGURA 135b) e para o SFRC 1,00 foram realizadas quatro iterações.

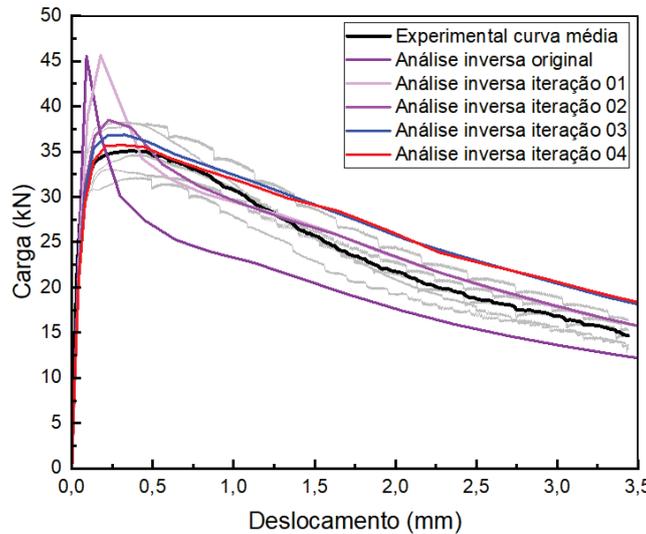
FIGURA 135 – CURVA CARGA X DESLOCAMENTO EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DAS VIGAS EUROPEIAS APÓS ANÁLISE INVERSA: A) SFRC0,50; B) SFRC0,75; C) SFRC1,00



a)



b)



c)

FONTE: A autora (2024).

Para o SFRC0,75 e SFRC1,00 foram realizadas outras iterações, mas a curva permaneceu similar à iteração final escolhida ou com menor proximidade aos resultados experimentais, especialmente no trecho pós-pico.

Desse modo, considerando a proximidade dos resultados, da caracterização do concreto com fibras, experimentais e numéricos da análise inversa, estes serão adotados nas próximas modelagens. Na TABELA 36 estão apresentados os valores de tensão e deformação, para cada tipo de concreto, resultantes da última iteração da análise inversa.

TABELA 36 – DADOS DE TENSÃO E DEFORMAÇÃO FINAIS RESULTANTES DA ANÁLISE INVERSA DAS VIGAS EUROPEIAS

SFRC0,50			SFRC0,75			SFRC1,00		
σ (MPa)	ϵ_{in} (mm/mm)	d_t	σ (MPa)	ϵ_{in} (mm/mm)	d_t	σ (MPa)	ϵ_{in} (mm/mm)	d_t
5,320	0,000	0,000	3,300	0,000	0,000	4,000	0,000	0,000
2,000	0,010	0,624	3,200	0,010	0,030	3,990	0,005	0,002
1,884	0,019	0,646	3,100	0,017	0,061	3,980	0,010	0,005
2,044	0,030	0,616	2,900	0,030	0,121	3,950	0,020	0,013
2,182	0,045	0,590	2,800	0,045	0,152	3,650	0,030	0,088
2,203	0,060	0,586	2,700	0,060	0,182	3,000	0,045	0,250
2,142	0,080	0,597	2,600	0,080	0,212	2,600	0,060	0,350
2,005	0,100	0,623	2,400	0,100	0,273	2,200	0,100	0,450
1,578	0,200	0,703	2,300	0,200	0,303	1,800	0,200	0,550
1,196	0,300	0,775	1,700	0,300	0,485	1,400	0,300	0,650
0,840	0,400	0,842	1,000	0,400	0,697	1,100	0,400	0,725
0,558	0,500	0,895	0,680	0,500	0,794	0,700	0,500	0,825
0,285	0,600	0,946	0,380	0,600	0,885	0,350	0,600	0,913
0,033	0,688	0,994	0,040	0,688	0,988	0,000	0,688	1,000

FONTE: A autora (2024).

6.4 MODELAGENS DAS VIGAS

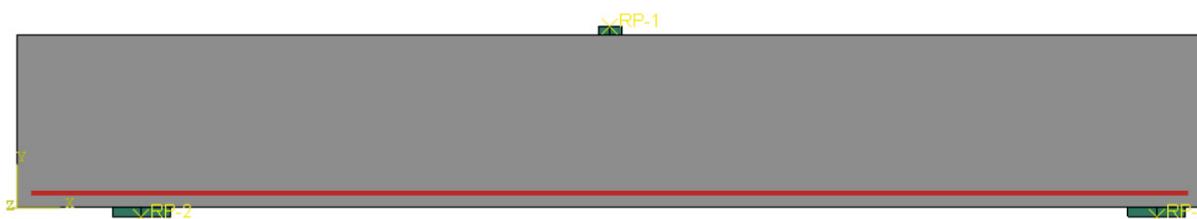
6.4.1 Resultados experimentais x numéricos para o modelo 2D

Para a modelagem numérica das vigas ensaiadas, os mesmos parâmetros de interações e condições de contorno, considerados para a modelagem da viga

européia 2D, foram adotados. Foram considerados elementos lineares quadrilaterais do estado plano de deformação, de 4 nós (CPE4R), com integração reduzida e “*hourglass control*” e tamanho de 20 mm. Para o comportamento à tração do concreto foram adotados os resultados da análise inversa.

As armaduras de GFRP foram modeladas com um modelo linear de comportamento elástico e discretizadas como elementos de treliça (T3D2) utilizando uma interação “*embedded reinforcement*”. Nesta técnica, o concreto onde está alocada a armadura, tem um acréscimo de rigidez de acordo com as características do material embutido. Os esforços das armaduras são calculados a partir do campo de deslocamento dos elementos do concreto e a aderência perfeita entre o concreto e armadura é assumida. A FIGURA 136 representa a viga no software ABAQUS.

FIGURA 136 – VIGA SFRC MODELADA EM 2D NO ABAQUS

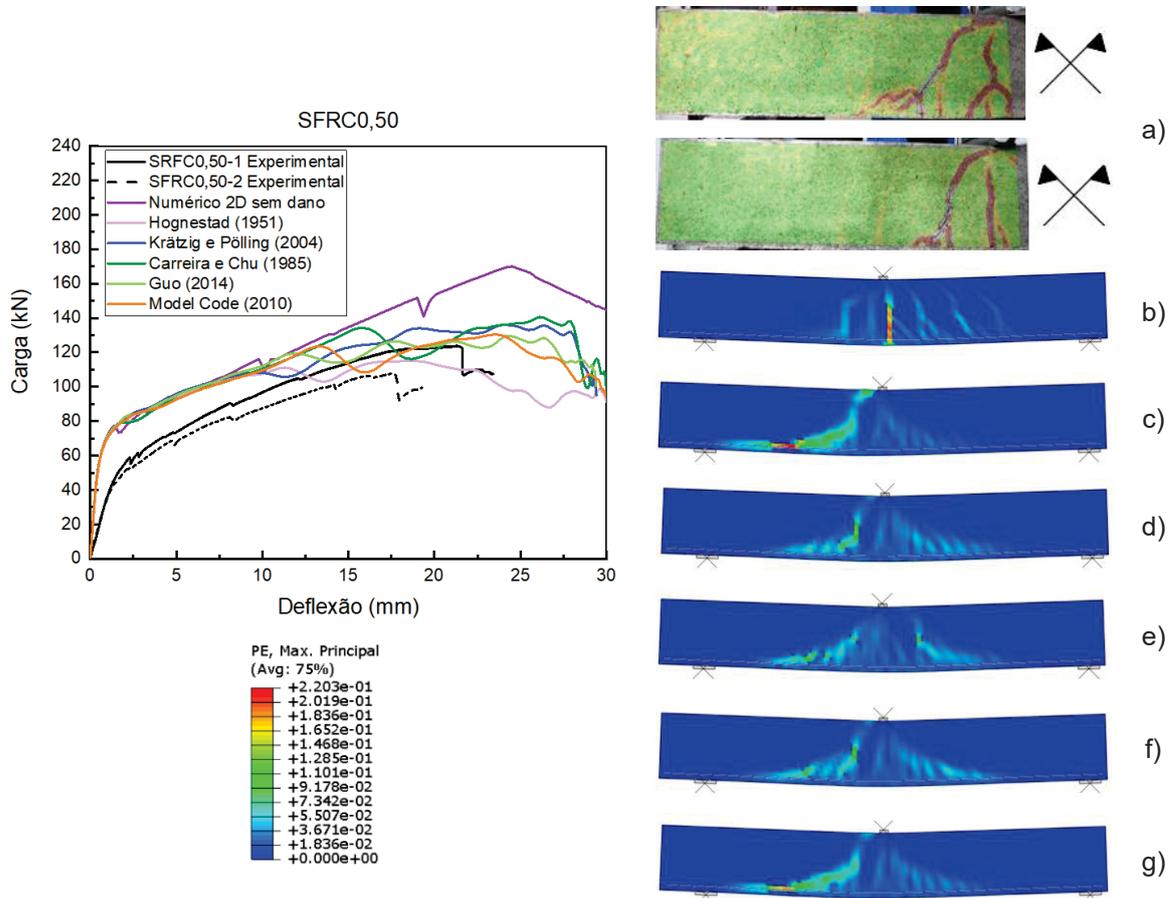


FONTE: A autora (2024).

Com relação às respostas numéricas carga x deflexão e padrão de fissuração, para cada um dos modelos analíticos, descritos na TABELA 32, foram analisados e são apresentados a seguir. Também foi incluído nessa análise o comportamento sem a consideração do dano. A FIGURA 137 apresenta o resultado para a viga SFRC0,50.

Em análise ao comportamento da viga SFRC0,50 (FIGURA 137) observa-se que todos os modelos numéricos apresentaram uma maior rigidez inicial. Isso acontece porque o modelo experimental apresenta uma acomodação inicial dos seus apoios, que faz com que sua rigidez inicial seja menor. Outra hipótese dessa diferença, ocorre porque a análise numérica assume uma total eficiência, ajuste e aderência perfeita, enquanto, na prática, o concreto pode apresentar fissuras de retração ou vazios, o que resulta em uma degradação local no concreto (Abushanab; Alnahhal; Farraj, 2022). Outros estudos que também relataram maior rigidez no modelo numérico em relação ao experimental foram Metwally (2017) e Attia, El Refai e Alnahhal (2020).

FIGURA 137 – VIGA SFRC 0,50 CURVA CARGA X DEFLEXÃO NUMÉRICA, PARA DIVERSOS MODELOS DE COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO E PADRÃO DE FISSURAÇÃO: A) EXPERIMENTAL; B) SEM DANO; C) HOGNESTAD (1951); D) KRÄTZIG E PÖLLING (2004); E) CARREIRA E CHU (1985); F) GUO (2014); G) MODEL CODE (2010)



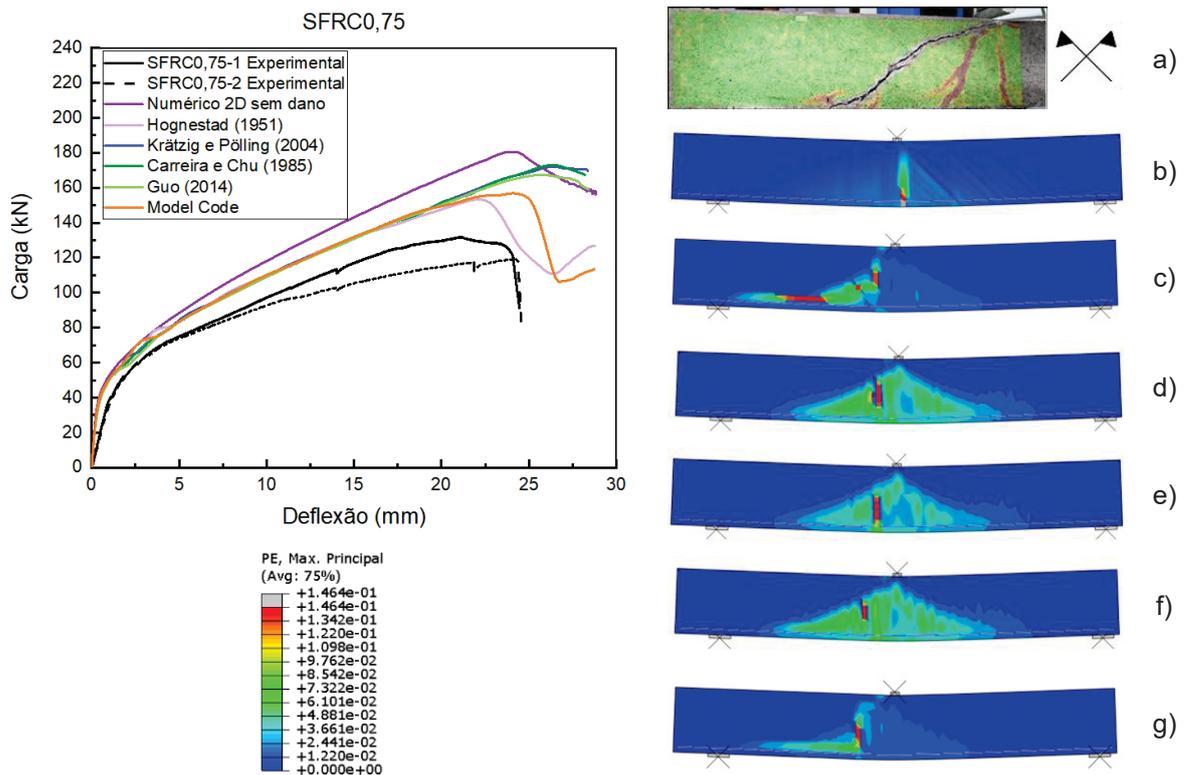
FONTE: A autora (2024).

Entretanto, observa-se na FIGURA 137 que as curvas se apresentam similares após a primeira fissura, com exceção para o modelo de Hognestad (1951). No segundo trecho da curva, o modelo numérico apresentou algumas instabilidades, mas com cargas próximas as observadas experimentalmente. A principal diferença é que no modelo numérico a ruptura ocorreu com uma deflexão próxima a 30 mm, enquanto experimentalmente o valor médio foi de 21,4 mm.

No que se refere ao padrão de fissuração, observa-se que para todos os modelos com dano, as maiores deformações plásticas foram no lado da viga que teve a fissura crítica. Destaca-se que as deformações para o modelo de Hognestad (1951) e Model Code (FIB, 2010), que tem um modelo analítico de comportamento similar pós pico, apresentaram uma concentração de deformação plástica na região da barra de FRP, comportamento não observado nos outros três modelos e que representa melhor o que foi observado experimentalmente.

Análise similar foi realizada para a viga SFRC0,75 e os resultados estão mostrados na FIGURA 138.

FIGURA 138 – VIGA SFRC0,75 CURVA CARGA X DEFLEXÃO NUMÉRICA, PARA DIVERSOS MODELOS DE COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO E PADRÃO DE FISSURAÇÃO: A) EXPERIMENTAL; B) SEM DANO; C) HOGNESTAD (1951); D) KRÄTZIG E PÖLLING (2004); E) CARREIRA E CHU (1985); F) GUO (2014); G) MODEL CODE (2010)

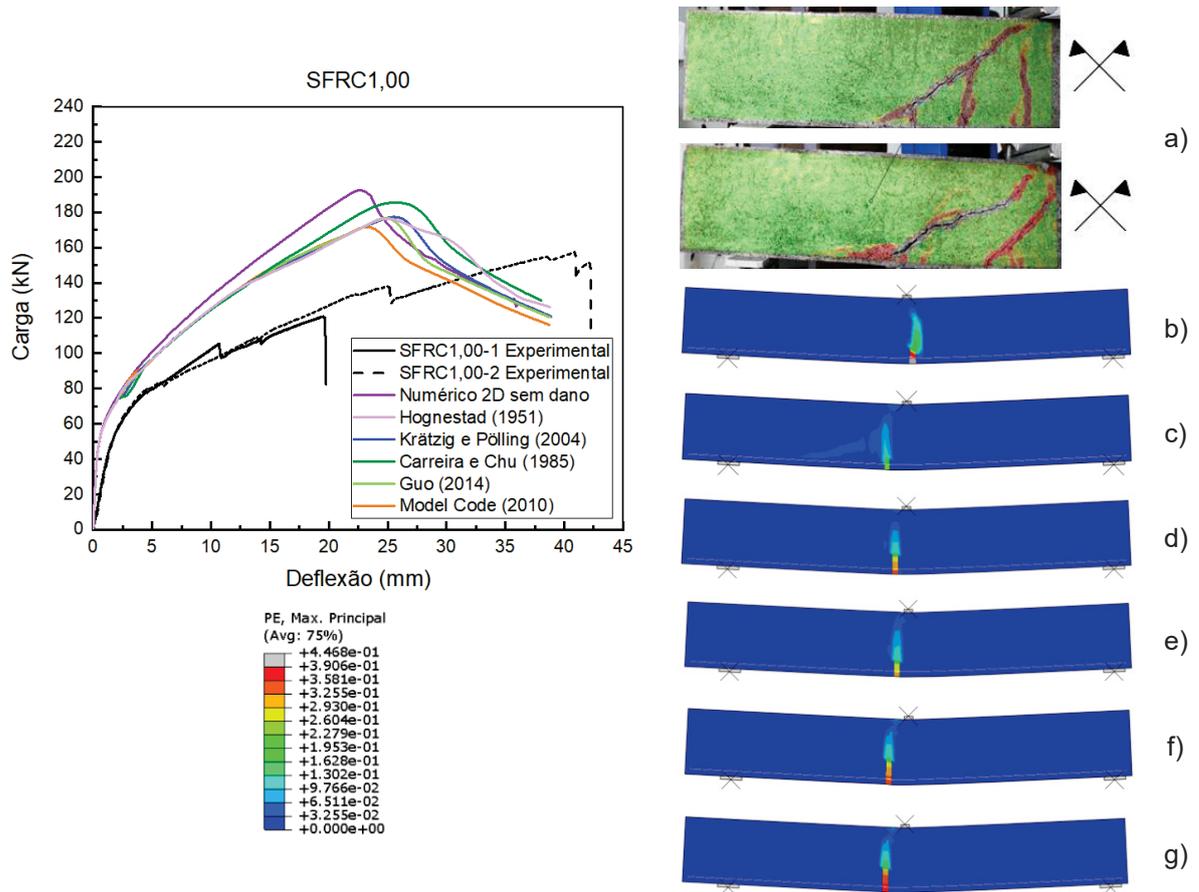


FONTE: A autora (2024).

Verificando os resultados da FIGURA 138 para a viga SFRC0,75, observa-se que os resultados numéricos carga x deflexão, para todos os modelos com dano, foram similares até a deflexão de 20 mm. Depois desse ponto, os modelos de Hognestad (1951) e Model Code (FIB, 2010) apresentaram uma redução significativa da carga. Verifica-se ainda que esses dois modelos apresentaram uma configuração similar de fissuração, representando a existência de uma fissura principal (FIGURA 138c e FIGURA 138g), mas não semelhante a observada experimentalmente. Os demais modelos, com dano, apresentaram toda a região central com deformações plásticas e tiveram acréscimo de carga até uma deflexão aproximada de 27 mm. Assim como para a viga SFRC0,50, a rigidez do modelo numérico foi superior que a observada experimentalmente.

E por fim, para a viga SFRC1,00 os resultados estão representados na FIGURA 139.

