

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

DURABILIDADE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO
REFORÇADAS COM MANTAS DE CFRP SUBMETIDAS A
DEGRADAÇÃO ACELERADA

Luiz Antônio Sarti Junior

São Carlos
2020

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**DURABILIDADE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO
REFORÇADAS COM MANTAS DE CFRP SUBMETIDAS A
DEGRADAÇÃO ACELERADA**

Luiz Antônio Sarti Junior

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil

Área de Concentração: Estruturas e Geotecnia

Orientador: Prof.^a PhD. Gláucia Maria Dalfré

Coorientador: MSc. Ciro José R. Villela Araújo

São Carlos
2020

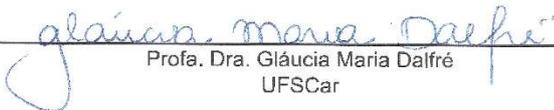


UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

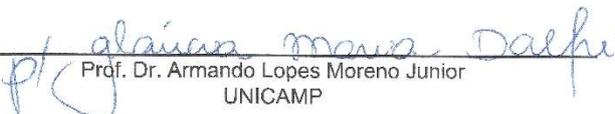
Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Luiz Antonio Sarti Junior, realizada em 27/02/2020:



Profa. Dra. Gláucia Maria Dalfré
UFSCar

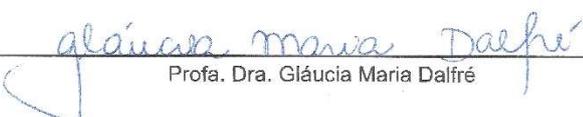


Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Junior
UNICAMP



Profa. Dra. Fernanda Giannotti da Silva Ferreira
UFSCar

Certifico que a defesa realizou-se com a participação à distância do(s) membro(s) Armando Lopes Moreno Junior e, depois das arguições e deliberações realizadas, o(s) participante(s) à distância está(ão) de acordo com o conteúdo do parecer da banca examinadora redigido neste relatório de defesa.



Profa. Dra. Gláucia Maria Dalfré

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus pelo dom da vida e por toda sabedoria.

Aos meus pais, Luiz Antônio e Odila, por todo amor, apoio, incentivo e confiança depositados em mim em todas etapas da minha vida. À toda minha família, irmãos, irmãs cunhados, cunhadas e minhas sobrinhas muito obrigado por estarem comigo sempre.

À minha orientadora Prof.^a Dra. Gláucia Maria Dalfré pela amizade, orientação, paciência e confiança para o desenvolvimento deste trabalho e ao meu coorientador, MSc. Ciro José R. Villela Araújo, por todo apoio.

Ao Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Junior e a Prof.^a Dra. Fernanda Giannotti da Silva Ferreira pelas sugestões e contribuições.

Aos meus amigos queridos Amanda Escobal, Matusalém Oliveira, Camila Pessoa, Mariana Posterlli e Fabrício Goulart.

A todos que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho, em especial aos técnicos de laboratório José Roberto e Ricardo.

O autor e a orientadora agradecem ao Laboratório de Sistemas Estruturais (LSE), ao Laboratório de Materiais e Componentes da Construção Civil (LMC), ao Laboratório de Polímeros do Departamento de Engenharia de Materiais (DEMa), ao Núcleo de Estudo e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto (NETPRE), ao Departamento de Engenharia Civil (DECiv) Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) e, especialmente, à empresa Metromodular, de Piracicaba, por viabilizarem os ensaios desta pesquisa.

Ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT) – Programa Novos Talentos, pela parceria e fomento da pesquisa.

SARTI JUNIOR, Luiz Antônio. **Durabilidade de vigas de concreto armado reforçadas com mantas de CFRP submetidas a degradação acelerada**. 2020. 170p. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP, 2020.

Atualmente, como alternativa de reforço de estruturas de concreto armado, as quais sofreram degradações de ordem física ou química, tem-se empregado técnicas de reforço as quais utilizam materiais compósitos. Os compósitos são formados por meio da combinação entre dois ou mais tipos de materiais não solúveis entre si. Neste sentido, a técnica de reforço mais utilizada é a EBR (*Externally Bonded Reinforcement*, na língua inglesa), no qual é aplicada diretamente no substrato de concreto do elemento a ser reforçado. O comportamento a longo prazo dos sistemas de reforço à base de materiais compósitos ainda é pouco conhecido. Neste âmbito, o presente trabalho emprega o protocolo de acondicionamento acelerado proposto pelo código americano ACI 440.9R (ACI, 2015), para avaliação da durabilidade de sistemas de reforço, sem proteção, aplicados em vigas de concreto armado. Foram produzidas 12 vigas de concreto armado com seção retangular 12 x 20 cm², taxa de armadura longitudinal de 0,75 % e concreto usinado com resistência à compressão de 32 MPa. Do conjunto de 12 vigas, 6 foram reforçadas à flexão utilizando CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*, na língua inglesa) aplicado segundo a técnica EBR. Além disso, foram produzidos corpos de prova de resina epoxídica e compósitos de CFRP, utilizando os mesmos materiais que compõe o sistema de reforço aplicados nas vigas de concreto armado, os quais foram mantidos e ensaiados nos mesmos ambientes e idades pré-definidos para as vigas. Dentre o conjunto de 12 vigas, 4 foram adotadas como “referência”, das quais duas não possuíam reforço em CFRP e duas eram reforçadas. As demais, foram divididas em dois grupos e expostas por 1000 horas nos ambientes laboratorial e degradação acelerada. Como forma de avaliar a possível degradação do sistema de reforço, após o período de exposição pré definido, foram conduzidos ensaios mecânicos de flexão com aplicação de carga a meio vão nas vigas. A análise dos resultados foi realizada de forma comparativa, assim, avaliou-se a degradação que a exposição por 1000 horas ao protocolo de acondicionamento acelerado proporcionou as vigas, e então, comparou-se com os resultados obtidos para as vigas de referência. Posteriormente, os resultados obtidos com a degradação acelerada, das vigas de concreto armado, foram comparados com os obtidos em um programa experimental, semelhante ao do presente trabalho, porém neste o ambiente de degradação foi o intemperismo natural por 6 meses. Os resultados demonstraram que os adesivos epoxídicos apresentam reduções estatisticamente diferentes em suas propriedades mecânicas, enquanto os compósitos de CFRP apresentaram pequenas alterações pós exposição aos ambientes analisados. Verificou-se também que o sistema de reforço proporciona grandes incrementos de capacidade de carga e rigidez nas vigas de concreto armado reforçadas. Porém, correlacionando os resultados obtidos após um ciclo de degradação acelerado com duração de 1000 horas (42 dias) com os ensaios realizados após 6 meses de exposição às intempéries, observou-se que, ambos apresentaram uma redução de aproximadamente 10 % da capacidade de carga dos elementos reforçados, indicando a degradação do sistema de reforço. Assim, verificou-se que 1000 horas de exposição a degradação acelerada, umidade constante com temperatura controlada, é equivalente a 6 meses de exposição às intempéries.

Palavras-chave: sistemas de reforço, concreto, CFRP, durabilidade, degradação acelerada

SARTI JUNIOR, Luiz Antônio. *Durability of reinforced concrete beams strengthened with EBR CFRP sheets subjected to accelerated degradation*. 2020. 170p. *Dissertation (Master of Science in Civil Engineering) – Federal University of São Carlos, São Carlos, SP, Brazil, 2020.*

Currently, as an alternative to reinforced concrete structures, which have suffered physical or chemical degradation, strengthening systems have been used which use composite materials. Composites are formed by combining two or more types of non-soluble materials. In this sense, the most used strengthening technique is EBR (Externally Bonded Reinforcement), in which it is applied directly to the concrete substrate of the element to be strengthened. The long-term behavior of strengthening systems based on composite materials is still little known. In this context, the present study employs the accelerated conditioning protocol proposed by the American code ACI 440.9R (ACI, 2015), to evaluate the durability of strengthening systems, without protection, applied in reinforced concrete beams. 12 reinforced concrete beams were produced with a 12 x 20 cm² rectangular section, 0.75 % longitudinal reinforcement rate and machined concrete with a compressive strength of 32 MPa. Of the set of 12 beams, 6 were strengthened with flexion using CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) applied according to the EBR technique. In addition, epoxy resin specimens and CFRP composites were produced, using the same materials that make up the strengthening systems applied to reinforced concrete beams, which were maintained and tested in the same pre-defined environments and ages for the beams. Among the set of 12 beams, 4 were adopted as "reference", of which two were not strengthened in CFRP and two were strengthened. The rest were divided into two groups and exposed for 1000 hours in the laboratory and accelerated degradation. As a way of evaluating the possible degradation of the strengthening systems, after the predefined exposure period, mechanical flexion tests were conducted with load application in the middle of the beams. The analysis of the results was carried out in a comparative way; thus, it was evaluated the degradation that the exposure for 1000 hours to the accelerated conditioning protocol provided the beams, and then, it was compared with the results obtained for the reference beams. Subsequently, the results obtained with the accelerated degradation, of the reinforced concrete beams, were compared with those obtained in an experimental program, similar to the one of the present study, however in this the degradation environment was the natural weathering for 6 months. The results showed that epoxy adhesives show statistically different reductions in their mechanical properties, while CFRP composites showed small changes after exposure to the analyzed environments. It was also found that the strengthening systems provides large increases in load capacity and rigidity in strengthened reinforced concrete beams. However, correlating the results obtained after an accelerated degradation cycle lasting 1000 hours (42 days) with the tests carried out after 6 months of exposure to the weather, it was observed that both showed a reduction of approximately 10 % of the load capacity of the strengthened elements, indicating the degradation of the strengthening systems. Thus, it was found that 1000 hours of exposure to accelerated degradation, constant humidity with controlled temperature, is equivalent to 6 months of exposure to weathering.

Key-words: strengthening systems, concrete, CFRP, durability, accelerated degradation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Composição do FRP	22
Figura 2: Diagrama Tensão <i>versus</i> Deformação de compósitos a base de fibras e aço	23
Figura 3: Tipos de materiais utilizados nos FRPs e direções das fibras	24
Figura 4: Processo de fabricação do compósito de CFRP pré-fabricado	25
Figura 5: Técnicas de Reforço EBR (a), NSM (b), EBROG (c) e EBRIG (d)	26
Figura 6: Aplicação do sistema de reforço segundo a técnica EBR	27
Figura 7: Roteiro de aplicação do sistema de reforço segundo a técnica NSM	27
Figura 8: Roteiro de aplicação do sistema de reforço segundo as técnicas EBROG (a-c) e EBRIG (d-f)	28
Figura 9: Fatores físicos e químicos que alteram a durabilidade do FRP	30
Figura 10: Geometria dos corpos de prova: (a) amostras de CFRP e (b) amostras de resinas epoxídicas. Dimensões em mm	30
Figura 11: Imagem do MEV nas amostras de Sikacarbodur S512	31
Figura 12: Imagem do MEV: Sikadur 30 (a) estrutura antes do ensaio de tração uniaxial e (b) estrutura pós ensaio de tração uniaxial; Sikadur 330 (c) estrutura antes do ensaio de tração uniaxial e (d) estrutura pós ensaio de tração uniaxial	31
Figura 13: (a) corpo de prova de CFRP e (b) modo de ruptura das amostras de GFRP	32
Figura 14: Vista superior do prisma de concreto (Dimensões em mm)	33
Figura 15: Diagrama tensão <i>versus</i> deformação das resinas epoxídicas	36
Figura 16: Comparação entre diagramas força <i>versus</i> deslocamento das vigas sem reforço (0) e reforçadas (CFRP) e expostas aos ambientes: (a) laboratorial (LAB) e (b) intempéries (WEA)	37
Figura 17: Arranjo de ensaio proposto para exposição à degradação acelerada	39
Figura 18: Ensaio de aderência: (a) execução do corte da área de ensaio, (b) colagem das pastilhas e (c) aparato posicionado sobre a pastilha	40
Figura 19: Equilíbrio de forças da seção reforçada	42
Figura 20: Roteiro para o dimensionamento à flexão utilizando a técnica de reforço do tipo EBR	45
Figura 21: Fluxograma das atividades inerentes ao programa experimental de verificação da possível degradação do sistema de reforço EBR CFRP	47
Figura 22: Característica das vigas de concreto armado. Unidades em cm.	48
Figura 23: (a) Formas poliméricas utilizadas na confecção das vigas de concreto armado, (b-d) posicionamento das armaduras	49
Figura 24: Fabricação das vigas de concreto armado	50

Figura 25: Execução do ensaio de abatimento de cone <i>slump test</i> : (a) remoção do cone e (b) aferição do abatimento.....	50
Figura 26: Preparação da superfície de concreto.....	51
Figura 27: Aplicação do reforço nas vigas de concreto armado: (a) medição e corte da manta; (b) mistura mecânica das resinas; (c - d) aplicação do <i>primer</i> no substrato de concreto; (e) posicionamento manual da manta; (f) alinhamento da manta ao logo da viga; (g) aplicação do rolo de borracha e (h) aspecto final das vigas reforçadas.....	52
Figura 28: Processo de fabricação dos corpos de prova de resinas epoxídicas.....	53
Figura 29: Locais de armazenagem dos corpos de prova de resinas para verificação da degradação das propriedades mecânicas: (a) laboratorial, (b) umidade constante e (c) intemperismo	54
Figura 30: Compósitos de resina epoxídica e CFRP (a) detalhamento (dimensões em mm) (b) corpo de prova CFRP	55
Figura 31: Locais de exposição dos CPs de CFRP para verificação da degradação das propriedades mecânicas: (a) laboratorial, (b) umidade constante e (c) intemperismo ..	56
Figura 32: Fabricação dos corpos de prova de CFRP.....	57
Figura 33: Locais de execução da campanha experimental de exposição dos elementos a degradação acelerada: (a) local de instalação do tanque, (b) tanque de umidade constante e (c-g) ambiente laboratorial	58
Figura 34: Mecanismo de aquecimento da água do tanque de degradação acelerada e controle da temperatura: (a) resistência elétrica, (b) termostato e resistência e (c-g) conferência da temperatura	59
Figura 35: Tanque de exposição coberto	60
Figura 36: Moldes cilíndricos para corpos de prova de concreto.....	61
Figura 37: Ensaio de caracterização do concreto: (a) resistência à compressão axial e (b) módulo de elasticidade	62
Figura 38: Ensaio de caracterização das propriedades do aço: (a) arranjo de ensaio e (b) aspecto final das amostras.....	63
Figura 39: Ensaio mecânico de tração uniaxial nas amostras de resinas epoxídicas do presente estudo	64
Figura 40: Ensaio de tração uniaxial no corpo de prova de CFRP: (a) arranjo de ensaio e (b) aspecto final dos corpos de prova.....	65
Figura 41: LVDT posicionado para medir o deslocamento vertical.....	66
Figura 42: Aplicação do extensômetro elétrico no concreto: (a) preparação da superfície e (b) SG colado no centro da viga de concreto armado.....	66
Figura 43: Instrumentação da armadura metálica: (a) demarcação do ponto central na barra de aço e (b) aplicação do extensômetro.....	67

Figura 44: Extensômetro aplicado na manta de fibra de carbono	67
Figura 45: Instrumentação utilizada nas vigas de concreto armado com e sem reforço.....	68
Figura 46: Instrumentação posicionada na viga de concreto armado.....	68
Figura 47: Região de aplicação do CFRP nas vigas de concreto armado reforçadas	69
Figura 48: Processo de aplicação do CFRP para os ensaios de aderência: (a) impregnação da manta de fibra de carbono; (b) posicionamento do CFRP; (c) regularização com o rolo de borracha e (d) aparência final do CFRP aplicado	69
Figura 49: Procedimento de aplicação das pastilhas: (a) limpeza da superfície da viga; (b) pacometria na região pré-definida; (c) cortes nas áreas demarcadas; (d) pacometria sobre o sistema de reforço; (e) cortes sobre o CFRP; (f) aplicação de resina na pastilha; (g) aplicação da pastilha e (h) aspecto final das pastilhas aplicadas	70
Figura 50: Tensão <i>versus</i> deformação do aço da armadura longitudinal de tração.....	75
Figura 51: Curvas médias de tensão <i>versus</i> deformação para as resinas do tipo A (a) e B (b) mantidas em ambiente laboratorial	76
Figura 52: Diagrama com as curvas médias de tensão <i>versus</i> deformação para as amostras de resinas A (a) e B (b) expostas a umidade constante	77
Figura 53: Curvas médias para as resinas A (a) e B (b) expostas ao intemperismo	78
Figura 54: Diagrama com as curvas médias de tensão <i>versus</i> deformação para as resinas do tipo A (a) e do tipo B (b) mantidas em ambientes laboratorial e em protocolo de acondicionamento acelerado	79
Figura 55: Diagrama com Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey para as amostras de resina A do tipo <i>primer</i> : (a) tensão máxima e (b) módulo de elasticidade.....	79
Figura 56: Diagrama com Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey para as amostras de resina A: (a) tensão máxima e (b) módulo de elasticidade	80
Figura 57: Diagrama com Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey para as amostras de resina B do tipo saturação: (a) tensão e (b) módulo de elasticidade.....	81
Figura 58: Diagrama com Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey para as amostras de resina B do tipo saturação: (a) tensão e (b) módulo de elasticidade.....	82
Figura 59: Diagrama com as curvas médias de tensão <i>versus</i> deformação para as amostras de CFRP expostas ao ambiente laboratorial	83
Figura 60: Diagrama com as curvas médias de tensão <i>versus</i> deformação para os CPs de CFRP expostos a umidade constante	84
Figura 61: Diagrama com as curvas médias de tensão <i>versus</i> deformação para as amostras de CFRP expostas ao intemperismo.....	84
Figura 62: Diagrama curvas médias de tensão <i>versus</i> deformação para os CPs de CFRP inseridos aos ambientes laboratorial e degradação acelerada	85

Figura 63: Diagrama com Intervalo de confiança de 95 % e teste de Tukey para os CPs de CFRP: (a) tensão máxima e (b) módulo de elasticidade	86
Figura 64: Diagrama com Intervalo de confiança de 95 % e teste de Tukey para os CPs de CFRP: (a) tensão máxima e (b) módulo de elasticidade	87
Figura 65: Diagramas de força <i>versus</i> deformação no concreto (a) força <i>versus</i> deformação na armadura (b) para as vigas V1/V2_LAB_0_14dias e (c) força <i>versus</i> deslocamento vertical	90
Figura 66: Diagramas de força <i>versus</i> deformação no concreto (a), força <i>versus</i> deformação na armadura (b), força <i>versus</i> deformação no CFRP (c) e força <i>versus</i> deslocamento vertical, para as vigas V1/V2_LAB_CFRP_14dias	91
Figura 67: Diagramas de força <i>versus</i> deformação no concreto (a) na armadura (b) para as vigas V1/V2_LAB_0_1000h e (c) força <i>versus</i> deslocamento vertical	92
Figura 68: Diagramas de força <i>versus</i> deformação no concreto (a), força <i>versus</i> deformação na armadura (b), força <i>versus</i> deformação no CFRP (c) e força <i>versus</i> deslocamento vertical, para as vigas V1/V2_LAB_CFRP_1000h	93
Figura 69: Diagramas de força <i>versus</i> deformação no concreto (a) no aço (b) para as vigas V1/V2_ACP_0_1000h e (c) força <i>versus</i> deslocamento vertical.....	94
Figura 70: Diagramas de força <i>versus</i> deformação no concreto (a), força <i>versus</i> deformação na armadura (b), força <i>versus</i> deformação no CFRP (c) e força <i>versus</i> deslocamento vertical para as vigas V1/V2_ACP_CFRP_1000h	95
Figura 71: Diagramas com as curvas de força <i>versus</i> deslocamento.....	96
Figura 72: Diagramas de força <i>versus</i> deslocamento das vigas de referência e reforçadas	97
Figura 73: Curvas médias para Força <i>versus</i> Deslocamento para as vigas expostas ao intemperismo, sem proteção, por um período de 6 meses e expostas ao protocolo de degradação acelerada do presente trabalho	99
Figura 74: Metodologia utilizada no ensaio de aderência <i>pull-off</i> : (a) posicionamento do equipamento, (b) leitura do resultado após tração e (c) aspecto final das pastilhas após o ensaio	100
Figura 75: Pastilhas pós-ensaio de aderência <i>pull-off</i> : (a) viga de concreto armado, (b) sistema de reforço e (c) área efetiva aderida no substrato de concreto.....	101
Figura 76: Vigas de concreto armado sem reforço e reforçadas após os ensaios mecânicos de flexão: (a-c) ponto central de aplicação de carregamento, (d-g) ruptura do compósito de CFRP, (h-j) superfície do compósito de CFRP após ruptura e (k) substrato do concreto após ruptura do sistema de reforço EBR CFRP	102
Figura 77: Padrão fissuratório das vigas de concreto armado com e sem reforço	103
Figura A.1. 1: Diagrama de tensão e deformação de uma viga de seção retangular	118

Figura A.2. 1: Diagrama retangular equivalente	119
Figura C. 1: Diagramas complementares para as vigas V1/V2_LAB_0_14dias: (a) força versus rotação dos apoios, (b) força versus deslocamento do perfil metálico e (c) força versus tempo.....	148
Figura C. 2: Diagramas complementares para as vigas V1/V2_LAB_CFRP_14dias: (a) força versus rotação dos apoios, (b) força versus deslocamento do perfil metálico e (c) força versus tempo	149
Figura C. 3: Diagramas complementares para as vigas V1/V2_LAB_0_1000h: (a) força versus rotação dos apoios, (b) força versus deslocamento do perfil metálico e (c) força versus tempo.....	150
Figura C. 4: Diagramas complementares para as vigas V1/V2_LAB_CFRP_1000h: (a) força versus rotação dos apoios, (b) força versus deslocamento do perfil metálico e (c) força versus tempo	151
Figura C. 5: Diagramas complementares para as vigas V1/V2_ACP_0_1000h: (a) força versus rotação dos apoios, (b) força versus deslocamento do perfil metálico e (c) força versus tempo.....	152
Figura C. 6: Diagramas complementares para as vigas V1/V2_ACP_CFRP_1000h: (a) força versus rotação dos apoios, (b) força versus deslocamento do perfil metálico e (c) força versus tempo	153
Figura D. 1: Corpos de prova de resina epoxídica A após os ensaios mecânicos de tração uniaxial.....	154
Figura D. 2: Corpos de prova de resina epoxídica B após os ensaios mecânicos de tração uniaxial.....	155
Figura D. 3: Corpos de prova das resinas do protocolo de degradação acelerada após os ensaios mecânicos de tração uniaxial	156
Figura E. 1: Corpos de prova de CFRP após os ensaios mecânicos de tração uniaxial.....	157
Figura E. 2: Corpos de prova de CFRP após os ensaios mecânicos de tração uniaxial.....	158
Figura F. 1: Curvas médias de Tensão versus Deformação para a resina A inserida ao ambiente laboratorial: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) 4 meses, (d) 8 meses, (e) 12 meses e (f) 24 meses	159

Figura F. 2: Curvas médias de Tensão versus Deformação para a resina A inserida ao intemperismo: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) 4 meses, (d) 8 meses, (e) 12 meses e (f) 24 meses	160
Figura F. 3: Curvas médias de Tensão versus Deformação para a resina A inserida a umidade constante: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) 4 meses, (d) 8 meses, (e) 12 meses e (f) 24 meses	161
Figura F. 4: Curvas médias de Tensão versus Deformação para a resina B inserida ao ambiente laboratorial: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) 4 meses, (d) 8 meses, (e) 12 meses e (f) 24 meses	162
Figura F. 5: Curvas médias de Tensão versus Deformação para a resina B inserida ao intemperismo: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) 4 meses, (d) 8 meses, (e) 12 meses e (f) 24 meses	163
Figura F. 6: Curvas médias de Tensão versus Deformação para a resina A inserida a umidade constante: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) 4 meses, (d) 8 meses, (e) 12 meses e (f) 24 meses	164
Figura F. 7: Curvas médias de Tensão versus Deformação para as amostras de resina A do protocolo de degradação acelerada: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) LAB_1000 horas e (d) UC_TEMP_1000 horas	165
Figura F. 8: Curvas médias de Tensão versus Deformação para as amostras de resina B do protocolo de degradação acelerada: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) LAB_1000 horas e (d) UC_TEMP_1000 horas	166
Figura G. 1: Curvas médias de Tensão <i>versus</i> Deformação para as amostras de CFRP expostas ao ambiente laboratorial: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) 4 meses, (d) 8 meses e (e) 12 meses	167
Figura G. 2: Curvas médias de Tensão versus Deformação para as amostras de CFRP expostas a umidade constante: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) 4 meses, (d) 8 meses e (e) 12 meses	168
Figura G. 3: Curvas médias de Tensão <i>versus</i> Deformação para as amostras de CFRP expostas ao intemperismo: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) 4 meses, (d) 8 meses e (e) 12 meses	169
Figura G. 4: Curvas médias de Tensão <i>versus</i> Deformação para as amostras de CFRP do protocolo de degradação acelerada(a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) LAB_1000 horas e (d) UC_TEMP_1000 horas	170