FIGURA 139 – VIGA SFRC1,00 CURVA CARGA X DEFLEXÃO NUMÉRICA, PARA DIVERSOS MODELOS DE COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO E PADRÃO DE FISSURAÇÃO: A) EXPERIMENTAL; B) SEM DANO; C) HOGNESTAD (1951); D) KRÄTZIG E PÖLLING (2004); E) CARREIRA E CHU (1985); F) GUO (2014); G) MODEL CODE (2010)



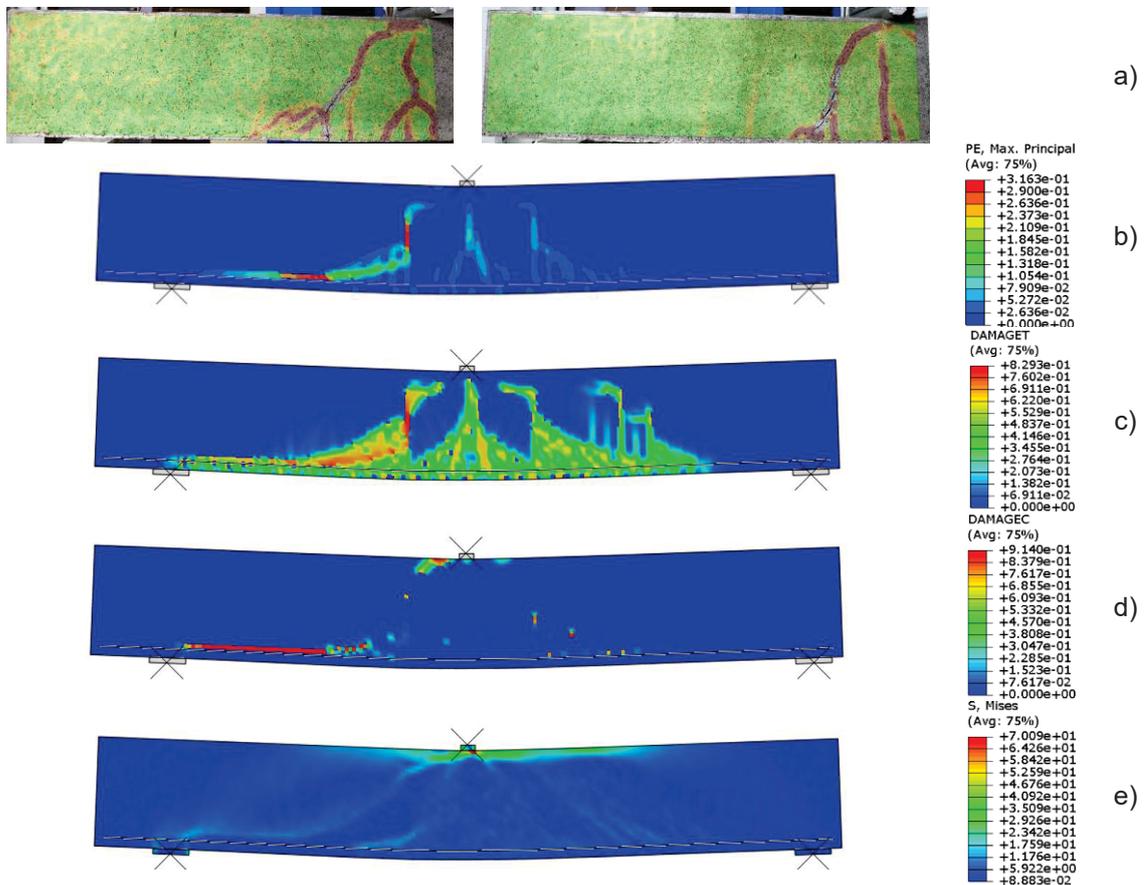
FONTE: A autora (2024).

Para a viga SFRC1,00 nota-se que o comportamento carga x deflexão numérico alcançou maiores cargas de pico que o registrado experimentalmente, especialmente para a viga SFRC1,00-1. Quanto à deflexão na carga de pico, aproximadamente 27 mm, nota-se que ficou próximo ao valor médio experimental, que foi de 31 mm. Quanto ao padrão de fissuração, o modelo numérico apresentou fissuras de flexão. Cabe ressaltar que uma das vigas com 1,0% de volume de fibras (SFRC1,00-2) apresentou uma ruptura de flexão-cisalhamento e a carga média experimental (139,5 kN) foi maior que a carga esperada para a capacidade de flexão (135 kN). Desse modo, justificam-se as deformações obtidas no modelo numérico.

Destaca-se que o modelo numérico desenvolvido não foi capaz de reproduzir adequadamente todos os mecanismos de cisalhamento que ocorrem experimentalmente, descritos na FIGURA 7, destacando especialmente a ponte de fibra e o intertravamento do agregado. Quanto aos diversos modelos analíticos de comportamento à compressão, nota-se que, para todas as vigas, as diferenças não foram grandes. Assim, considerando que modelos que utilizam energia de esmagamento e o tamanho da malha na determinação dos parâmetros são utilizados para calibração de modelos numéricos (Birtel; Mark, 2006; Nana et al., 2017, Alfarah; López-almansa; Oller, 2017), neste trabalho, optou-se por utilizar o modelo constitutivo à compressão de Krätzig e Pölling (2004) para as análises sequenciais.

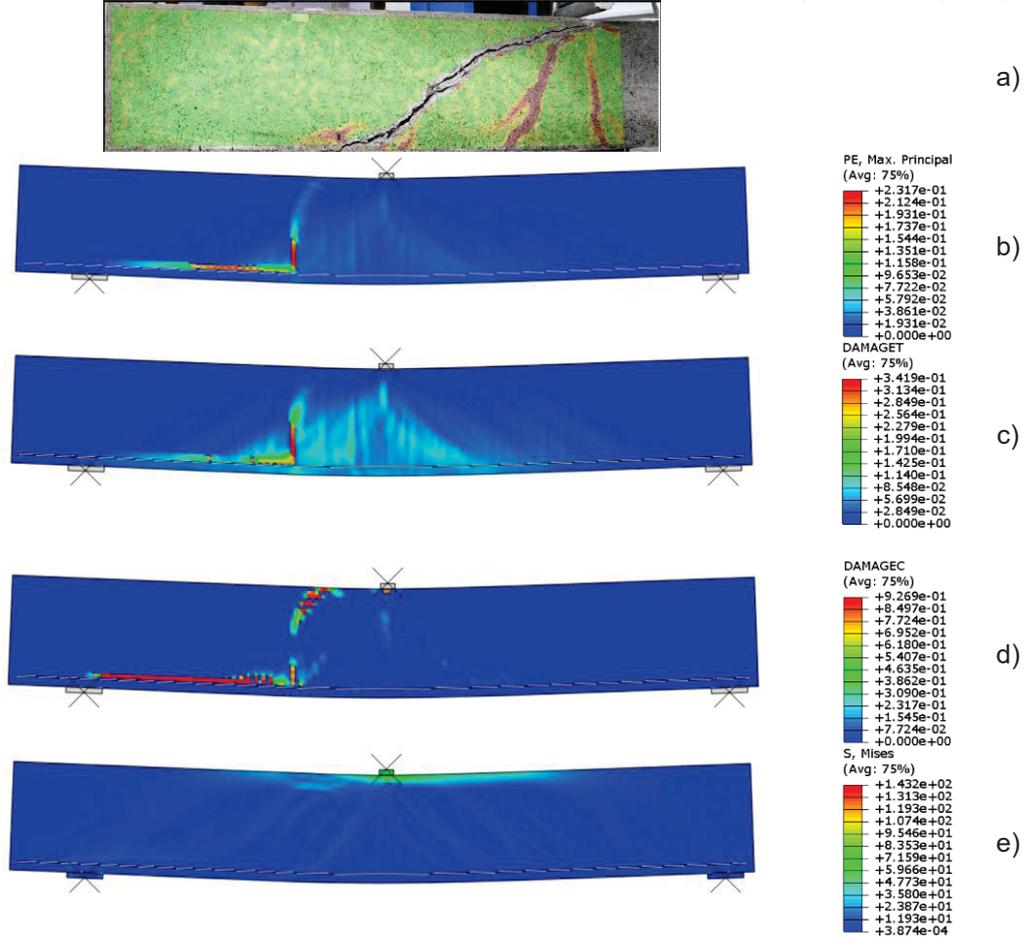
A fim de refinar a análise, uma nova modelagem foi realizada considerando elemento linear quadrilateral, do estado plano de deformação (CPE4R), com malha de 10 mm. A FIGURA 140 apresenta o comportamento para a viga SFRC0,50, a FIGURA 141 para a viga SFRC0,75 e a FIGURA 142 para a viga SFRC1,00.

FIGURA 140 – COMPORTAMENTO NUMÉRICO DA VIGA SFRC 0,50 COM O MODELO DE KRÄTZIG E PÖLLING (2004) E MALHA DE 10 MM: A) EXPERIMENTAL; B) DEFORMAÇÃO PLÁSTICA; C) DANO NA TRAÇÃO; D) DANO NA COMPRESSÃO; E) TENSÃO (MPa)



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 141 – COMPORTAMENTO NUMÉRICO DA VIGA SFRC 0,75 COM O MODELO DE KRÄTZIG E PÖLLING (2004) E MALHA DE 10 MM: A) EXPERIMENTAL; B) DEFORMAÇÃO PLÁSTICA; C) DANO NA TRAÇÃO; D) DANO NA COMPRESSÃO; E) TENSÃO (MPa)



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 142 – COMPORTAMENTO NUMÉRICO DA VIGA SFRC 1,00 COM O MODELO DE KRÄTZIG E PÖLLING (2004) E MALHA DE 10 MM: A) EXPERIMENTAL; B) DEFORMAÇÃO PLÁSTICA; C) DANO NA TRAÇÃO; D) DANO NA COMPRESSÃO; E) TENSÃO (MPa)

(continua)

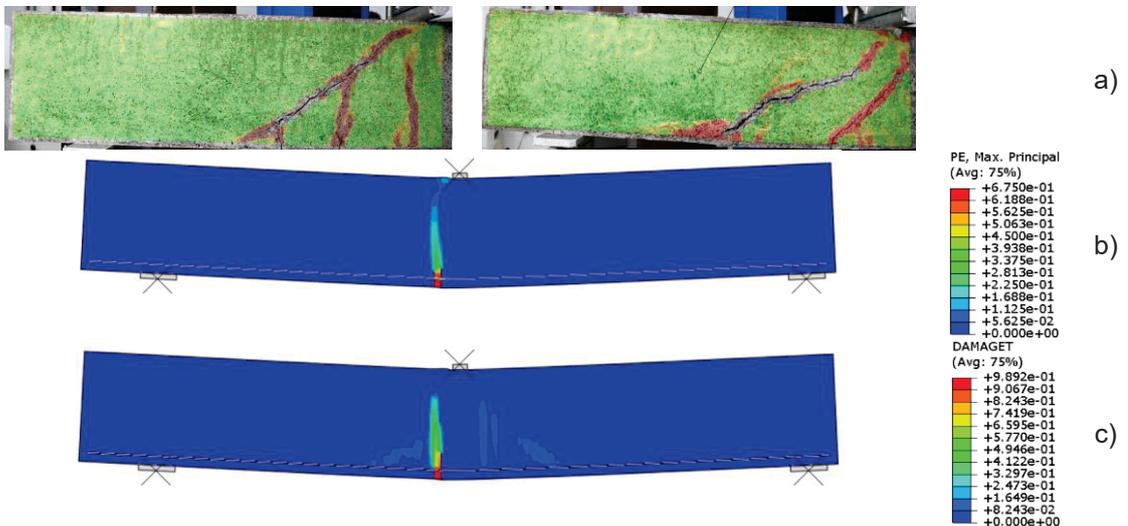
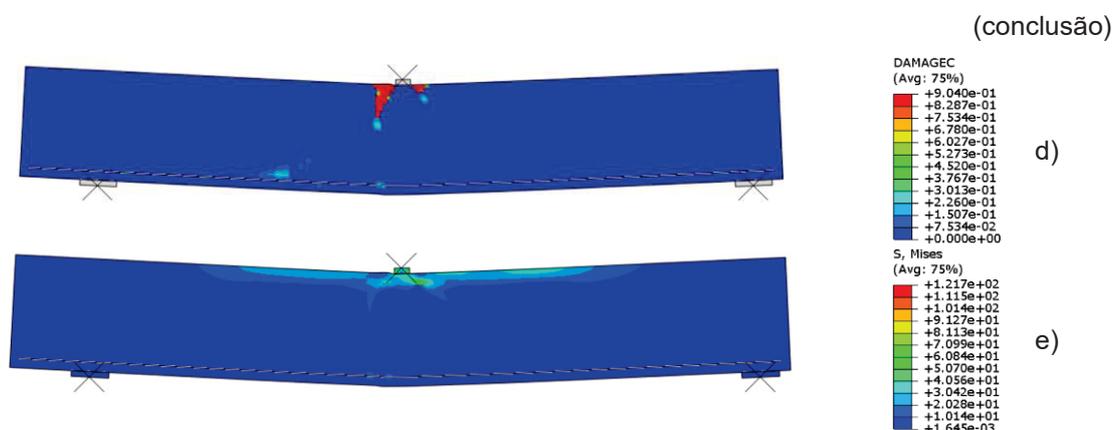


FIGURA 142 – COMPORTAMENTO NUMÉRICO DA VIGA SFRC 1,00 COM O MODELO DE KRÄTIZG E PÖLLING (2004) E MALHA DE 10 MM: A) EXPERIMENTAL; B) DEFORMAÇÃO PLÁSTICA; C) DANO NA TRAÇÃO; D) DANO NA COMPRESSÃO; E) TENSÃO (MPa)



FONTE: A autora (2024).

Para a viga SFRC0,50 (FIGURA 140) nota-se que com o refinamento da malha, as fissuras do modelo numérico foram melhor representadas e apresentaram uma configuração mais próxima a obtida no ensaio experimental. No campo das tensões, uma concentração de tensões foi registrada na face superior, apresentando o caminho das tensões até o apoio. A identificação do dano, representa as regiões tracionadas e comprimidas na viga. Para a viga SFRC0,75 (FIGURA 141) também houve uma melhor discretização das fissuras, com a localização de uma fissura crítica principal. Entretanto a configuração não foi tão próxima da observada experimentalmente. E para a viga SFRC1,00 (FIGURA 142) ainda se manteve a configuração de uma fissura principal de flexão, diferentemente do observado no ensaio experimental, e identifica-se o dano de compressão na face superior da viga (do lado da ruptura).

Assim, decidiu-se proceder a análise de um modelo numérico 3D, a fim de verificar mudanças no comportamento do padrão de fissuração das vigas bem como os valores de carga e deflexão.

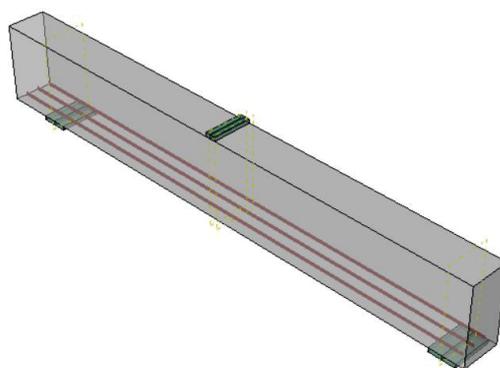
6.4.2 Resultados experimentais x numéricos para o modelo 3D

A modelagem em 3D foi feita considerando elementos lineares hexaédricos tridimensionais de oito nós (C3D8R) com integração reduzida. Optou-se pela geração de malha estruturada, onde todo o conjunto é discretizado em elementos hexaédricos isoparamétricos. Esta técnica só é possível para modelos com geometrias regulares,

mas é a que possui a melhor convergência e resultado. Os mesmos parâmetros de interações e condições de contorno adotados para a modelagem da viga 2D foram considerados.

As armaduras de GFRP também foram modeladas com um modelo linear de comportamento elástico e discretizadas como elementos de treliça (T3D2) utilizando uma interação “*embedded reinforcement*”. Destaca-se que para essa análise adotou-se o comportamento à compressão pelo modelo de Krätzig a Pölling (2004) e comportamento à tração resultante da análise inversa. A FIGURA 143 representa a viga modelada no ABAQUS.

FIGURA 143 – VIGA SFRC 0,50 MODELADA EM 3D NO ABAQUS



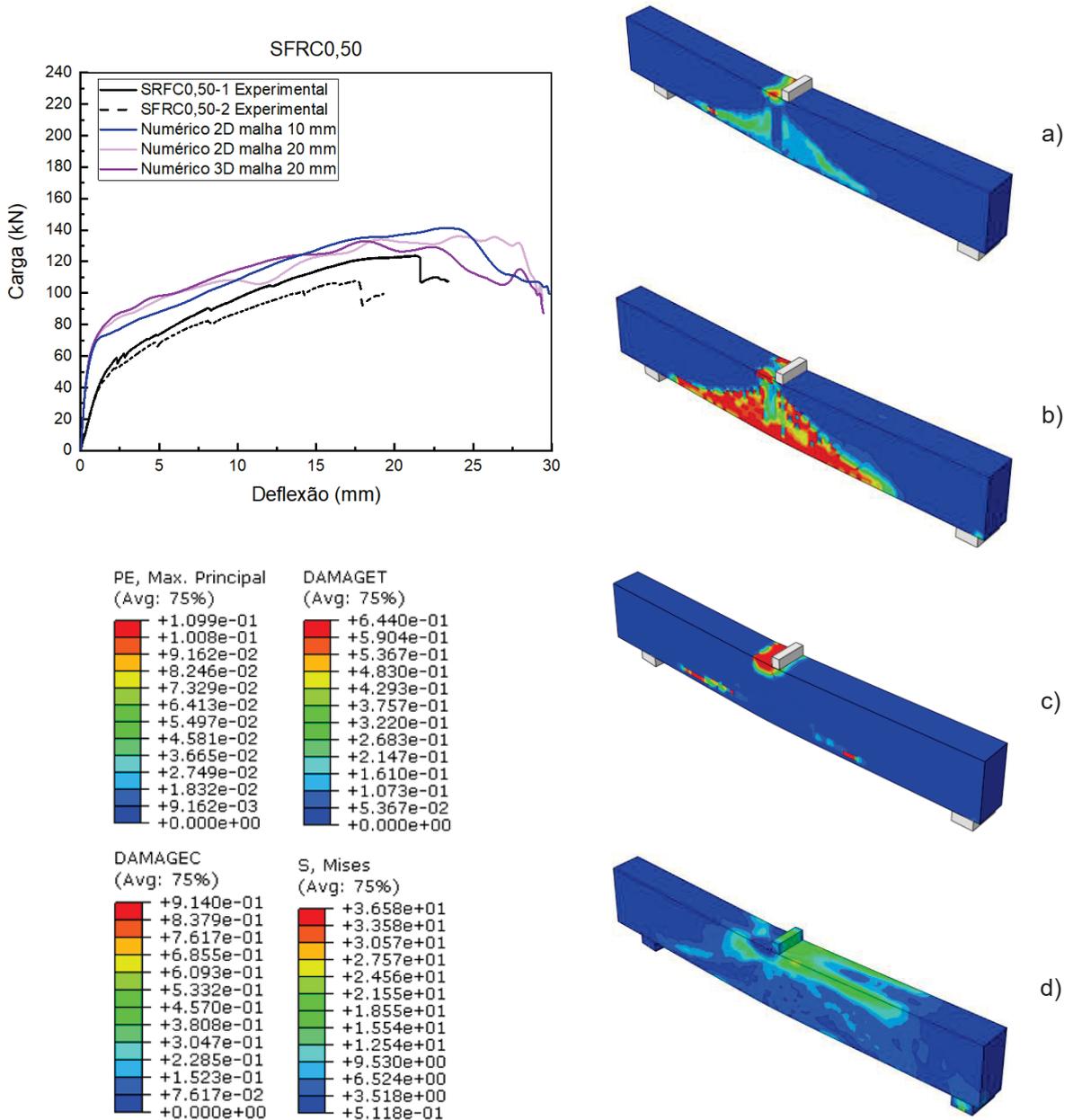
FONTE: A autora (2024).

O comportamento carga x deflexão, padrão de fissuração, dano e tensão, para as três vigas, são apresentados na FIGURA 144, FIGURA 145 e FIGURA 146 e representam as vigas SFRC0,50, SFRC0,75 e SFRC1,00, respectivamente. Ressalta-se que são apresentadas juntamente com os dados, os resultados da modelagem da viga em 2D considerando o modelo de Krätzig a Pölling (2004) com malha de 10 mm e 20 mm, a fim de comparação.

Para as três vigas, no que diz respeito as deformações plásticas, o modelo 3D da viga SFRC1,00 foi o que apresentou maior diferença com os resultados obtidos para essa viga na modelagem em 2D. O modelo 3D da viga SFRC1,00 conseguiu representar melhor o comportamento de cisalhamento observado experimentalmente. Para a viga SFRC0,50, o resultado para a deformação plástica foi similar entre o modelo 2D 20 mm e o modelo 3D. Já para a viga SFRC0,75, o modelo 3D foi mais próximo do modelo 2D malha 10 mm. Cabe destacar que para todas as vigas, as deformações do modelo 3D foram menores que as obtidas pelo modelo 2D.

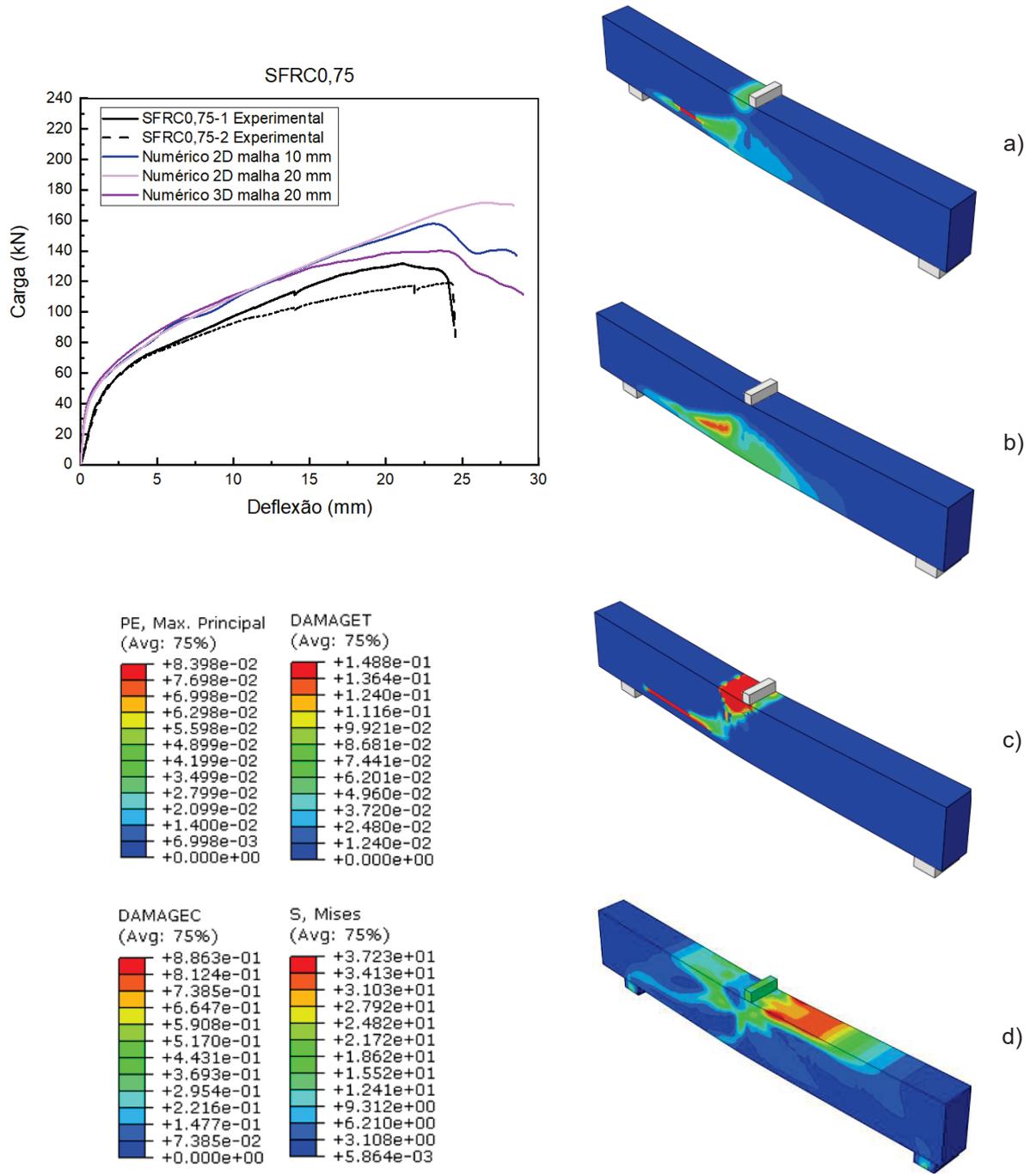
Outro ponto de destaque é que para as três vigas, no modelo 3D, observa-se dano na compressão, na parte superior da viga do lado da ruptura, com maior intensidade para a viga SFRC1,00. Experimentalmente, esse dano também foi observado na viga SFRC0,50-1 e SFRC0,75-1. Quanto as tensões, os valores obtidos para o modelo 3D também foram menores que os obtidos no modelo 2D malha 10 mm, entretanto a configuração é similar entre as duas modelagens, especialmente para as vigas SFRC0,50 e SFRC0,75.

FIGURA 144 – COMPORTAMENTO NUMÉRICO 3D DA VIGA SFRC0,50 COM O MODELO DE KRÄTIZG E PÖLLING (2004): A) DEFORMAÇÃO PLÁSTICA; B) DANO NA TRAÇÃO; C) DANO NA COMPRESSÃO; D) TENSÃO (MPa)



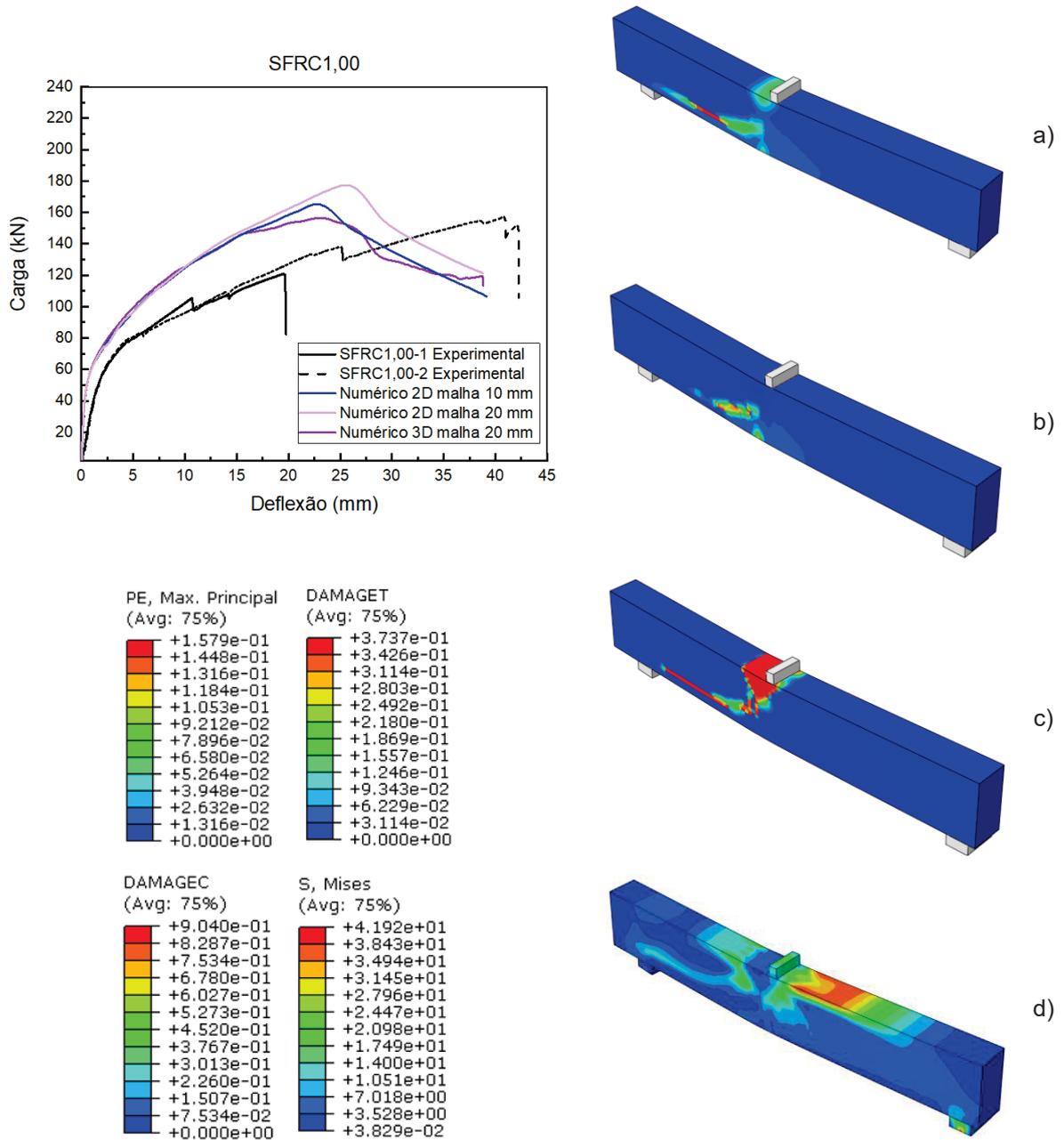
FONTE: A autora (2024).

FIGURA 145 – COMPORTAMENTO NUMÉRICO 3D DA VIGA SFRC0,75 COM O MODELO DE KRÄTZIG E PÖLLING (2004): A) DEFORMAÇÃO PLÁSTICA; B) DANO NA TRAÇÃO; C) DANO NA COMPRESSÃO; D) TENSÃO (MPa)



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 146 – COMPORTAMENTO NUMÉRICO 3D DA VIGA SFRC1,00 COM O MODELO DE KRÄTZIG E PÖLLING (2004): A) DEFORMAÇÃO PLÁSTICA; B) DANO NA TRAÇÃO; C) DANO NA COMPRESSÃO; D) TENSÃO (MPa)



FONTE: A autora (2024).

No que se refere ao comportamento carga x deflexão, uma comparação entre as cargas de pico experimentais de numéricas, bem como suas correspondentes deflexões é mostrada na TABELA 37, para as três simulações, incluindo dados de desvio padrão (SD) e coeficiente de variação (CV).

TABELA 37 – COMPARAÇÃO ENTRE A CARGA ÚLTIMA EXPERIMENTAL E NUMÉRICA E DEFLEXÃO CORRESPONDENTE

Modelo	Viga	Carga de pico			Deflexão carga de pico		
		P _{exp} (kN)	P _{num} (kN)	Relação Exp/Num	δ _{exp} (mm)	δ _{num} (mm)	Relação Exp/Num
2D 20 mm	SFRC0,50-1	123,8	136,0	0,91	21,32	24,2	0,88
	SFRC0,50-2	107,9		0,79	17,52		0,72
	SFRC0,75-1	131,8	172,2	0,77	21,1	26,3	0,80
	SFRC0,75-2	119,4		0,69	24,27		0,92
	SFRC1,00-1	121	177,7	0,68	19,51	26,1	0,75
	SFRC1,00-2	157,6		0,89	40,97		1,57
	Média	0,79			0,94		
	SD	0,10			0,32		
	CV (%)	12,13			33,70		
2D 10 mm	SFRC0,50-1	123,8	141,2	0,88	21,32	23,2	0,92
	SFRC0,50-2	107,9		0,76	17,52		0,75
	SFRC0,75-1	131,8	161,2	0,82	21,1	24,2	0,87
	SFRC0,75-2	119,4		0,74	24,27		1,00
	SFRC1,00-1	121	167,4	0,72	19,51	23,5	0,83
	SFRC1,00-2	157,6		0,94	40,97		1,74
	Média	0,81			1,02		
	SD	0,09			0,36		
	CV (%)	10,51			35,66		
3D 20 mm	SFRC0,50-1	123,8	133,0	0,93	21,32	18,2	1,17
	SFRC0,50-2	107,9		0,81	17,52		0,96
	SFRC0,75-1	131,8	140,2	0,94	21,1	23,6	0,90
	SFRC0,75-2	119,4		0,85	24,27		1,03
	SFRC1,00-1	121	156,4	0,77	19,51	23,0	0,85
	SFRC1,00-2	157,6		1,01	40,97		1,78
	Média	0,89			1,12		
	SD	0,09			0,35		
	CV (%)	9,99			31,03		

FONTE: A autora (2024).

A partir dos resultados da TABELA 37 nota-se que os modelos numéricos tiveram uma previsão aceitável do comportamento experimental, apresentando um menor desvio padrão e coeficiente de variação para a carga última. Nota-se um maior

desvio padrão para a deflexão, devido a viga SFRC1,00-2, que apresentou experimentalmente uma deflexão muito maior que o da viga SFRC1,00-1 bem como do resultado numérico.

Dentre os três modelos analisados, o que teve uma melhor previsão quanto a carga de pico foi o modelo 3D malha 20 mm. Já quanto a previsão da deflexão, o modelo 2D malha 10 mm apresentou o melhor resultado.

Analisando os resultados, pelo volume de fibras de aço, e entre os diferentes modelos, conclui-se que o que apresentou a melhor aproximação entre o resultado numérico e experimental foi a viga SFRC0,75 no modelo 3D malha 20 mm. Este modelo apresentou relação resultado experimental/numérico médio, para a carga de pico, de 0,90, com desvio padrão de 0,06 e coeficiente de variação de 6,98%. Para a deflexão, a relação resultado experimental/numérico médio, foi de 0,96, com desvio padrão de 0,09 e coeficiente de variação de 9,88%.

Desse modo, para a análise paramétrica esse foi o volume de fibras e modelo adotado para a análise paramétrica.

6.5 ANÁLISE PARAMÉTRICA

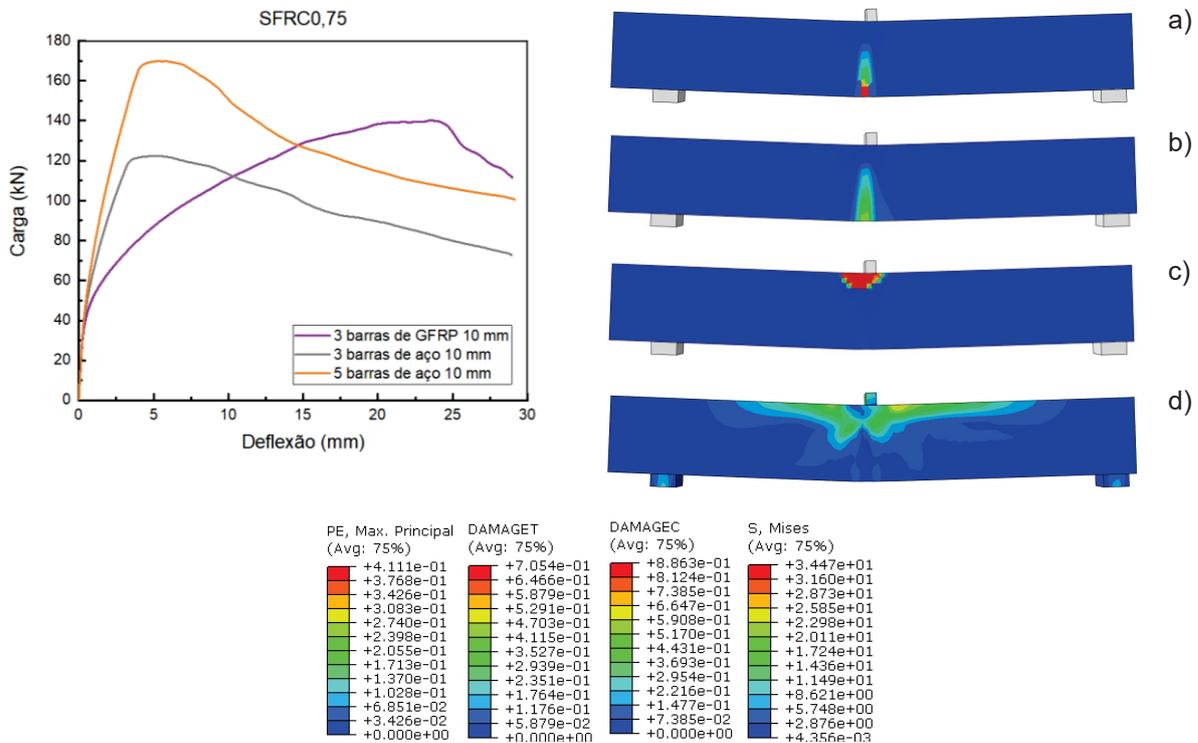
Com o objetivo de expandir os ensaios experimentais, após validação do modelo numérico, foram realizadas análises paramétricas da viga SFRC0,75, com o modelo 3D. Os seguintes parâmetros foram avaliados:

- Tipo de armadura: substituição da armadura de GFRP por aço, sendo adotado a mesma quantidade de barras, bem como não adotado estribos. Para o aço considerou-se módulo de elasticidade de 210 GPa e resistência à tração de 500 MPa;
- Taxa de armadura de GFRP: consideração de 3 barras de 8 mm ($\rho_f=0,38\%$), 2 barras de GFRP de 10 mm ($\rho_f=0,39\%$), 3 barras de GFRP de 12 mm ($\rho_f=0,84\%$), 3 barras de GFRP de 14 mm ($\rho_f=1,15\%$) e 3 barras de GFRP de 16 mm ($\rho_f=1,51\%$);
- Relação a/d: variação do comprimento da viga, mantendo-se constante a largura de 15 cm e altura de 30 cm a fim de obter a relação a/d de 3,5 e de 4,0. Para todas as análises, as propriedades do concreto não mudaram.

6.5.1 Efeito do tipo de armadura

A FIGURA 147 apresenta os resultados obtidos na modelagem numérica considerando 3 barras de 10 mm de aço. Destaca-se que se fosse feita uma relação proporcional de aço com FRP, considerando a resistência à tração do aço, seriam necessárias 5 barras de 10 mm. Assim, apresenta-se também no gráfico o comportamento para essa situação. As imagens de deformações e tensões se referem a viga com 3 barras de aço de 10 mm.