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Propriedades das fibras de carbono, vidro, aramida, basalto e aço	23
Tabela 2: Propriedades dos materiais utilizados no programa experimental de Cromwell, Harries e Shahrooz (2010)	31
Tabela 3: Resultados do estudo sobre degradação de laminados de compósitos	32
Tabela 4: Coeficiente de exposição ambiental (C_E).....	41
Tabela 5: Limites de tensão cíclica no Estado Limite de Serviço	45
Tabela 6: Resumo da campanha experimental.....	54
Tabela 7: Resumo da campanha experimental adotada para as resinas epoxídicas	55
Tabela 8: Resumo da campanha experimental.....	56
Tabela 9: Campanha experimental desenvolvida para os compósitos a base de CFRP	57
Tabela 10: Resumo do programa experimental	61
Tabela 11: Resumo dos corpos de prova cilíndricos de concreto (\varnothing 10 x 20 cm)	62
Tabela 12: Propriedades mecânicas do concreto e aço.....	72
Tabela 13: Propriedades mecânicas do concreto	74
Tabela 14: Propriedades mecânicas do aço utilizado no presente estudo	75
Tabela 15: Principais resultados para resinas A e B expostas ao ambiente laboratorial	76
Tabela 16: Principais resultados para as resinas A e B expostas a umidade constante.....	77
Tabela 17: Principais resultados para as resinas A e B expostas ao intemperismo	78
Tabela 18 : Principais resultados para as resinas A e B mantidas em ambientes laboratorial e em protocolo de acondicionamento acelerado	78
Tabela 19: Principais resultados obtidos para os CPs de CFRP expostos ao ambiente laboratorial	83
Tabela 20: Resultados obtidos para os CPs de CFRP expostos a umidade constante	83
Tabela 21: Principais resultados para o CFRP exposto às intempéries	84
Tabela 22: Principais resultados para as amostras de CFRP expostas aos ambientes laboratorial e degradação acelerada	85
Tabela 23: Resumo dos principais resultados obtidos para as vigas de concreto armado com e sem sistema de reforço	89
Tabela 24: Resultados médios para os ensaios de aderência realizados nas vigas de concreto armado sem reforço e reforçadas	100
Tabela 25: Capacidade resistente de vigas de concreto armado	104
Tabela 26: Capacidade portante e deformações na viga de concreto armado com sistema de reforço EBR CFRP.....	104
Tabela 27: Resultados teóricos.....	106
Tabela 28: Comparação dos resultados teóricos com os experimentais	107

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	17
1.1	OBJETIVOS.....	18
1.1.1	Geral.....	18
1.1.2	Específicos.....	18
1.2	Justificativa.....	19
1.3	Questão de Pesquisa.....	19
1.4	Estrutura da Dissertação.....	20
2.	ESTADO DA ARTE.....	21
2.1	Considerações Iniciais.....	21
2.2	Fiber Reinforced Polymers (FRPs).....	22
2.2.1	Propriedades Mecânicas.....	22
2.2.2	Tipos de Fibras.....	23
2.2.3	Fibras de Carbono.....	24
2.2.4	Empregabilidade.....	25
2.3	Técnicas de Reforço.....	25
2.3.1	Técnica EBR.....	26
2.3.2	Técnica NSM.....	27
2.3.3	Técnicas EBROG e EBRIG.....	28
2.4	Durabilidade do materiais compósitos.....	28
2.4.1	Mecanismos de degradação do sistema de reforço.....	29
2.4.2	Falhas no comportamento do CFRP.....	30
2.4.3	Mecanismos de degradação da resina.....	34
2.4.4	Exposição ao intemperismo.....	36
2.4.5	Protocolo de degradação acelerada – ACI 440.9R (ACI, 2015).....	38
2.5	Prescrições do código americano ACI 440.2R (ACI, 2017).....	40
2.5.1	Estado Limite Último da seção reforçada.....	42
2.5.2	Tensão no aço e no FRP proporcionadas pelas cargas de serviço.....	44
3.	METODOLOGIA.....	46
3.1	Vigas de concreto armado.....	47
3.1.1	Confecção das vigas de concreto armado.....	48
3.1.2	Aplicação do sistema de reforço segundo a técnica EBR.....	51
3.2	Resinas epoxídicas.....	53
3.3	Compósitos de CFRP.....	55
3.4	Ambientes de exposição.....	58
3.5	Caracterização das propriedades mecânicas do concreto.....	61

3.6	Caracterização das propriedades mecânicas do aço.....	63
3.7	Caracterização das resinas epoxídicas	63
3.8	Caracterização dos compósitos de CFRP	64
3.9	Ensaio de flexão nas vigas	65
3.10	Ensaio de aderência.....	69
3.11	Análise estatística	71
3.12	Análises teóricas	72
4.	RESULTADOS.....	74
4.1	Propriedades mecânicas dos materiais	74
4.1.1	Concreto.....	74
4.1.2	Aço	75
4.1.3	Resinas epoxídicas	75
4.1.4	Ambiente laboratorial.....	76
4.1.5	Compósitos de CFRP	82
4.1.6	Comportamento das vigas de concreto armado e vigas de concreto armado reforçadas.....	88
4.1.7	Resultados obtidos nos ensaios de aderência.....	100
4.1.8	Análise do modo de ruína e fissuração.....	101
4.1.9	Análises Teóricas	104
5.	CONCLUSÕES.....	108
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	110
6.	Referências.....	111
	APÊNDICES.....	116
	APÊNDICE A - APLICAÇÃO DO MODELO DE DIMENSIONAMENTO	116
A.1.	Capacidade Portante NBR 6118 (ABNT, 2014).....	117
A.2	Capacidade Portante ACI 318 (ACI, 2019).....	119
A.3	Capacidade Portante das vigas reforçadas ACI 440.2R (ACI, 2017).....	121
	APÊNDICE B - PREVISÃO DA CAPACIDADE PORTANTE DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO DO PRESENTE TRABALHO.....	125
B.1	Vigas de concreto armado de Referência.....	125
B.1.1	Capacidade portante – NBR 6118 (ABNT, 2014).....	125
B.1.2	Capacidade portante - Código ACI 318 (ACI, 2019)	126
B.1.3	Capacidade portante das vigas de concreto armado após a aplicação do sistema de reforço - Código ACI 440.2R (ACI, 2017).....	128
B.2	Vigas de concreto armado – Inseridas ao ambiente laboratorial por 1000 horas	132
B.2.1	Capacidade portante – NBR 6118 (ABNT, 2014).....	132
B.2.2	Capacidade portante - Código ACI 318 (ACI, 2019)	134

B.2.3 Capacidade portante das vigas de concreto armado após a aplicação do sistema de reforço - Código ACI 440.2R (ACI, 2017).....	136
B.3 Vigas de concreto armado – Inseridas a degradação acelerada por 1000 horas.....	140
B.3.1 Capacidade portante – NBR 6118 (ABNT, 2014).....	140
B.3.2 Capacidade portante - Código ACI 318 (ACI, 2019)	141
B.3.3 Capacidade portante das vigas de concreto armado após a aplicação do sistema de reforço - Código ACI 440.2R (ACI, 2017).....	143
APÊNDICE C – DIAGRAMAS COMPLEMENTARES	148
APÊNDICE D – CORPOS DE PROVA DE RESINAS	154
APÊNDICE E – CORPOS DE PROVA DE COMPÓSITOS DE CFRP	157
APÊNDICE F – DIAGRAMAS INDIVIDUAIS DE TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO DAS RESINAS EPOXÍDICAS	159
APÊNDICE G – DIAGRAMAS INDIVIDUAIS DE TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO DOS COMPÓSITOS DE CFRP	167

1. INTRODUÇÃO

O surgimento de problemas relacionados à baixa eficiência de elementos estruturais é recorrente na construção civil e, na grande maioria das vezes, ocasionado por baixa qualidade dos materiais, corrosão da armadura, fissuras e flechas excessivas nas peças que compõem a estrutura. Tais problemas propiciam o aparecimento de manifestações patológicas nos elementos de concreto armado e tem estimulado cada vez mais o desenvolvimento de novas técnicas de reparo e/ou reforço das estruturas afetadas (VIEIRA *et al.*, 2016).

Destaca-se também os problemas relacionados com a alteração do tipo de utilização para a qual a estrutura foi projetada, principalmente quando há o aumento das cargas atuantes; erros cometidos em fase de projeto e de construção como, por exemplo, não respeitar a espessura de cobrimento, ou então, utilizar materiais de baixa qualidade, ocorrência de acidentes tais como choques mecânicos, incêndios, sismos, cheias e atos de vandalismos (ARYA *et al.*, 2002).

Assim, diversos estudos têm sido realizados com foco principal no desenvolvimento de novas tecnologias e técnicas a serem incorporadas na engenharia civil para a concepção de estruturas mais seguras e eficientes.

Nesta busca incessante por materiais que apresentem melhores características e com comportamentos mais eficientes específicos para a engenharia, com enfoque na área da construção civil, tem-se tornado cada vez mais presente, pois estes, suprem as atuais necessidades que os materiais tradicionais não possuem. Por meio desta lacuna surge a oportunidade de incorporar os materiais compósitos, presentes na indústria da construção civil sob a forma de polímeros reforçados com fibras e aplicados como mantas, barras e laminados, que apresentam elevada resistência à tração, corrosão e à fadiga, características estas aliadas a um baixo peso específico (JUVANDES, 2011).

Neste sentido, visando melhorias principalmente no desempenho das estruturas, surgem os estudos de materiais alternativos, os compósitos, destacam-se a incorporação de Polímeros Reforçados com Fibras (PRF ou FRP - *Fiber Reinforced Polymer*, na língua inglesa), os quais são materiais que possuem alta resistência mecânica e que podem substituir, com vantagens técnicas e econômicas os materiais convencionais utilizados nas técnicas tradicionais de reforço estrutural (HOLLAWAY, 2010).

Em estruturas de concreto reforçadas também pode ocorrer o processo de degradação por vários motivos como, por exemplo, falhas no processo de execução durante a instalação do sistema de reforço, excesso de cargas ocasionando flechas excessivas,

umidade constante, ciclos de umidade e temperatura, ataque químico devido ao ambiente em que está inserida, dentre outros. Desta forma, a funcionalidade do sistema pode ser comprometida, fazendo com que a estrutura fique exposta a ataques externos e, futuramente, anulando a atuação do sistema (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Os FRPs usualmente empregados nos sistemas de reforço são formados a partir da união de dois componentes: as fibras, as quais são encarregadas de proporcionar resistência e rigidez e, a matriz polimérica, cujo o papel é de unir (ligar) as fibras entre si, formando um só material, além de “blindar” o sistema de reforço a fim de protegê-lo de ataques dos agentes agressivos (COSTA, 2013; MACHADO e MACHADO, 2015).

Neste sentido, este trabalho é baseado na degradação acelerada proposta pelo protocolo de acondicionamento acelerado apresentado no código ACI 440.9R (ACI, 2015), para avaliação da durabilidade da ligação entre o concreto/adeseivo/FRP e do sistema de reforço aplicado em vigas de concreto armado, as quais foram reforçadas a flexão, com uma camada de manta de fibra de carbono aplicada segundo a técnica de colagem externa EBR.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 GERAL

O trabalho aqui desenvolvido tem como objetivo avaliar a durabilidade dos materiais, da ligação entre o concreto/adeseivo/FRP e do sistema de reforço aplicados em vigas de concreto armado quando expostas a umidade constante com temperatura controlada seguindo o protocolo de acondicionamento acelerado apresentado na norma ACI 440.9R (ACI, 2015).

1.1.2 ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Comparar os modelos normativos, apresentados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (ACI, 2019) e ACI 440.2R (ACI, 2017), com os resultados experimentais obtidos nos ensaios mecânicos de flexão das vigas de concreto armado;
- Analisar separadamente a durabilidade dos materiais que compõe sistema de reforço, resinas e CFRP, frente a degradação acelerada por meio da exposição ao protocolo de acondicionamento apresentado no código ACI 440.9R (ACI, 2015);
- Avaliar a degradação que um ciclo de 1000 horas no protocolo de acondicionamento proporciona ao sistema de reforço quando aplicado nas vigas de concreto armado; e

- Correlacionar os resultados do protocolo de acondicionamento acelerado com os demais ambientes de degradação, umidade constante e intemperismo, e alimentar o banco de dados do grupo de pesquisa de degradação de materiais compósitos.

1.2 JUSTIFICATIVA

De acordo com Fernandes (2016) e Rezazadeh, Barros e Ramezansfat (2016), estruturas de concreto armado, aço ou madeira estão sendo cada vez mais reforçadas com técnicas que empregam os compósitos. Tal afirmação se justifica pelo fato de os FRPs possuírem excelentes propriedades mecânicas, com destaque maior para alta resistência, módulo de elasticidade e, principalmente, a elevada resistência a corrosão (BEBER, 2003).

Atualmente, a principal técnica de reforço com FRPs é conhecida na literatura internacional por EBR (*Externally Bonded Reinforcement*, na língua inglesa) e consiste na colagem externa de mantas ou laminados do material na superfície do elemento (de concreto, aço ou madeira), permitindo que o reforço seja realizado de forma rápida, com pouca intervenção durante a instalação e sem a necessidade de muitos equipamentos.

Embora as propriedades e vantagens do reforço utilizando FRP descritas anteriormente sejam bem conhecidas, este permanece desprotegido e susceptível às ações ambientais. Em geral, os elementos estruturais reforçados com FRPs estão sujeitos a uma variedade de carregamentos e condições de exposição (físicas, químicas ou mecânicas) que podem atuar individualmente ou em sinergia na degradação dos compósitos de FRP.

A forma como o FRP irá reagir quando exposto por longos períodos a condições que deterioram suas propriedades físicas e mecânicas é pouco conhecida e dependerá diretamente da composição de seus materiais constituintes (matriz polimérica e fibras utilizadas).

Deste modo, este estudo visa obter um melhor entendimento sobre o comportamento de elementos estruturais de concreto armado, neste caso, de vigas, reforçadas com mantas de CFRP segundo a técnica EBR as quais foram submetidas a degradação acelerada por meio de umidade constante com temperatura controlada, e então, por meio dos resultados obtidos poder correlacionar com os resultados obtidos em outro programa experimental, do mesmo grupo de pesquisa, e estimar a vida útil do sistema de reforço.

1.3 QUESTÃO DE PESQUISA

Pouco se sabe sobre o comportamento do sistema de reforço EBR CFRP quando aplicados, sem proteção, em elementos de concreto armado frente aos processos de degradação. Portanto, a pesquisa busca obter um melhor entendimento sobre o potencial de

degradação do sistema de reforço, composto por mantas de CFRP e resinas epoxídicas, aplicado segundo a técnica EBR, quando aplicado em vigas de concreto armado expostas a umidade constante com tem. Assim, este trabalho apresenta o resultado obtido com o uso de um protocolo de acondicionamento acelerado, o qual é apresentado na norma ACI 440.9R (ACI, 2015). Posteriormente, os resultados desta pesquisa serão comparados aos obtidos em outras pesquisas, as quais incluem elementos expostos ao intemperismo, umidade constante, ciclos de umidade, dentre outros. Pretende-se, no futuro, pela correlação entre ambientes, obter a estimativa da vida útil do sistema de reforço EBR CFRP frente aos ambientes analisados.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O trabalho desenvolvido está organizado em 6 capítulos. No Primeiro capítulo apresenta uma breve introdução e a motivação sobre o tema escolhido, objetivos gerais e específicos, justificativa, questão de pesquisa e delimitação do trabalho.

No capítulo 2 apresenta-se a revisão bibliográfica sobre o tema principal do trabalho, sendo abordado a utilização de materiais compósitos. Inicia-se com o processo evolutivo apresentando as primeiras aplicações até chegar na construção civil com os FRPs, processo de fabricação, aplicação em técnicas de reforço EBR e NSM e mecanismos de degradação do sistema de reforço. Apresentam-se, também, os métodos de dimensionamentos propostos pelo código ACI 440.2R (ACI, 2017) para vigas reforçadas segundo a técnica EBR CFRP.

No capítulo 3 apresenta-se a metodologia utilizada na execução do programa experimental, enquanto o capítulo 4 apresenta os resultados e discussão.

No capítulo 5 apresentam-se as considerações finais e no capítulo 6 as referências bibliográficas. Por fim, apresentam-se os apêndices com informações utilizadas na elaboração e compreensão do trabalho.

2. ESTADO DA ARTE

Para melhor entendimento sobre o assunto do presente trabalho, a seguir são apresentados os principais conceitos relacionados ao tema, tais como: propriedades dos materiais compósitos, suas características, classificação e aplicabilidade dos FRPs, precisamente do CFRP, bem como as metodologias de cálculo utilizadas, as quais foram embasadas pelas recomendações do código americano ACI 440.2R (ACI, 2017).

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nos últimos anos os Polímeros Reforçados com Fibras (PRF ou FRPs – *Fiber Reinforced Polymers*) têm sido amplamente aplicados em obras da engenharia civil para reforço de estruturas devido às suas diversas vantagens em relação aos materiais concreto ou aço tais como a relação de alta resistência/peso, resistência à corrosão e fácil instalação.

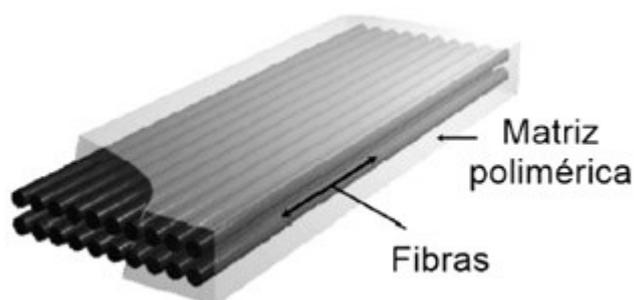
Os primeiros registros de utilização de compósitos datam o período pós Segunda Guerra Mundial nos aviões de caça britânico “*Spitfires*”. Posteriormente, a utilização dos compósitos a base de FRP cresceram exponencialmente nas indústrias naval e aeronáutica (COUTO, 2007). Segundo Tavares (2006), a introdução dos compósitos de FRP no âmbito da construção civil foi um processo moroso. Em meados da década de 1950 do século XX surgiram as primeiras aplicações de FRP em estruturas de concreto. Na década de 1960, nos Estados Unidos, algumas pesquisas sobre o tema tiveram início e, na década seguinte, nos anos 1970, foi a vez da Europa e Japão investirem em pesquisas envolvendo os FRPs aplicados na construção civil. Contudo, somente no final da década de 80 as pesquisas começaram a surtir resultados e os custos envolvendo a aplicação do material compósito na construção civil foi apresentando queda. Assim, ganhou a atenção de pesquisadores e investidores de todo o mundo que estavam em busca de técnicas para combater os problemas de corrosão em armaduras de aço de forma eficiente e com baixo custo.

Os primeiros trabalhos a serem realizados em busca de normatizar o uso de FRPs na construção civil iniciaram-se no ano de 1996, nos Estados Unidos, por meio dos comitês ACI 440 do Instituto Americano de Concreto (ACI – *American Concrete Institute*). Tais trabalhos resultaram em duas normas, uma onde se apresenta o Estado da Arte em FRPs (ACI 440.R, 1996) e outra onde se apresentam os procedimentos necessários para o dimensionamento de estruturas utilizando FRPs (ACI 440.1R, 1996) (TAVARES, 2006).

2.2 FIBER REINFORCED POLYMERS (FRPs)

Os FRPs são formados a partir da combinação de fibras embebidas em uma matriz, formando um novo material, conforme ilustra a Figura 1. As fibras são responsáveis por proporcionar resistência e rigidez, enquanto a matriz polimérica é responsável por unir fibras entre si, formando uma barreira de proteção contra os ataques dos agentes agressivos ambientais (COSTA, 2013; MACHADO e MACHADO, 2015).

Figura 1: Composição do FRP



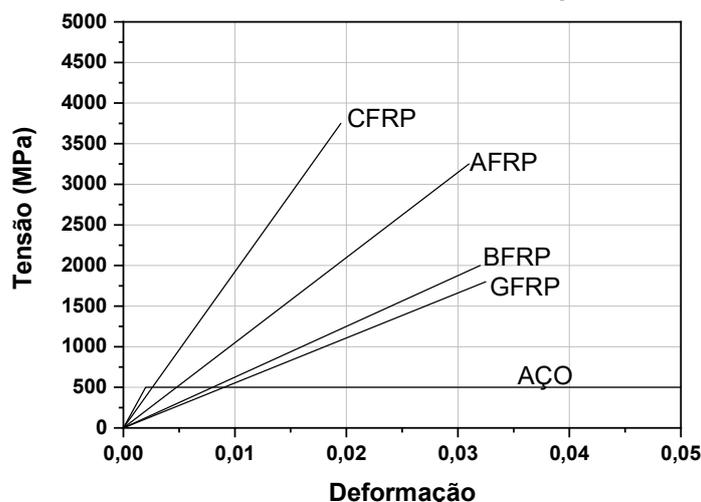
Fonte: Adaptado de ISIS (2006)

Os compósitos de FRP são produzidos por meio da união de fibras contínuas de reforço, orgânicas ou inorgânicas, juntamente com a resina termoendurecível e com *fillers* (cargas de enchimento). Diversos fatores contribuem para o comportamento final do FRP, tais como, os materiais que o compõe, a disposição em que as fibras principais de reforço estão posicionadas, além da interação entre os materiais presentes em sua composição. Orientação, comprimento e forma são fatores que as fibras possuem, e que as propriedades mecânicas da resina, juntamente com a adesão entre as fibras e a matriz, podem causar interferência no seu comportamento (JUVANDES, 2011).

2.2.1 PROPRIEDADES MECÂNICAS

Barros (2004) afirma que a função principal da matriz polimérica é de garantir que as fibras trabalhem em conjunto de forma coesa, fornecendo proteção contra ambientes agressivos, danos mecânicos e fenômenos de instabilidade. A matriz, na maioria das vezes, é composta por resinas termoendurecíveis do tipo epoxídicas uma vez que estas proporcionam boa aderência à grande maioria dos materiais, boa resistência mecânica e não absorvem água. A Figura 2 apresenta os diagramas tensão *versus* deformação para os compósitos de FRP formados a partir de diferentes tipos de fibras e do aço utilizados em estruturas de concreto armado.

Figura 2: Diagrama Tensão versus Deformação de compósitos a base de fibras e aço



Fonte: Adaptado de *FIB Bulletin* 90 (2019)

2.2.2 TIPOS DE FIBRAS

Atualmente, as fibras mais utilizadas para os sistemas de reforço estrutural são as de carbono (CFRP, *Carbon Fiber Reinforced Polymer*), vidro (GFRP, *Glass Fiber Reinforced Polymer*), aramida (AFRP, *Aramid Fiber Reinforced Polymer*) e basalto (BFRP *Basalt Fiber Reinforced Polymer*), as quais se apresentam na forma comercial de mantas e, após impregnação por resinas, barras, laminados e perfis (TENGG *et al.*, 2003). A Tabela 1 exemplifica valores das propriedades do concreto, do aço, das fibras de carbono, de vidro e aramida.

Tabela 1: Propriedades das fibras de carbono, vidro, aramida, basalto e aço

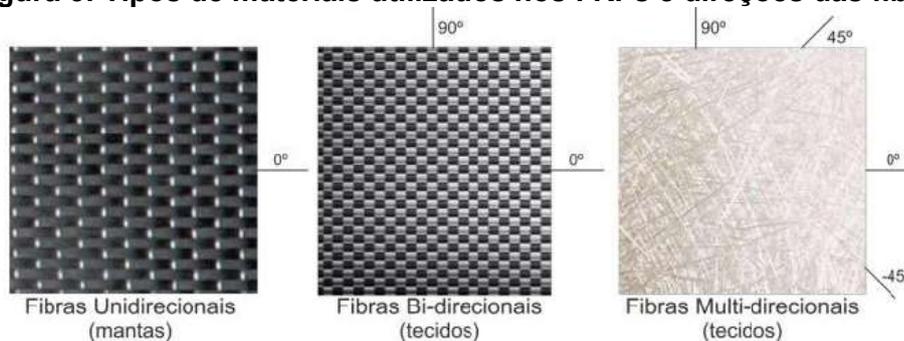
Tipos de fibras		Módulo de elasticidade (GPa)	Tensão última à tração (MPa)	Deformação última mínima (%)
Carbono	Alta resistência	215-235	3500-4800	1,4-2,0
	Ultra-alta resistência	215-235	4800-6000	2,0-2,3
	Alta rigidez	350-500	2500-3100	0,5-0,9
	Ultra-alta rigidez	500-700	2100-2400	0,2-0,4
Vidro	E	70	1900-3000	3,0-4,5
	S	85-90	3500-4800	4,5-5,5
Aramida	Uso geral	70-80	3500-4100	4,3-5,0
	Alta performance	115-130	3500-4000	2,5-3,5
Basalto	Uso geral	80-90	2500-3200	3,0-3,5
Aço	Uso geral	185	3070	1,7

Fonte: Adaptado de *Fib Bulletin* 90 (FIB, 2019)

Para Juvandes (2011), as fibras mais utilizadas para as técnicas de reforço são apresentadas com as seguintes disposições:

- unidirecional, com orientação a 0° , disponíveis na forma de folhas com espessuras que variam de 0,1 a 0,2 mm e largas entre 25 e 30 cm, comumente conhecidas como mantas (*Sheets*);
- entrelaçadas, com orientação bidirecionais 0° e 90° , as quais recebem o nome de tecidos (*Fabrics*); e
- multidirecionais, com largura de aproximadamente 60 cm, onde a porcentagem de fibras em sua composição é indicada por meio do peso do produto por metro quadrado (g/m^2). Tais disposições são apresentadas na Figura 3.