FIGURA 147 – VIGA SFRC0,75 COM BARRA DE AÇO: A) DEFORMAÇÃO PLÁSTICA VIGA COM 3 BARRAS DE AÇO; B) DANO NA TRAÇÃO VIGA COM 3 BARRAS DE AÇO; C) DANO NA COMPRESSÃO VIGA COM 3 BARRAS DE AÇO; D) TENSÃO VIGA COM 3 BARRAS DE AÇO(MPa)



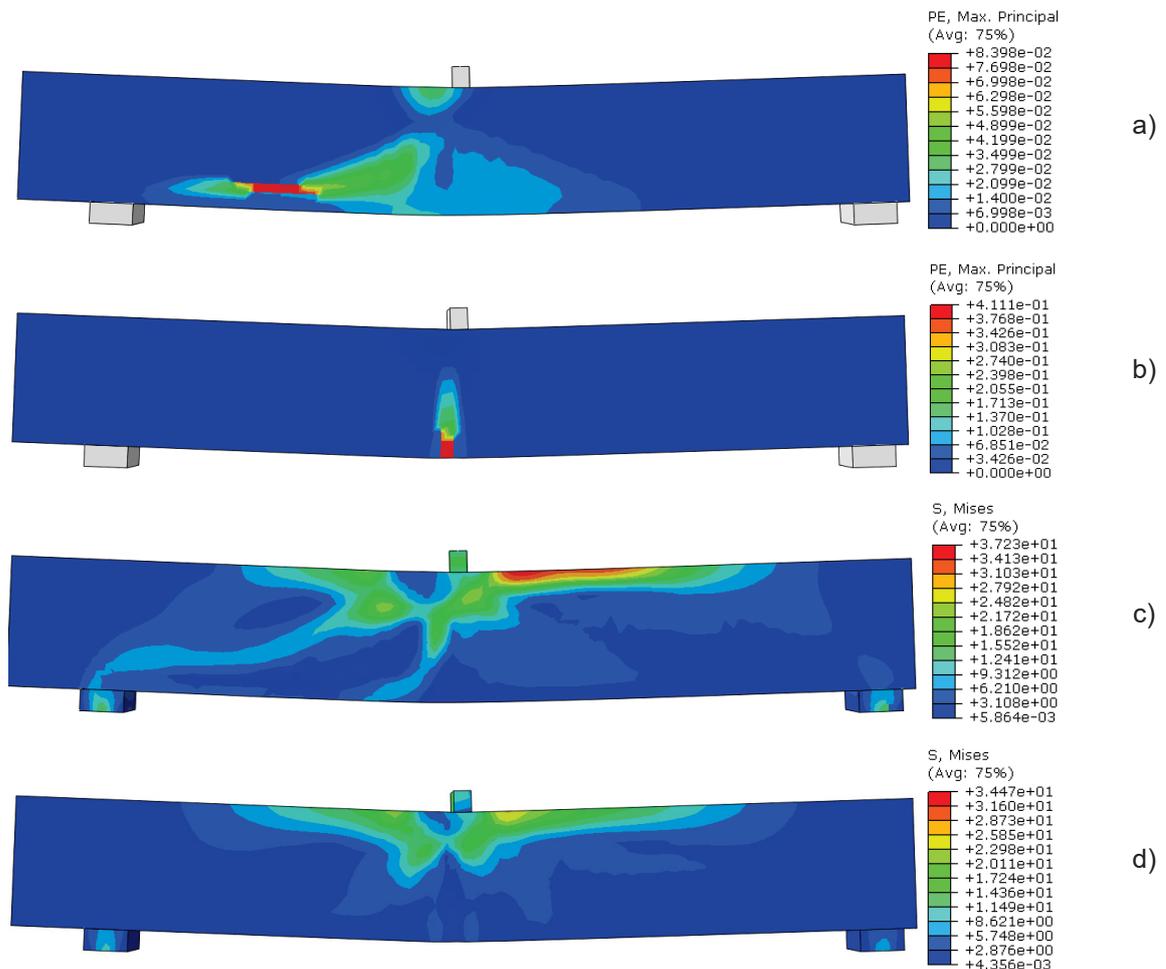
FONTE: A autora (2024).

Observa-se pela FIGURA 147 que com a mudança do tipo de barra para aço, as deflexões da viga com 3 barras de aço reduziram significativamente, com uma deflexão de 5,3 mm na carga de pico (122,3 kN). Esse fato era esperado e ocorre, devido à diferença no módulo de elasticidade das barras. Notadamente, as vigas armadas com barras de GFRP apresentam maiores deflexões devido ao menor módulo de elasticidade. Resultado semelhante foi registrado em Protchenko et al. (2016), onde foram realizadas análises experimentais e numéricas com vigas de

concreto armadas com barras de BFRP e aço. Para a viga com 5 barras de aço de 10 mm, a carga de pico chega a 170 kN em uma deflexão de 5,7 mm.

Quanto a diferenças numéricas entre a adoção de barras de aço e de GFRP, a FIGURA 148 destaca os resultados observados numericamente no que se refere às deformações plásticas e às tensões, entre as situações com 3 barras de aço.

FIGURA 148 – VIGA SFRC0,75: A) DEFORMAÇÃO VIGA COM 3 BARRAS DE GFRP; B) DEFORMAÇÃO VIGA COM 3 BARRAS DE AÇO; C) TENSÃO VIGA COM 3 BARRAS DE GFRP; D) TENSÃO VIGA COM 3 BARRAS DE AÇO



FONTE: A autora (2024).

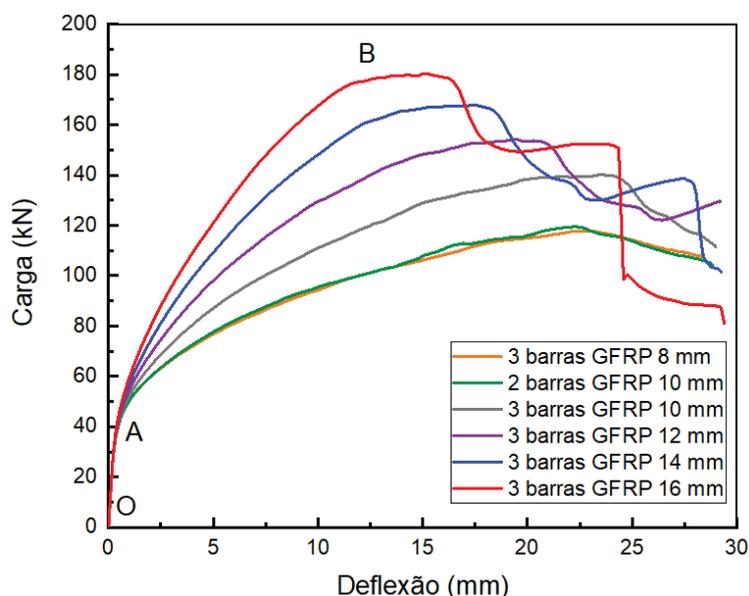
Como pode ser visto na FIGURA 148, a viga com barras de GFRP apresenta fissuras tanto de flexão quanto de cisalhamento, enquanto a viga com barras de aço apresenta apenas fissuras de flexão e com maiores valores. Quanto às tensões, na viga com barras de GFRP se observa o caminho das tensões para os apoios enquanto na viga com aço, as maiores tensões se concentram na face superior da viga. Huang

et al. (2021), em uma análise paramétrica com mudança de barra de BFRP para aço, também constatou falha por flexão na viga armada com aço, enquanto uma falha de flexão-cisalhamento foi observada na viga com barras de BFRP.

6.5.2 Efeito da taxa de armadura longitudinal

O efeito da taxa de armadura longitudinal na capacidade de cisalhamento das vigas de GFRP com fibras de aço é apresentado na FIGURA 149.

FIGURA 149 – VIGA SFRC0,75 COM DIFERENTES TAXAS DE GFRP



FONTE: A autora (2024).

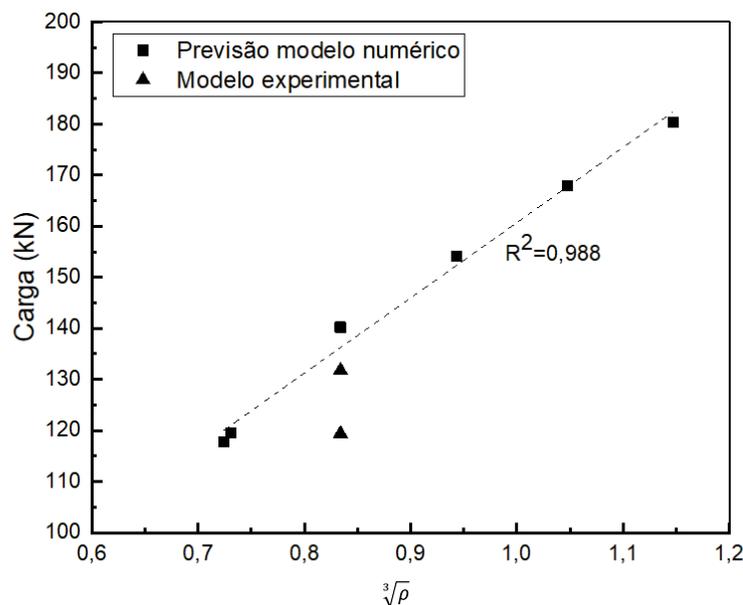
Pode-se notar, na FIGURA 149, que as vigas apresentam a mesma rigidez até a primeira fissura (trecho AO indicado), considerando que o concreto é responsável pelo comportamento da viga nesse estágio. Após, as vigas com maiores taxas de armadura apresentam maior rigidez e maior capacidade de carga. Entretanto, o aumento da rigidez não é proporcional ao aumento da taxa de armadura. Essas observações também foram feitas em Abushanab, Alnahhal e Farraj (2022), Huang et al. (2021), Abed et al. (2021) e Abed, El Refai e Abdalla (2019).

As vigas que contêm praticamente a mesma taxa de armadura (3 barras de 8 mm e 2 barras de GFRP de 10 mm) têm a curva muito similar, demonstrando que a bitola na modelagem numérica não influenciou na capacidade de carga das vigas.

Destaca-se, que devido ao efeito *shear lag*, a resistência à tração das barras de GFRP reduz com o aumento do diâmetro, entretanto essa redução de resistência não foi aplicada na modelagem numérica, considerando que não foram realizados ensaios experimentais de determinação de resistência à tração para essas bitolas. Nas barras com diâmetros maiores, as fibras localizadas próximas à superfície da barra são submetidas a maiores tensões que as fibras localizadas no centro da barra, o que resulta na redução da resistência. Consta-se ainda que, conforme o aumento do diâmetro das barras, as curvas apresentaram quedas mais bruscas após a carga de pico.

Abed, El Refai e Abdalla (2019) apontaram que as capacidades de cisalhamento das vigas reforçadas com BFRP foram linearmente proporcionais à raiz cúbica da armadura $\sqrt[3]{\rho_f}$, mesma conclusão relatada em El-Sayed, El-Salakawy e Benmokrane (2006a). Cabe destacar que esses dois estudos tratavam de vigas com barras de FRP, mas sem fibras discretas. Aplicando essa análise, para os resultados obtidos para a vigas SFRC0,75 para as diferentes taxas de armadura, obtém-se a FIGURA 150.

FIGURA 150 – EFEITO DA TAXA DE ARMADURA NAS CAPACIDADES DE CISALHAMENTO DAS VIGAS ARMADAS COM GFRP



FONTE: A autora (2024).

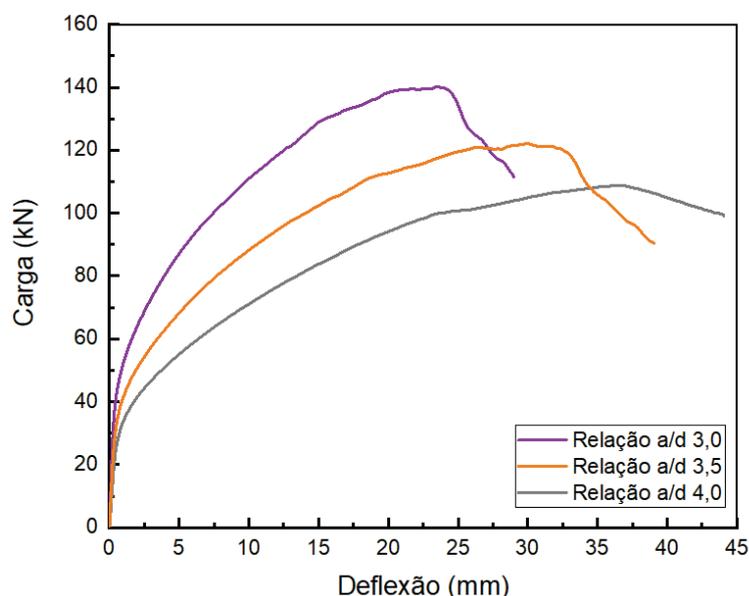
Observa-se pela FIGURA 150 que os resultados da análise paramétrica numérica indicaram que as capacidades de cisalhamento das vigas armadas com GFRP e com 0,75% de volume de fibras foram linearmente proporcionais a $\sqrt[3]{\rho_f}$ com um R^2 de 0,988.

6.5.3 Efeito da relação a/d

O efeito relação a/d na capacidade de cisalhamento das vigas de GFRP com fibras de aço são apresentadas na FIGURA 151 e FIGURA 152. Considerando que para maiores relações a/d foram adotados maiores vãos, a capacidade de carga das vigas reduziu com o acréscimo de a/d. Mesmo comportamento foi observado experimentalmente em Hosseini, Nematzadeh e Chastre (2021). Além disso, assim como em Abed, El Refai e Abdalla (2019), nota-se que existe uma relação linear entre as capacidades de cisalhamento e $1/\sqrt[3]{a/d}$ com um $R^2=0,998$.

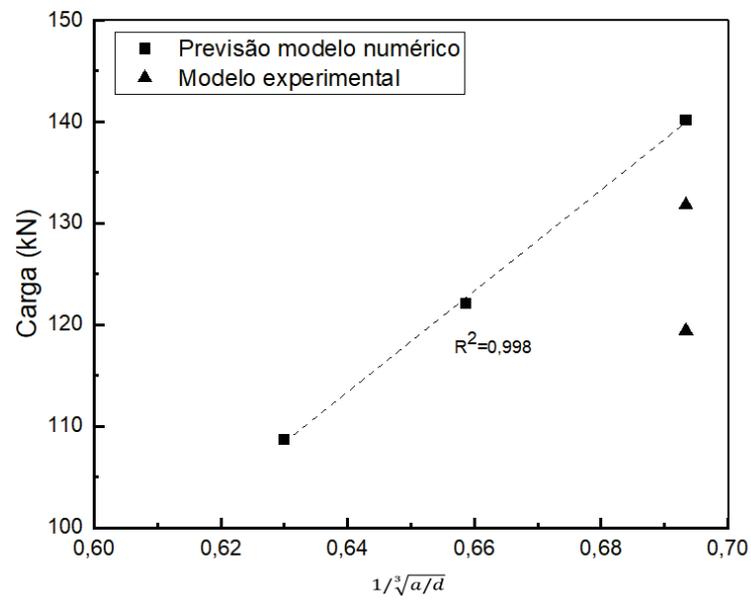
Por fim, esta análise paramétrica contribuiu para aprofundar a compreensão do comportamento de vigas SFRC armadas com barras de GFRP. Observou-se que os mesmos parâmetros que influenciam o comportamento ao cisalhamento de vigas armadas com FRP, também regem o desempenho das vigas com SFRC armadas com FRP.

FIGURA 151 – VIGA SFRC0,75 COM DIFERENTES RELAÇÕES A/D



FONTE: A autora (2024).

FIGURA 152 – EFEITO DA RELAÇÃO A/D NAS CAPACIDADES DE CISLHAMENTO DAS VIGAS ARMADAS COM GFRP



FONTE: A autora (2024).

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Este capítulo, baseado nos diferentes ensaios experimentais e nas simulações numéricas apresentadas nos capítulos anteriores, discorre sobre as principais conclusões do trabalho considerando o comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto com SFRC e armadas longitudinalmente com barras de GFRP. Os resultados alcançados são confrontados com os objetivos propostos no Capítulo 1. Sugestões para a continuidade deste trabalho e para a realização de estudos futuros são também propostos.

7.1 CONCLUSÕES

A seguir são apresentadas as principais conclusões resultantes do estudo experimental e do estudo numérico.

7.1.1 Estudo experimental

Quanto ao estudo experimental, as seguintes conclusões foram obtidas:

- Inicialmente, considerando as curvas carga *versus* CMOD, de todos os concretos SFRC analisados, constatou-se um comportamento “*softening*”, sendo observadas diferenças significativas na resistência elástica (f_L) e nas resistências residuais ($f_{R,1}$ a $f_{R,4}$) entre o concreto SFRC0,50 e o concreto SFRC0,75. Um aumento de 18% na resistência elástica e de aproximadamente 32% nas resistências residuais foram registradas para o concreto SFRC0,75. No entanto, não foram observadas diferenças significativas das resistências entre o concreto SFRC0,75 e o concreto SFRC1,00.
- Uma contribuição importante desse trabalho foi com relação ao ensaio Montevideo (MVD). Um fator de correlação de carga (k_{MVD}) foi definido para transformar as cargas do ensaio MVD para o ensaio de caracterização normatizado pela NBR 16940 (ABNT, 2021), aos 28 dias, a fim de apresentar uma metodologia alternativa para o controle de qualidade do concreto reforçado com fibras. Nesse estudo foi observado a necessidade de se obter um coeficiente de correlação para cada traço estudado.

- No que se refere à utilização de reforços com fibras de aço, verificou-se que a incorporação de fibras de aço resultou em acréscimo da capacidade de carga em relação às vigas sem fibras, em 103,3%, 120,4% e 144,4% para as vigas SFRC0,50, SFRC0,75 e SFRC1,00, respectivamente. Entretanto, o aumento do volume de incorporação de fibras não resultou em acréscimo significativo na capacidade média de resistência ao cisalhamento entre as vigas com SFRC. Isto sugere que a barra de GFRP pode ter limitado esse aumento devido a maiores deflexões registradas nas vigas com maiores volumes de fibras.
- Considerando-se o tipo de falha observada entre os diferentes tipos de vigas, conclui-se que para as vigas CC0, SFRC0,50, SFRC0,75 e SFRC1,00-1, a falha ocorreu por tração diagonal (cisalhamento). Nas vigas CC0 também foi registrado fendilhamento entre as armaduras GFRP e o concreto e para a viga SFRC0,75-1, foi observado a falha por compressão por cisalhamento juntamente com a tração diagonal. Já a viga SFRC1,00-2 falhou por cisalhamento e flexão, sendo que somente para essa viga a carga máxima registrada excedeu a carga esperada para capacidade de flexão e não houve falha repentina, como observado nas outras vigas.
- Analisando o ângulo médio da fissura diagonal crítica observou-se que, entre as vigas com SFRC, este ângulo diminuiu à medida em que o volume de incorporação de fibras aumentou. Para a viga SFRC0,50 foi registrado um ângulo médio de $63,5^\circ$, reduzindo para 40° nas vigas SFRC0,75 e para $32,5^\circ$ nas vigas SFRC1,00. Nas vigas CC0, o ângulo médio da fissura crítica foi de 58° . Para a viga CC0, a fissura crítica surgiu após a carga de pico, enquanto para as vigas com SFRC a fissura crítica iniciou em cargas inferiores a carga de pico, identificando a ação de ponte das fibras.
- Por meio da análise DIC, foi possível avaliar as aberturas e deslizamentos das fissuras críticas. Observou-se que as máximas aberturas ultrapassaram 3,5 mm, na carga de pico, para as vigas SFRC0,75-2 e SFRC1,00, indicando que a resistência residual à tração do concreto SFRC já havia atingido a tensão $f_{R,4}$. Considerando a análise na ruptura, os valores para as vigas SFRC0,50 também ultrapassaram o limite de 3,5 mm. Como maiores aberturas de fissuras já foram alcançadas nas vigas com volumes de fibras de 0,5%, este foi o volume de fibras ótimo para as condições adotadas nessa pesquisa. Além disso, registrou-se um comportamento dilatante, isto é, um aumento da

abertura da fissura associado a um aumento no deslizamento entre as faces da fissura crítica. A fissura crítica se propagou significativamente após atingir a carga máxima e depois desse ponto ocorreu uma redução na velocidade de abertura de fissura em relação ao deslizamento.