Figura 3: Tipos de materiais utilizados nos FRPs e direções das fibras

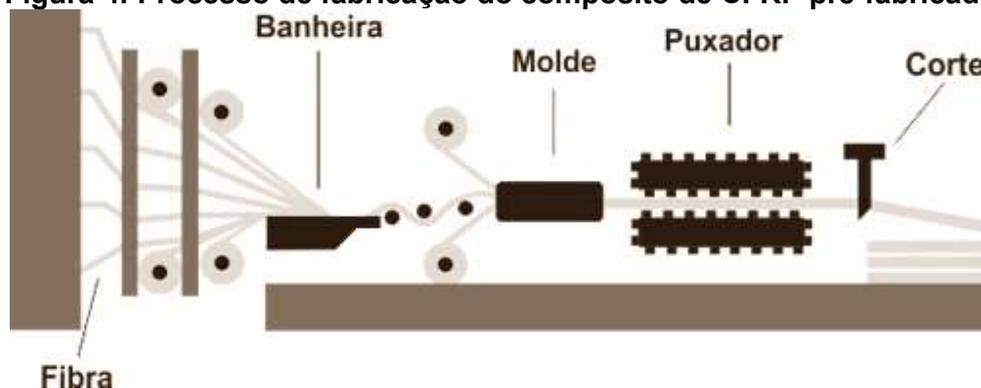


Fonte: Escobal e Dalfré (2017)

2.2.3 FIBRAS DE CARBONO

A principal matéria-prima para confecção das fibras de carbono é o Poliacrilonitrila, cujo polímero é obtido a partir da polimerização de uma variação do acrílico. A alta concentração de mais de 90 % de carbono e seu arranjo atômico, em cadeias hexagonais paralelas, despontam como vantagem uma vez que isto confere as fibras alta resistência à tração entre outras vantagens. Durante o processo de produção, o polímero é esticado, dispondo-se paralelo ao eixo das fibras, formando assim uma liga bem rígida e resistente. Posteriormente ocorre o processo de oxidação em altas temperaturas (em torno de 200°C a 300°C), de forma que os átomos de hidrogênio sejam removidos simultaneamente em que o oxigênio é incorporado. Em seguida, ocorre uma nova elevação da temperatura até 2.500°C ocorrendo, então, uma total carbonização. Ao término do processo, existe o dimensionamento, ou processo de moldagem, em que as fibras são tecidas (em fios com até 10 micrômetros de espessura) em bobinas. A Figura 4 apresenta o processo de obtenção do CFRP pré-fabricado pelo processo de extrusão. As fibras são impregnadas em um tanque de resina, esticadas e moldadas em uma matriz aquecida que conforma e realiza a cura da resina (DIAS, 2008).

Figura 4: Processo de fabricação do compósito de CFRP pré-fabricado



Fonte: Adaptado de Stratus (2020)

Nos sistemas curados *in situ* as fibras de carbono são dispostas em fios, mantas ou tecidos e a produção do compósito de FRP é realizada no local do reforço. Para tanto, é realizada a impregnação da fibra de carbono com a resina de saturação e, posteriormente, esta é aplicada sobre um adesivo epoxídico previamente aplicado substrato de concreto do elemento a ser reforçado. Desta forma, somente após a cura total da resina é que se obtém o material compósito.

2.2.4 EMPREGABILIDADE

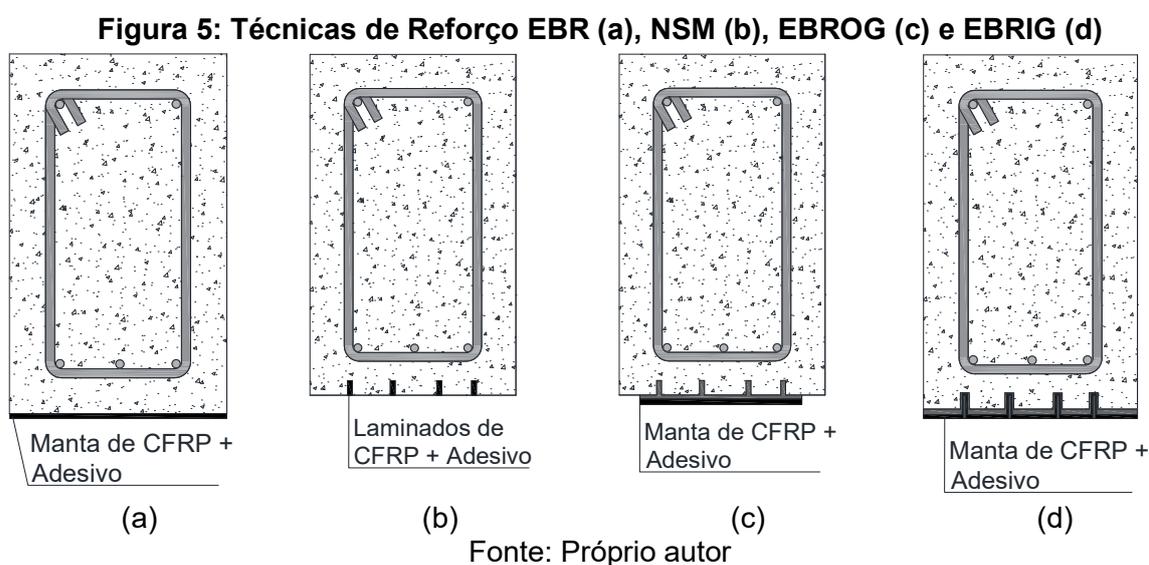
Atualmente, a maior parte das aplicações dos compósitos de FRP se dá por meio do uso da técnica EBR, na qual se utiliza uma resina do tipo epóxi para garantir a união entre o material de reforço externamente aplicado e o substrato de concreto. Disponível no mercado em forma de bicomponente monômero e catalisador, o adesivo epoxídico, quando misturado, permanece em estado viscoso por um curto período que pode variar dependendo de seu tempo de *pot-life* e, após a cura, endurece e passa para um estado sólido, então atingindo elevadas propriedades mecânicas (SOUZA e RIPPER, 2009).

2.3 TÉCNICAS DE REFORÇO

Para o código americano ACI 440.2R (ACI, 2017) são homologadas duas formas distintas de reforço, sendo que ambas se baseiam na aplicação de polímeros reforçados: EBR e NSM. A técnica EBR (*Externally Bonded Reinforcement*, na língua inglesa) consiste na colagem externa de mantas, tecidos ou laminados de FRP (Figura 5a). A técnica NSM (*Near Surface Mounted*, na língua inglesa) consiste na colagem de barras ou laminados inseridos em entalhes efetuados no concreto de cobrimento do elemento estrutural (Figura 5b).

Recentemente, um novo método de reforço de estruturas foi desenvolvido, o qual recebeu a designação de GM (*Grooving Method*, na língua inglesa) e é considerado como um aprimoramento da técnica EBR. O método proposto é dividido em duas técnicas.

A primeira, conhecida como EBROG (*Externally Bonded Reinforcement On Grooves*, na língua inglesa), é pautada na união das técnicas NSM com EBR, ou seja, realizam-se entalhes no concreto de cobrimento dos elementos a serem reforçados, estes são preenchidos com adesivo estrutural e, posteriormente, realiza-se a colagem externa de FRP (Figura 5c). A segunda técnica é conhecida como EBRIG (*Externally Bonded Reinforcement In Grooves*, na língua inglesa), a qual consiste na colagem e inserção simultâneas de mantas de FRPs na superfície do elemento e dentro dos entalhes realizados no concreto de cobrimento, respectivamente, com o uso de adesivo estrutural (Figura 5d).



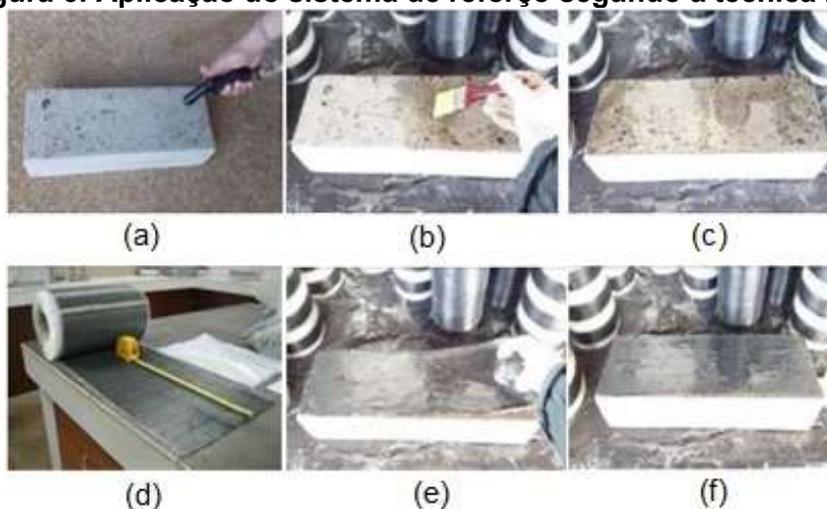
2.3.1 TÉCNICA EBR

Atualmente, a técnica EBR é a mais utilizada em meio às obras de reforço e tem como princípio a colagem de FRPs diretamente ao substrato de concreto, na face externa dos elementos estruturais a serem reforçados. Podem ser aplicados na face tracionada para atuarem como reforço à flexão, nas faces laterais do elemento, como reforço aos esforços de cisalhamento, e no encamisamento da seção, no caso de pilares. Para a aplicação do sistema de reforço segundo a técnica EBR, Dalfré (2013) utilizou a seguinte metodologia:

- Preparo da superfície, por meio do desbaste da camada de nata de cimento, localizada no substrato de concreto, onde será realizada a colagem do sistema de reforço;
- Limpeza da superfície desbastada utilizando-se ar comprimido de forma que esta fique limpa sem partículas soltas (Figura 6a);
- Aplicação de uma fina camada de resina *primer*, para regularizar a superfície e melhorar a aderência entre a manta de CFRP e o concreto (Figura 6b-c);
- Medição e corte da manta de CFRP nas dimensões de acordo com área a ser reforçada (Figura 6d); e

- Aplicação de faixas de CFRP utilizando a resina de saturação. Com o intuito de manter as fibras alinhadas e para eliminação de bolhas no tardo, aplica-se um rolo plástico, de forma cautelosa (Figura 6e-f).

Figura 6: Aplicação do sistema de reforço segundo a técnica EBR

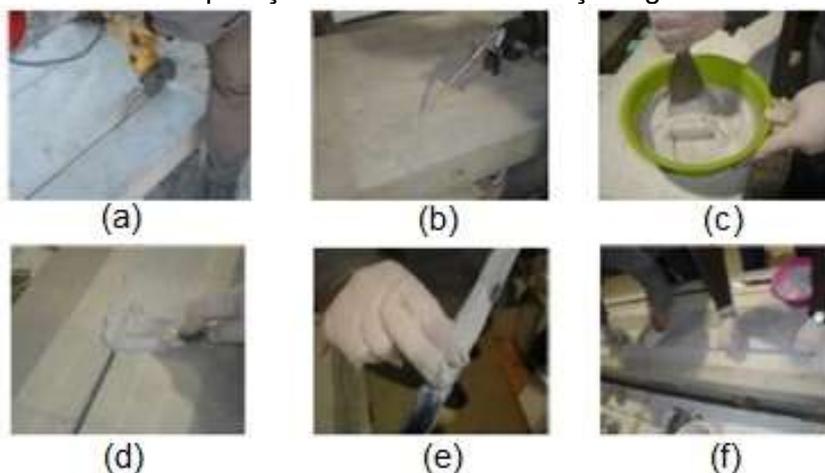


Fonte: Dalfré (2016)

2.3.2 TÉCNICA NSM

A técnica de reforço NSM consiste no reforço dos elementos estruturais de concreto armado por meio da inserção de barras ou laminados de FRP em entalhes efetuados na camada de cobertura de concreto do elemento estrutural. Na Figura 7 é apresentado o passo a passo para aplicação do sistema de reforço segundo a técnica NSM, onde (a) e (b) são o procedimento de abertura dos entalhes e limpeza utilizando ar comprimido, (c) refere-se ao preparo do adesivo epóxi, (d) e (e) aplicação do adesivo epóxi nos entalhes e nas faces do FRP e (f) inserção do FRP nos entalhes, com posterior remoção do excesso.

Figura 7: Roteiro de aplicação do sistema de reforço segundo a técnica NSM



Fonte: Dias, Mostakhdemin Hussein e Barros (2014)

2.3.3 TÉCNICAS EBROG E EBRIG

As técnicas de reforço EBROG e EBRIG são baseadas no reforço dos elementos estruturais de concreto armado, aplicando simultaneamente as técnicas EBR e NSM. Para tal, realizam-se entalhes na camada de cobrimento de concreto do elemento estrutural, em seguida, estes são preenchidos com adesivo estrutural e, posteriormente, realiza-se a colagem externa de FRP (EBROG), ou então, a colagem e inserção de mantas de FRPs na superfície do elemento ou dentro dos entalhes realizados (EBRIG).

Na Figura 8 é apresentado o roteiro para aplicação do sistema de reforço segundo as técnicas EBROG (a-c) e EBRIG (d-f) onde (a) refere-se à superfície do elemento após a abertura dos entalhes e posterior limpeza com uso de ar comprimido, (b) refere-se à aplicação do adesivo estrutural nos entalhes, (c) é a aplicação da manta de FRP sobre os entalhes, (d) refere-se aos entalhes realizados no concreto da camada de cobrimento, nos quais posteriormente realiza-se a limpeza utilizando ar comprimido, (e) aplicação do adesivo estrutural nos entalhes e (f) colagem e inserção simultâneas de mantas de FRPs na superfície do elemento ou no interior dos entalhes.

Figura 8: Roteiro de aplicação do sistema de reforço segundo as técnicas EBROG (a-c) e EBRIG (d-f)



Fonte: Mostofinejad e Shameli (2013)

2.4 DURABILIDADE DO MATERIAIS COMPÓSITOS

Com a utilização de materiais compósitos, no âmbito de aplicações estruturais, diferentes questões são levantadas principalmente sobre o comportamento e durabilidade destes materiais, frente a um ambiente que antes eram pouco aplicados. Neste sentido, a partir do advento da utilização de materiais compósitos de FRP pela indústria da construção

civil, o comportamento e a durabilidade, a longo prazo, passaram a ser fonte de estudos (KARBHARI, 2007).

Neste sentido, o código americano ACI 440.9R (ACI, 2015) indica que os primeiros estudos mostraram que as fibras utilizadas nos sistemas de reforço são relativamente duráveis e elegendo como principais vantagens a resistência à corrosão e o baixo peso. No entanto, frente a exposição a determinados ambientes, observa-se para cada tipo de fibra alterações significativas no comportamento.

Avaliando o comportamento dos materiais mais utilizados nos sistemas de reforço sabe-se que as fibras de carbono apresentam baixa variação no comportamento frente a diferentes tipos de ambientes, as de vidro são vulneráveis à degradação quando expostas a umidade e meios alcalinos e as de aramida possuem alto índice de absorção de água e são afetadas pela radiação ultravioleta (UV).

Ainda para o sistema de reforço, o principal problema relacionado a durabilidade está ligado ao tipo de matriz utilizada na composição dos materiais compósitos de FRP. As resinas à base de epóxi, as quais são comumente utilizadas, são afetadas diretamente pelos raios UV, além de possuírem limitações a altas temperaturas (CAROLIN, 2003).

De acordo com o código americano ACI 440.2R (ACI, 2017), os materiais que compõem os sistemas de reforço (fibras e resina epoxídica) são afetados diretamente pelos distintos ambientes agressivos. Logo, as principais propriedades mecânicas, tais como, a resistência à tração, deformação e módulo de elasticidade, são consideravelmente afetadas quando expostas a ambientes agressivos (como, por exemplo, umidade constante, ciclos de gelo-degelo, altas temperaturas, água salina, UV, dentre outros). Porém, o nível de degradação dos materiais compósitos é condicionado a atuação de vários fatores tais como o tipo de material, ambiente e tempo de exposição (KARBHARI, 2007).

Além disso, a técnica de reforço no qual o sistema de reforço foi aplicado também está ligada ao processo de degradação, ou seja, sistemas de reforço externos, cuja aplicação é pautada na colagem externa EBR, desprotegidos, podem ser mais vulneráveis à degradação do que o sistema de reforço aplicado segundo a técnica NSM. Como anteriormente apresentado, os FRPs são aplicados internamente à estrutura de concreto, ficando protegidos de ataques (DE LORENZIS e TENG, 2007).

2.4.1 MECANISMOS DE DEGRADAÇÃO DO SISTEMA DE REFORÇO

Recentemente, diversas pesquisas têm sido realizadas a fim de se obter um melhor entendimento sobre os efeitos causados pelos fatores ambientais na durabilidade da ligação concreto/adeseivo/FRP e no comportamento dos elementos estruturais reforçados a longo prazo. Nas pesquisas desenvolvidas por Correia *et al.* (2015) e Silva, Biscaia e Chastre (2014) percebeu-se que os fatores ambientais e físicos são predominantes na degradação das

estruturas de concreto reforçado. Citam-se, como agentes predominantes, as variações de umidade e temperatura, meios alcalinos e a exposição a ambientes ácidos, tais como apresentados na Figura 9.

Figura 9: Fatores físicos e químicos que alteram a durabilidade do FRP

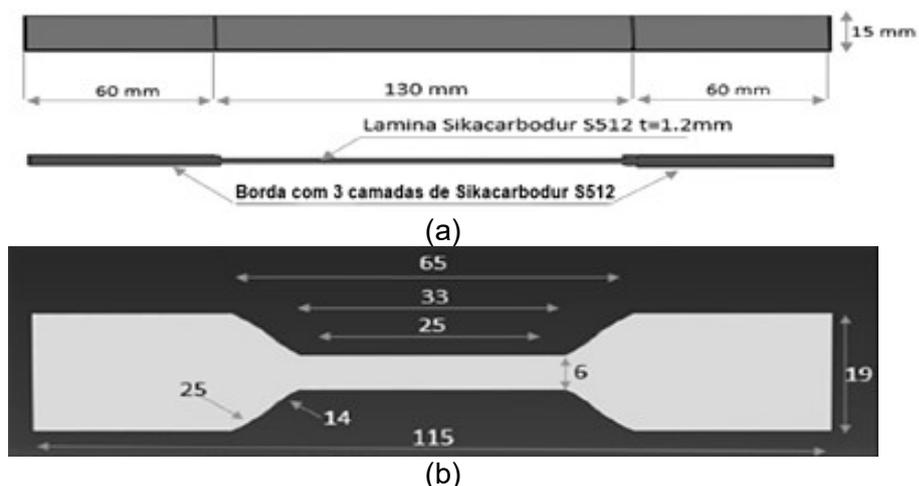


Fonte: Adaptado de ISIS (2006)

2.4.2 FALHAS NO COMPORTAMENTO DO CFRP

É fundamental conhecer as características morfológicas do CFRP pois estas possuem um estreito laço com suas propriedades mecânicas. Para isto, Hernandez *et al.* (2017) desenvolveram um projeto de pesquisa aprofundando os conhecimentos sobre falhas na composição de compósitos por meio de ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV). Para isso, foram realizados ensaios mecânicos de tração uniaxial em corpos de prova de CFRP (Sikacarbodur 512) e de resinas epoxídicas do tipo saturante (Sikadur 30) e do tipo *primer* (Sikadur 330). Na Tabela 2 apresentam-se as propriedades dos materiais, enquanto a Figura 10 ilustra a geometria dos corpos de prova de CFRP e das resinas.

Figura 10: Geometria dos corpos de prova: (a) amostras de CFRP e (b) amostras de resinas epoxídicas. Dimensões em mm



Fonte: Adaptado de Hernandez *et al.* (2017)

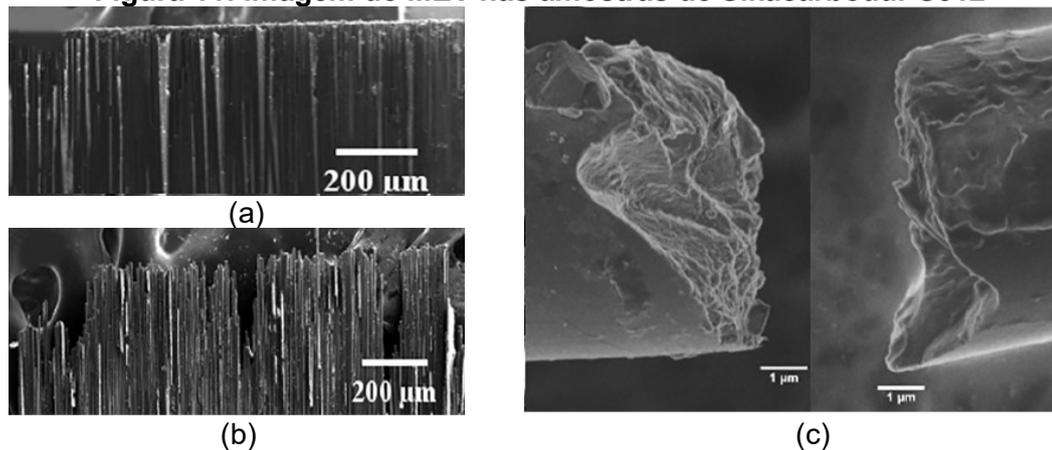
Tabela 2: Propriedades dos materiais utilizados no programa experimental de Cromwell, Harries e Shahrooz (2010)

Material	Densidade	Resistência a tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Tensão de tração na ruptura (%)
Sikacarbodur S512	1,6 (g/cm ³)	3100,0	165,0	1,7
Sikadur 30	1,6 kg/l	31,0	11,2	1,0
Sikadur 330	1,3 kg/l	30,0	4,5	0,9

Fonte: Adaptado de Hernandez *et al.* (2017)

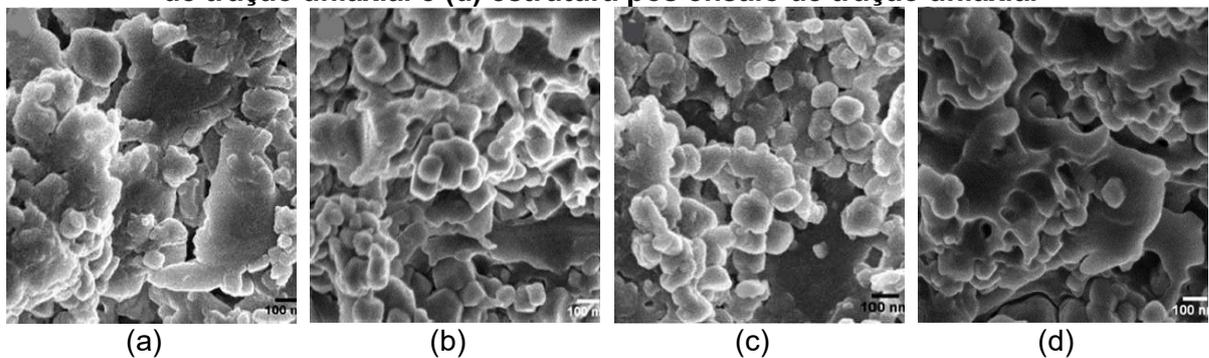
Os resultados obtidos indicam que a ruptura presente na amostra de Sikacarbodur 512 foi causada na zona de interface, afetada pelo esforço de tração onde ocorreu a propagação de concentrações de esforços e fissuras, afetando a transferência de carga para fibras de carbono. Na Figura 11 apresentam-se as imagens obtidas por meio do MEV após os ensaios mecânicos de tração nos CPs de CFRP onde (a) representa a estrutura interna antes do ensaio, (b) estrutura interna após o ensaio e (c) falha na superfície da fibra de carbono. Já na Figura 12 as imagens (MEV) para as amostras de resinas Sikadur 30 e Sikadur 330.

Figura 11: Imagem do MEV nas amostras de Sikacarbodur S512



Fonte: Adaptado de Hernandez *et al.* (2017)

Figura 12: Imagem do MEV: Sikadur 30 (a) estrutura antes do ensaio de tração uniaxial e (b) estrutura pós ensaio de tração uniaxial; Sikadur 330 (c) estrutura antes do ensaio de tração uniaxial e (d) estrutura pós ensaio de tração uniaxial

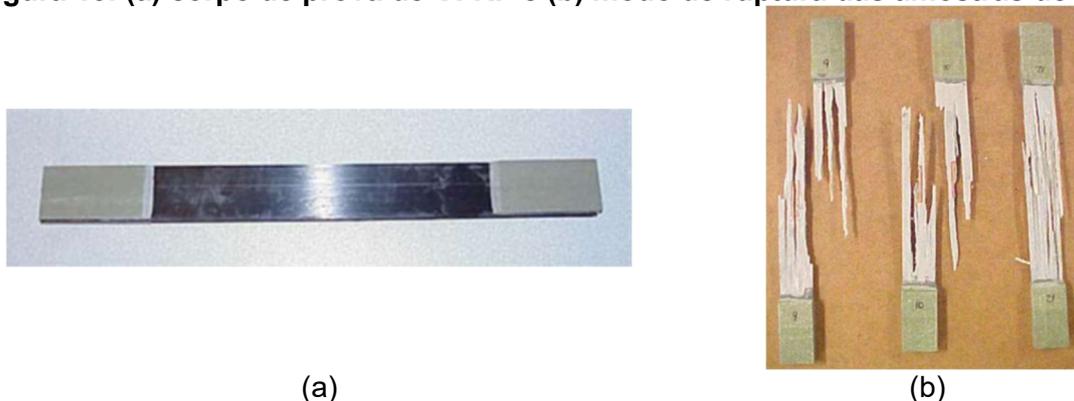


Fonte: Adaptado de Cromwell, Harries e Shahrooz (2010)

Nas análises microscópicas das resinas Sikadur 30 e Sikadur 330 verificou-se que as ligações covalentes das fases contínuas e granulares destes materiais estavam desfeitos. No entanto, a resina do tipo Sikadur 30 apresentou comportamento mais crítico, com desagregação, uma vez que é composta por partículas menores, finas e granulares. Para a resina tipo Sikadur 330 estas partículas não apresentaram desagregação.

A funcionalidade do sistema de reforço depende principalmente do comportamento dos materiais que o compõe. Para se obter um melhor entendimento sobre o comportamento dos materiais compósitos utilizados em sistemas de reforço de estruturas de concreto armado, Cromwell, Harries e Shahrooz (2010) realizaram um estudo para verificar a degradação de laminados de CFRP e GFRP. Para isso, corpos de prova com comprimento de 254 mm, largura de 25,5 mm e espessura de 0,38 mm (Figura 13a) foram expostos à umidade constante em água potável, com uma temperatura controlada de 38 °C, e a uma solução salina, com temperatura controlada de 22 °C, por um período de 10000 horas. A Figura 13b apresenta o modo de ruptura observado nos corpos de prova de GFRP após a realização dos ensaios mecânicos de tração uniaxial.

Figura 13: (a) corpo de prova de CFRP e (b) modo de ruptura das amostras de GFRP



(a) (b)
Fonte: Adaptado de Cromwell, Harries e Shahrooz (2010)

A Tabela 3 apresenta os resultados obtidos para os compósitos expostos à ambientes umidade constante e ciclos salinos.

Tabela 3: Resultados do estudo sobre degradação de laminados de compósitos

Período de ensaio (h)	Ambientes de exposição							
	Umidade Constante				Solução Salina			
	Tensão máxima (MPa.mm)		Módulo de elasticidade (GPa.mm)		Tensão máxima (MPa.mm)		Módulo de elasticidade (GPa.mm)	
	CFRP	GFRP	CFRP	GFRP	CFRP	GFRP	CFRP	GFRP
Referência	650	330	58	18	650	330	58	18
1000	820	300	65	18	790	350	64	19
3000	600	270	57	18	630	290	57	17
10000	700	320	61	18	630	310	66	17

Fonte: Adaptado de Cromwell, Harries e Shahrooz (2010)

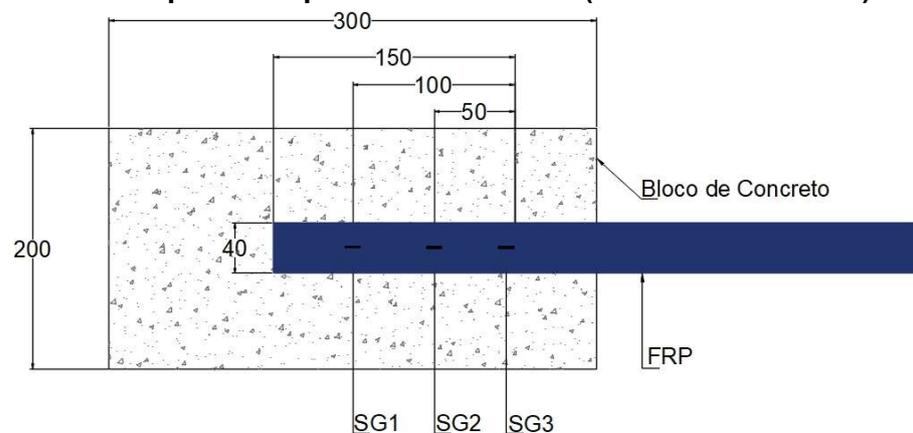
Com base nos resultados apresentados foi observado que, após os períodos de exposições, a degradação mais significativa ocorreu para o compósito de GFRP pois, após o período de exposição de 3000 horas, apresentou decréscimo na resistência à tração de 18 % para os corpos de prova (CPs) expostos à umidade constante e de 12 % para as amostras expostas em ambiente com solução salina.

A verificação do comportamento do sistema de reforço frente aos ambientes de exposição foi realizada por meio de ensaios de cisalhamento em prismas reforçados. Após os 18 meses de exposição, Kabir, Shrestha e Samali (2016) concluíram que os ciclos de temperatura não provocaram alterações significativas nos resultados de máxima tensão de cisalhamento. Entretanto, os prismas expostos aos ciclos de umidade apresentaram degradação significativa, com redução de cerca de 37 % na máxima tensão de cisalhamento. Assim, os resultados obtidos indicam que a presença de umidade é um dos principais fatores que provocam o enfraquecimento da ligação entre o compósito de CFRP e o substrato de concreto, principalmente quando expostos a ciclos por longos períodos.

Da mesma forma, Pan, Xian e Silva (2015) observaram que a umidade pode provocar, de forma direta, alterações na ligação entre o substrato de concreto/adesivo/FRP, implicando em um descolamento prematuro do sistema de reforço.

Em um estudo mais aprofundado sobre os compósitos de CFRP, Kabir, Shrestha e Samali (2016) analisaram o comportamento de prismas de concreto com dimensões 300 x 200 x 150 mm³, reforçados com duas camadas do sistema de reforço EBR CFRP aplicados com largura de 40 mm (Figura 14) frente à exposição a dois ambientes distintos a ciclos de umidade e ciclos de temperatura por um período de 18 meses.

Figura 14: Vista superior do prisma de concreto (Dimensões em mm)



Fonte: Adaptado de Kabir, Shrestha e Samali (2016)

Para os ciclos de temperatura, os autores optaram por temperaturas mínimas e máximas de 30 e 40 °C, respectivamente, ambas abaixo da temperatura de transição vítrea das resinas utilizadas no sistema de reforço. O ciclo de umidade e secagem foi realizado em

câmara úmida com frequência de 7 dias secos precedidos de por 7 dias molhados. A verificação do comportamento do sistema de reforço frente aos ambientes de exposição, foi realizado por meio de ensaios mecânicos de cisalhamento. Após 18 meses de exposição aos ambientes pré-definidos, Kabir, Shrestha e Samali (2016) concluíram que os ciclos de temperatura não provocaram alterações significativas nos resultados de máxima tensão de cisalhamento. No entanto, os corpos de prova expostos aos ciclos de umidade apresentaram degradação significativa, com redução de cerca de 37 % da máxima tensão de cisalhamento. Assim, os resultados obtidos por Kabir, Shrestha e Samali (2016) indicam que a presença de umidade é um dos principais fatores que provocam o enfraquecimento da ligação entre o compósito de CFRP e o substrato de concreto, principalmente quando expostos a ciclos por longos períodos.

2.4.3 MECANISMOS DE DEGRADAÇÃO DA RESINA

As resinas geralmente utilizadas em sistemas de reforço com FRPs são as termoendurecíveis, podendo ser compostas por poliéster, vinila ou epóxi. Dentre estas, a mais utilizada na aplicação em reforço de estruturas são as resinas epoxídicas devido às suas excelentes propriedades adesivas, baixa retração, alta resistência e módulo de elasticidade. A durabilidade das resinas, bem como a integridade da ligação ao substrato de concreto frente ao processo de envelhecimento a longo prazo são pouco conhecidas, porém, sabe-se que existe uma potencialização que pode ser causada por efeitos ambientais Zhao *et al.* (2017).

Para Juvandes (1999), quase todos os adesivos são suscetíveis à absorção de água, ocorrendo o processo de plastificação e relaxamento, ocasionando o aumento de volume e impactando diretamente na degradação das propriedades mecânicas e diminuição da temperatura de transição vítrea (T_g). Esta temperatura é uma das propriedades térmicas fundamentais, pois ela identifica o intervalo de temperatura no qual as propriedades físicas e mecânicas apresentam um alto índice de degradação, pois, quando a resina atinge uma temperatura igual ou superior a (T_g), uma súbita mudança em suas propriedades se inicia, e esta passa de um estado duro e parcialmente frágil a um estado similar ao de uma borracha (MOUSSA *et al.*, 2012).

Segundo Seong (2003), quando as resinas são submetidas ao processo de aquecimento e ultrapassam a temperatura (T_g) ocorre uma queda brusca nos índices de módulo de elasticidade, de resistência à água, de resistência à tração e resistência à compressão. Desta forma, a melhor temperatura de manuseio para aplicação das resinas deve ser sempre abaixo da temperatura (T_g).

Em busca de novas informações Lin e Chen (2005) realizaram testes com resinas epoxídicas para analisar os efeitos da umidade, secagem e reabsorção de água frente ao

comportamento mecânico destas resinas. Com base nestes testes, os autores concluíram que o coeficiente de difusão da umidade da resina epoxídica é independente da espessura da amostra, ou seja, o processo de secagem e reabsorção ocorreu mais rapidamente do que a absorção de água e que o módulo de elasticidade e a resistência à tração do adesivo diminuíram. A umidade absorvida pelas resinas epoxídicas pode alterar os mecanismos de fratura do material, sendo que a fratura passa de frágil para dúctil para as amostras não saturadas, enquanto passa de dúctil para frágil nas amostras saturadas.

Costa e Barros (2015) afirmam que o comportamento desses adesivos em longo prazo é fortemente afetado pelo nível de carga aplicado e pelas condições de exposição ambiental, como temperatura e umidade. Com o intuito de caracterizar e definir o comportamento de duas resinas epoxídicas. Costa e Barros (2015) realizaram experimentos por um período de 1000 horas. Foram realizados testes laboratoriais, em uma câmara climática com uma temperatura constante de 20 °C e umidade relativa de 60 %, onde foram aplicados três níveis diferentes de tensão, correspondendo a aproximadamente 20 %, 40 % e 60 % da resistência à tração da resina, e a partir dos resultados obtidos puderam afirmar que a resina pode ser considerada como um material visco elástico de módulo linear.

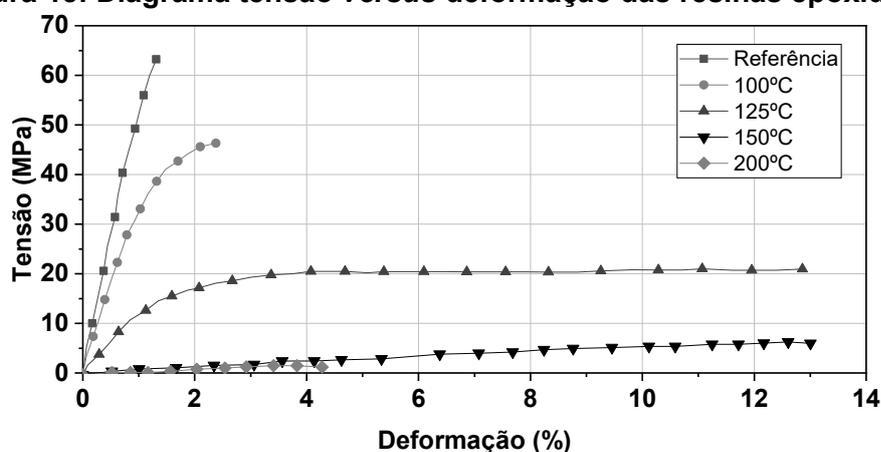
Em sua pesquisa, Fernandes (2016) concluiu que as resinas epoxídicas submetidas as diferentes condições ambientais apresentam reduções nos valores da temperatura de transição vítrea em torno de 21 % nas amostras expostas a água com cloretos e 23 % nas resinas expostas a ciclos de gelo/degelo. Ainda, com base nos resultados obtidos por meio dos testes de tração em amostras de resina epoxídica, foi observado um acréscimo de 31 % na resistência à tração e de 15 % no módulo de elasticidade nas amostras submetidas a ciclos térmicos de -15 °C a 60 °C. Já nos ensaios com ciclos de temperatura entre 20 °C a 80 °C, a resistência à tração e o módulo de elasticidade elevaram em torno de 58 % e 33 %, respectivamente. Seguindo com a análise dos resultados obtidos por meio das amostras de resina epoxídica submetidas a ciclos de gelo/degelo, Fernandes (2016) observou uma diminuição de 47 % da resistência à tração e 38 % do módulo de elasticidade, então o mesmo atribuiu as reduções nas propriedades mecânicas devido à presença de água nas resinas. Neste sentido, Fernandes (2016) concluiu que a resina epoxídica apresentou maior vulnerabilidade ao processo de degradação quando esteve junto na presença de água, devido a ocorrência de plastificação.

Banea, Silva e Campilho (2011) avaliaram a influência de altas temperaturas nas propriedades mecânicas de adesivos epoxídicos. Corpos de prova de um tipo de adesivo epoxídico com temperatura de transição vítrea (T_g) de 155 °C foram produzidos, os quais foram confeccionados nas dimensões de 150 mm de comprimento por 45 mm de largura e

espessura de 2 mm. Os CPs foram expostos a temperaturas de 100 °C, 125 °C, 150 °C e 200 °C e os ensaios foram conduzidos 5 minutos após atingir as temperaturas pré-definidas.

Por meio dos resultados obtidos, os autores observaram uma redução de 34 %, 68 %, 90 % e 98 % na resistência a tração após a exposição a temperatura de 100 °C, 125 °C, 150 °C e 200 °C, respectivamente. Em relação ao módulo de elasticidade, foram verificadas reduções em torno de 24 %, 74 %, 98 % e 99 % para as mesmas temperaturas analisadas anteriormente. Contudo, observou-se nas curvas tensão *versus* deformação (Figura 15) dos CPs de adesivos epoxídicos um aumento expressivo na ductilidade após a exposição a altas temperaturas.

Figura 15: Diagrama tensão *versus* deformação das resinas epoxídicas



Fonte: Adaptado de Banea, Silva e Campilho (2011)

Alguns tipos de fibras utilizadas nos sistemas de reforço FRP também estão suscetíveis à degradação perante a incidência de elevadas temperaturas. As fibras de carbono são significativamente resistentes à temperatura. Temperaturas superiores a 1000 °C não indicam nenhuma perda de resistência ou rigidez. Por outro lado, as fibras de vidro apresentam redução em sua resistência à tração em torno de 20 % a 60 % para temperaturas superiores a 600 °C. As fibras de aramida apresentam as mesmas reduções a temperaturas superiores a 300 °C (ISIS, 2006).

2.4.4 EXPOSIÇÃO AO INTEMPERISMO

Ferreira (2019) realizou uma análise experimental do comportamento mecânico dos materiais constituintes do sistema de reforço e de vigas de concreto armado reforçadas a flexão com mantas de CFRP aplicadas segundo a técnica EBR mantidas em ambiente laboratorial (interno e protegido) e expostas a intempéries (exposição exterior). Foram ensaiadas oito vigas de concreto armado com seção retangular, taxa de armadura longitudinal de 0,75 % e concreto com resistência a compressão de 20 MPa.

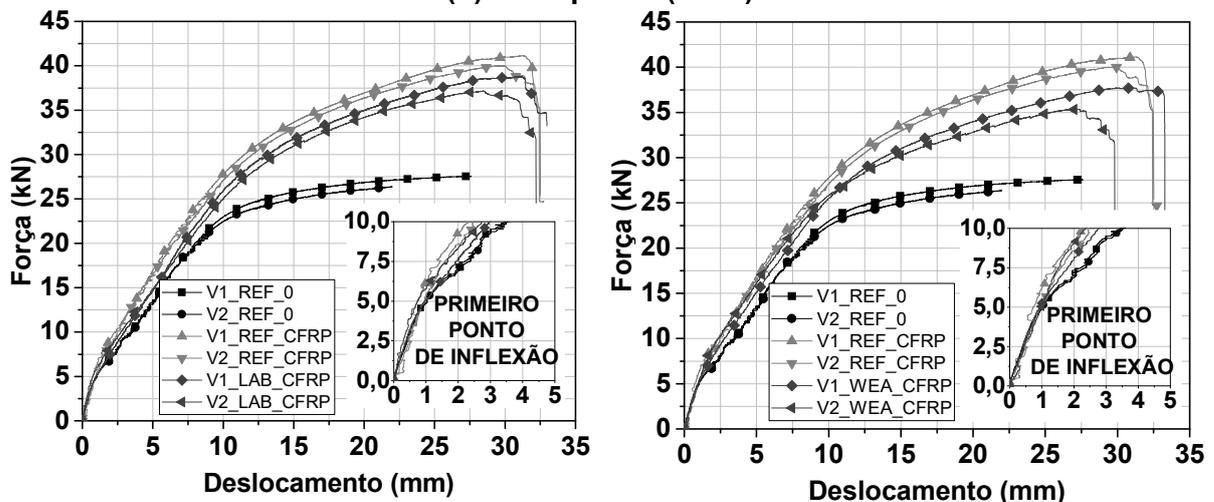
Dentre o conjunto de vigas, quatro foram utilizadas como referência, das quais duas não possuíam reforço e duas foram reforçadas com mantas de fibra de carbono do tipo unidirecional, e as demais foram divididas em dois grupos e expostas por seis meses em ambiente laboratorial (LAB) e às intempéries (WEA).

Segundo o sistema de classificação climática de Köpper-Geiger e Ferreira (2019), o local de realização da pesquisa possui clima local definido como subtropical úmido com inverno seco e verão quente (Cwa). Essas vigas, foram submetidas a ensaios de flexão em três pontos com aplicação de carga a meio vão. Para além disso, corpos de provas dos materiais constituintes do sistema de reforço também foram confeccionados, expostos as mesmas condições ambientais das vigas e posteriormente avaliados por meio de ensaios de tração uniaxial.

Os resultados demonstraram que os adesivos epoxídicos, quando expostos às intempéries por um período de 6 meses, apresentam reduções de até 70 % em suas propriedades mecânicas enquanto o compósito de CFRP permanece com suas propriedades equivalentes após exposição. Para as vigas de concreto armado reforçadas foi verificado que o sistema de reforço proporciona incrementos de 50 e 28 % na capacidade de carga e rigidez dos elementos reforçados, respectivamente. No entanto, os ensaios realizados após 6 meses de exposição às intempéries demonstraram uma redução de 10 % na capacidade de carga dos elementos reforçados.

A Figura 16 ilustra os diagramas de força versus deslocamento para os resultados de Ferreira (2019).

Figura 16: Comparação entre diagramas força versus deslocamento das vigas sem reforço (0) e reforçadas (CFRP) e expostas aos ambientes: (a) laboratorial (LAB) e (b) intempéries (WEA)



Fonte: Ferreira (2019)

2.4.5 PROTOCOLO DE DEGRADAÇÃO ACELERADA – ACI 440.9R (ACI, 2015)

O estudo da verificação da degradação de um determinado material compósito pode durar anos pois tal processo está diretamente ligado ao ambiente degradante cujos elementos estão inseridos. Assim, dependendo do ambiente de exposição, as propriedades mecânicas dos materiais compósitos são afetadas de forma amena (quando expostos a ambientes internos e protegidos) ou de forma mais severa (quando expostos a ambientes externos e meios agressivos), podendo resultar em alterações significativas em seu comportamento.

A incorporação de materiais compósitos no setor da construção civil é relativamente recente. Deste modo, considera-se que o uso de sistemas de reforço de elementos estruturais à base de FRPs é uma das principais formas de inserção dos materiais compósitos nas obras de construção civil. Neste sentido, o comportamento de materiais compósitos frente a exposição aos mesmos ambientes degradantes dos elementos de concreto ainda é pouco conhecido.

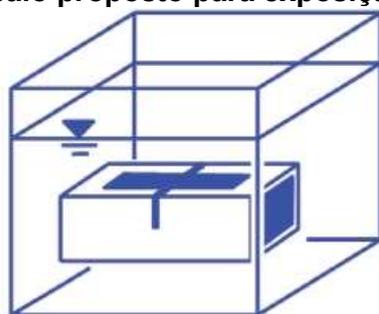
Silva (2014) observou que a utilização de ensaios acelerados são uma alternativa viável para verificação da durabilidade de materiais compósitos nos casos em que a falha está associada a degradação do material. Portanto, quando a degradação de um determinado material ou elemento é muito lenta ou desconhecida, incorporam-se variáveis (constantes ou alternadas, tais como temperatura elevada, umidade, voltagem, intemperismo, pressão, reagentes químicos, dentre outras), com o intuito de acelerar o processo e, conseqüentemente, induzir sua falha, levando a um conhecimento mais profundo sobre o comportamento do objeto de estudo (BRUNO, 2018). A partir destas informações, medidas protetoras visando a extensão da vida útil do material podem ser sugeridas. Na grande maioria das vezes a taxa de degradação de um determinado material em suas condições normais é muito baixa, exigindo que o período de realização do ensaio de verificação do comportamento seja longo o suficiente de modo a induzir uma degradação relevante.

O código americano ACI 440.9R (ACI, 2015), utilizado nesta pesquisa, recomenda o uso de ACPs (*Accelerated Conditioning Protocols*, na língua inglesa) para a avaliação da durabilidade de materiais compósitos. Os ambientes de exposição recomendados são:

- *Standart laboratory conditions*: ambiente laboratorial de referência, o qual é caracterizado pelo uso e temperatura e umidade relativa de $23\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 3\text{ }^{\circ}\text{C}$ e $50\% \pm 10\%$, respectivamente;
- *Continuous immersion in water*: imersão contínua em água potável com temperatura controlada de $50\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 3\text{ }^{\circ}\text{C}$;
- *Continuous exposure to humidity*: exposição contínua a umidade de 100% com temperatura controlada de $60\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 3\text{ }^{\circ}\text{C}$; e
- *Continuous immersion in alkaline solution*: imersão contínua em solução alcalina com temperatura controlada de $50\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 3\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Para tal, o código ACI 440.9R (ACI, 2015) recomenda no caso de uso de sistemas de reforço, que sua aplicação seja feita seguindo as diretrizes propostas pelo código ACI 440.2R (ACI, 2017). Assim, após o período de cura, o elemento reforçado deve ser inserido em um tanque, com geometria definida de modo a atender a demanda de ensaios a serem realizados, com a presença de água potável, solução alcalina ou umidade constante, de acordo com o método de aceleração da degradação selecionado. A Figura 17 apresenta o esquema de ensaio proposto pelo código americano ACI 440.9R (ACI, 2015) para realização do protocolo de acondicionamento.

Figura 17: Arranjo de ensaio proposto para exposição à degradação acelerada



Fonte: Adaptado de ACI 440.9R (ACI, 2015)

De acordo com o ACPs, a temperatura da água potável ou solução alcalina deve ser mantida entre $50\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 3\text{ }^{\circ}\text{C}$. Porém, não é definida pelo código ACI 440.9R (ACI, 2015) a forma de aquecimento do líquido. Assim, o pesquisador deve escolher a fonte de aquecimento e o mecanismo de controle da temperatura que melhor atenda os objetivos de sua pesquisa.

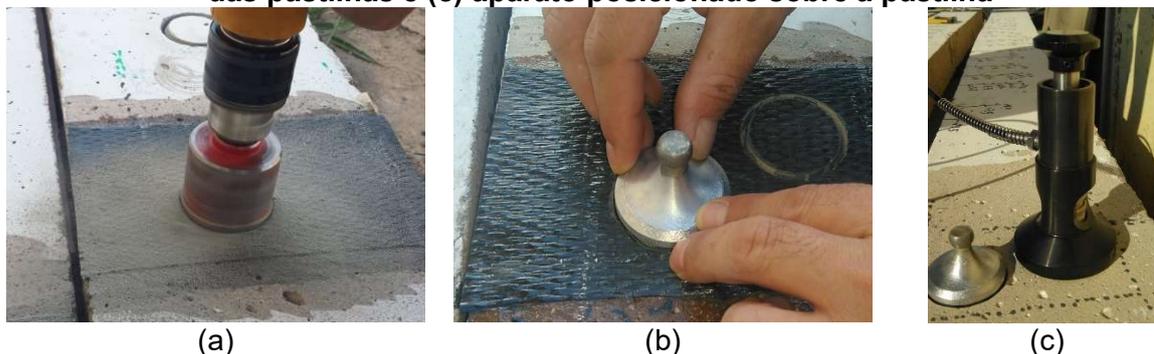
O período de duração dos ACPs pode variar de 1000 e 10000 horas. Porém, um período intermediário de 3000 horas de exposição é proposto pelo código ACI 440.9R (ACI, 2015). Assim, testes com períodos diferentes do proposto pelo código podem ser realizados, ficando a cargo do pesquisador a sua definição.

Os ensaios mecânicos para verificação do comportamento do elemento reforçado pós-acondicionamento devem ser conduzidos, após o término do período de exposição, dentro de um intervalo de 2 a 5 horas.

Recomenda-se, também, a realização de ensaios do tipo “*pull off*” para avaliação da aderência entre o sistema de reforço e o substrato de concreto. Tais ensaios podem ser realizados em regiões estratégicas nas faces do elemento reforçado de acordo com a norma ASTM D7522 (ASTM, 2015) onde, por meio do arrancamento de pastilhas cilíndricas aplicadas nas regiões livres de interferências, obtêm-se a tensão de aderência.

A Figura 18 ilustra o procedimento de ensaio de aderência, o qual será utilizado no presente trabalho.

Figura 18: Ensaio de aderência: (a) execução do corte da área de ensaio, (b) colagem das pastilhas e (c) aparato posicionado sobre a pastilha



Fonte: Adaptado de Ferreira (2019)

2.5 PRESCRIÇÕES DO CÓDIGO AMERICANO ACI 440.2R (ACI, 2017)

O código americano ACI 440.2R (ACI, 2017) recomenda para o dimensionamento do reforço à flexão de estruturas de concreto armado a utilização dos princípios dos estados limites. Desta forma, o cálculo deve atender aos estados limites de serviço (ELS) e os estados limites últimos (ELU), bem como os modos de ruptura dos elementos no ELU, os quais são apresentados a seguir:

- Esmagamento do concreto à compressão previamente ao escoamento do aço da armadura longitudinal tracionada;
- Escoamento do aço tracionado e posterior ruptura do FRP;
- Escoamento do aço da armadura longitudinal tracionada, seguido do esmagamento do concreto;
- Destacamento do concreto de cobrimento; ou
- Descolamento do FRP do substrato de concreto.

Para realizar o dimensionamento do reforço à flexão de uma determinada estrutura, seguindo as recomendações do código ACI 440.2R (ACI, 2017), primeiramente, recomenda-se realizar uma avaliação prévia da capacidade portante do elemento estrutural.

Assim, admite-se as seguintes premissas de cálculo: (a) os cálculos são realizados levando-se em conta as dimensões, configuração interna das armaduras de aço e propriedades dos materiais do elemento estrutural a ser reforçado; (b) as deformações no aço e no concreto são proporcionais à distância da posição da linha neutra, assim, seções planas antes do carregamento se mantêm planas após o carregamento; (c) admite-se que não ocorre o escorregamento entre o reforço externo e o substrato de concreto, assim, assume-se aderência perfeita entre materiais; (d) é desconsiderada a deformação de cisalhamento da camada de adesivo devido a sua pequena espessura; (e) no concreto é permitida uma

deformação máxima de 0,003; (f) considera-se como nula a resistência à tração do concreto; e (g) o comportamento do FRP é definido como elástico-linear até sua ruptura.