- Conclusão importante está relacionada ao comportamento à flexão. As deformações no sensor 3 (fixado próximo a face superior da viga) resultaram em aproximadamente 6‰ para todas as vigas (CC0 e SFRC). As vigas com SFRC apresentaram valores de deformação, nas barras de GFRP, maiores que os registrados nas vigas sem fibras concluindo que a adição de fibras de aço melhorou o comportamento das vigas que resistiram a maiores momentos fletores, levando a maiores deformações nas barras de GFRP.
- Considerando os modelos analíticos propostos em diferentes normativas e trabalhos científicos, verifica-se que a equação proposta para prever a resistência ao cisalhamento de vigas com SFRC e armadas com barras de GFRP, sem estribos, apresentou boa concordância com os resultados experimentais. A relação experimental/prevista foi de 1,18, com desvio padrão de 0,16 e coeficiente de variação de 13,5%. A equação consiste na determinação da resistência ao cisalhamento do concreto segundo as recomendações do ACI 440.11 (ACI Committee 440.11, 2022) e na contribuição das fibras de aço na resistência ao cisalhamento segundo recomendações da RILEM (RILEM, 2003).

Desse modo, este estudo confirmou a eficiência da incorporação de fibras de aço no concreto em melhorar o comportamento ao cisalhamento de vigas armadas com barras de GFRP. No entanto, concluiu-se que o acréscimo de capacidade de carga devido a maiores volumes de incorporação de fibras de aço não é tão significativo como em vigas com barras de aço, demonstrando uma limitação do acréscimo de capacidade de carga, nas condições adotadas nessa pesquisa, para o volume de fibras 0,5%.

7.1.2 Estudo numérico

Quanto ao estudo numérico, as seguintes conclusões foram obtidas:

- A técnica de análise inversa foi uma abordagem viável para determinação do comportamento do concreto SFRC à tração, sendo realizado ajustes das

curvas carga x deslocamento com os resultados experimentais de caracterização dos concretos SFRC.

- Os modelos de simulação numérica foram capazes de reproduzir o comportamento experimental ao cisalhamento das vigas com SFRC armadas com barras de GFRP. A relação experimental/numérica foi de 0,89 para a carga de pico e de 1,12 para a deflexão no pico, para todas as vigas SFRC, com um modelo numérico 3D, malha de 20 mm e adotando o modelo CDP de comportamento do concreto no software ABAQUS.
- O modelo numérico da viga SFRC0,75 foi o que melhor se aproximou dos resultados experimentais, com uma relação experimental/numérica média de 0,90 para a carga de pico e de 0,96 para a deflexão, sendo este modelo escolhido para a análise paramétrica.
- Com a substituição das barras de GFRP por barras de aço, o modo de falha da viga SFRC0,75 mudou de cisalhamento para flexão e menores deflexões foram observadas na carga de pico, considerando a diferença no módulo de elasticidade das barras. Observou-se que a taxa de armadura longitudinal de GFRP afetou a capacidade de carga das vigas, registrando acréscimo de capacidade de cisalhamento com o aumento da taxa, proporcional a $\sqrt[3]{\rho_f}$. E por fim, a capacidade de carga das vigas reduziu com o acréscimo da relação a/d e observou-se uma relação linear entre as capacidades de cisalhamento com $1/\sqrt[3]{(a/d)}$.

7.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

A avaliação da capacidade de cisalhamento é um aspecto fundamental no projeto de vigas SFRC armadas longitudinalmente com barras de GFRP, sem estribos. Esta pesquisa fixou alguns parâmetros para a análise, tais como: a resistência à compressão do concreto, as dimensões da viga, a taxa de armadura longitudinal de GFRP, a relação a/d de 3,0, o tipo de fibra utilizada bem como o esquema de carregamento da viga. Assim, baseando-se nos resultados obtidos, sugere-se como trabalhos futuros:

- Investigar o comportamento ao cisalhamento de vigas SFRC armadas com GFRP com a utilização de fibras de aço longas. Uma hipótese para se obter

maior capacidade de resistência ao cisalhamento das vigas seria adotar fibras mais longas que as adotada nesse estudo e não aumentar o volume de incorporação de fibras.

- Realizar demais ensaios de determinação de orientação das fibras das vigas, a fim de implementar a discretização das fibras e propor modelos computacionais ortotrópicos, especialmente para viga SFRC1,00 que apresentou diferença significativa de resistência em relação as demais vigas com SFRC.
- Aprimorar a técnica de ajuste de curva dos ensaios experimentais com o modelo numérico, considerando redução da aderência entre as barras de GFRP e o concreto.
- Realizar demais análises paramétricas para extrapolar os resultados aqui apresentados, tais como diferentes seções transversais.
- Implementar o modelo computacional relativo ao ensaio Montevidéu a fim de determinar correlação entre os valores obtidos experimentalmente e numericamente.

REFERÊNCIAS

- ABAQUS. ABAQUS Standard User's Manual, United States: Dassault Systems Simulia Corp., 2017.
- ABBAS, S.; SOLIMAN, A. M.; NEHDI, M. L. Exploring mechanical and durability properties of ultra-high performance concrete incorporating various steel fiber lengths and dosages. **Construction and Building Materials**, v. 75, p. 429–441, 2015.
- ABDALLA, H. A. Evaluation of deflection in concrete members reinforced with fibre reinforced polymer (FRP) bars. **Composite Structures**, v. 56, n. 1, p. 63–71, 2002.
- ABDUL-SALAM, B.; FARGHALY, A. S.; BENMOKRANE, B. Mechanisms of shear resistance of one-way concrete slabs reinforced with FRP bars. **Construction and Building Materials**, v. 127, p. 959–970, 2016.
- ABED, F.; ALHAFIZ, A. R. Effect of basalt fibers on the flexural behavior of concrete beams reinforced with BFRP bars. **Composite Structures**, v. 215, p. 23–34, 2019.
- ABED, F.; EL REFAI, A.; ABDALLA, S. Experimental and finite element investigation of the shear performance of BFRP-RC short beams. **Structures**, v. 20, p. 689–701, 2019.
- ABED, F.; OUCIF, C.; AWERA, Y.; MHANNA, H.H.; ALKHRAISHA, H. FE modeling of concrete beams and columns reinforced with FRP composites. **Defence Technology**, v. 17, n. 1, p. 1–14, 2021.
- ABED, F.; SABBAGH, M. K. Shear Response of BFRP-Reinforced Short Beams Using Fiber Reinforced Concrete. In: Ilki A., Ispir M., Inci P. (eds) **10th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering**. CICE 2021. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 198. Springer, Cham, 2022.
- ABNT NBR 6118:2014 Comentários e Exemplos de Aplicação. Ed.: IBRACON, 2015. 480 p.
- ABUSHANAB, A.; ALNAHHAL, W.; FARRAJ, M. Experimental and finite element studies on the structural behavior of BFRC continuous beams reinforced with BFRP bars. **Composite Structures**, v. 281, p. 114982, 2022.
- AHMED, E. A.; EL-SAYED, A. K.; EL-SALAKAWY, E.; BENMOKRANE, B. Bend strength of FRP stirrups: comparison and evaluation of testing methods. **Journal of Composites for Construction**, v. 14, n. 1, p. 3–10, 2010.
- AHMED, T.; SIVA CHIDAMBARAM, R. Shear strength of steel fiber reinforced concrete beam– A review. **Materials Today: Proceedings**, v. 64, p. 1087–1093, 2022.

ALBERTI, M. G.; ENFEDAQUE, A.; GÁLVEZ, J. C. On the prediction of the orientation factor and fibre distribution of steel and macro-synthetic fibres for fibre-reinforced concrete. **Cement and Concrete Composites**, v. 77, p. 29–48, 2017.

ALGUHI, H.; TOMLINSON, D. One-way shear strength of FRP – Reinforced concrete members without stirrups: design provision review. **J. Compos. Constr**, n. March 2021.

ALFARAH, B.; LÓPEZ-ALMANSA, F.; OLLER, S. New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures. **Engineering Structures**, v. 132, p. 70–86, 2017.

ALIZADEH, A.; SHAGHAGHI, T. M.; POURBABA, M.; MIRREZAEI, S. S.; ZANDI, Y. Experimental investigation of shear behavior in high-strength concrete beams reinforced with hooked-end steel fibers and high-strength steel rebars. **Buildings**, v. 13, n. 8, 2023.

AL-HAMRANI, A.; ALNAHHAL, W. Shear behavior of basalt FRC beams reinforced with basalt FRP bars and glass FRP stirrups: Experimental and analytical investigations. **Engineering Structures**, v. 242, p. 112612, 2021.

AL-HAMRANI, A.; ALNAHHAL, W. The influence of reinforcement ratio on the shear behaviour of sand coated basalt FRP bars reinforced beams. In: Ilki A., Ispir M., Inci P. (eds) **10th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering**. CICE 2021. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 198. Springer, Cham, 2022.

AL RIFAI, M. M.; SIKORA, K. S.; HADI, M. N. S. Magnetic alignment of micro steel fibers embedded in self-compacting concrete. **Construction and Building Materials**, v. 412, p. 134796, 2024.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Publications**. Farmington Hills, 2022. Disponível em: <https://www.concrete.org/publications/technicaldocuments.aspx.aspx>. Acesso em 07 de abril de 2022.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440.1R-15**: guide for the design and construction of structural concrete reinforced with fiber-reinforced polymer (FRP) bars. Farmington Hills: ACI, 2015.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440.5**: specification for construction with fiber-reinforced polymer reinforcing bars. Farmington Hills: ACI, 2008.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440.11**: building code requirements for structural concrete reinforced with glass fiber-reinforced polymer (GFRP) bars—Code and Commentary. Farmington Hills: ACI, 2022.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 544.4 R-18**: guide to design with fiber-reinforced concrete. Farmington Hills: ACI, 2018.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI-ASCE Committee 326**: shear and diagonal tension. Farmington Hills: ACI, 1962.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI-ASCE Committee 445**: recent approaches to shear design of structural concrete. Farmington Hills: ACI, 1998.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C39/C39M**: standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens. West Conshohocken: ASTM, 2018.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C150/C150M**: standard specification for portland cement. West Conshohocken: ASTM, 2018

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C469/C469M**: standard test method for static modulus of elasticity and poisson's ratio of concrete in compression. West Conshohocken: ASTM, 2014.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C496/C496M**: standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens. West Conshohocken: ASTM, 2017.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D7205/D7205M**: standard test method for tensile properties of fiber reinforced polymer matrix composite bars. West Conshohocken: ASTM, 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D7957/D7957M**: standard specification for solid round glass fiber reinforced polymer bars for concrete reinforcement. West Conshohocken: ASTM, 2022.

ASCIONE, L.; BERARDI, V. P.; D'APONTE, A. Creep phenomena in FRP materials. **Mechanics Research Communications**, v. 43, p. 15–21, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5739**: concreto - ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7211**: agregados para concreto - especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7222**: concreto e argamassa — determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8522**: concreto endurecido - determinação dos módulos de elasticidade e de deformação. Parte 1: módulos estáticos à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8953**: concreto para fins estruturais – classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 11768-1**: aditivos químicos para concreto de cimento portland. parte 1: requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12655**: concreto de cimento portland - preparo, controle, recebimento e aceitação - procedimento. Rio de Janeiro: ABNT 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15530**: fibras de aço para concreto – requisitos e métodos de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15823-1**: concreto autoadensável - parte 1: classificação, controle e recebimento no estado fresco. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15823-2**: concreto autoadensável - parte 2: determinação do espalhamento, do tempo de escoamento e do índice de estabilidade visual - método do cone de abrams. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16605**: cimento portland e outros materiais em pó — determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16697**: cimento portland - requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16889**: concreto — determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16916**: agregado miúdo - determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16917**: agregado graúdo - determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16935**: projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras — procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16938**: concreto reforçado com fibras - controle da qualidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16940**: concreto reforçado com fibras - determinação das resistências à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais) - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16973**: agregados - determinação do material fino que passa pela peneira de 75 µm por lavagem. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 18**: cimento portland - análise química - determinação de perda ao fogo. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 248**: agregados - determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ATTIA, K.; ALNAHAL, W.; ELREFAI, A.; RIHAN, Y. Flexural behavior of basalt fiber-reinforced concrete slab strips reinforced with BFRP and GFRP bars. **Composite Structures**, v. 211, p. 1–12, 2019.

ATTIA, K.; EL REFAI, A.; ALNAHAL, W. Flexural behavior of basalt fiber-reinforced concrete slab strips with bfrp bars: experimental testing and numerical simulation. **Journal of Composites for Construction**, v. 24, n. 2, 2020.

AYDIN, E.; BORU, E.; AYDIN, F. Effects of FRP bar type and fiber reinforced concrete on the flexural behavior of hybrid beams. **Construction and Building Materials**, v. 279, 2021.

AYUB, T.; KHAN, S. U.; SHAFIQ, N. Flexural modelling and finite element analysis of frc beams reinforced with PVA and basalt fibres and their validation. **Advances in Civil Engineering**, v. 2018, 2018.

BAHNIUK, G. M. C.; BORÇATO, A. G.; PIERALISI, R. Dimensionamento ao cisalhamento de vigas de concreto reforçado com fibras de aço sem estribos: uma análise paramétrica. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 22, n. 4, p. 371-386, out./dez. 2022.

BAHNIUK, G.M.C., PIERALISI, R., MACHADO, R.D. Efeito da inclusão de fibras discretas em elementos de concreto armados com barras de polímero reforçado com fibras. *In*: 63º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO. **Anais 63º Congresso Brasileiro do Concreto - Jubileu de Ouro**. Brasília, 2022. Disponível em: <https://ibracon.org.br/eventos/63cbc/artigos/63cbc/artigos>. Acesso em: 17 abr. 2024

BAHNIUK, G.M.C., PIERALISI, R., MACHADO, R.D. Analyzing the shear performance of SFRC beams with glass fiber reinforced polymer as longitudinal rebars. *In*: 11TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON FIBER-REINFORCED POLYMER (FRP) COMPOSITES IN CIVIL ENGINEERING (CICE 2023). **Anais CICE 2023 Single Volume Proceedings**. Rio de Janeiro, 2023. <https://doi.org/10.5281/zenodo.8144306>. Disponível em: <https://zenodo.org/records/8205789>. Acesso em: 17 abr. 2024.

BAHNIUK, G. M. C.; RIGO, E.; PIERALISI, R.; MEDEIROS, M. H. F. de; MACHADO, R. D. Correlação entre propriedades mecânicas e velocidade de propagação de onda ultrassônica em concretos reforçados com fibras de aço incluindo uma análise por rede neural. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 24, e127332, jan./dez. 2024.

BAHNIUK, G. M. C.; PIERALISI, R.; MACHADO, R. D. Exploring the behavior and quality control of steel fiber reinforced concrete through 3-point bending test and Montevideo test. **Rev IBRACON Estrut. Mater.**, vol. 17, no. 7, e17710, 2024.

BAIRAN, J.M.; MENDUINA, R.; MARÍ, A., CLADERA, A. Shear strength of non-slender reinforced concrete beams. **ACI Struct J**, v.117(2), p.277–89, 2020.

BAKIS, C.E., BANK, L.C, BROWN V., COSENZA E., DAVALOS, J.F., LESKO, J.J. Fiber-reinforced polymer composites for construction—state-of-the-art review. **Journal of Composites for Construction**, 6(2):73–87, 2002.

BALDESSAR, G. M. W. **Estudo do comportamento de vigas reforçadas com barras de compósito em fibra de basalto**. 2021. 212 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2021.

BARRIS, C.; TORRES, L.; VILANOVA, C.; MIÀS, C.; LLORENS, M. Experimental study on crack width and crack spacing for Glass-FRP reinforced concrete beams. **Engineering Structures**, v. 131, p. 231–242, 2017.

BENEDETTY TORRES, C. A. **Análise experimental e numérica do comportamento de vigas de concreto armado com adição de fibras de aço**. 2018. 198 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas 2018.

BENEDETTY, C. A.; IRREÑO, I. R.; MARTINEZ, J. J.; ALMEIDA, L. C.; TRAUTWEIN, L. M.; KRAHL, P. A. Ultimate capacity prediction of RC and SFRC beams with low shear span-depth ratio using NLFEA and inverse analysis. **Revista de la Construcción**, v. 21, n. 3, p. 717–736, 2022.

BENTZ, E. C.; VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements. **ACI Structural Journal**, v. 103, n. 4, p. 614–624, 2006.

BENTZ, E. C.; MASSAM, L.; COLLINS, M. P. Shear Strength of Large Concrete Members with FRP Reinforcement. **J. Compos. Constr.** n. December, p. 637–646, 2010.

BIRTEL, V.; MARK, P. Parameterised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure. **Ababqus User's Conference**, p. 95–108, 2006.

BOLETÍN OFICIAL DEL ESTADO. **Código Estructural**, Madrid: CE, 2021.

BRANDT, A. M. Fibre reinforced cement-based (FRC) composites after over 40 years of development in building and civil engineering. **Composite Structures**, v. 86, n. 1, p. 3–9, 2008.

BRÜHWILER, E.; WITTMANN, F.H. The wedge splitting test, a new method of performing stable fracture mechanics tests. **Engineering Fracture Mechanics**, v.35, n.1-3, p. 117-125, 1990.

CAI, J.; PAN, J.; ZHOU, X. Flexural behavior of basalt FRP reinforced ECC and concrete beams. **Construction and Building Materials**, v. 142, p. 423–430, 2017. Elsevier Ltd. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.087>>.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **CSA S806-12**: Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymers. 2 Ed.: Canadian Standards Association, 2017.

CARDOSO, D. C. T.; CARNIO, M. A.; FORTI, N. C. da S.; CHRISTI, R. **Prática Recomendada IBRACON/ABECE: Estruturas de Concreto armado com barras de polímero reforçado com fibras (FRP)**. 1ª ed. São Paulo, Ed. IBRACON, 2021.

CARREIRA, D. J.; CHU, K. H. Stress-strain relationship for plain concrete in compression. **ACI Journal**, v. 82(6), n. 6, p. 797–804, 1985.

CARTER, J.; GENIKOMSOU, A. S. Investigation on modeling parameters of concrete beams reinforced with basalt FRP bars. **Frontiers of Structural and Civil Engineering**, v. 13, n. 6, p. 1520–1530, 2019.

CAVAGNIS, F. **Shear in reinforced concrete without transverse reinforcement: from refined experimental measurements to mechanical models**. 2017. Tese (Doutorado em Ciências) - École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2017.

CAVAGNIS, F.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A. Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement: An analysis of the critical shear crack development on the basis of test results. **Engineering Structures**, v. 103, p. 157–173, 2015.

CAVAGNIS, F.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A. An analysis of the shear-transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements. **Structural Concrete**, v. 19, n. 1, p. 49–64, 2018.