Utilizando-se a Equação 1 determina-se a tensão de tração máxima de projeto do compósito de FRP (f_{fu}), a qual utiliza o coeficiente de exposição ambiental (C_E) apresentado na Tabela 4, multiplicado pela tensão de tração do FRP, a qual pode ser obtida por meio de ensaios experimentais ou fornecida pelo fabricante (f_{fu}^*).

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* \quad (1)$$

Realiza-se o cálculo para determinar a deformação máxima de projeto (ε_{fu}) do material compósito FRP utilizando a Equação 2, a qual depende da deformação máxima do material compósito de FRP (ε_{fu}^*) e do coeficiente de exposição ambiental (C_E).

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^* \quad (2)$$

Tabela 4: Coeficiente de exposição ambiental (C_E)

Condição de Exposição	Tipo de Fibra	C_E
Concreto não exposto à água e intempéries	CFRP	0,95
	GFRP	0,75
	AFRP	0,85
Concreto exposto ao ambiente	CFRP	0,85
	GFRP	0,65
	AFRP	0,75
Concreto exposto a ambientes agressivos	CFRP	0,85
	GFRP	0,50
	AFRP	0,70

Fonte: Adaptado de ACI 440.2R (ACI, 2017)

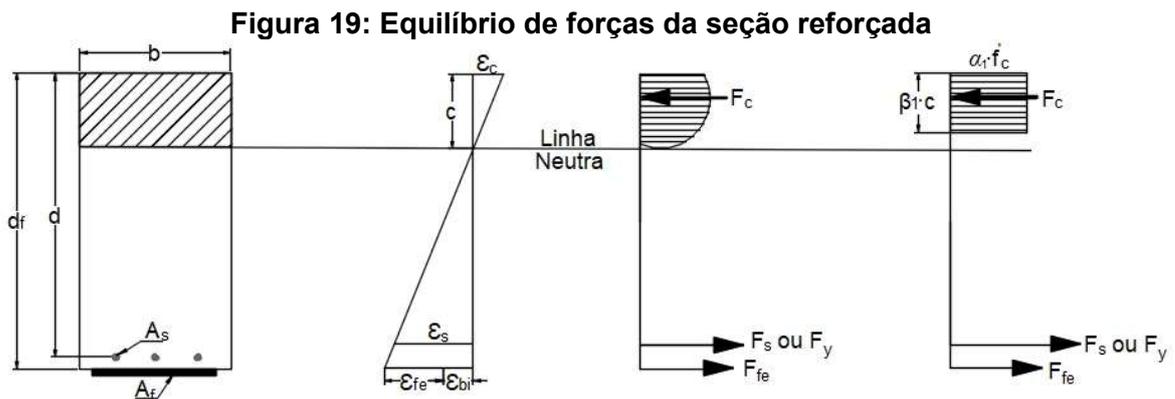
Com a determinação de (ε_{fu}) e com o uso da Lei de *Hooke* obtém-se o módulo de Elasticidade (E_f) do compósito de FRP (Equação 3).

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}} \quad (3)$$

Observa-se que o coeficiente de redução (C_E) é somente aplicado na tensão de tração máxima e na deformação última do compósito de FRP. Deste modo, o módulo de elasticidade não recebe tal minoração, pois, com o uso da Lei de *Hooke* para determinação do módulo de elasticidade, ocorre a divisão pelo C_E , anulando-o.

2.5.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO DA SEÇÃO REFORÇADA

Apresenta-se na Figura 19 a representação do equilíbrio de forças de uma seção retangular reforçada externamente segundo a técnica EBR, onde d_f é a profundidade efetiva do reforço a flexão, d é a altura útil, b é a largura da seção, A_f é a área da seção transversal do FRP, c é a posição inicial da linha neutra, ε_c é a deformação no concreto, ε_s é a deformação no aço da armadura longitudinal, ε_{fe} é a deformação efetiva de ruptura do FRP, ε_{bi} é a deformação pré-existente no concreto no momento da instalação do reforço, F_s é a força resultante na armadura longitudinal tracionada, F_{fe} é a força resultante na fibra do FRP tracionada, F_c é a força resultante do concreto à compressão, β_1 é razão de profundidade do bloco retangular das tensões de compressão, α_1 é um parâmetro definido para seção retangular de blocos de concreto à compressão e f'_c é a resistência característica do concreto.



Fonte: Adaptado de ACI 440.2R (ACI, 2017)

Apresentam-se nas Equações 4 a 16 as formulações indicadas pelo código ACI 440.2R (ACI, 2017) para o cálculo do máximo momento resistente para uma viga reforçada utilizando a técnica EBR. Com o intuito de evitar que o modo de ruptura ocorra por meio da propagação de fissuras, o código estabelece a deformação máxima permitida no FRP (ε_{fd}) com o uso da Equação 4, onde f'_c é a resistência característica do concreto, n é o número de camadas de FRP e t_f é a espessura da manta de FRP.

$$\varepsilon_{fd} \leq \begin{cases} 0,41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \\ 0,9 \cdot \varepsilon_{fu} \end{cases} \quad (4)$$

Seguindo com os cálculos, o ACI 440.2R (ACI, 2017) impõe que seja arbitrado um valor para a posição inicial da linha neutra (c) em busca de se obter a deformação efetiva (ε_{fe}) e a tensão de ruptura do compósito de FRP (f_{fe}). Assim, encontra-se a deformação efetiva e a tensão de ruptura utilizando as Equações 5 e 6, onde ε_{cu} é a deformação última do concreto e ε_{bi} é a deformação pré-existente no concreto no ato da instalação do reforço.

$$\varepsilon_{fe} \leq \begin{cases} \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \\ \varepsilon_{fd} \end{cases} \quad (5)$$

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_f \quad (6)$$

Para determinar a deformação e a tensão instalada na armadura longitudinal e a deformação no concreto, utiliza-se as Equações 7 a 9, onde f_s é a tensão na armadura longitudinal, E_s é o módulo de elasticidade do aço, ε_s é o nível de deformação na armadura e f_{yd} é a tensão de dimensionamento do aço.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right) \quad (7)$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_{yd} \quad (8)$$

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{c}{d_f - c} \right) \quad (9)$$

Após encontrar os níveis de tensão e deformação no FRP e no aço, o ACI 440.2R (ACI, 2017) determina que o equilíbrio interno da seção deve ser calculado com o uso das Equações 10 a 13.

$$\varepsilon'_c = \left(\frac{1,71 \cdot f'_c}{E_c} \right) \quad (10)$$

$$\beta_1 = \left(\frac{4 \cdot \varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6 \cdot \varepsilon'_c - 2 \cdot \varepsilon_c} \right) \quad (11)$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{3 \cdot \varepsilon'_c \cdot \varepsilon_c - (\varepsilon_c)^2}{3 \cdot \beta_1 \cdot (\varepsilon'_c)^2} \right) \quad (12)$$

$$c = \left(\frac{A_s \cdot f_s + A_f \cdot f_{fe}}{\alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} \right) \quad (13)$$

Em seguida, após realizar os cálculos e verificar que a posição da linha neutra (c) atende ao mesmo tempo as Equações 5 a 13, calcula-se o momento resistente (M_n) do elemento estrutural reforçado por meio da Equação 14, a qual utiliza o coeficiente de minoração da resistência do FRP (Ψ_f), na flexão, utiliza-se o valor fixo de 0,85) e F_f é a força resultante na fibra tracionada de FRP. Ainda, o ACI 440.2R (ACI, 2017) recomenda que seja feita a minoração do momento resistente, para tal, utiliza-se do fator de redução (ϕ) da Equação 15 devido a imprecisões inerentes ao sistema de reforço com compósitos de FRP.

$$M_n = \left[A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \left(\frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \right) \right] + \left[\Psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot \left(d_f - \left(\frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \right) \right] \quad (14)$$

$$\phi = \begin{cases} 0,90 & \text{para } \varepsilon_s \geq 0,005 \\ 0,65 + \left(\frac{0,25 \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0,005 - \varepsilon_{sy}} \right) & \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0,005 \\ 0,65 & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (15)$$

Por fim, calcula-se o momento resistente de cálculo (M_u) por meio da Equação 16.

$$M_u = \phi \cdot M_n \quad (16)$$

2.5.2 TENSÃO NO AÇO E NO FRP PROPORCIONADAS PELAS CARGAS DE SERVIÇO

No estado limite de serviço é feita a verificação de flechas, abertura de fissuras, fadiga e efeitos da fluência com o intuito evitar a ruptura do reforço de FRP, a qual pode ser causada pelas tensões cíclicas e cargas permanentes. O ACI 440.2R (ACI, 2017) recomenda que, para se evitar a ruptura por fluência dos elementos, deve-se limitar os níveis de tensão no aço e no reforço FRP.

A tensão instalada no aço devido à carga de serviço ($f_{s,s}$) pode ser calculada pela análise da seção fissurada de concreto, conforme a expressa a Equação 17. De acordo com o código ACI 440.2R (ACI, 2017), a tensão de serviço para o aço deve ser limitada em 80 % do valor de sua tensão característica de escoamento (f_{yk}), ou seja, $f_{s,s} \leq 0,80 \cdot f_{yk}$.

Neste sentido, a tensão de compressão no concreto, sob as cargas de serviço, também deve ser limitada em 60 % do valor da resistência característica do concreto (f'_c). Logo, deverá atender a seguinte imposição $f_{c,s} \leq 0,60 \cdot f'_c$.

$$f_{s,s} = \frac{\left[M_s + \varepsilon_{bi} \cdot A_f \cdot E_f \cdot \left(d_f - \left(\frac{k \cdot d}{3} \right) \right) \right] \cdot (d - (k \cdot d)) \cdot E_s}{A_f \cdot E_f \cdot \left(d - \left(\frac{k \cdot d}{3} \right) \right) \cdot (d - (k \cdot d)) + A_f \cdot E_f \cdot \left(d_f - \left(\frac{k \cdot d}{3} \right) \right) \cdot (d_f - (k \cdot d))} \quad (17)$$

Para verificar a tensão no reforço de FRP ($f_{s,s}$) utiliza-se a formulação apresentada na Equação 18, a qual deve ser menor do que os limites dispostos na (Tabela 5) (ACI 440.2R (ACI, 2017)). Para isso, recomenda-se utilizar a tensão instalada no aço ($f_{s,s}$), obtida anteriormente por meio da Equação 18.

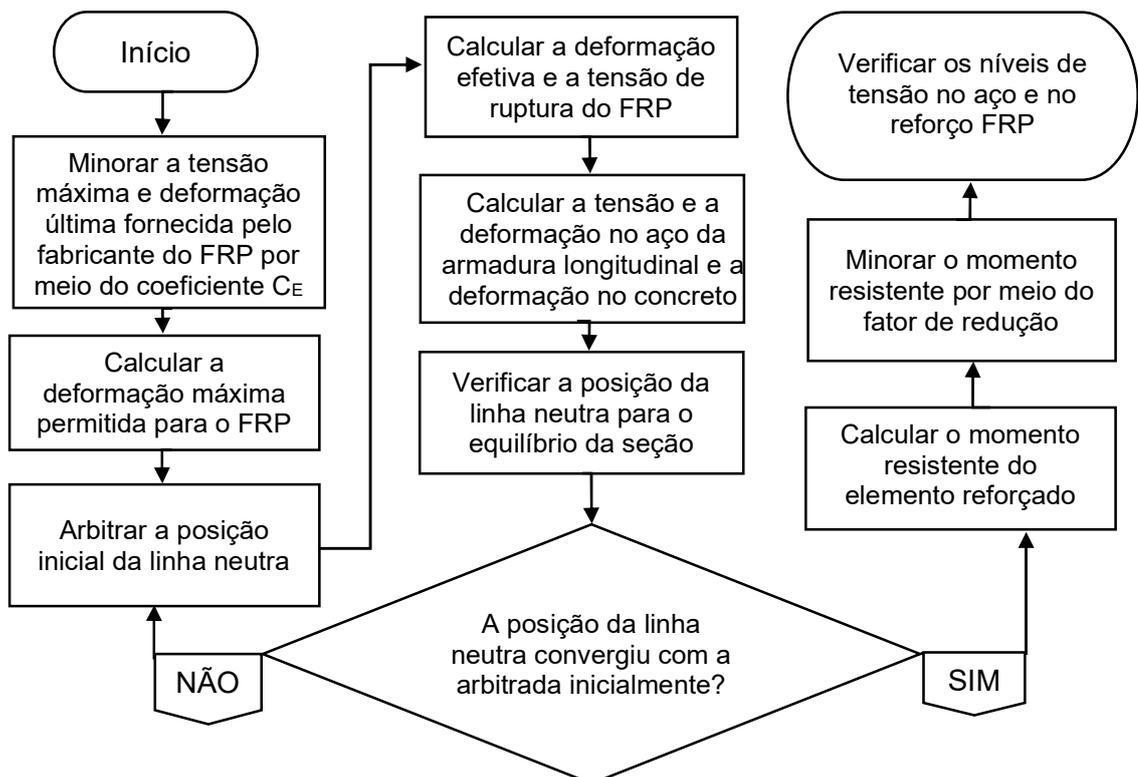
$$f_{s,s} = f_{s,s} \cdot \left(\frac{E_f}{E_s} \right) \cdot \left(\frac{d_f - k \cdot d}{d - k \cdot d} \right) - (\varepsilon_{bi} \cdot E_f) \quad (18)$$

Tabela 5: Limites de tensão cíclica no Estado Limite de Serviço

Tipo de Fibra	Tensão tipo - Limite de tensão cíclica
AFRP	$0,20 \cdot f_{fu}$
CFRP	$0,30 \cdot f_{fu}$
GFRP	$0,55 \cdot f_{fu}$

Fonte: Adaptado de ACI 440.2R (ACI, 2017)

Figura 20: Roteiro para o dimensionamento à flexão utilizando a técnica de reforço do tipo EBR



Fonte: Adaptado de Ferreira (2019)

3. METODOLOGIA

O comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com FRPs são influenciados por uma série de fatores, tais como, a geometria do elemento reforçado, a resistência à compressão do concreto, a taxa de armadura, a taxa e o tipo de fibras utilizadas no compósito de FRP, a matriz polimérica utilizada, a configuração do sistema de reforço, a técnica de reforço utilizada e o ambiente ao qual a estrutura está exposta.

Neste sentido, este trabalho buscou avaliar o comportamento de materiais e de vigas de concreto armado, reforçadas com o uso de EBR CFRP, quando expostas a degradação acelerada de acordo com o ACPs (*Accelerated Conditioning Protocols*, na língua inglesa), proposto pelo código americano ACI 440.9R (ACI, 2015), cujo método de aceleração de degradação escolhido é baseado na exposição de vigas de concreto armado sem reforço e reforçadas à umidade constante com temperatura controlada de $50\text{ °C} \pm 3\text{ °C}$.

Para isso, as vigas e os materiais intervenientes (resinas epoxídicas e compósitos de CFRP) foram acondicionadas em dois locais distintos:

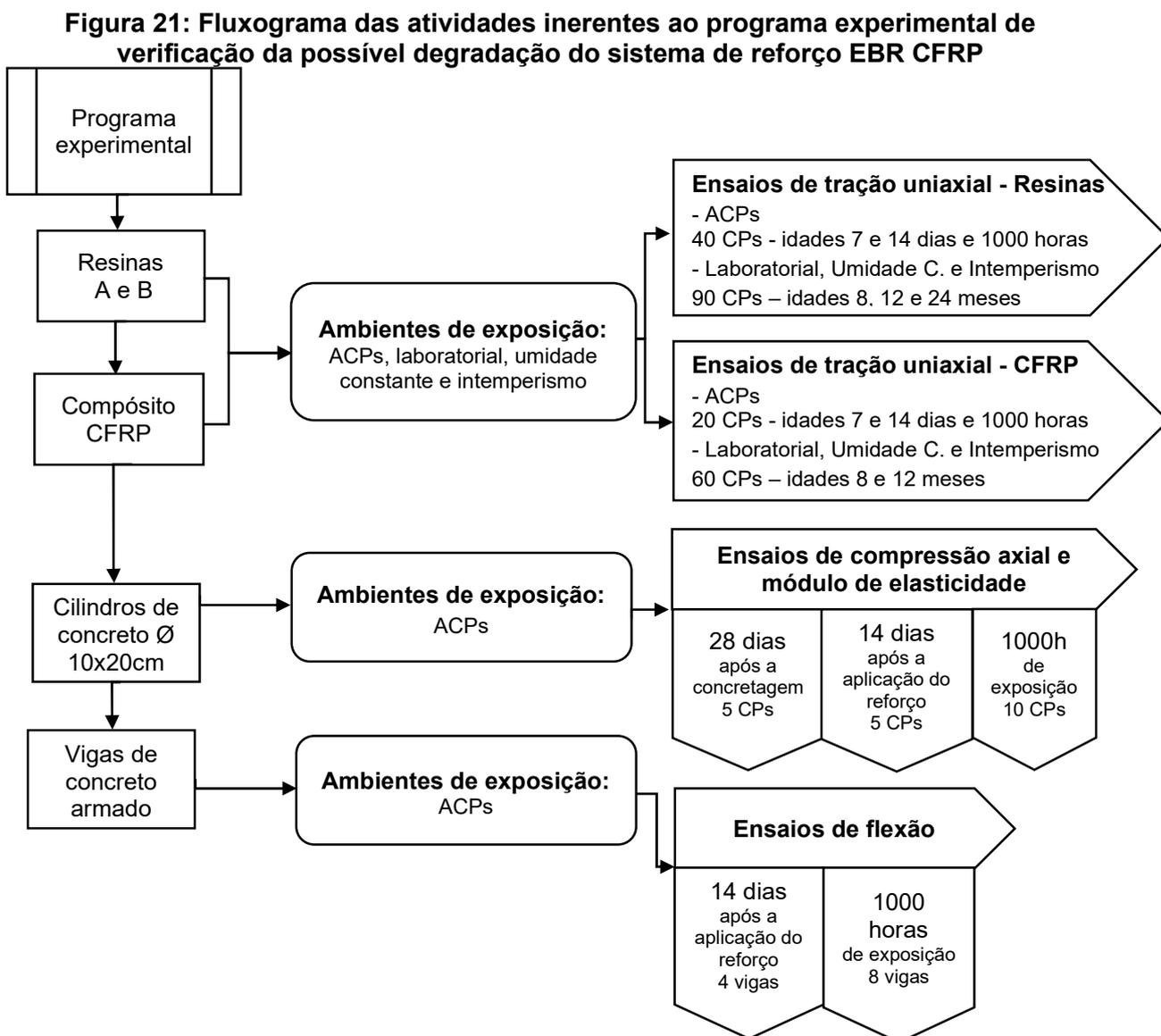
- (i) ambiente laboratorial (interno e protegido); e
- (ii) ambiente com umidade constante obtida por meio de imersão do sistema de reforço em água potável, obtida da rede pública de abastecimento, com temperatura controlada, seguindo as recomendações do código ACI 440.9R (ACI, 2015).

Os principais aspectos analisados foram o incremento ou decréscimo da capacidade de carga das vigas reforçadas, incluindo sua ductilidade, rigidez, modos de ruptura e deformações do concreto, armadura longitudinal de aço e sistema de reforço frente a aplicação de carregamento. Para além disso, foram realizados ensaios de caracterização dos materiais utilizados na campanha experimental frente a exposição aos ambientes pré-definidos por meio de ensaios de compressão axial de corpos de prova (CPs) de concreto e de ensaios de tração uniaxial em CPs de aço e CFRP.

Neste sentido, o presente trabalho foi realizado em duas etapas. A primeira etapa contemplou a realização do programa experimental para verificação da possível degradação do sistema de reforço aplicado nas vigas de concreto armado expostas aos ambientes laboratorial e umidade constante com temperatura controlada, além da verificação do comportamento dos materiais intervenientes expostos nos mesmos ambientes as quais as vigas foram expostas. A segunda etapa baseia-se nas análises teóricas, utilizando-se os modelos de dimensionamento propostos pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) e pelo código americano ACI 318 (ACI, 2019), para o cálculo da capacidade resistente à flexão das

vigas de concreto armado sem reforço. Adicionalmente, o código ACI 440.2R (ACI, 2017) foi utilizado para o dimensionamento do reforço à flexão, segundo a técnica EBR CFRP.

Para um melhor entendimento, apresenta-se o fluxograma com as atividades inerentes ao programa experimental (Figura 21).



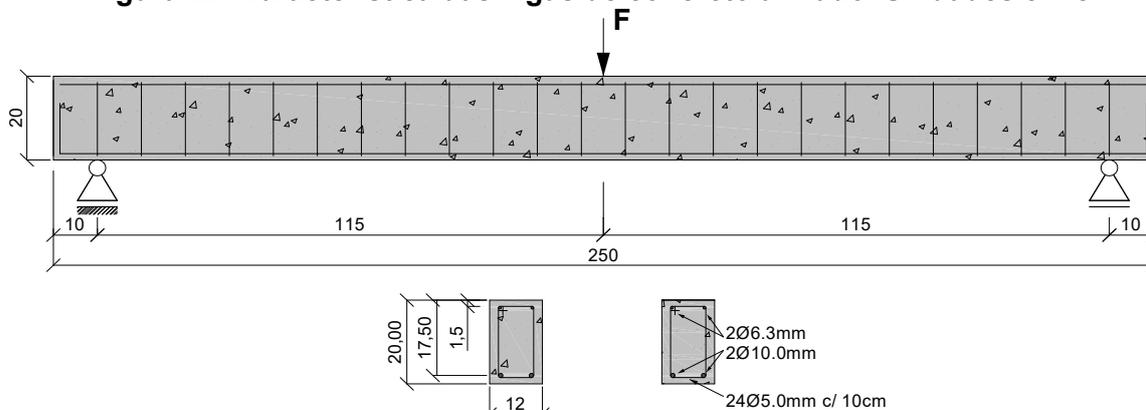
Fonte: Próprio autor

3.1 VIGAS DE CONCRETO ARMADO

O programa experimental é baseado no realizado por Ferreira (2019) e é composto por vinte e oito vigas biapoiadas com dimensões de 120x200x250 mm³, tal como apresentado na Figura 22, as quais possuem concreto com resistência à compressão média (f_{cm}) de 32 MPa e armadura de flexão positiva composta por duas barras de aço CA-50 com diâmetro de 10 mm (taxa de armadura longitudinal de 0,75 %). Para se evitar a ruptura por cisalhamento,

estribos de aço CA-60, com diâmetro de 5 mm e espaçamento de 10 cm, foram utilizados (Figura 22).

Figura 22: Característica das vigas de concreto armado. Unidades em cm.



Fonte: Ferreira (2019)

3.1.1 CONFEÇÃO DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO

A produção das vigas de concreto armado do presente estudo foi realizada no Laboratório NETPRE (Núcleo de Estudo e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto) da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar).

As condições de exposição das vigas de concreto armado, do presente estudo, foram definidas com base nas recomendações da norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014). Nesse sentido, admitindo-se a premissa de que para ambientes internos secos (laboratorial) a classe de agressividade ambiental é mais branda. Desta forma, adotou-se para o ambiente laboratorial a classe de agressividade I (fraca), com risco insignificante de deterioração.

O concreto utilizado para as vigas de concreto armado foi do tipo usinado, adquirido da empresa CONSTROESTE, com resistência à compressão (f_{ck}) de 30 MPa. Para sua confecção foram utilizados 1207 kg/m³ de areia grossa, 1300 kg/m³ de brita nº1 e 259 kg/m³ de cimento Portland e o consumo de cimento foi de 222 kg/m³.

Como forma de manter a qualidade do concreto a norma brasileira NBR 12655 (ABNT, 2015) estabelece requisitos mínimos a serem atendidos e um deles é o consumo de cimento Portland.

Para concretos com finalidade de produção de componentes e elementos estruturais de concreto armado os quais serão inseridos em ambientes com classe de agressividade I, recomenda-se a utilização de concretos com resistência igual ou superior a 20 MPa com consumo de cimento igual ou superior a 260 kg/m³.

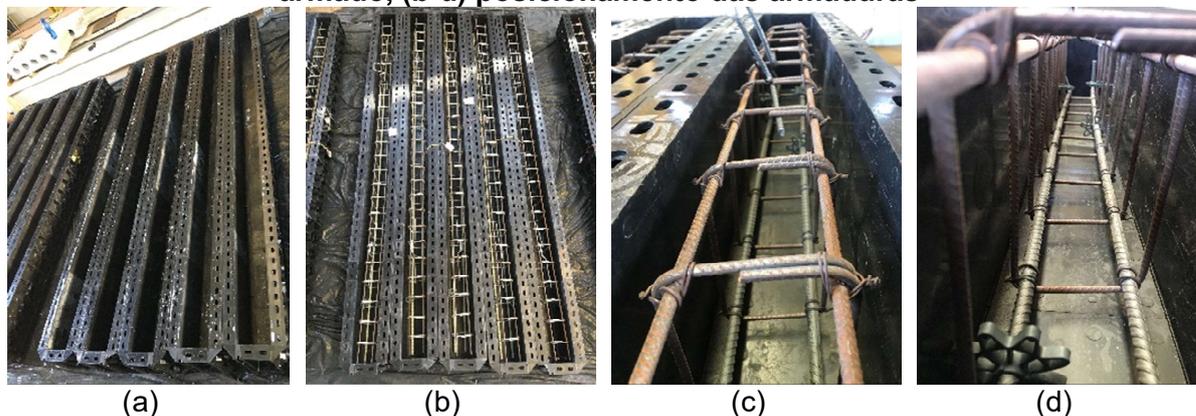
Assim, com base nas informações fornecidas pela empresa, verifica-se que um concreto com consumo de cimento inferior ao especificado pela norma NBR 12655 (ABNT, 2015) foi confeccionado.

Formas poliméricas, cedidas pela empresa Metro Modular¹, sediada na cidade de Piracicaba/SP, foram utilizadas para a obtenção da geometria apresentada na Figura 22. Nestas, uma camada de material desmoldante a base de silicone, cedido pela empresa, foi aplicado com o objetivo inicial de facilitar a posterior retirada dos moldes e, também, para evitar danos as formas, uma vez que o uso de materiais incorretos pode levar a degradação dos polímeros, comprometendo a reutilização das formas.

Após preparo dos moldes realizou-se o posicionamento das armaduras, as quais haviam recebido espaçadores plásticos do tipo circular raiado de 15 mm.

A Figura 23 apresenta as formas poliméricas e as armaduras em sua posição final para concretagem.

Figura 23: (a) Formas poliméricas utilizadas na confecção das vigas de concreto armado, (b-d) posicionamento das armaduras



Fonte: Próprio autor

Para se garantir menor variação nas propriedades mecânicas do concreto, todas as vigas de concreto armado e corpos de prova cilíndricos foram moldados em uma única concretagem.

O transporte do concreto usinado até o local da moldagem foi realizado por caminhão betoneira e, posteriormente, o lançamento nas vigas foi feito com o uso de carriolas. O adensamento mecânico foi realizado com o uso vibradores de imersão do tipo mangote com agulha de diâmetro de 3,5 cm e frequência de rotação de 4000 rpm.

A Figura 24 apresenta as atividades executadas durante a concretagem das vigas de concreto armado, onde (a) coleta do concreto no caminhão betoneira, (b) transporte do concreto até as formas, (c) adensamento do concreto, (d) regularização e nivelamento da superfície, (e) acabamento da superfície, (f-g) superfície pós-concretagem e (h) aspecto final das vigas.

¹ <http://metromodular.com.br/>

Figura 24: Fabricação das vigas de concreto armado



Fonte: Próprio autor

O teste de abatimento de cone (*slump test*) foi realizado em dois momentos da concretagem, ao início e ao término. A Figura 25 apresenta a execução do ensaio.

Figura 25: Execução do ensaio de abatimento de cone *slump test*: (a) remoção do cone e (b) aferição do abatimento



Fonte: Próprio autor

Após a concretagem, as vigas de concreto armado e os CPs cilíndricos foram cobertos por uma lona plástica com o objetivo de mitigar os efeitos da retração do concreto ocasionado

pela evaporação da água. A concretagem foi realizada no dia 11 de setembro de 2019. Neste período, a temperatura ambiente média durante o dia atingiu valores próximos a 35 °C. Por isso, as vigas e CPS foram diariamente aspergidas, pelo período de 7 dias, com água potável oriunda da rede pública. Posteriormente, procedeu-se a desforma das vigas de concreto armado.

3.1.2 APLICAÇÃO DO SISTEMA DE REFORÇO SEGUNDO A TÉCNICA EBR

O sistema de reforço utilizado no presente estudo utiliza mantas de fibras de carbono aplicadas diretamente no substrato de concreto segundo a técnica EBR. Neste sentido, estes foram aplicados nas faces inferiores das vigas (zona tracionada).

Dentre os diversos tipos de fibras disponíveis no mercado e dando continuidade aos trabalhos realizados por Ferreira (2019), optou-se por utilizar o sistema de reforço composto por mantas do tipo *C-Sheet* 240. Como matriz polimérica do sistema de reforço foram utilizados dois tipos de resinas epoxídicas: a resina A (*primer*) e a resina B (saturação).

Para a aplicação do sistema de reforço foi previamente realizado o tratamento da superfície de concreto, onde o mesmo seria aderido com o intuito de garantir a aderência perfeita entre o substrato de concreto e o compósito de CFRP. Para tal, realizou-se o desbaste da camada superficial, com remoção da nata de cimento e exposição dos agregados, utilizando-se um disco de desbaste diamantado acoplado a uma esmerilhadeira (Figura 26a). Na sequência, aplicou-se ar comprimido em toda a superfície para limpeza e remoção das partículas sólidas uma vez que é fundamental que a superfície de concreto esteja livre de sujidades e contaminações ocasionadas pelo contato de óleos, graxas ou desmoldantes (Figura 26b).

Figura 26: Preparação da superfície de concreto



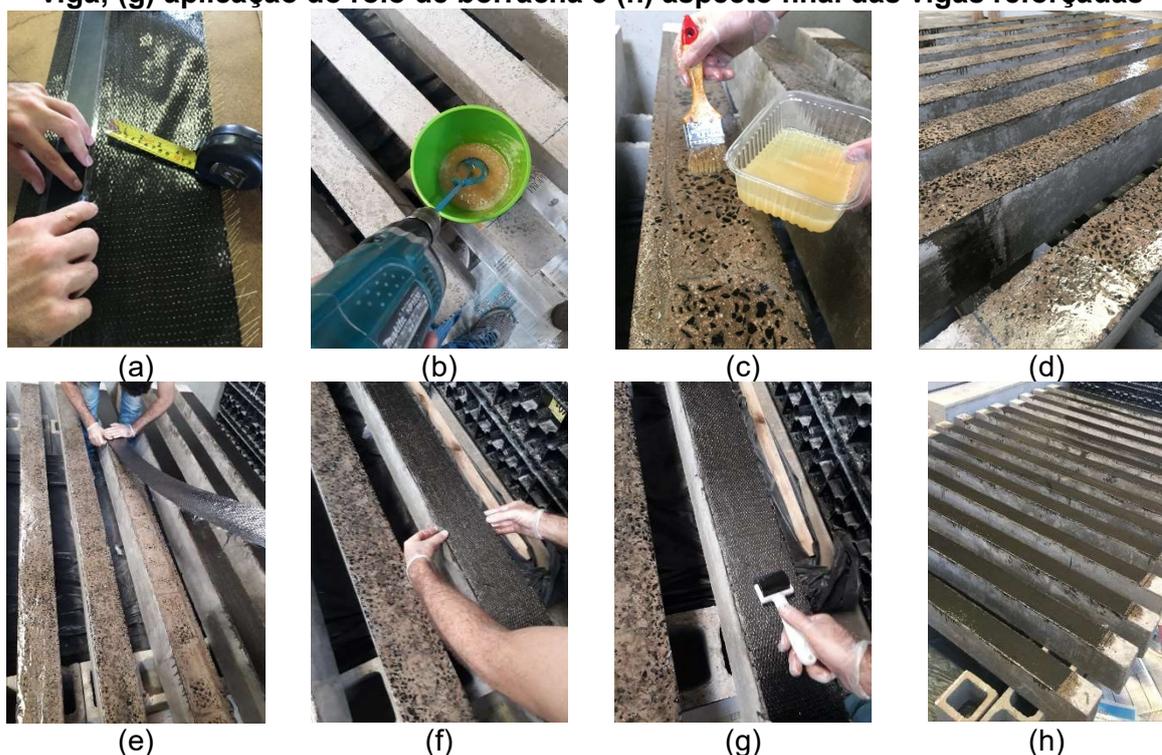
Fonte: Próprio autor

Ao término do tratamento da superfície foi aplicada uma fina camada da resina A (*primer*) com o objetivo de regularizar a superfície e tamponar os poros presentes na superfície de concreto, assim, proporcionando melhor aderência entre o CFRP e o substrato de concreto.

O posicionamento da manta no substrato de concreto iniciou-se após 40 minutos da aplicação da resina *primer*. Neste intervalo realizou-se a impregnação da manta, previamente cortada e limpa, com a resina B. Em seguida procedeu-se o posicionamento e colagem das mantas de fibra de carbono, utilizando-se também a resina de saturação. Após o posicionamento e alinhamento da manta na superfície, um rolo de borracha foi utilizado para remover o excesso de resinas e possíveis bolhas que possam ter sido formadas no tardo da manta. O preparo das resinas *primer* e saturação seguiu as recomendações do fabricante, o qual indica a agitação dos produtos, pesagem dos componentes A e B na proporção de 2 partes do componente A (monômero) para 1 parte do componente B (catalisador), seguido da mistura mecânica, por um período de 3 minutos, realizada com o uso de um misturador metálico acoplado a uma furadeira.

De acordo com o fabricante, para que aplicação do sistema de reforço possa ser realizada, a temperatura da superfície de concreto deve apresentar temperaturas de, no mínimo, 8° C, e também deve estar 3° C acima da temperatura do ponto de orvalho. Neste sentido, no ato da aplicação do sistema de reforço, a umidade ambiente de 48 % e as temperaturas ambiente, do substrato de concreto e do ponto de orvalho de 26° C, 21° C e 15,4° C, respectivamente, foram aferidas. Apresenta-se na Figura 27 o procedimento realizado para a aplicação do sistema de reforço nas vigas de concreto armado.

Figura 27: Aplicação do reforço nas vigas de concreto armado: (a) medição e corte da manta; (b) mistura mecânica das resinas; (c - d) aplicação do *primer* no substrato de concreto; (e) posicionamento manual da manta; (f) alinhamento da manta ao logo da viga; (g) aplicação do rolo de borracha e (h) aspecto final das vigas reforçadas



Fonte: Próprio autor

Após a cura do sistema de reforço (a qual foi considerado como sendo 14 dias), foram realizados os ensaios das vigas de referência sem e com reforço. Nesta idade, também, os CPs de concreto e as vigas de concreto armado sem reforço e reforçadas foram inseridas aos ambientes de exposição laboratorial e tanque com umidade constante e temperatura controlada, baseados nas recomendações propostas pelo código ACI 440.9R (ACI, 2015).

3.2 RESINAS EPOXÍDICAS

Encontra-se em andamento um programa experimental iniciado no ano de 2016 por Escobal (2017), cujo estudo é baseado na caracterização da degradação de adesivos estruturais por meio de ensaios de tração uniaxial em corpos de prova de resinas epoxídicas bi componentes do tipo *primer* (Resina A) e de saturação (Resina B), os quais são mantidos em ambientes laboratorial (interno e protegido), expostos a umidade constante e intemperismo.

No trabalho realizado por Escobal (2017) foram confeccionados um total de 520 corpos de prova de resinas epoxídicas A e B, sendo 260 para cada tipo de resina epoxídica. Para isto, foram utilizados moldes de teflon, cuja a geometria foi definida de acordo com as dimensões dispostas nas recomendações da ISO 527-1 (ISO, 2012) e ISO 527-2 (ISO, 2012). A Figura 28 apresenta o procedimento de obtenção dos corpos de prova de resinas.

Figura 28: Processo de fabricação dos corpos de prova de resinas epoxídicas



Fonte: Escobal (2017)

A Tabela 6 apresenta o resumo da campanha experimental iniciado por Escobal (2017) indicando os ambientes de exposição, idade relativa ao tempo de exposição e o tipo de resina analisada. Os demais CPs estão expostos a ciclos de umidade não serão apresentados nesta pesquisa.

Tabela 6: Resumo da campanha experimental

Idade	Quantidade de corpos de prova resina A (<i>primer</i>)			Quantidade de corpos de prova resina B (saturação)		
	Referência	Umidade Constante	Intemperismo	Referência	Umidade Constante	Intemperismo
7 dias ¹	5	5	5	5	5	5
14 dias ²	5	5	5	5	5	5
4 meses	5	5	5	5	5	5
8 meses	5	5	5	5	5	5
12 meses ³	5	5	5	5	5	5
2 anos ³	5	5	5	5	5	5
3 anos ⁴	5	5	5	5	5	5
4 anos ⁴	5	5	5	5	5	5
5 anos ⁴	5	5	5	5	5	5
10 anos ⁴	5	5	5	5	5	5

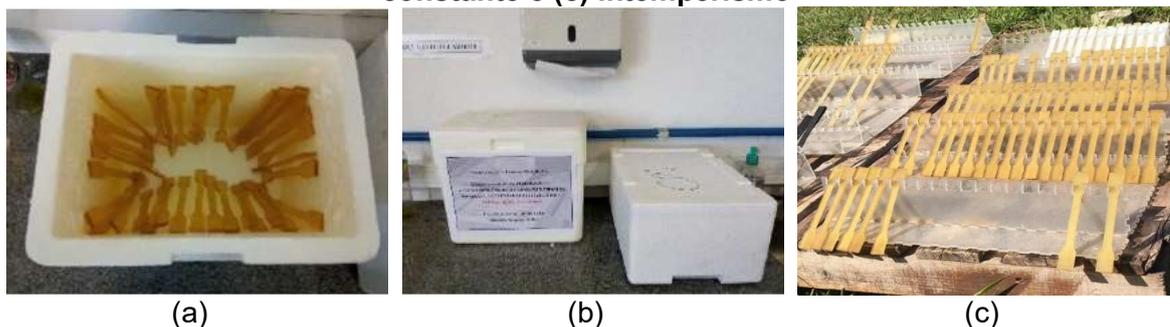
¹ Cura parcial; ² Cura completa (referência); ³ Ensaios realizados no presente programa experimental

⁴ Ensaios a serem realizados na continuação deste programa experimental em IC, mestrados e doutorados

Fonte: Adaptado de Escobal (2017)

Após o período de cura (14 dias), Escobal (2017) deu-se início a exposição dos corpos de prova das resinas nos ambientes anteriormente apresentados. Assim, 100 CPs foram mantidos no Laboratório de Materiais e Componentes (LMC) da UFSCar, os quais foram considerados como ambiente de referência, 100 CPs foram acondicionados em caixa de isopor e imersas em água potável oriunda da rede pública de abastecimento e os demais expostos ao intemperismo (Ferreira, 2019). Na Figura 29 verifica-se uma representação dos locais de exposição dos corpos de prova de resinas epoxídicas.

Figura 29: Locais de armazenagem dos corpos de prova de resinas para verificação da degradação das propriedades mecânicas: (a) laboratorial, (b) umidade constante e (c) intemperismo



(a)

(b)

(c)

Fonte: Adaptado de Escobal (2017) e Ferreira (2019)

Tais resinas, após remoção dos ambientes anteriormente apresentadas, foram ensaiadas nas idades de 4, 8, 12 e 24 meses e a tensão máxima e módulo de elasticidade foram obtidos. Neste trabalho, as mesmas resinas utilizadas por Escobal (2017), entretanto, de diferentes lotes, também foram utilizadas. Neste sentido, a mesma metodologia utilizada por Escobal (2017) na confecção de 80 CPs de resinas epoxídicas A e B foi adotada. Após o

período total de cura, 14 dias, os CPs de resinas foram mantidos no ambiente laboratorial ou posicionados no tanque de acondicionamento.

O ambiente adotado como laboratorial é NETPRE (Núcleo de Estudo e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto) da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), o qual é coberto e protegido das intempéries. Os corpos de prova de resinas foram mantidos em ambiente laboratorial ou expostas a degradação acelerada e ensaiadas nas idades de 7 e 14 dias, 1000 horas (42 dias), 3000 horas (125 dias) e 10000 horas (417 dias), tal como apresentado na Tabela 7. Note-se que neste trabalho serão apresentados os resultados obtidos nas idades de 7 e 14 dias (cura completa) e 1000h (42 dias).

Tabela 7: Resumo da campanha experimental adotada para as resinas epoxídicas

Idades	Corpos de prova de Resina A		Corpos de prova de Resina B	
	Laboratorial	Degradação acelerada	Laboratorial	Degradação acelerada
7 dias	5	-	5	-
14 dias	5	-	5	-
1000 horas	5	5	5	5
3000 horas*	5	5	5	5
10000 horas*	5	5	5	5

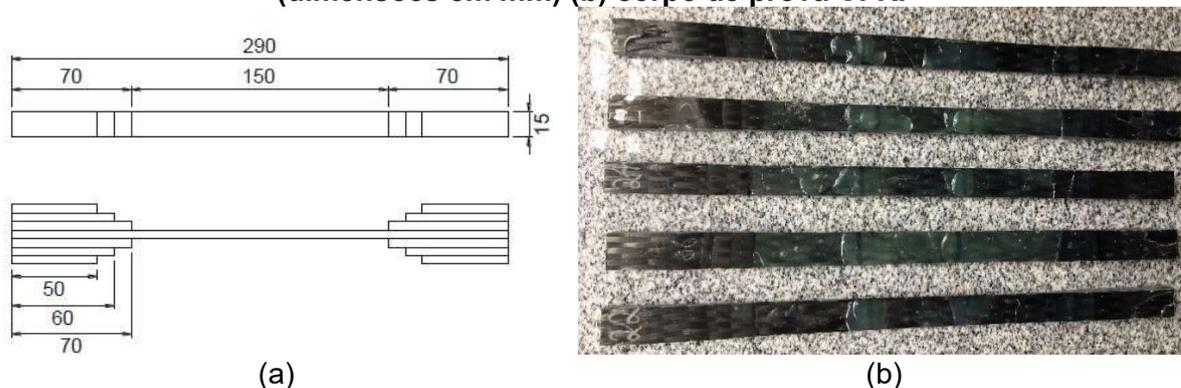
*Ensaio a ser realizado na continuação deste programa a nível de doutorado

Fonte: Próprio autor

3.3 COMPÓSITOS DE CFRP

Em busca da verificação da possível degradação do material compósito utilizado no sistema de reforço segundo a técnica EBR, Ferreira (2019) iniciou um estudo da exposição de compósitos de CFRP aos ambientes laboratorial, umidade constante e intemperismo. Para isso, Ferreira (2019) confeccionou CPs de compósitos com o uso de mantas de CFRP impregnadas por resina B, com as dimensões e geometrias de acordo com as recomendações da norma ISO 527-5 (2009), conforme ilustra o detalhamento disposto na Figura 30.

Figura 30: Compósitos de resina epoxídica e CFRP (a) detalhamento (dimensões em mm) (b) corpo de prova CFRP



Fonte: Adaptado de Ferreira (2019)

Após o período de cura dos corpos de prova de CFRP (14 dias), Ferreira (2019) iniciou a campanha de exposição aos ambientes apresentados na Tabela 8.

Tabela 8: Resumo da campanha experimental

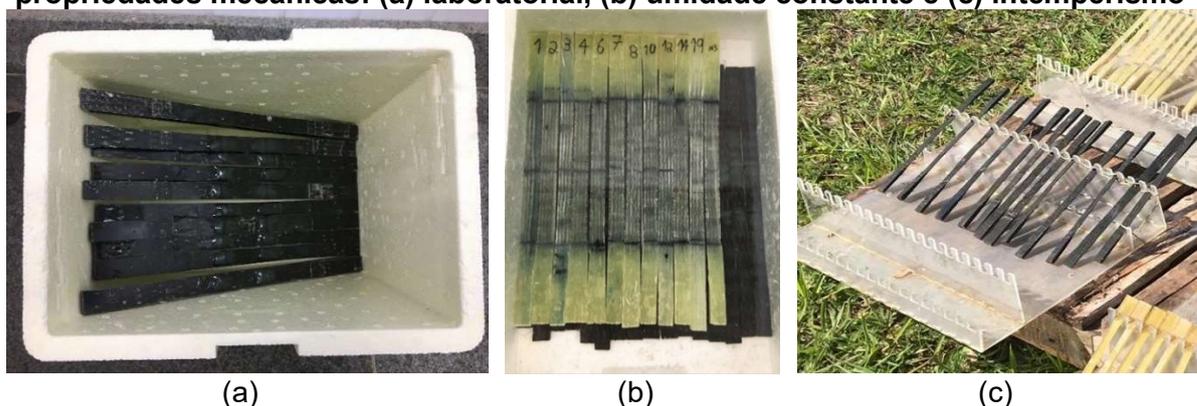
Idades	Número de corpos de prova de CFRP		
	Ambiente laboratorial	Ciclos de umidade	Intemperismo
7 dias (cura parcial)	5	5	5
14 dias (cura completa)	5	5	5
4 meses	5	5	5
8 meses	5	5	5
12 meses ¹	5	5	5
2 anos ¹	5	5	5
5 anos *	5	5	5
10 anos *	5	5	5
Total	40	40	40

* Ensaios a serem realizados na continuação deste programa experimental em outras IC, mestrados e doutorados
¹ Ensaios realizados no presente programa experimental

Fonte: Adaptado de Ferreira (2019)

Após o período de cura completa (14 dias), Ferreira (2019) posicionou os corpos de prova de CFRP nos ambientes laboratorial, umidade constante e intemperismo. Os corpos de prova mantidos em ambiente laboratorial foram acondicionados em uma caixa de isopor e mantidos no interior do LSE. Já para os corpos de prova expostos a umidade constante também foram dispostos em uma caixa de isopor, disposta no interior da oficina do LMC, e mantidos imersos em água potável oriunda da rede pública de abastecimento. Na Figura 31 podemos verificar uma representação dos locais de exposição dos corpos de prova de CFRP.

Figura 31: Locais de exposição dos CPs de CFRP para verificação da degradação das propriedades mecânicas: (a) laboratorial, (b) umidade constante e (c) intemperismo



Fonte: Adaptado de Ferreira (2019)

Neste trabalho foram produzidos 50 CPs de CFRP utilizando-se a mesma metodologia utilizada por Ferreira (2019), os quais foram expostos aos ambientes apresentados na Tabela 9.

Tabela 9: Campanha experimental desenvolvida para os compósitos a base de CFRP

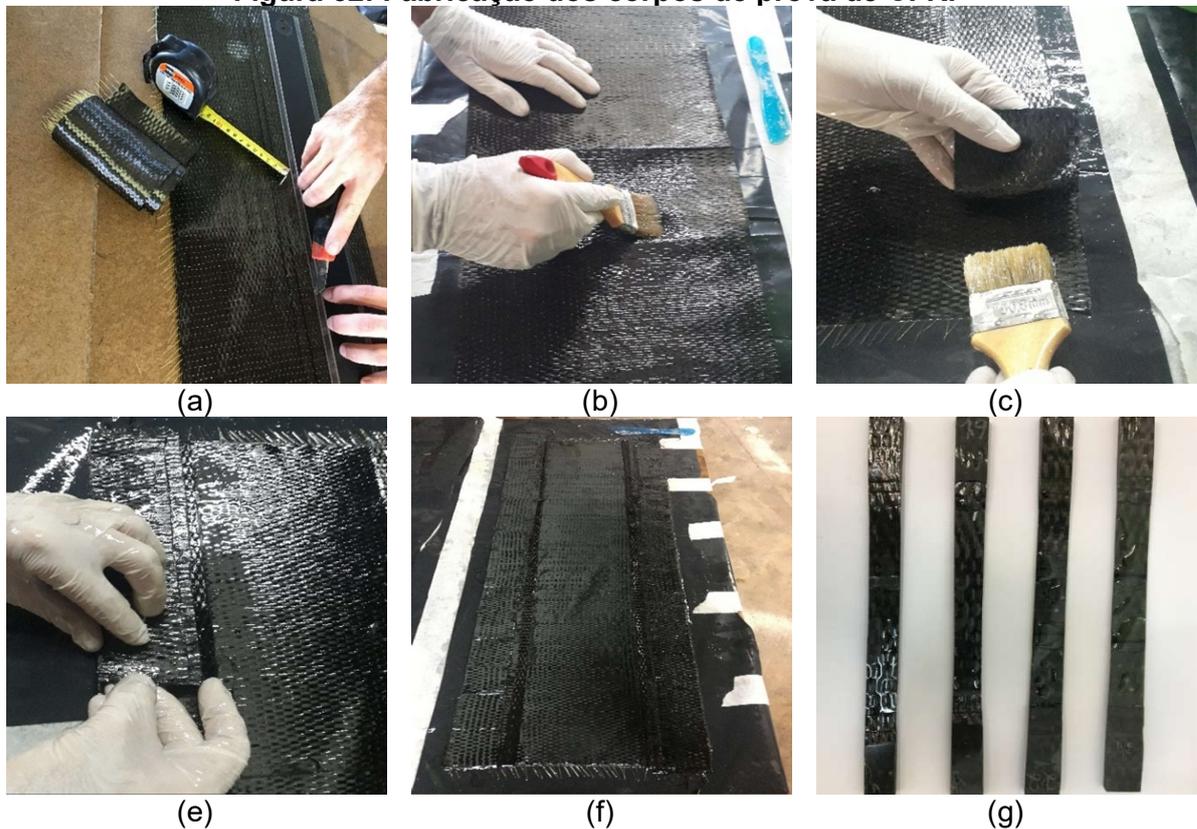
Idades	Número de corpos de prova de CFRP	
	Laboratorial	Degradação acelerada
7 dias	5	-
14 dias	5	-
1000 horas	5	5
3000 horas*	5	5
10000 horas*	5	5
Total	25	15

*Ensaio a ser realizado na continuação deste programa a nível de doutorac

Fonte: Próprio autor

Para a confecção dos CPs de CFRP utilizaram-se os mesmos materiais empregados no sistema de reforço aplicados nas vigas de concreto armado. O sistema de reforço aplicado nas vigas de concreto armado é do tipo EBR, cujo é classificado como curado *in situ*, ou seja, a cura é feita no local de aplicação. Para tal, utilizou-se resina de saturação, resina B, e manta de fibra de carbono.

Apresenta-se, na Figura 32, o passo a passo da metodologia utilizada na fabricação dos compósitos de CFRP, onde (a) medição e corte da manta, (b) impregnação da manta com resina epoxídica do tipo B, (c) impregnação na região das amarras, (d) posicionamento das camadas na região das amarras, (e) alinhamento da manta, (f) aspecto final da placa de CFRP e (g) aspecto final do CP de CFRP.

Figura 32: Fabricação dos corpos de prova de CFRP

Fonte: Próprio autor

Após o período total de cura, 14 dias, os CPs de CFRP foram mantidos no ambiente laboratorial ou posicionados no tanque de acondicionamento e posteriormente ensaiados nas idades de 7 e 14 dias e 1000 horas (42 dias). Posteriormente, na continuidade desta pesquisa, serão realizados os ensaios nas idades de 125 dias (3000 horas) e 417 dias (10000 horas).