CAVALARO, S. H. P.; LÓPEZ-CARREÑO, R. D.; TORRENTS, J. M.; AGUADO, A. Improved assessment of fibre content and orientation with inductive method in SFRC. **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, v. 48, n. 6, p. 1859–1873, 2014.

CAVALARO, S. H. P.; LÓPEZ-CARREÑO, R.; TORRENTS, J. M.; AGUADO, A.; JUAN-GARCÍA, P. Assessment of fibre content and 3D profile in cylindrical SFRC

specimens. **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, v. 49, n. 1–2, p. 577–595, 2016.

CHANA, P. Investigation of the mechanism of shear failure of reinforced concrete beams. **Mag Concr Res** 1987;39(141):196–204. <https://doi.org/10.1680/mac.1987.39.141.196>.

CHOI, K. K.; PARK H. G.; WIGHT J. K. Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without web reinforcement. **ACI Struct J**, v. 104, 2007.

CLADERA, A.; MARI, A.; BAIRAN, J.; RIBAS, C.; OLLER, E.; DUARTE, N. The compression chord capacity model for the shear design and assessment of reinforced and prestressed concrete beams. **Struct Concr**, v.17(6), p.1017–32, 2016.

CNR ADVISORY COMMITTEE ON TECHNICAL RECOMMENDATIONS FOR DESIGN AND CONSTRUCTION. **CNR-DT 203**: Guide for the design and construction of concrete structures reinforced with fiber-reinforced polymer bars. Rome, 2006.

COUTO, I. A. **Análise teórica e experimental do comportamento da aderência entre o concreto e barras de fibra de vidro impregnada por polímero**. São Carlos, 2007. 153p. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo.

CORRELATED SOLUTIONS: NON-CONTACTING MEASUREMENT SOLUTIONS. **VIC-2D**. Disponível em: <https://www.correlatedsolutions.com/vic-2d/>. Acesso em: 21 de set. 2023.

DANG, T. D.; TRAN, D. T.; NGUYEN-MINH, L.; NASSIF, A. Y. Shear resistant capacity of steel fibres reinforced concrete deep beams: An experimental investigation and a new prediction model. **Structures**, v. 33, p. 2284–2300, 2021.

D'ANTINO, T.; PISANI, M. A. Long-term behavior of GFRP reinforcing bars. **Composite Structures**, v. 227, p. 111283, 2019.

DE SÁ, F. R. G. **Influência da adição de fibras de polipropileno no comportamento de elementos estruturais de concreto armado com barras de GFRP**. 2018. 100p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2018.

DE SÁ, F. R. G.; SILVA, F. DE A.; CARDOSO, D. C. T. Tensile and flexural performance of concrete members reinforced with polypropylene fibers and GFRP bars. **Composite Structures**, v. 253, p. 112784, 2020.

DEV, A.; CHELLAPANDIAN, M.; PRAKASH, S. S.; KAWASAKI, Y. Failure-mode analysis of macro-synthetic and hybrid fibre-reinforced concrete beams with GFRP bars using acoustic emission technique. **Construction and Building Materials**, v. 249, p. 118737, 2020.

DEV, A.; CHELLAPANDIAN, M.; PRAKASH, S. S. Effect of macrosynthetic and hybrid fibers on shear behavior of concrete beams reinforced with GFRP bars. **Journal of Bridge Engineering**, v. 25, n. 7, p. 1–16, 2020.

DHAND, V.; MITTAL, G.; RHEE, K. Y.; PARK, S-J. A short review on basalt fiber reinforced polymer composites. **Composites Part B: Engineering**, v. 73, p. 166–180, 2015.

DING, Y.; YOU, Z.; JALALI, S. The composite effect of steel fibres and stirrups on the shear behaviour of beams using self-consolidating concrete. **Engineering Structures**, v. 33, n. 1, p. 107–117, 2011.

DING, Y.; ZHANG, F.; TORRALBA, F.; ZHANG, Y. Shear behaviour of steel fibre reinforced self-consolidating concrete beams based on the modified compression field theory. **Composite Structures**, v. 94, n. 8, p. 2440–2449, 2012.

DING, Y.; NING, X.; ZHANG, Y.; PACHECO-TORRALBA, F.; AGUIAR, J.B. Fibres for enhancing of the bond capacity between GFRP rebar and concrete. **Construction and Building Materials**, v. 51, p. 303–312, 2014.

DINH, H. H.; PARRA-MONTESINOS, G. J.; WIGHT, J. K. Shear strength model for steel fiber reinforced concrete beams without stirrup reinforcement. **Journal of Structural Engineering**, v. 137, n. 10, p. 1039–1051, 2011.

DI PRISCO, M.; FERRARA, L.; LAMPERTI, M. G. L. Double edge wedge splitting (DEWS): An indirect tension test to identify post-cracking behaviour of fibre reinforced cementitious composites. **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, v. 46, n. 11, p. 1893–1918, 2013.

EL-SAYED AK, EL-SALAKAWY EF, BENMOKRANE B. Shear capacity of high-strength concrete beams reinforced with fiber-reinforced polymer bars. **ACI Struct J**, 103(3), 2006a.

EL-SAYED, A.K.; EL-SALAKAWY, E. F.; BENMOKRANE, B. Shear strength of FRP-reinforced concrete beams without transverse reinforcement. **ACI Struct J**, 103 (2), 2006b.

EL ZAREEF, M. A.; ELBISY, M. S.; BADAWI, M. Evaluation of code provisions predicting the concrete shear strength of FRP-reinforced members without shear reinforcement. **Composite Structures**, v. 275, p. 114430, 2021.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 14651**: test method for metallic fibre concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (lop), residual). Brussels, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 2**: design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2004.

FAHMY, M. F. M.; AHMED, S. A. S.; WU, Z. Bar surface treatment effect on the bond-slip behavior and mechanism of basalt FRP bars embedded in concrete. **Construction and Building Materials**, v. 289, p. 122844, 2021.

FEDERATION INTERNATIONALE DU BETON. Model Code for Concrete Structures. **CEB FIP Model Code 1990**, Lausanne: FIB, 1990.

FEDERATION INTERNATIONALE DU BETON. FIB Model Code for Concrete Structures. **FIB Model Code 2010**, Lausanne: FIB, 2010.

FERRIER, E.; MICHEL, L.; ZUBER, B.; CHANVILLARD, G. Mechanical behaviour of ultra-high-performance short-fibre-reinforced concrete beams with internal fibre reinforced polymer bars. **Composites Part B: Engineering**, v. 68, p. 246–258, 2015.

FICO, R.; PROTA, A.; MANFREDI, G. Assessment of Eurocode-like design equations for the shear capacity of FRP RC members. **Composites Part B: Engineering**, v. 39, n. 5, p. 792–806, 2008.

GALI, S.; SUBRAMANIAM, K. V. L. Investigation of the dilatant behavior of cracks in the shear response of steel fiber reinforced concrete beams. **Engineering Structures**, v. 152, p. 832–842, 2017.

GE, W.; ZHANG, J.; CAO, D.; TU, Y. Flexural behaviors of hybrid concrete beams reinforced with BFRP bars and steel bars. **Construction and Building Materials**, 2015.

GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A. Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS. **Engineering Structures**, v. 98, p. 38–48, 2015.

GOM: Precise Industrial 3D METROLOGY. **GOM CORRELATE**. Disponível em: <<https://www.gom.com/en/products/zeiss-quality-suite/gom-correlate-pro>>. Acesso em: 21 de set. 2023.

GOMES, T. A.; DE RESENDE, T. L.; CARDOSO, D. C. T. Shear-transfer mechanisms in reinforced concrete beams with GFRP bars and basalt fibers. **Engineering Structures**, v. 289, p. 116299, 2023.

GOPINATH, S.; MEENU, S.; RAMACHANDRA MURTHY, A. Shear strength evaluation of concrete beams reinforced with BFRP bars and steel fibers without stirrups. **Computers, Materials and Continua**, v. 51, n. 2, p. 81–103, 2016.

GU, X.; YU, B.; WU, M. Experimental study of the bond performance and mechanical response of GFRP reinforced concrete. **Construction and Building Materials**, v. 114, p. 407–415, 1 jul, 2016.

GU, J.; LI, L.; HUANG, X.; CHEN, H. Study on Shear Performance of Corroded Steel Fiber Reinforced Concrete Beams under Impact Load. **Materials**, v. 17, n. 11, p. 2566, 27 maio, 2024.

GUO, Z. **Principles of Reinforced Concrete Design**, Elsevier: Butterworth-Heinemann, Waltham, MA, 2014.

GUL, M.; BASHIR, A.; NAQASH, J. A. Study of modulus of elasticity of steel fiber reinforced concrete. **International Journal of Engineering and Advanced Technology**, v. 3, n. 4, p. 304–309, 2014.

HAFEZOLGHORANI, M.; HEJAZI, F.; VAGHEI, R.; JAAFAR, M. S. BIN; KARIMZADE, K. Simplified damage plasticity model for concrete. **Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)**, v. 27, n. 1, p. 68–78, 2017.

HILLERBORG, A. The theoretical basis of a method to determine the fracture energy G_F of concrete. **Materials and Structures**, v. 18, p. 291-296, 1985.

HOGNESTAD, E. **A study on combined bending and axial load in reinforced concrete members**, University of Illinois Engineering Experiment Station, Report: University of Illinois Engineering Experiment Station, n.399, 1951.

HOLLAWAY, L. C. A review of the present and future utilisation of FRP composites in the civil infrastructure with reference to their important in-service properties. **Construction and Building Materials**, v. 24, n. 12, p. 2419–2445, 2010.

HORDIJK, D. A. Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses. **Heron**, v. 37, n. 1, 1992.

HOSNY, A. H.; ABDELRAHMAN, A. Applications of FRP projects in Egypt. **Large Structures and Infrastructures for Environmentally Constrained and Urbanised Areas**, n. January, p. 584–585, 2010.

HOSSEINI, S. A.; NEMATZADEH, M.; CHASTRE, C. Prediction of shear behavior of steel fiber-reinforced rubberized concrete beams reinforced with glass fiber-reinforced polymer (GFRP) bars. **Composite Structures**, v. 256, p. 113010, 2021.

HUANG, Z.; CHEN, W.; TRAN, T. T.; PHAM, T. M.; HAO, H.; CHEN, Z.; ELCHALAKANI, M. Experimental and numerical study on concrete beams reinforced with Basalt FRP bars under static and impact loads. **Composite Structures**, v. 263, 2021.

HUBER, T.; HUBER, P.; KOLLEGGGER, J. Influence of aggregate interlock on the shear resistance of reinforced concrete beams without stirrups. **Engineering Structures**, v. 186, p. 26–42, 2019.

IBRAHIM, H. A.; FAHMY, M. F. M.; WU, Z. Numerical study of steel-to-FRP reinforcement ratio as a design-tool controlling the lateral response of SFRC beam-column joints. **Engineering Structures**, v. 172, p. 253–274, 2018.

IMAM, M.; VANDEWALLE, L.; MORTELMANS, D.; GEMERT, D. V. Shear domain of fibre-reinforced high-strength concrete beams. **Engineering Structures**, v. 19, n. 9, p. 738–747, 1997.

IMJAI, T.; GUADAGNINI, M.; PILAKOUTAS, K. Bend Strength of FRP Bars: Experimental Investigation and Bond Modeling. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 29, n. 7, p. 1–11, 2017.

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE (FIB). Task Group 5.1 FRP Reinforcement for Concrete Structures. Lausanne, Switzerland, 2022. Disponível em: <https://fib51.ugent.be/index.php>. Acesso em 07 de abril de 2022.

ISO. **Standards catalogue**. Geneva, 2022. Disponível em: <https://www.iso.org/standard/63657.html>. Acesso em 07 de abril de 2022.
ISSA, M. S.; METWALLY, I. M.; ELZEINY, S. M. Influence of fibers on flexural behavior and ductility of concrete beams reinforced with GFRP rebars. **Engineering Structures**, v. 33, n. 5, p. 1754–1763, 2011.

JAFARZADEH, H.; NEMATZADEH, M. Evaluation of post-heating flexural behavior of steel fiber-reinforced high-strength concrete beams reinforced with FRP bars: Experimental and analytical results. **Engineering Structures**, v. 225, p. 111292, 2020.

JANKOWIAK, T.; LODYGOWSKI, T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. **Foundations of civil and environmental**, n. 6, p. 53–69, 2005.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Concrete Engineering Series**. Tóquio, 2022. Disponível em: <http://www.jsce.or.jp/committee/concrete/e/newsletter/newsletter01/recommendation/FRP-bar/document.htm>. Acesso em 07 de abril de 2022.

JUMAA, G. B.; YOUSIF, A. R. Size effect in shear failure of high strength concrete beams without stirrup reinforced with basalt FRP bars. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 23, n. 4, p. 1636–1650, 2019.

KANAKUBO T.; SHINDO M. Shear behaviour of fiber-mesh reinforced plates. In: **Third international symposium on non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures**, Sapporo, Japan; 1997. p. 317–24.

KASZUBSKA, M.; KOTYNIA, R. Accuracy of existing theoretical models on the assessment of the design shear capacity of slender RC beams with steel and GFRP rods without transverse reinforcement. In: Ilki A., Ispir M., Inci P. (eds) **10th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering**. CICE 2021. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 198. Springer, Cham, 2022.

KHUNTIA, M.; STOJADINOVIC, B.; GOEL, S. Shear strength of normal and high-strength fiber reinforced concrete beams without stirrups. **ACI Struct J**, 96(2):282–9, 1999.

KIM, K. S.; LEE, D. H.; HWANG, J.; KUCHMA, D. A. Shear behavior model for steel fiber-reinforced concrete members without transverse reinforcements. **Composites Part B: Engineering**, v. 43, n. 5, p. 2324–2334, 2012.

KOŠČAK, J.; DAMJANOVIC, D.; BARTOLAC, M., DUVNJAK, I. Shear behavior of RC beams without transverse reinforcement: An analysis of crack kinematics and transfer mechanisms based on stereophotogrammetric measurements. **Engineering Structures**, v. 255, n. December 2021, 2022.

KRÄTZIG, W., PÖLLING, R., 2004. An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters. **Computers and Structure**, v. 82, p. 1201–1215, 2004.

LAKAVATH, C.; JOSHI, S. S.; PRAKASH, S. S. Investigation of the effect of steel fibers on the shear crack-opening and crack-slip behavior of prestressed concrete beams using digital image correlation. **Engineering Structures**, v. 193, n. April, p. 28–42, 2019.

LANDESMANN, A.; SERUTI, C. A.; BATISTA, E. D. M. Mechanical properties of glass fiber reinforced polymers members for structural applications. **Materials Research**, v. 18, n. 6, p. 1372–1383, 2015.

LANTSOGHT, E. O. L. How do steel fibers improve the shear capacity of reinforced concrete beams without stirrups? **Composites Part B: Engineering**, v. 175, n. January, p. 107079, 2019a.

LANTSOGHT, E. O. L. Database of shear experiments on steel fiber reinforced concrete beams without stirrups. **Materials**, v. 16, n. 6, p. 1–36, 2019b.

LE HOANG, A.; FEHLING, E. Influence of steel fiber content and aspect ratio on the uniaxial tensile and compressive behavior of ultra high performance concrete. **Construction and Building Materials**, v. 153, p. 790–806, 2017.

LECOMPTE, D.; SMITS, A.; BOSSUYT, S.; SOL, H.; VANTOMME, J.; VAN HEMELRIJCK, D.; HABRAKEN, A. M. Quality assessment of speckle patterns for digital image correlation. **Optics and Lasers in Engineering**, v. 44, p. 1132-1145, 2006.

LEE, B. J.; FENVES, G. L. plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 124, n. 8, p. 892–900, 1998.

LEE, J.-H. Influence of concrete strength combined with fiber content in the residual flexural strengths of fiber reinforced concrete. **Composite Structures**, v. 168, p. 216–225, 2017.

LI, J. Evaluation of flexural capacity and ductility on high-strength concrete beams reinforced with FRP rebar and steel fiber. **Stavební obzor - Civil Engineering Journal**, v. 27, n. 3, p. 380–393, 2018.

LI, B.; ZHU, X.; SHI, Y.; CHI, L.; LI, C. Effects of fiber type, volume fraction and aspect ratio on the flexural and acoustic emission behaviors of steel fiber reinforced concrete. **Construction and Building Materials**, v. 181, p. 474–486, 2018.

LI, Z.; ZHU, H.; ZHEN, X.; WEN, C. CHEN, G. Effects of steel fiber on the flexural behavior and ductility of concrete beams reinforced with BFRP rebars under repeated loading. **Composite Structures**, v. 270, n. March, p. 114072, 2021a.

LI, Z.; ZHU, H.; DU, C.; GAO, D.; YUAN, J.; WEN, C. Experimental study on cracking behavior of steel fiber-reinforced concrete beams with BFRP bars under repeated loading. **Composite Structures**, v. 267, p. 113878, 2021b.

LIANG, X.; PENG, J.; REN, R. A state-of-the-art review: Shear performance of the concrete beams reinforced with FRP bars. **Construction and Building Materials**, v. 364, n. November 2022, p. 129996, 2023.

LIAO, L.; ZHAO, J.; ZHANG, F.; LI, S.; WANG, Z. Experimental study on compressive properties of SFRC under high strain rate with different fiber content and aspect ratio. **Construction and Building Materials**, v. 261, p. 119906, 2020.

LIU, X.; SUN, Y.; WU, T.; LIU, Y. Flexural cracks in steel fiber-reinforced lightweight aggregate concrete beams reinforced with FRP bars. **Composite Structures**, v. 253, 2020.

LU, Z.; SU, L.; XIAN, G.; LU, B.; XIE, J. Durability study of concrete-covered basalt fiber-reinforced polymer (BFRP) bars in marine environment. **Composite Structures**, p. 111650, 2019. Elsevier Ltd.

LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; ONATE, E. A plastic-damage model for concrete. **International Journal of Solids and Structures**, v. 25, n. 3, p. 299–326, 1989.

MA, G.; HUANG, Y.; ASLANI, F.; KIM, T. Tensile and bonding behaviours of hybridized BFRP–steel bars as concrete reinforcement. **Construction and Building Materials**, v. 201, p. 62–71, 2019.

MAHAL, M.; BLANKSVÄRD, T.; TÄLJSTEN, B.; SAS, G. Using digital image correlation to evaluate fatigue behavior of strengthened reinforced concrete beams. **Engineering Structures**, Elsevier BV, v. 105, p. 277–288, dez. 2015.

MASMOUDI, R.; MASMOUDI, A.; OUEZDOU, M.B.; DAOUD, A. Long-term bond performance of GFRP bars in concrete under temperature ranging from 20°C to 80°C. **Construction and Building Materials**, v. 25, n. 2, p. 486–493, 2011.

MATTA, F.; EL-SAYED, A.K.; NANNI, A.; BENMOKRANE B. Size effect on concrete shear strength in beams reinforced with fiber-reinforced polymer bars. **ACI Structural Journal**, n. July, 2013.

MAZZÚ, A. D. E. **Estudo sobre a substituição de armadura metálica por barras de GFRP em vigas de concreto armadas à flexão quando submetidas ao ataque acelerado de íons cloreto**. 2020. 190p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.

MEDA, A.; MINELLI, F.; PLIZZARI, G. A. Flexural behaviour of RC beams in fibre reinforced concrete. **Composites Part B: Engineering**, v. 43, n. 8, p. 2930–2937, 2012.