3.4 AMBIENTES DE EXPOSIÇÃO

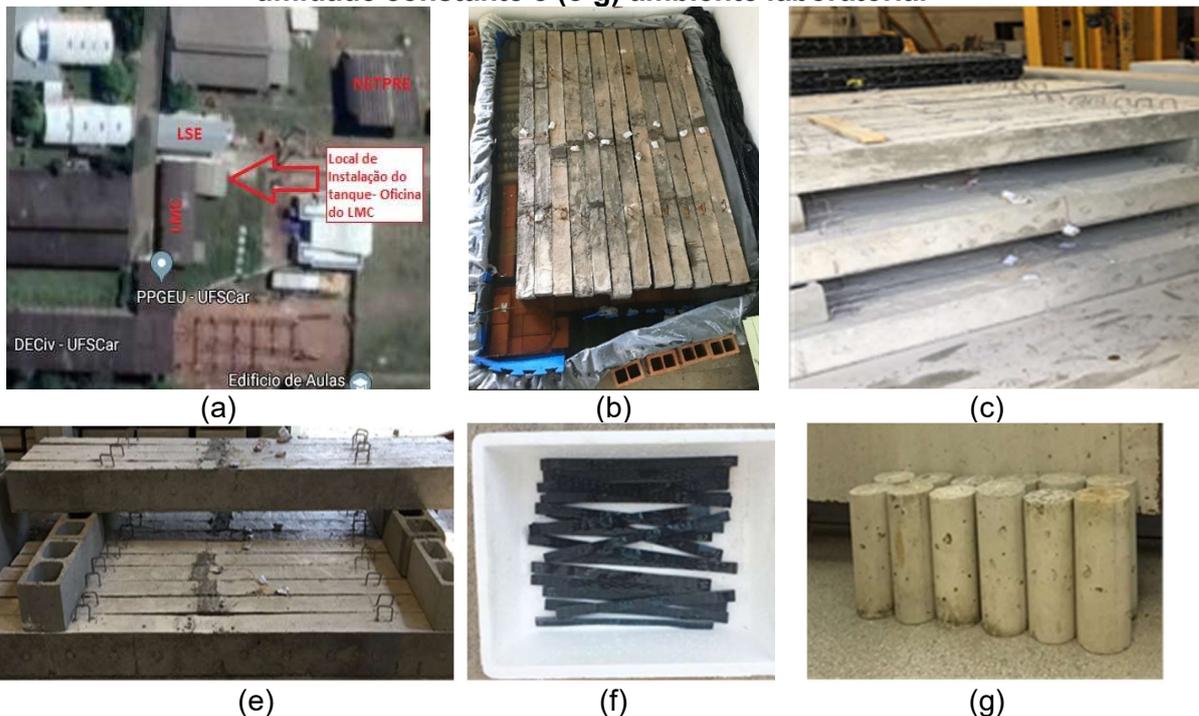
Para avaliar o comportamento e durabilidade das vigas, dois ambientes de exposição foram adotados nesta pesquisa, os quais são apresentados a seguir:

- Ambiente laboratorial (LAB): interno, protegido, o qual serviu como referência aos demais ensaios (Figura 33a). O ambiente adotado como laboratorial é o Laboratório NETPRE (Núcleo de Estudo e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto) da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), o qual é coberto e protegido de intempéries, e

- Tanques de acondicionamento para avaliação da durabilidade (ACP): com imersão do sistema de reforço em água potável, obtida da rede pública de abastecimento, com temperatura constante de $50\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 3\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Na Figura 33 (a) apresenta-se a localização do tanque, a Figura 33 (b) o tanque com umidade constante e temperatura controlada e na Figura 33 (c-d) o ambiente laboratorial (interno e protegido).

Figura 33: Locais de execução da campanha experimental de exposição dos elementos a degradação acelerada: (a) local de instalação do tanque, (b) tanque de umidade constante e (c-g) ambiente laboratorial



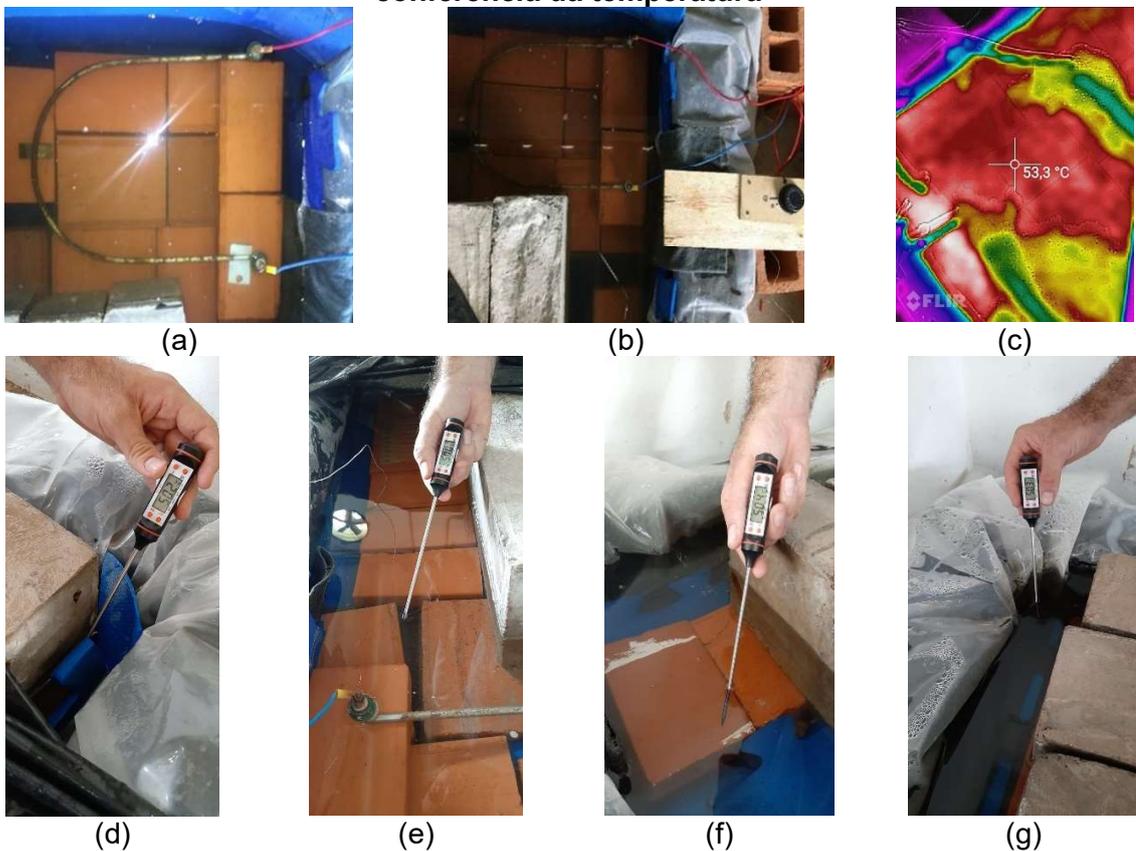
Fonte: Próprio autor

Para atender a demanda do programa experimental, foi confeccionado um tanque com as dimensões 3,0 x 2,20 x 0,20 m³. Para isso, blocos cerâmicos justapostos sobre o piso da oficina, 3 camadas de plástico e por, último, 1 camada de lona plástica impermeável com espessura de 300 micrometros foram utilizados para a confecção do tanque. O volume de água presente no tanque é de aproximadamente 475 litros e dentro dele foram dispostas as vigas de concreto armado e os corpos de prova de resinas (A e B), compósitos de CFRP e concreto.

O aquecimento da água foi realizado por meio de uma resistência elétrica tubular, do tipo U, com 2000 Watts de potência e dimensões de 250 mm de abertura, 400 mm de comprimento e pontas à 45°, ligada a rede elétrica com tensão de 220 v e instalada no interior do tanque conforme ilustra a Figura 34a.

O controle da temperatura foi realizado por meio de um termostato analógico (Figura 34b), o qual possui campo de leitura de 0° C a 120° C e foi posicionado no interior do tanque. Esporadicamente, realiza-se a conferência da temperatura da água, nos quatro cantos do tanque, utilizando-se câmera termográfica da marca *Flir* (Figura 34c) ou termômetro digital (Figura 34d-g).

Figura 34: Mecanismo de aquecimento da água do tanque de degradação acelerada e controle da temperatura: (a) resistência elétrica, (b) termostato e resistência e (c-g) conferência da temperatura



Fonte: Próprio autor

Tendo em vista a evaporação da água, uma lona plástica foi posicionada na parte superior do tanque visando sua redução e proteção contra o ingresso de sujidades e possíveis insetos (Figura 35).

Figura 35: Tanque de exposição coberto



Fonte: Próprio autor

Como citado anteriormente, o estudo em andamento é composto pelos períodos de exposição de 1000, 3000 e 10000 horas. Entretanto, este trabalho somente apresenta e discute os resultados obtidos para o período de 1000 horas, enquanto os demais resultados apresentados em trabalhos futuros. Para além disso, as recomendações do código americano ACI 440.9R (ACI, 2015) foram adaptadas para elementos de maiores dimensões, neste caso, vigas de concreto armado com 2,5 m de comprimento.

Tendo em vista tais ambientes, a designação utilizada para identificação de cada viga foi $V_{x_y_w-z}$, onde “x” é o número do elemento ensaiado (1 ou 2), “y” corresponde aos elementos mantidos em ambiente laboratorial (LAB, de *Laboratory*) ou expostos ao protocolo de acondicionamento acelerado (ACP, de *Accelerated Conditioning Protocol*), “w” devido a utilização ou não de material de reforço (0 ou CFRP) e “z” corresponde a data de realização do ensaio (14 dias ou 1000 horas (87 dias) após a aplicação do sistema de reforço). Um resumo do programa experimental é apresentado na Tabela 10.

Paralelamente à campanha experimental das vigas de concreto armado reforçadas com mantas de CFRP foram analisados, também, os materiais constituintes do sistema de reforço, especificamente resinas epoxídicas e compósito de CFRP, às mesmas idades das vigas.

Note-se que as vigas foram posicionadas no tanque de degradação quando o sistema de reforço atingiu a idade de 14 dias.

Tabela 10: Resumo do programa experimental

Idade do ensaio	Ambiente de exposição	Identificação	Total	
45 dias (ou 14 dias após aplicação do sistema de reforço)	Ambiente laboratorial (Referência)	V1_LAB_0_14d	2	
		V2_LAB_0_14d		
			V1_LAB_CFRP_14d	2
			V2_LAB_CFRP_14d	
1000 horas (87 dias) após aplicação do sistema de reforço	Ambiente laboratorial	V1_LAB_0_1000h	2	
		V2_LAB_0_1000h		
			V1_LAB_CFRP_1000h	2
			V2_LAB_CFRP_1000h	
	Tanques de acondicionamento com temperatura controlada		V1_ACP_0_1000h	2
			V2_ACP_0_1000h	
		V1_ACP_CFRP_1000h	2	
		V2_ACP_CFRP_1000h		

Fonte: Próprio autor

3.5 CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO

A caracterização das propriedades mecânicas do concreto do presente estudo foi realizada por meio da análise da resistência à compressão axial e do módulo de elasticidade. Na Tabela 10 estão relacionados o número de CPs confeccionados, ambientes de exposição e a data de ensaios.

Neste sentido, corpos de prova cilíndricos (\varnothing 10 x 20 cm) foram confeccionados, pautados nos padrões de controle tecnológico e seguindo os procedimentos de moldagem de acordo com as recomendações da NBR 5738 (ABNT, 2015). Assim, no ato da concretagem realizou-se a confecção dos CPs utilizando o mesmo concreto (usinado) utilizado para as vigas de concreto armado.

Após a moldagem, os CPs foram mantidos juntos das vigas, no qual também foram cobertos por um plástico. Após cura, foram introduzidos nos mesmos ambientes de estudo anteriormente apresentados. A Figura 36 apresenta os moldes cilíndricos utilizados na confecção dos CPs.

Figura 36: Moldes cilíndricos para corpos de prova de concreto

Fonte: Próprio autor

Tabela 11: Resumo dos corpos de prova cilíndricos de concreto (Ø 10 x 20 cm)

Ambiente de exposição	Tipo de ensaio	Previsão de ensaio	Quantidade de corpos de prova
Referência	Compressão axial	28 dias após a concretagem	5
Laboratorial	Compressão axial e módulo de elasticidade	14 dias após a aplicação do reforço	5
		1000h	5
		3000h*	5
		10000h*	5
Tanque de degradação	Compressão axial e módulo de elasticidade	1000h	5
		3000h*	5
		10000h*	5
Total de corpos de prova			40

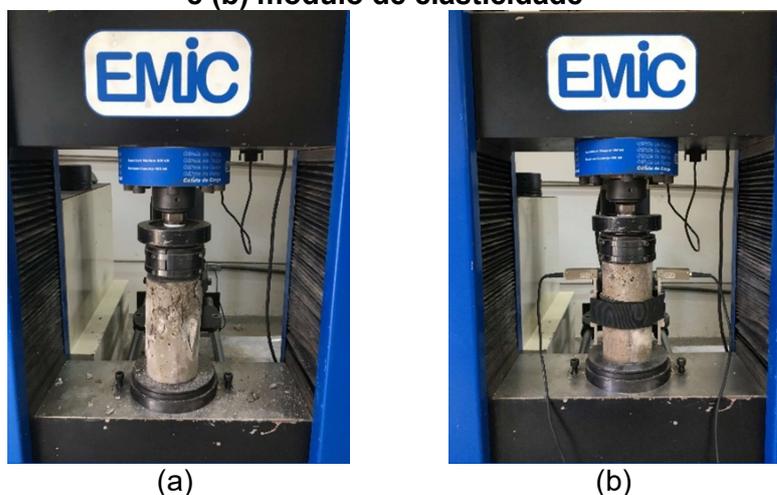
*Ensaio a serem realizados no doutorado

Fonte: Próprio autor

Para a caracterização das propriedades mecânicas do concreto foram realizados ensaios de resistência à compressão axial (Figura 37a) e módulo de elasticidade (Figura 37b) seguindo as recomendações das normas NBR 5739 (ABNT, 2018) e NBR 8522 (ABNT, 2017), respectivamente. Para isso, foram retificadas as superfícies dos corpos de prova de concreto visando a regularização de sua superfície e garantia de uma melhor distribuição de tensões na realização dos ensaios.

Para obtenção do módulo de elasticidade foram utilizados extensômetros eletrônicos de configuração dupla da marca EMIC, os quais possuem comprimento de leitura de 150 mm e faixa de medição entre 0,0001 e 2,5 mm, os quais foram posicionados nas faces laterais dos CPs, tal como apresentado na Figura 37b.

Figura 37: Ensaio de caracterização do concreto: (a) resistência à compressão axial e (b) módulo de elasticidade



Fonte: Próprio autor

3.6 CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO

As propriedades mecânicas do aço foram avaliadas por meio de ensaios de tração axial de acordo com as recomendações da norma NBR 6892-1 (ABNT, 2018). Um mínimo de três amostras para cada diâmetro de barra foi ensaiado. As amostras possuíam comprimento de 60 cm e diâmetro de 10 mm. Tanto os ensaios de caracterização do aço quanto do concreto foram realizados no LSE da UFSCar (Figura 38).

Assim como para o concreto, também foram utilizados extensômetros eletrônicos de configuração dupla da marca EMIC para obtenção do comportamento tensão-deformação e módulo de elasticidade do aço.

Figura 38: Ensaio de caracterização das propriedades do aço: (a) arranjo de ensaio e (b) aspecto final das amostras



Fonte: Próprio autor

3.7 CARACTERIZAÇÃO DAS RESINAS EPOXÍDICAS

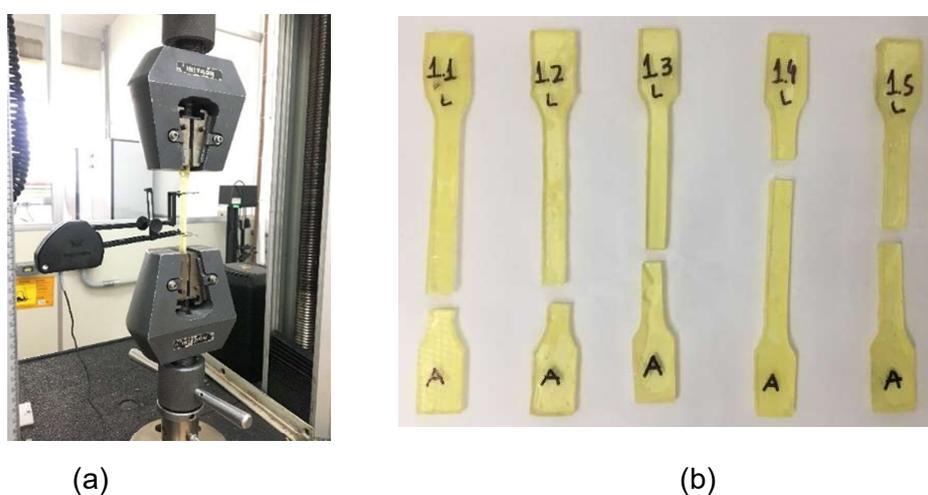
Os adesivos utilizados para fixar o sistema de reforço compósito ao substrato de concreto foram fornecidos pelo mesmo fabricante da manta de fibra de carbono utilizada neste trabalho. Neste programa experimental utilizaram-se resinas epoxídicas bi-componentes do tipo *primer* e saturação.

A geometria, dimensões dos corpos de prova e ensaio seguiram as recomendações da norma ISO 527-2 (2012). Os ensaios de caracterização das resinas epoxídicas foram realizados no Laboratório de Polímeros do Departamento de Engenharia de Materiais (DEMa) da UFSCar utilizando a máquina de ensaios universal da marca Instron, modelo 5569, com velocidade de aplicação de carga de 2 mm/min segundo as recomendações das normas ISO 527-1 (2012) e ISO 527-5 (2012).

As deformações foram medidas com o uso de um extensômetro eletrônico, da marca Instron, o qual possui comprimento de leitura de 50 mm, o qual foi posicionado no centro dos corpos de prova e removidos quando uma deformação de 1 ‰ foi atingida.

Maiores informações sobre a caracterização dos adesivos e resultados experimentais também podem ser encontradas nos trabalhos de Escobal (2017) e Ferreira (2019). Na Figura 39a apresenta-se o arranjo de ensaio de tração uniaxial e na Figura 39b o aspecto final dos corpos de prova ensaiados.

Figura 39: Ensaio mecânico de tração uniaxial nas amostras de resinas epoxídicas do presente estudo



Fonte: Próprio autor

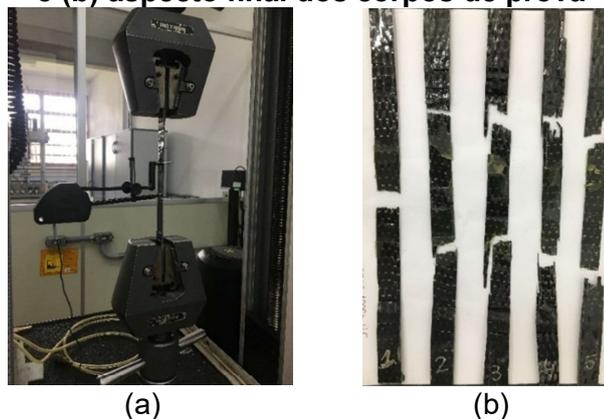
3.8 CARACTERIZAÇÃO DOS COMPÓSITOS DE CFRP

O sistema de fabricação do compósito de CFRP, na qual a fibra e a matriz são fornecidas em separado, é conhecido como sistema curado *in situ*. Neste programa experimental, um sistema curado "*in situ*" foi utilizado. Neste sentido, uma manta de fibra de carbono unidirecional com gramatura de 300 g/m² foi impregnada com resina do tipo epóxi. Ensaios de tração uniaxial na direção principal das fibras foram realizados segundo a ISO 527-1 (2012) e a ISO 527-5 (2009) para a determinação do módulo de elasticidade e tensão última, respectivamente (Figura 40).

Os ensaios de caracterização dos compósitos de CFRP também foram realizados no Laboratório de Polímeros do Departamento de Engenharia de Materiais (DEMa) da UFSCar com o uso da máquina de ensaios universal da marca Instron modelo 5569, cujas características e configurações de ensaio foram anteriormente apresentadas.

Na Figura 40a apresenta-se o arranjo de ensaio de tração uniaxial e na Figura 40b o aspecto final dos corpos de prova ensaiados.

Figura 40: Ensaio de tração uniaxial no corpo de prova de CFRP: (a) arranjo de ensaio e (b) aspecto final dos corpos de prova



Fonte: Próprio autor

3.9 ENSAIO DE FLEXÃO NAS VIGAS

Foram realizados ensaios mecânicos de flexão em três pontos com aplicação de carga a meio vão das vigas nas idades de (i) 14 dias após a aplicação do sistema de reforço e (ii) após o período de exposição de 1000 horas dos elementos ao protocolo de acondicionado baseado nas recomendações da norma ACI 440.9R (ACI, 2015). Note-se que tanto as vigas quanto os corpos de prova de resina ou compósitos foram ensaiados após 5h de sua retirada dos tanques, tal como preconizado no código americano.

Os ensaios das vigas foram conduzidos com o uso de uma máquina universal de ensaios EMIC, modelo DL 60000, disponível no Laboratório de Sistemas Estruturais (LSE) da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), e baseado na metodologia utilizada por Ferreira (2019).

O carregamento foi aplicado sob controle de deslocamento a uma taxa de 1,0 mm/min. A aplicação de carga foi duplamente aferida com uso de uma célula de carga externa com capacidade de 200 kN (com resolução de leitura de 0,01 kN), além da célula de carga da própria máquina de ensaio, a qual possui uma célula de carga com capacidade máxima de 600 kN e resolução de leitura de 0,1 kN.

Os deslocamentos e as deformações no concreto, armadura longitudinal e compósitos de CFRP foram registradas por meio de um sistema de aquisição de dados modelo ADS-2000, fabricado pela LYNX. A instrumentação das vigas incluiu um transdutor de deslocamento e seis extensômetros elétricos.

O transdutor de deslocamento, da marca Vishay, com campo de leitura de 100 mm, foi utilizado para medir o deslocamento vertical das vigas. Esse foi fixado a um suporte externo e posicionado a meio vão nas vigas conforme ilustra a Figura 41.

Figura 41: LVDT posicionado para medir o deslocamento vertical



Fonte: Próprio autor

As deformações no concreto foram medidas com o uso de um extensômetro elétrico do tipo BX-120-50AA (11) (resistência de 120Ω e comprimento da grade de leitura de 50 mm), produzido pela Excel Sensores, o qual foi posicionado a meio vão das vigas de concreto armado (SG1, Figura 42).

Figura 42: Aplicação do extensômetro elétrico no concreto: (a) preparação da superfície e (b) SG colado no centro da viga de concreto armado



(a)

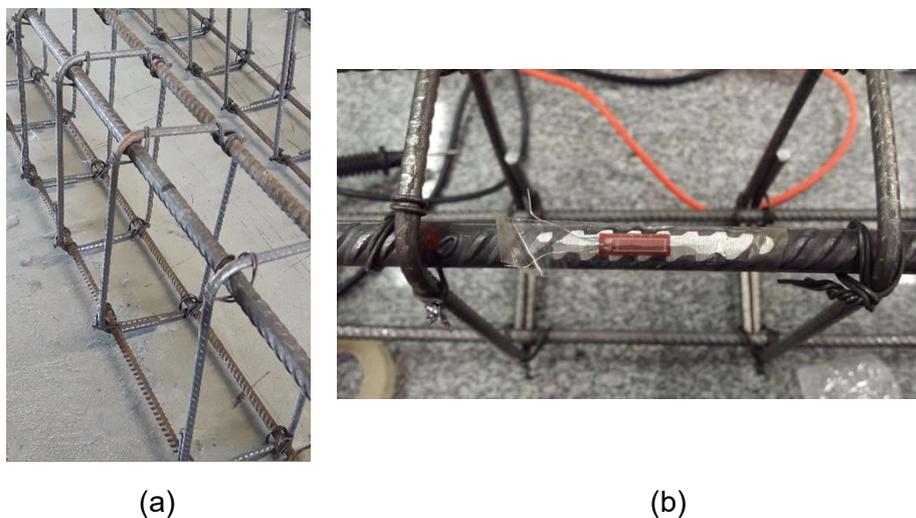


(b)

Fonte: Próprio autor

As deformações na armadura longitudinal foram aferidas por meio de extensômetros elétricos do tipo KFG-10-120-C11 (resistência de 120Ω e comprimento da grade de leitura de 10 mm), produzidos pela KYOWA, os quais foram posicionados na seção da seção central da uma das barras longitudinais (SG2, Figura 43).

Figura 43: Instrumentação da armadura metálica: (a) demarcação do ponto central na barra de aço e (b) aplicação do extensômetro



Fonte: Próprio autor

Por fim, as deformações dos compósitos de CFRP foram registradas com o uso de extensômetros elétricos do tipo KFG-05-120-C11 (resistência de 120Ω e comprimento da grade de leitura de 5 mm), também produzidos pela Excel Sensores, os quais foram posicionados ao longo do material de reforço (SG3 ao SG5, Figura 44).

Figura 44: Extensômetro aplicado na manta de fibra de carbono



Fonte: Próprio autor

As Figuras 45 e 46 apresentam a configuração e posicionamento da instrumentação utilizada no ensaio das vigas de concreto armado.