MOHAMMADI, Y.; CARKON-AZAD, R.; SINGH, S. P.; KAUSHIK, S. K. Impact resistance of steel fibrous concrete containing fibres of mixed aspect ratio. **Construction and Building Materials**, v. 23, n. 1, p. 183–189, 2009.

MOLINS, C.; AGUADO, A.; SALUDES, S. Double punch test to control the energy dissipation in tension of FRC (Barcelona test). **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, v. 42, n. 4, p. 415–425, 2009.

MONALDO, E.; NERILLI, F.; VAIRO, G. Basalt-based fiber-reinforced materials and structural applications in civil engineering. **Composite Structures**, v. 214, n. February, p. 246–263, 2019.

MUDADU, A.; TIBERTI, G.; GERMANO, F.; PLIZZARI, G. A.; MORBI, A. The effect of fiber orientation on the post-cracking behavior of steel fiber reinforced concrete under bending and uniaxial tensile tests. **Cement and Concrete Composites**, v. 93, n. June, p. 274–288, 2018.

MUGAHED AMRAN, Y.H.; ALYOUSEFA, R.; RASHID, R. S.M.; ALABDULJABBAR H.; HUNG, C. Properties and applications of FRP in strengthening RC structures: A review. **Structures**, v. 16, n. July, p. 208–238, 2018.

MUHAMMAD, J. H.; YOUSIF, A. R. Effect of basalt minibars on the shear strength of BFRP-reinforced high-strength concrete beams. **Case Studies in Construction Materials**, v. 18, p. e02020, 2023.

MUTTONI, A.; RUIZ, M. F. Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width. **ACI Struct J**, v. 105, 2008.

NANA, W. S. A.; BUI, T. T.; LIMAM, A.; ABOURI, S. experimental and numerical modelling of shear behaviour of full-scale RC slabs under concentrated loads. **Structures**, v. 10, p. 96–116, 2017.

NANNI, A.; DE LUCA, A.; ZADEH, H. **Reinforced Concrete with FRP Bars: Mechanics and Design**. London: CRC Press, 2014.

NATIONAL RESEARCH COUNCIL. **CNR-DT 203**: guide for the design and construction of concrete structures reinforced with fiber-reinforced polymer bars. Roma, 2006.

NEMATZADEH, M.; FALLAH-VALUKOLAEI, S. Experimental and analytical investigation on structural behavior of two-layer fiber-reinforced concrete beams reinforced with steel and GFRP rebars. **Construction and Building Materials**, v. 273, p. 121933, 2021.

NG, L. T.; TANG, A. C. S.; LOOI, D. T. W. A proposed strut efficiency factor for strut-and-tie design of steel fibre-reinforced concrete. **Materials Today: Proceedings**, v. 64, p. 1054–1060, 2022.

NONATO DA SILVA, C. A.; CIAMBELLA, J. BARROS, J. A. O.; COSTA, I. G. Analytical bond model for general type of reinforcements of finite embedment length in cracked cement based materials. **International Journal of Solids and Structures**, v. 167, p. 36–47, 2019.

PAGANI, R. N.; KOVALESKI, J. L.; RESENDE, L. M. Methodi Ordinatio: A proposed methodology to select and rank relevant scientific papers encompassing the impact factor, number of citation, and year of publication. **Scientometrics**, v. 105, n. 3, p. 2109–2135, 2015.

PAN, B.; XIE, H.; WANG, Z.; QIAN, K.; WANG, Z. Study on subset size selection in digital image correlation for speckle patterns. **Optics Express**, v. 16, n. 10, p. 7037, 2008.

PAN, B.; YU, L.; WU, D. TANG. Systematic errors in two-dimensional digital image correlation due to lens distortion. **Optics and Lasers in Engineering**, v. 51, n. 2, p. 140–147, 2013.

POURBABA, M.; ASEFI, E. SADAGHIAN, H.; MIRMIRAN, A. Effect of age on the compressive strength of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete. **Construction and Building Materials**, v. 175, p. 402–410, 2018.

PROTCHENKO, K.; MLODZIK, K.; URBAŃSKI, M.; SZMIGIERA, E.; GARBACZ, A. Numerical estimation of concrete beams reinforced with FRP bars. **MATEC Web of Conferences**, v. 86, 2016.

PUJADAS, P.; BLANCO, A.; CAVALARO, S. H.P.; FUENTE, A. AGUADO, A. Multidirectional double punch test to assess the post-cracking behaviour and fibre orientation of FRC. **Construction and Building Materials**, v. 58, p. 214–224, 2014.

RAZAQPUR, A.; ISGOR O.B. Proposed shear design method for FRP reinforced concrete members without stirrups. **ACI Struct J**, V. 103, P. 93-102, 2006.

REGINATO, L. **Contribuição ao projeto de consolos de concreto com base em simulações numéricas**. 2020. 184 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual de São Paulo, São Carlos, 2020.

RESENDE, T. L. **Contribuição dos mecanismos resistentes à força cortante em vigas de concreto armado sem e com fibras de aço**. 2020. 253 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

RESENDE, T. L. DE; C T CARDOSO, D.; C D SHEHATA, L. Influence of steel fibers on the dowel action of RC beams without stirrups. **Engineering Structures**, v. 221, n. January, p. 111044, 2020.

RESENDE, T. L. DE; CARDOSO, D. C. T. Experimental investigation of the shear behavior of steel fiber reinforced concrete slender beams without stirrups through crack kinematics and shear transfer mechanisms. **Structural Concrete**, n. May, p. 1–20, 2023.

RÉUNION INTERNATIONALE DES LABORATOIRES ET EXPERTS DES MATÉRIAUX (RILEM). Test and design methods for steel fibre reinforced concrete sigma-epsilon design method. **RILEM TC 162-TDF**. Paris, RILEM, 2003.

RIZZUTI, L.; BENCARDINO, F. Effects of fibre volume fraction on the compressive and flexural experimental behaviour of SFRC. **Contemporary Engineering Sciences**, v. 7, n. 5–8, p. 379–390, 2014.

RUSSIAN GOST. **Reyoations**. Moscou, 2012. Disponível em: <https://www.russiagost.com/p-71665-gost-31938-2012.aspx>. Acesso em 07 de abril de 2022.

SAAFI, M. Effect of fire on FRP reinforced concrete members. **Composite Structures**, v. 58, n. 1, p. 11–20, 2002.

SAENZ, L.P. Discussion of equation for the stress-strain curve of concrete by Desayi and Krishan. **ACI J**, v. 61, p. 1229–1235, 1964.

SAHOO, D. R.; MARAN, K.; KUMAR, A. Effect of steel and synthetic fibers on shear strength of RC beams without shear stirrups. **Construction and Building Materials**, v. 83, p. 150–158, 2015.

SAID, M.; ADAM, M. A.; MAHMOUD, A. A.; CHANOUR, A. S. Experimental and analytical shear evaluation of concrete beams reinforced with glass fiber reinforced polymers bars. **Construction and Building Materials**, v. 102, p. 574–591, 2016.

SANTOS, L. C. D. **Análise do comportamento à força cortante do concreto reforçado com fibras de aço**. 2023. 201 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2023.

SEGURA-CASTILLO, L.; MONTE, R.; DE FIGUEIREDO, A. D. Characterisation of the tensile constitutive behaviour of fibre-reinforced concrete: A new configuration for the Wedge Splitting Test. **Construction and Building Materials**, v. 192, p. 731–741, 2018.

SHEWALUL, Y. W. Numerical and FEA investigation of sectional capacity and moment redistribution behavior of steel fiber reinforced concrete (SFRC) beam. **Heliyon**, v. 7, n. 6, 2021.

SHOAIB, S.; EL-MAADDAWY, T.; EL-HASSAN, H.; EL-ARISS, B. Numerical analysis of shear critical BFRP-reinforced concrete beams containing basalt fibers. **Structures**, v. 63, n. April, p. 106442, 2024.

SILVA, A. L.; VARANIS, M.; ERELES, A. G.; OLIVEIRA, C.; BALTHAZAR, J. M. A study of strain and deformation measurement using the Arduino microcontroller and strain gauges devices. **Revista Brasileira de Ensino de Física**, v. 41, n. 3, 2019.

SIMTReC. Centre for Structural Innovation and Monitoring Technologies. **Publications**. Winnipeg, 2022. Disponível em: <https://simtrec.ca/publications/design-manuals/>. Acesso em 07 de abril de 2022.

SKADINS, U.; CERVENKA, J. Lessons learnt from blind competition of shear behavior of fiber-reinforced concrete T-beam. **Structural Concrete**, v. 25, n. 1, p. 506–525, 2023.

SÓLYOM, S.; BALÁZS, G. L. Influence of FRC on bond characteristics of FRP reinforcement. **Proceedings of the 11th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, FIB 2016**, n. September, p. 271–278, 2016.

SOLTANZADEH, F.; BEHBAHANI, A. E.; MAZAHERIPOUR, H.; BARROS, J. A. O. Shear resistance of SFRSCC short-span beams without transversal reinforcements. **Composite Structures**, v. 139, p. 42–61, 2016.

SPINELLA, N.; COLAJANNI, P.; RECUPERO, A. Simple plastic model for shear critical SFRC beams. **Journal of Structural Engineering**, v. 136, n. 4, p. 390–400, 2010.

SUKSAWANG, N.; WTAIFE, S.; ALSABBAGH, A. Evaluation of elastic modulus of fiber-reinforced concrete. **ACI Materials Journal**, v. 115, n. 2, p. 239–249, 2018.

SUTTON, M. A.; ORTEU, J. J.; SCHREIER, H. W. **Image correlation for shape, motion and deformation measurements – basic concepts, theory and applications**. 1. ed, New York: Springer, 2009.

TAHA, A.; ALNAHHAL, W. Bond durability and service life prediction of BFRP bars to steel FRC under aggressive environmental conditions. **Composite Structures**, v. 269, p. 114034, 2021.

TAN, X.; ABU-OBEIDAH, A.; BAO, Y.; NASSIF, H.; NASREDDINE, W. Measurement and visualization of strains and cracks in CFRP post-tensioned fiber reinforced concrete beams using distributed fiber optic sensors. **Automation in Construction**, v. 124, p. 103604, 2021.

THAI, H. T.; VO, T. P.; NGUYEN, T-K.; PHAM, C.H. Explicit simulation of bolted endplate composite beam-to-CFST column connections. **Thin-Walled Structures**, v. 119, n. July, p. 749–759, 2017.

TIGHIOUART, B.; BENMOKRANE, B.; GAO, D. Investigation of bond in concrete member with fibre reinforced polymer (FRP) bars. **Construction and Building Materials**, v. 12, n. 8, p. 453–462, 1998.

TIGHIOUART, B.; BENMOKRANE, B.; MUKHOPADHYAYA, P. Bond strength of glass FRP rebar splices in beams under static loading. **Construction and Building Materials**, v. 13, n. 7, p. 383–392, 1999.

TORRENTS, J. M.; BLANCO, A.; PUJADAS, P.; AGUADO, A.; JUAN-GARCIA, P.; SÁNCHEZ-MORAGUES, M. A. Inductive method for assessing the amount and orientation of steel fibers in concrete. **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, v. 45, n. 10, p. 1577–1592, 2012.

TRAN, T. T.; PHAM, T. M.; HAO, H. Effect of hybrid fibers on shear behaviour of geopolymer concrete beams reinforced by basalt fiber reinforced polymer (BFRP) bars without stirrups. **Composite Structures**, v. 243, p. 112236, 2020.

TRAN, T. T.; PHAM, T. M.; HUANG, Z.; CHEN, W.; HAO, H.; ELCHALAKANI, M. Impact response of fibre reinforced geopolymer concrete beams with BFRP bars and stirrups. **Engineering Structures**, v. 231, p. 111785, 2021.

TRINDADE, Y. T.; BITENCOURT JUNIOR, L. A. G.; MONTEB, R.; FIGUEIREDO, A. D.; MANZOLI, O. L. Design of SFRC members aided by a multiscale model: Part I – Predicting the post-cracking parameters. **Composite Structures**, v. 241, n. January, p. 112078, 2020.

TSIOULOU, O.; LAMPROPOULOS, A.; PASCHALIS, S. Combined non-destructive testing (NDT) method for the evaluation of the mechanical characteristics of ultra high performance fibre reinforced concrete (UHPRC). **Construction and Building Materials**, v. 131, p. 66–77, 2017.

TUREYEN, A. K.; FROSCHE, R. J. Shear tests of FRP-Reinforced concrete beams without stirrups. **ACI Structural Journal**, v. 99, n° 4, July-August, 2002.

URBANSKI, M.; LAPKO, A.; GARBACZ, A. Investigation on concrete beams reinforced with basalt rebars as an effective alternative of conventional R/C structures. **Procedia Engineering**, 2013.

VAKILI, S. E.; HOMAMI, P.; ESFAHANI, M. R. Effect of fibers and hybrid fibers on the shear strength of lightweight concrete beams reinforced with GFRP bars. **Structures**, v. 20, p. 290–297, 2019.

VALENÇA, J.; CARMO, R. N. F. Evaluation of the shear transfer mechanisms in reinforced concrete beams using photogrammetry. **Structural Concrete**, v. 21, n. 1, p. 333–348, 2020.

VIEIRA, M. M.; CAVALARO, S. H. P.; AGUADO, A.; RAMBO, D. A. S.; SALVADOR, R. P. Fibre corrosion in uncracked high-performance fibre reinforced cementitious composites. **Construction and Building Materials**, v. 312, 20 dez. 2021.

VOIGT, C. V.; PIERALISI, R.; BONFIM, M.; CAVALARO, S. H. P.; MEDEIROS-JUNIOR, R. A. Numerical and Experimental Surface Inductive Method for Steel Fibers. **ACI Materials Journal**, v. 119, n. 2, p. 269–279, 2022.

WAHALATHANTRI, B. L.; THAMBIRATNAM, D.; CHAN, T.; FAWZIA. A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using ABAQUS. **First International Conference on Engineering, Design and Developing the Built Environment for Sustainable Wellbeing**, n. April, p. 260–264, 2011.

WALRAVEN, JC. **Aggregate interlock: a theoretical and experimental analysis**. 1980. Tese. Delft, Netherlands: Delft University of Technology; 1980. p. 208.

WANG, H.; BELARBI, A. Ductility characteristics of fiber-reinforced-concrete beams reinforced with FRP rebars. **Construction and Building Materials**, v. 25, n. 5, p. 2391–2401, 2011.

WANG, H.; BELARBI, A. Flexural durability of FRP bars embedded in fiber-reinforced-concrete. **Construction and Building Materials**, v. 44, p. 541–550, 2013.

WANG, R.; GAO, X. Relationship between flowability, entrapped air content and strength of UHPC mixtures containing different dosage of steel fiber. **Applied Sciences (Switzerland)**, v. 6, n. 8, 2016.

WEGIAN, F. M.; ABDALLA, H. A. Shear capacity of concrete beams reinforced with fiber reinforced polymers. **Composite Structures**, v.71, p.130-138, 2005.

WU, Z.; SHI, C.; HE, W.; WU, L. Effects of steel fiber content and shape on mechanical properties of ultra high performance concrete. **Construction and Building Materials**, v. 103, p. 8–14, 2016.

YANG, J-M; MIN, K-H.; SHIN, H-O.; YOON, Y-S. Effect of steel and synthetic fibers on flexural behavior of high-strength concrete beams reinforced with FRP bars. **Composites Part B: Engineering**, v. 43, n. 3, p. 1077–1086, 2012.

YANG, K.; WU, Z.; ZHENG, K.; SHI, J. Shear behavior of regular oriented steel fiber-reinforced concrete beams reinforced with glass fiber polymer (GFRP) bars. **Structures**, v. 63, 1 maio, 2024.

YOO, D.-Y.; BANTHIA, N.; YOON, Y.-S. Predicting service deflection of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete beams reinforced with GFRP bars. **Composites Part B: Engineering**, v. 99, p. 381–397, 2016a.

YOO, D.-Y.; BANTHIA, N.; YOON, Y.-S. Flexural behavior of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete beams reinforced with GFRP and steel rebars. **Engineering Structures**, v. 111, p. 246–262, 2016b.

YOO, D.-Y.; YOON, Y.-S.; BANTHIA, N. Predicting the post-cracking behavior of normal- and high-strength steel-fiber-reinforced concrete beams. **Construction and Building Materials**, v. 93, p. 477–485, 2015.

YOO, D. Y.; SOLEIMANI-DASHTAKI, S.; OH, T.; CHUN, B.; CHOI, J-K.; BANTHIA, N.; YOON, Y-S. Effects of amount and geometrical properties of steel fiber on shear behavior of high-strength concrete beams without shear reinforcement. **Cement and Concrete Composites**, v. 151, 1 ago. 2024.

- YOUNES, T.; AL-MAYAH, A.; TOPPER, T. Fatigue performance of prestressed concrete beams using BFRP bars. **Construction and Building Materials**, v. 157, p. 313–321, 2017.
- ZAIDI, A.; MASMOUDI, R.; BOUHICHA, M. Numerical analysis of thermal stress-deformation in concrete surrounding FRP bars in hot region. **Construction and Building Materials**, v. 38, p. 204–213, 2013.
- ZARRINPOUR, M. R.; CHAO, S. H. Shear strength enhancement mechanisms of steel fiber-reinforced concrete slender beams. **ACI Structural Journal**, v. 114, n. 3, p. 729–742, 2017.
- ZHANG, F.; DING, Y.; XU, J.; ZHANG, Y.; ZHU, W.; SHI, Y. Shear strength prediction for steel fiber reinforced concrete beams without stirrups. **Engineering Structures**, v. 127, p. 101–116, 2016.
- ZHOU, L.; ZHENG, Y.; TAYLOR, S. E. Finite-element investigation of the structural behavior of basalt fiber reinforced polymer (BFRP)- Reinforced Self-Compacting Concrete (SCC) decks slabs in Thompson Bridge. **Polymers**, v. 10, n. 6, 2018.
- ZHU, H.; CHENG, S.; GAO, D.; NEAZ, S. M.; LI, C. Flexural behavior of partially fiber-reinforced high-strength concrete beams reinforced with FRP bars. **Construction and Building Materials**, v. 161, p. 587–597, 2018.
- ZHU, H.; LI, Z.; WEN, C.; CHENG, S.; WEI, Y. Prediction model for the flexural strength of steel fiber reinforced concrete beams with fiber-reinforced polymer bars under repeated loading. **Composite Structures**, v. 250, p. 112609, 2020.
- ZOU, B.; CHEN, A.; DAVALOS, J.F.; SALIM, H.A. Evaluation of effective flange width by shear lag model for orthotropic FRP bridge decks. **Composite Structures**, v. 93, n. 2, p. 474–482, 2011.

APÊNDICE A – DADOS CORPOS DE PROVA PARA CARACTERIZAÇÃO CONCRETO

Na TABELA 38 estão apresentados os valores da resistência à compressão e módulo de elasticidade dos concretos aos 28 dias e na TABELA 39 estão os valores na data de ensaio das vigas. Além dos resultados obtidos, são indicados os nomes e dimensões dos CPs bem como a força resultante registrada pela prensa de ensaio.