Figura 45: Instrumentação utilizada nas vigas de concreto armado com e sem reforço

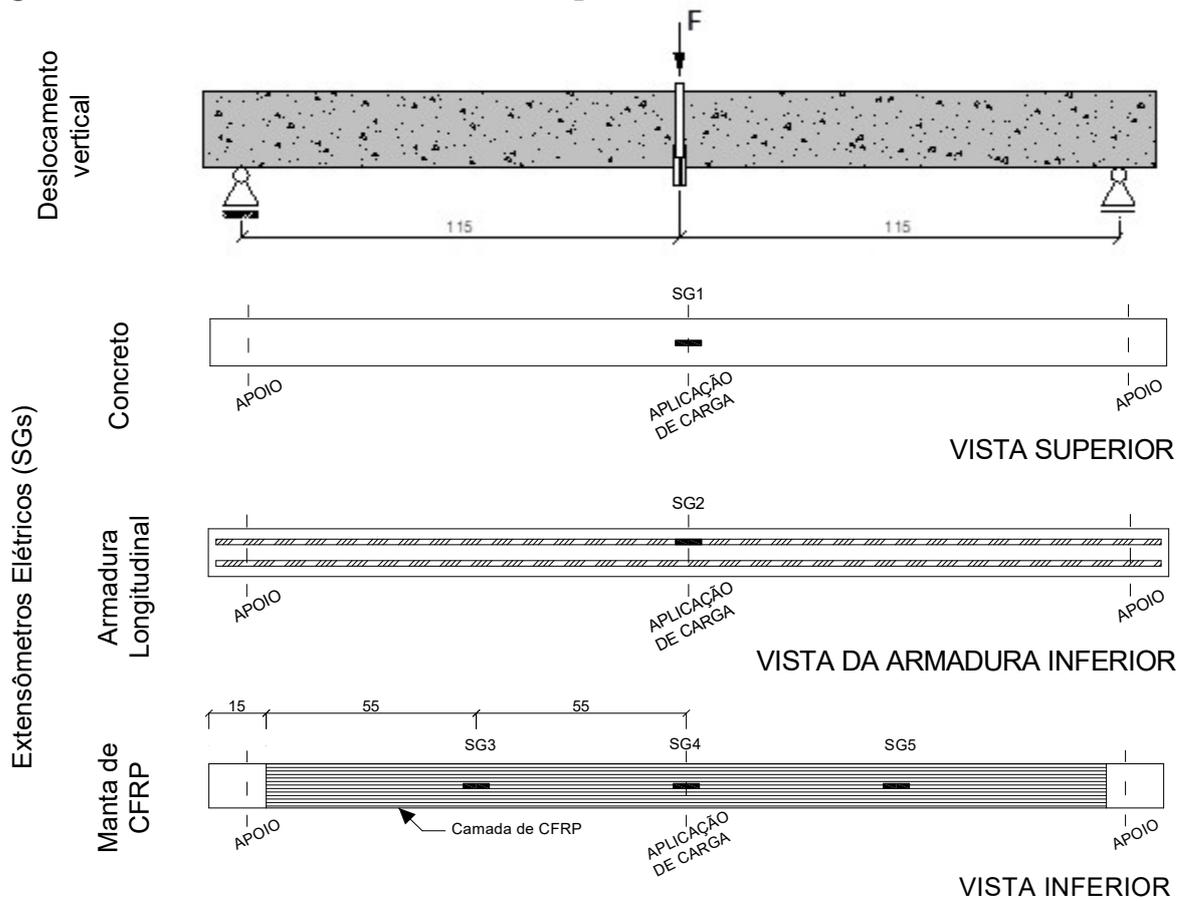


Figura 46: Instrumentação posicionada na viga de concreto armado

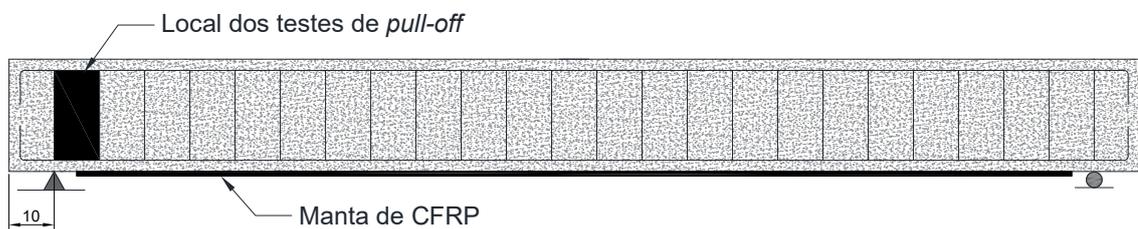


3.10 ENSAIO DE ADERÊNCIA

Atualmente utilizam-se os ensaios de aderência, conhecidos como *pull-off*, como forma de controle tecnológico nas obras de engenharia civil. Neste sentido, a tensão de aderência no substrato de concreto das vigas de concreto armado e a aderência entre o compósito de CFRP com o substrato de concreto foram avaliadas no presente trabalho. Os ensaios de *pull-off* foram conduzidos após 14 dias de cura do sistema de reforço e, também, após o período de 1000 horas.

O código americano ACI 440.9R (ACI, 2015) recomenda que o ensaio seja realizado nas extremidades da viga de concreto armado. Entretanto, devido à geometria da viga de concreto armado, não foi possível atender a tal recomendação devido a presença dos ganchos, da armadura de ancoragem, nesta região, o que poderiam interferir nos resultados obtidos. Neste sentido, os ensaios foram conduzidos nas faces laterais das vigas de concreto armado, em uma região onde não havia presença de armadura e sem padrão fissuratório visível após a realização dos ensaios mecânicos de flexão (Figura 47). Apresenta-se na Figura 48 o processo de aplicação do sistema de reforço para os ensaios de aderência.

Figura 47: Região de aplicação do CFRP nas vigas de concreto armado reforçadas



Fonte: Próprio autor

Figura 48: Processo de aplicação do CFRP para os ensaios de aderência: (a) impregnação da manta de fibra de carbono; (b) posicionamento do CFRP; (c) regularização com o rolo de borracha e (d) aparência final do CFRP aplicado



(a)

(b)

(c)

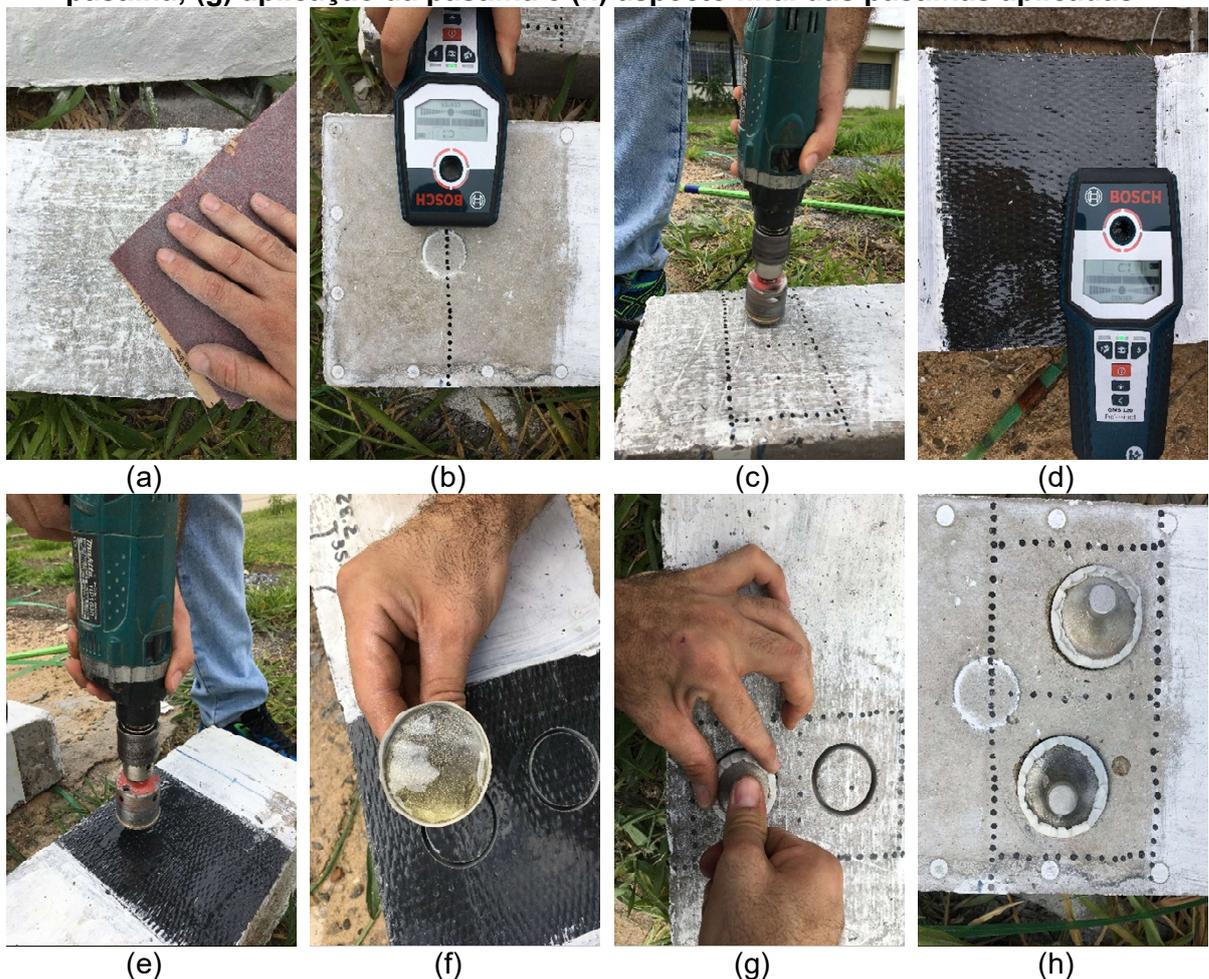
(d)

Fonte: Próprio autor

O ensaio foi precedido da pacometria da viga com o intuito de conhecer o real posicionamento da armadura e, posteriormente, pela definição da área sem quaisquer tipos de interferência. Após a delimitação da região de ensaio fez-se o tratamento da superfície com o auxílio de uma lixa, a qual removeu a camada de tinta anteriormente aplicada. Em seguida, aplicou-se ar comprimido para limpeza e remoção de possíveis sujidades.

Nas vigas de concreto armado reforçadas, aplicou-se uma camada do sistema de reforço, o mesmo utilizado na face tracionada, na mesma região previamente definida e tratada para as vigas sem reforço. Para tal, após a execução dos ensaios mecânicos de flexão nas vigas de concreto armado, realizaram-se cortes circulares, com uma profundidade média de 2 cm, utilizando-se furadeira e serra copo com diâmetro de 50 mm. Em seguida efetuou-se a colagem das pastilhas de alumínio, com diâmetro de 50 mm, no substrato de concreto e na manta de CFRP, conforme recomendado na norma ASTM D7522 (ASTM, 2015). Apresenta-se na Figura 49 o passo a passo realizado para aplicação das pastilhas.

Figura 49: Procedimento de aplicação das pastilhas: (a) limpeza da superfície da viga; (b) pacometria na região pré-definida; (c) cortes nas áreas demarcadas; (d) pacometria sobre o sistema de reforço; (e) cortes sobre o CFRP; (f) aplicação de resina na pastilha; (g) aplicação da pastilha e (h) aspecto final das pastilhas aplicadas



Fonte: Próprio autor

Note-se que a resina epoxídica de saturação foi utilizada para a colagem das pastilhas nas áreas de ensaio e em cada viga foram coladas 2 pastilhas. O período de cura seguiu os mesmos definidos para o sistema de reforço principal, 14 dias após a aplicação.

Os ensaios foram conduzidos seguindo as recomendações da norma ASTM D7522 (ASTM, 2015). Para isso, utilizou-se o equipamento de arrancamento manual da marca *DeFelsko*, modelo ATM50, o qual possui campo de leitura de 0,4 a 3,3 MPa, com precisão na casa de 0,01 MPa, para a pastilhas com diâmetro de 50 mm.

3.11 ANÁLISE ESTATÍSTICA

Estatística é definida por Paul Valleman (2002) como a ciência que permite obter conclusões a partir da análise de dados. O processo de análise estatística de um conjunto de dados inicia-se pela organização das informações seguida pelo tratamento dos dados, análises e, por fim, a divulgação dos resultados.

Considerando-se que a análise direta dos valores médios de um conjunto de dados pode induzir a falsas conclusões sobre o assunto analisado, optou-se por realizar a análise estatística nos resultados obtidos experimentalmente.

Assim, análises estatísticas dos resultados obtidos nos ensaios mecânicos de tração uniaxial dos corpos de prova de resinas epoxídicas e CFRPs foram realizados com o propósito de facilitar a compreensão dos resultados e amparar a discussão.

Para uma melhor interpretação dos resultados optou-se por realizar o teste de Tukey com o uso do software de análise estatística Minitab 18, versão 2018, desenvolvido pela empresa Minitab. Os parâmetros adotados na análise foram nível de significância em 5 % e confiabilidade de 95 % para os intervalos de confiança.

A metodologia utilizada para classificação das equivalências dos resultados foi realizada com o uso de letras inseridas nas colunas dos gráficos.

Aplicou-se os seguintes conjuntos de letras para as amostras analisadas: Ambiente de exposição: Laboratorial (LAB) A, B, C, D e E; Intemperismo (INT) K, L, M, N e O; Umidade constante (UC): W, X, Y, Z e V; e Degradação acelerada (ACP): P e Q.

Nesse contexto, a primeira letra do conjunto indica os valores médios estatisticamente equivalentes a maior média obtida em um mesmo grupo de dados; a segunda letra do conjunto estipulado expressa a segunda maior média observada estatisticamente diferente da maior (primeira letra) e assim sucessivamente. Assim, definiu-se que letras iguais referem-se a médias estatisticamente equivalentes, enquanto letras diferentes remetem a médias estatisticamente divergentes.

3.12 ANÁLISES TEÓRICAS

Inicialmente realizou-se o estudo dos modelos de dimensionamento propostos no ACI 440.2R (ACI, 2017) apresentados anteriormente no item 2.5. Após a leitura e entendimento, buscou-se trabalhos experimentais que abordam a utilização de sistemas de reforço na técnica EBR CFRP aplicados em vigas de concreto armado.

Para tal, selecionou-se o trabalho desenvolvido por Ferreira (2019), o qual também fez parte do mesmo grupo de pesquisa onde este trabalho está inserido e então, realizou-se a comparação dos resultados teóricos obtidos por meio dos modelos de dimensionamento com os resultados experimentais obtidos por ele em seu programa experimental. Os resultados obtidos na aplicação dos modelos de dimensionamento encontram-se no Apêndice A

Após a conferência dos modelos de dimensionamento, seguiu-se com as análises teóricas propostas no presente trabalho, estimando a previsão da capacidade portante e as deformações no aço, no concreto e no compósito de CFRP.

O cálculo da capacidade portante das vigas de concreto armado foram realizados de acordo com as recomendações da norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) e código americano ACI 318 (2019). Para tal, considerou-se a geometria apresentada por Ferreira (2019) e as propriedades mecânicas utilizadas, para o concreto e o aço, foram obtidas experimentalmente, cujos valores médios são apresentados nas Tabela 12, onde f_{cm} é o valor médio da resistência a compressão do concreto, E_c é o módulo de elasticidade do concreto, f_y é a tensão de escoamento instalada na armadura e E_s é o módulo de elasticidade do aço.

Tabela 12: Propriedades mecânicas do concreto e aço

Elemento	Armadura longitudinal (mm)	Armadura transversal (mm)	Concreto		Aço	
			f_{cm} (MPa)	E_c (GPa)	f_y (MPa)	E_s (GPa)
Viga de concreto armado	2 Ø 10	Ø 5,0 c/ 100	32	34,7	565,0	196,4

Fonte: Próprio autor

Os cálculos para previsão de incremento na capacidade portante, proporcionado pelo sistema de reforço, foram realizados de acordo com as recomendações de cálculo do código americano ACI 440.2R (ACI, 2017). Para tal, foram consideradas as vigas de concreto armado com as mesmas configurações utilizadas no cálculo da capacidade portante.

O sistema de reforço selecionado foi do tipo EBR CFRP, o qual é composto por manta de fibra de carbono (unidirecional) com gramatura de 300 g/m², espessura (t_f) igual a 0,176 mm, resistência à tração máxima (f_{tu}^*) igual a 2715,59 MPa, módulo de elasticidade (E_f) de 244,97 GPa e deformação última de ruptura de 11,08 %.

Como ambiente de exposição (C_E), os valores de 1,0, 0,95 e 0,85 foram adotados para simulações do ambiente de referência (projeto), interno e protegido ou da exposição a umidade constante com temperatura controlada, respectivamente.

4. RESULTADOS

4.1 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS

Apresentam-se os resultados obtidos para caracterização das propriedades mecânicas dos materiais que compõe a viga de concreto armado, concreto e aço, e o sistema de reforço, manta de fibra de carbono e resinas epoxídicas.

4.1.1 CONCRETO

Verificou-se a resistência à compressão do concreto utilizado na confecção das vigas de concreto armado do presente estudo por meio de ensaios de resistência à compressão axial de corpos e ensaios de módulo de elasticidade em corpos de prova cilíndricos de concreto. A Tabela 13 apresenta os valores médios para as propriedades mecânicas do concreto obtidos por meio dos ensaios de resistência à compressão axial, cujos corpos de prova foram ensaiados nas datas 28 dias após a concretagem, nos ensaios das vigas de concreto armado com e sem reforço de referência (45 dias) e após o período de exposição ao ambiente laboratorial e umidade constante com temperatura controlada (87 dias, 1000 horas). Note-se que não foram realizados ensaios de módulo de elasticidade nas amostras de referência devido a indisponibilidade de agenda do Laboratório de Sistemas Estruturais (LSE) da UFSCar.

Tabela 13: Propriedades mecânicas do concreto

Ambiente de exposição	Idade (dias)	Resistência a compressão (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
Referência	28	32,7 (6,9) *	---
	45	32,7 (10,2) *	---
Laboratorial	87	33,4 (2,8) *	34,7 (1,1) *
Umidade constante com temperatura controlada	87	35,7 (2,7) *	38,2 (1,1) *

* (valor) Coeficiente de Variação (COV) = (Desvio-padrão/Média) × 100

Fonte: Próprio autor

Para além disso, por meio dos testes de abatimento de cone (*slump test*), obteve-se os valores de 180 mm e 160 mm para o início e término da concretagem, respectivamente. Pela análise dos resultados obtidos percebe-se que valores similares de resistência a compressão e módulo de elasticidade foram obtidos, não indicando degradação do material frente ao meio de exposição.

4.1.2 AÇO

As propriedades mecânicas do aço utilizado na armadura metálica longitudinal das vigas de concreto armado foram verificadas por meio de ensaios de tração uniaxial em amostras de aço do mesmo lote as quais foram adquiridas. A Tabela 14 apresenta as propriedades mecânicas das barras de aço com diâmetro de 10,0 mm, sendo elas tensão e deformação de escoamento, módulo de elasticidade e tensão última.

Tabela 14: Propriedades mecânicas do aço utilizado no presente estudo

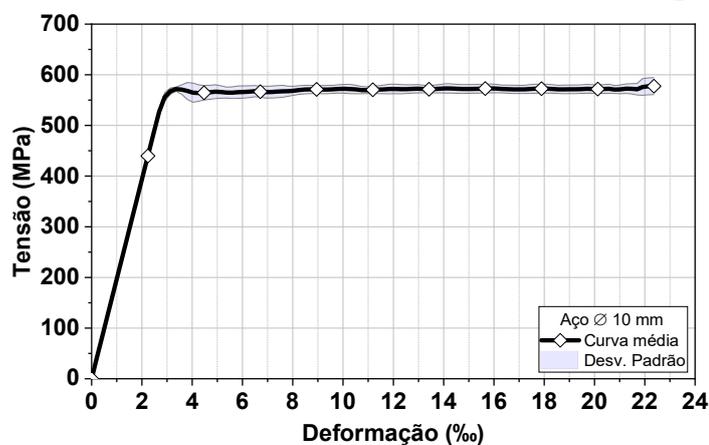
Diâmetro (mm)	Tensão de escoamento (MPa)	Deformação de escoamento (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Tensão última (MPa)
10	565,0 (1,1) *	3,0 (1,8) *	196,4 (1,0) *	578,5 (2,8) *

* (valor) Coeficiente de Variação (COV) = (Desvio-padrão/Média) × 100

Fonte: Próprio autor

Por meio do diagrama de tensão *versus* deformação (Figura 50), verificou-se para o aço com diâmetro de 10 mm comportamento típico do aço tipo CA-50, com patamar de escoamento bem definido.

Figura 50: Tensão *versus* deformação do aço da armadura longitudinal de tração



Fonte: Próprio autor

4.1.3 RESINAS EPOXÍDICAS

Apresentam-se a seguir, os resultados obtidos na continuação do programa experimental iniciado em 2016 por Escobal (2017), cujo objetivo principal é avaliar a degradação das propriedades mecânicas (tensão de tração máxima e módulo de elasticidade) de resinas epoxídicas expostas aos ambientes laboratorial, umidade constante e intemperismo por meio de ensaios de tração uniaxial. Para tal, Escobal (2017) analisou o comportamento de amostras de resinas A (*primer*) e B (saturação) frente a exposição aos ambientes pré-definidos, nas idades 7 dias (meia cura), 14 dias (cura completa) e 4 meses. Assim, dando continuidade no estudo, analisou-se o comportamento das resinas A e B

expostas aos ambientes laboratorial, umidade constante e intemperismo pelos períodos 12 e 24 meses. Seguindo a linha de raciocínio, este tópico foi organizado da seguinte forma: primeiramente apresentam-se os resultados para as resinas do tipo A e B, expostas em ambiente laboratorial, umidade constante e de intemperismo. Por fim, apresentam-se os resultados obtidos para as resinas A e B, produzidas no presente trabalho, as quais foram mantidas em ambiente laboratorial ou expostas a degradação acelerada e ensaiadas nas idades de 7 e 14 dias e 1000 horas (42 dias). Os resultados são apresentados separadamente, e para discussão destes, amparou-se nos resultados da análise estatísticas.

4.1.4 AMBIENTE LABORATORIAL

Apresentam-se a seguir os resultados médios de tensão máxima e módulo de elasticidade, obtidos nos ensaios mecânicos de tração uniaxial nos os corpos de prova de resina A e B (Tabela 15) e na Figura 51 os diagramas com as curvas médias de tensão *versus* deformação para as amostras de resinas A e B expostas ao ambiente laboratorial.

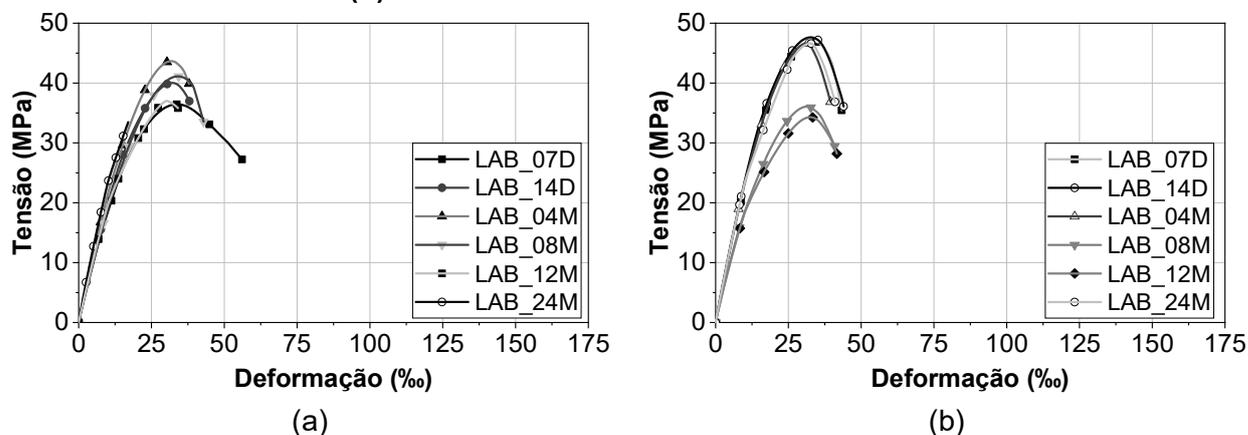
Tabela 15: Principais resultados para resinas A e B expostas ao ambiente laboratorial

Ambiente/idade	Resina A						Resina B					
	Tensão máxima			Módulo de Elasticidade			Tensão máxima			Módulo de Elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
LAB_07D ¹	36,5	1,1	3,0	2,1	0,2	9,9	47,0	1,0	2,1	2,5	0,2	6,1
LAB_REF ¹	40,2	1,5	3,7	2,2	0,2	10,7	46,1	1,3	2,8	2,6	0,1	4,7
LAB_04M ¹	42,6	1,2	2,8	2,2	0,3	11,4	46,7	0,5	1,1	2,6	0,1	4,5
LAB_08M ²	40,6	0,5	1,2	2,0	0,2	8,5	36,3	2,0	5,5	2,1	0,0	2,1
LAB_12M ³	39,1	1,2	3,0	2,1	0,2	8,2	34,7	0,6	1,8	2,0	0,3	12,9
LAB_24M ³	40,9	3,4	8,3	2,2	0,2	5,5	41,1	7,3	17,9	2,5	0,1	4,2

Legenda: D.P.= Desvio Padrão; COV = Coeficiente de Variação = (D.P./média) x 100.

Fonte: ¹ Escobal (2017), ² Ferreira (2019) e ³ próprio autor

Figura 51: Curvas médias de tensão *versus* deformação para as resinas do tipo A (a) e B (b) mantidas em ambiente laboratorial



Fonte: Escobal (2017), Ferreira (2019) e próprio autor

4.1.4.1 Umidade Constante

Apresentam-se na Tabela 16 os resultados médios de tensão máxima e módulo de elasticidade obtidos para as amostras de resinas A e B expostas a umidade constante, os quais foram obtidos por meio dos ensaios mecânicos de tração uniaxial. Na Figura 52 são apresentados os diagramas com as curvas médias de tensão *versus* deformação para a resina A (Figura 52a) e B (Figura 52b).