TABELA 38 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO AOS 28 DIAS

(continua)

Concreto	Betonada	CP	Dimensões (mm)			Média (mm)	Força (kN)	f _c (MPa)	E (GPa)
CC0	1	1	Diâmetro topo	100,84	100,36	100,59	439,40	55,32	-
			Diâmetro base	100,81	100,34				
			Altura	197,25	197,48				
		2	Diâmetro topo	100,00	99,81	100,03	485,80	61,85	-
			Diâmetro base	99,77	100,55				
			Altura	197,13	197,12				
		11*	Diâmetro topo	100,06	99,61	100,15	401,3	50,97	46,60
			Diâmetro base	100,59	100,33				
			Altura	197,40	197,92				
		12*	Diâmetro topo	100,14	99,94	100,03	405	51,57	49,13
			Diâmetro base	99,92	100,10				
			Altura	194,96	195,50				
	2	6	Diâmetro topo	100,04	99,56	100,08	450,20	57,26	-
			Diâmetro base	100,10	100,62				
			Altura	197,64	197,82				
		7	Diâmetro topo	99,85	99,91	99,75	483,70	61,93	-
			Diâmetro base	100,10	99,14				
			Altura	197,60	197,56				
13*		Diâmetro topo	100,50	100,37	100,40	421,2	53,23	49,36	
		Diâmetro base	100,40	100,32					
		Altura	196,85	196,86					
14*		Diâmetro topo	99,57	100,61	100,00	489	62,29	46,08	
		Diâmetro base	99,80	100,03					
		Altura	197,23	196,36					

TABELA 38 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO AOS 28 DIAS

(continuação)

Concreto	Betonada	CP	Dimensões (mm)			Média (mm)	Força (kN)	f _c (MPa)	E (GPa)
SFRC0,50	1	1	Diâmetro topo	99,94	100,61	100,22	446,30	56,60	-
			Diâm. base	100,00	100,34				
			Altura	198,13	198,18				
		2	Diâmetro topo	99,45	99,96	100,16	449,20	57,04	-
			Diâmetro base	100,47	100,76				
			Altura	196,30	196,67				
		11*	Diâmetro topo	101,76	100,92	101,32	467	57,95	48,91
			Diâmetro base	101,54	101,06				
			Altura	197,88	197,83				
		12*	Diâmetro topo	99,62	99,74	99,89	450,9	57,57	45,38
			Diâmetro base	100,02	100,17				
			Altura	197,47	197,13				
	2	6	Diâmetro topo	100,96	100,65	100,63	473,10	59,51	-
			Diâmetro base	100,14	100,78				
			Altura	195,7	198,85				
		7	Diâmetro topo	100,36	100,16	100,31	498,40	63,10	-
			Diâmetro base	100,20	100,52				
			Altura	197,28	197,38				
13*		Diâmetro topo	100,42	100,04	100,45	474,1	59,86	45,18	
		Diâmetro base	100,36	100,96					
		Altura	196,85	196,72					196,79
14*		Diâmetro topo	100,18	99,14	99,88	434,5	55,49	47,74	
		Diâmetro base	100,75	99,44					
		Altura	196,42	196,48					196,45
SFRC0,75	1	1	Diâmetro topo	99,85	100,1	100,09	372,30	47,34	-
			Diâmetro base	100,12	100,29				
			Altura	196,82	196,8				
		2	Diâmetro topo	100,35	99,76	100,06	400,10	50,91	-
			Diâmetro base	99,93	100,2				
			Altura	196,53	196,1				
		11*	Diâmetro topo	99,46	99,82	99,36	384,8	49,65	42,8
			Diâmetro base	99,67	98,49				
			Altura	196,92	196,41				

TABELA 38 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO AOS 28 DIAS

(continuação)

Concreto	Betonada	CP	Dimensões (mm)			Média (mm)	Força (kN)	f _c (MPa)	E (GPa)
SFRC0,75	1	12*	Diâmetro topo	100,39	100,97	100,31	464,7	58,83	47,68
			Diâmetro base	99,94	99,94				
			Altura	197,51	197,31				
	2	6	Diâmetro topo	99,96	100,36	100,24	396,00	50,21	-
			Diâmetro base	100,00	100,63				
			Altura	198,48	198,56				
		7	Diâmetro topo	100,15	100,75	99,99	443,20	56,47	-
			Diâmetro base	99,67	99,4				
			Altura	196,91	197,03				
	13*	Diâmetro topo	99,34	99,22	99,78	342,5	43,82	47,84	
		Diâmetro base	100,46	100,10					
		Altura	197,99	198,36					198,18
		14*	Diâmetro topo	100,27	100,67	100,49	416,2	52,51	50,38
			Diâmetro base	100,61	100,40				
			Altura	197,20	197,16				
SFRC1,00	1	1	Diâmetro topo	100,27	100,67	100,49	481,70	60,97	-
			Diâmetro base	100,61	100,40				
			Altura	197,20	197,16				
		2	Diâmetro topo	99,89	100,49	100,48	480,10	60,58	-
			Diâmetro base	100,53	101,00				
			Altura	197,85	197,34				
		11*	Diâmetro topo	100,50	100,36	100,64	518,7	65,24	52,18
			Diâmetro base	100,86	100,85				
			Altura	197,79	198,49				
	12*	Diâmetro topo	100,10	99,75	100,01	464,8	59,20	52,77	
		Diâmetro base	100,02	100,16					
		Altura	197,53	197,93					197,73
	2	6	Diâmetro topo	100,81	99,88	99,98	473,30	60,32	-
			Diâmetro base	99,49	99,73				
			Altura	196,77	196,86				
7		Diâmetro topo	99,56	100,19	100,06	467,80	59,52	-	
		Diâmetro base	100,23	100,26					
		Altura	197,89	197,45					197,67

TABELA 38 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO AOS 28 DIAS

(conclusão)

Concreto	Betonada	CP	Dimensões (mm)			Média (mm)	Força (kN)	f _c (MPa)	E (GPa)
			Diâmetro topo						
SFRC1,00	2	13*	Diâmetro topo	99,96	100,29	100,15	459,5	58,36	52,6
			Diâmetro base	100,67	99,69				
			Altura	198,50	198,35				
		14*	Diâmetro topo	100,52	100,59	100,53	470,6	59,32	53,87
			Diâmetro base	100,70	100,30				
			Altura	199,26	199,49				

* Os CPs 11, 12, 13 e 14 foram CPs ensaiados primeiramente para módulo de elasticidade e na sequência para resistência à compressão

TABELA 39 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO NA DATA DE ENSAIO DAS VIGAS

(continua)

Concreto	Betonada	CP	Dimensões (mm)			Média (mm)	Força (kN)	Resistência (MPa)
			Diâmetro topo					
CC0	1	3	Diâmetro topo	100,97	100,52	100,69	564,20	70,89
			Diâmetro base	100,41	100,85			
			Altura	196,32	196,49			
		4	Diâmetro topo	101,08	101,35	101,28	581,60	72,23
			Diâmetro base	101,17	101,52			
			Altura	196,5	196,57			
		5	Diâmetro topo	100,47	100,57	100,45	516,40	65,19
			Diâmetro base	100,48	100,29			
			Altura	198,8	198,27			
	2	8	Diâmetro topo	101,61	101,57	101,42	558,00	69,11
			Diâmetro base	101,21	101,28			
			Altura	198	197,74			
		9	Diâmetro topo	100,45	99,74	100,02	643,44	81,93
			Diâmetro base	100,25	99,64			
			Altura	196,56	196,8			
10	Diâmetro topo	100,49	100,13	100,50	630,85	79,57		
	Diâmetro base	100,52	100,84					
	Altura	200,58	200,82					
SFRC0,50	1	3	Diâmetro topo	100,18	100,16	100,12	596,66	75,82
			Diâmetro base	100,12	100,03			
			Altura	197,58	197,8			

TABELA 39 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO NA DATA DE ENSAIO DAS VIGAS
(continuação)

Concreto	Betonada	CP	Dimensões (mm)			Média (mm)	Força (kN)	Resistência (MPa)				
SFRC0,50	1	4	Diâmetro topo	100,88	101,18	100,90	622,07	77,84				
			Diâmetro base	100,99	100,55							
			Altura	196,21	196,34				196,28			
		5	Diâmetro topo	99,74	100,2	100,29						
			Diâmetro base	100,44	100,77							
			Altura	198,31	198,78				198,55			
	2	8	Diâmetro topo	100,39	100,4	100,26	584,94	74,12				
			Diâmetro base	100,21	100,05							
			Altura	197,81	197,19				197,50			
		9	Diâmetro topo	99,98	100,39	100,25			561,36	71,15		
			Diâmetro base	100,06	100,58							
			Altura	196,08	196,25						196,17	
10		Diâmetro topo	99,53	100,36	99,92	609,21					77,73	
		Diâmetro base	99,56	100,22								
		Altura	196,62	196,59								196,61
SFRC0,75	1	3	Diâmetro topo	100,78	99,73		100,32	465,75				58,95
			Diâmetro base	100,11	100,67							
			Altura	195,92	196							
		4	Diâmetro topo	100,52	100,52		100,33		516,32	65,34		
			Diâmetro base	99,89	100,4							
			Altura	195,51	195,65							
		5	Diâmetro topo	100,81	100,1	100,28	602,24				76,29	
			Diâmetro base	100	100,21							
			Altura	196,34	196,24							
	2	8	Diâmetro topo	101,39	101,73	101,45		558,00				69,07
			Diâmetro base	101,15	101,52							
			Altura	197,19	196,89							
		9	Diâmetro topo	100,83	100,58	100,22			599,78	76,08		
			Diâmetro base	99,93	99,52							
			Altura	196,88	196,96							
10		Diâmetro topo	99,65	99,34	99,54	585,67	75,30					
		Diâmetro base	99,34	99,84								
		Altura	197,89	197,35							197,62	
SFRC1,00	1	3	Diâmetro topo	101,75	102,01			101,52			583,29	72,10
			Diâmetro base	101,28	101,02							
			Altura	198,45	198,39							

TABELA 39 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO NA DATA DE ENSAIO DAS VIGAS
(conclusão)

Concreto	Betonada	CP	Dimensões (mm)			Média (mm)	Força (kN)	Resistência (MPa)		
SFRC1,00	1	4	Diâmetro topo	100,36	100,04	100,22	533,00	67,60		
			Diâmetro base	100,23	100,24					
			Altura	198,19	198,35				198,27	
		5	Diâmetro topo	99,98	100,09	100,25			586,21	74,30
			Diâmetro base	100,44	100,5					
			Altura	198,19	198					
	2	8	Diâmetro topo	100,02	100,98	100,59	532,24	67,01		
			Diâmetro base	100,4	100,96					
			Altura	197,4	197,3				197,35	
		9	Diâmetro topo	100,07	99,86	100,04	570,93	72,67		
			Diâmetro base	100,05	100,19					
			Altura	195,86	195,82				195,84	
		10	Diâmetro topo	99,15	99,58	99,42	588,51	75,84		
			Diâmetro base	99,32	99,64					
			Altura	196,65	197,14				196,90	

FONTE: A autora (2024).

Na TABELA 40 estão os valores de resistência à tração por compressão diametral do concreto aos 28 dias e na TABELA 41 são apresentados os valores quando do ensaio das vigas (102 dias).

TABELA 40 – RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL DO CONCRETO AOS 28 DIAS

(continua)

Concreto	Betonada	CP	Dimensões (mm)			Média (mm)	Força (kN)	f_{ct} (MPa)
CC0	1	1	Diâmetro topo	100	100,42	100,14	184,49	5,86
			Diâmetro base	100	100,14			
			Altura	200,44	199,99			
		2	Diâmetro topo	101,15	101,89	101,20	193,27	6,04
			Diâmetro base	100,83	100,92			
			Altura	201,58	201,43			
		3	Diâmetro topo	100,1	100,64	100,18	163,19	5,15
			Diâmetro base	99,48	100,5			
			Altura	201,38	201,67			

TABELA 40 – RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL DO CONCRETO AOS 28 DIAS

(conclusão)

Concreto	Betonada	CP	Dimensões (mm)			Média (mm)	Força (kN)	f _{ct} (MPa)
			Diâmetro topo	Diâmetro base	Altura			
CC0	2	6	Diâmetro topo	100,01	101,09	100,76	191,20	6,00
			Diâmetro base	100,48	101,44			
			Altura	201,74	201,48			
		7	Diâmetro topo	100,83	100,33	100,51	128,15	4,07
			Diâmetro base	100,2	100,68			
			Altura	199,27	199,7			
		8	Diâmetro topo	100,78	100,77	100,61	188,65	6,00
			Diâmetro base	100,34	100,54			
			Altura	198,58	199,32			

FONTE: A autora (2024).

TABELA 41 – RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DO CONCRETO NA DATA DE ENSAIO DA VIGA

Concreto	Betonada	CP	Dimensões (mm)			Média (mm)	Força (kN)	f _{ct} (MPa)	
			Diâmetro topo	Diâmetro base	Altura				
CC0	1	4	Diâmetro topo	100,79	101,42	100,92	165,74	5,21	
			Diâmetro base	100,79	100,69				
			Altura	200,83	200,79				200,81
		5	Diâmetro topo	100,69	99,98	100,22	220,52	7,02	
			Diâmetro base	100,12	100,07				
			Altura	199,46	199,59				199,53
		2	9	Diâmetro topo	100,4	100,05	99,99	205,01	6,54
				Diâmetro base	99,86	99,65			
				Altura	200,17	199,19			
10	Diâmetro topo		100,45	100,65	100,38	192,71	6,16		
	Diâmetro base		100,13	100,29					
	Altura		198,29	198,78				198,54	

FONTE: A autora (2024).

Na TABELA 42 estão apresentados os valores de resistência à tração residual obtidos para todas as vigas europeias, aos 28 dias. Ressalta-se que para o CC0 e SFRC1,00 foram apresentados os resultados para cinco vigas (e não seis) devido a problemas no ensaio de um corpo de prova.

TABELA 42 – RESISTÊNCIAS RESIDUAIS À TRAÇÃO NA FLEXÃO DOS CONCRETOS SFRC

Concreto	CPs	f_L (MPa)	$f_{R,1}$ (MPa)	$f_{R,2}$ (MPa)	$f_{R,3}$ (MPa)	$f_{R,4}$ (MPa)
CC0	V1	5,8	-	-	-	-
	V2	-	-	-	-	-
	V3	5,7	-	-	-	-
	V4	5,3	-	-	-	-
	V5	5,7	-	-	-	-
	V6	5,9	-	-	-	-
SFRC0,50	V1	7,5	6,3	5,2	4,0	3,3
	V2	7,5	7,0	5,6	4,2	3,5
	V3	7,5	6,6	5,6	4,1	3,3
	V4	7,6	6,9	5,7	4,3	3,4
	V5	7,4	6,1	5,1	3,9	3,2
	V6	7,9	7,2	6,3	4,6	3,7
SFRC0,75	V1	9,9	9,7	8,5	6,7	5,6
	V2	8,1	7,2	6,1	4,7	3,9
	V3	10,0	10,0	8,0	5,9	4,7
	V4	7,6	7,3	6,1	4,6	3,8
	V5	8,3	8,3	6,7	5,2	4,2
	V6	10,1	10,0	8,7	6,5	5,4
SFRC1,00	V1	10,9	10,9	8,8	6,4	5,4
	V2	9,7	9,4	7,8	5,7	5,0
	V3	9,1	9,0	7,0	5,1	4,3
	V4	10,5	10,3	7,4	5,4	4,1
	V5	-	-	-	-	-
	V6	10,1	10,0	8,1	5,0	5,0

FONTE: A autora (2024).

ANEXO A – ESPECIFICAÇÃO ADITIVO MC-POWERFLOW 1180

MC-PowerFlow 1180

Aditivo redutor de água tipo 2 – RA2 (superplastificante PCE de pega normal)

Descrição

Aditivo redutor de água tipo 2 – RA (superplastificante PCE de pega normal) de alto desempenho baseado na nova tecnologia de polímeros MC, principalmente indicado para grandes reduções na quantidade de água

Áreas de Aplicação

- Concreto pré-moldado
- Dosagens na betoneira na obra (concreto usinado)
- Concreto auto-adensável
- Concreto com alta resistência a agentes agressivos
- Concreto aparente
- Concreto de alto desempenho
- Concreto de alta fluidez

Vantagens

- Grande redução na quantidade de água
- Longa manutenção do slump
- Rápida dispersão no concreto
- Dosagens econômicas
- Boa compatibilidade com incorporadores de ar
- Boa estabilização em altas consistências
- Bom funcionamento com uma grande variedade de cimentos

Dados Técnicos

Característica	Valor	Observações
Densidade	1,09 kg/L	NBR 11768-3:2019
Dosagem Recomendada	≥ 0,2% ≤ 5,0%	sobre o peso do cimento

Dados do Produto

Tipo de produto	ABNT NBR 11768 - Redutor de água - Tipo 2 (RA2)
Estado	Líquido
Cor	Marrom - Pequenas variações na coloração são esperadas e normais para o produto.
Armazenagem	Manter as embalagens em local coberto, fresco, seco, longe de temperaturas extremas ou fontes de calor, nas embalagens originais, separadas e lacradas. Para entregas a granel o produto deve ser mantido dentro dos reservatórios instalados em local previamente definido.
Validade	12 meses a partir da data de fabricação armazenada nas embalagens fechadas
Embalagens	Tambor 210 kg, peso líquido Container 1000 kg, peso líquido Granel
Descarte	Para a preservação do meio ambiente, favor esvaziar completamente as embalagens.

* Todos os dados técnicos se referem à temperatura de 23 °C (+/- 2 °C) e 60 % (+/- 2 %) de umidade relativa do ar. Temperaturas altas e umidades baixas aceleram, enquanto temperaturas baixas e umidades altas retardam o tempo de aplicação. Conforme a norma NBR 14082:2004.

ANEXO B – ESPECIFICAÇÃO CIMENTO CPV ARI INTERCEMENT

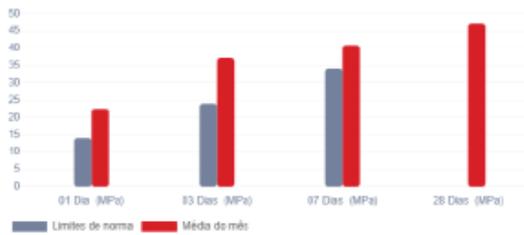


Data
10/2022

Centro de distribuição
APIAÍ

Produto
1073 - CIMENTO CP V-ARI ESTRUTURA GRANEL

	EXIGÊNCIAS FÍSICAS E MECÂNICAS									EXIGÊNCIAS QUÍMICAS			
	FINURA			TEMPO DE PEGA		RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO				(%)			
	Blaine (cm ² /g)	# 200 (%)	# 325 (%)	Início de Pega (min)	Fim de Pega (min)	01 Dia (MPa)	03 Dias (MPa)	07 Dias (MPa)	28 Dias (MPa)	MgO (%)	SO ₃ Média (%)	Perda ao Fogo Média (%)	Resíduo Insolúvel (%)
Exigência	-	<=0,0	-	>=60	<=600	>=14,0	>=24,0	>=34,0	-	<=0,5	<=4,5	<=0,5	-
Média	4.494	0,1	1,5	209	285	22,4	37,2	40,8	47,2	4,2	3,0	5,3	-
Desvio Padrão	58	0,0	0,2	12	15	0,5	0,5	0,5	0,6	1,2	0,1	0,2	-
Qtd Dados	16	16	15	21	21	17	15	15	15	16	16	16	0



Informações

Norma:
ABNT NBR-16697

Responsável técnico:
Vinicius Fraga Yamanishi

Observações: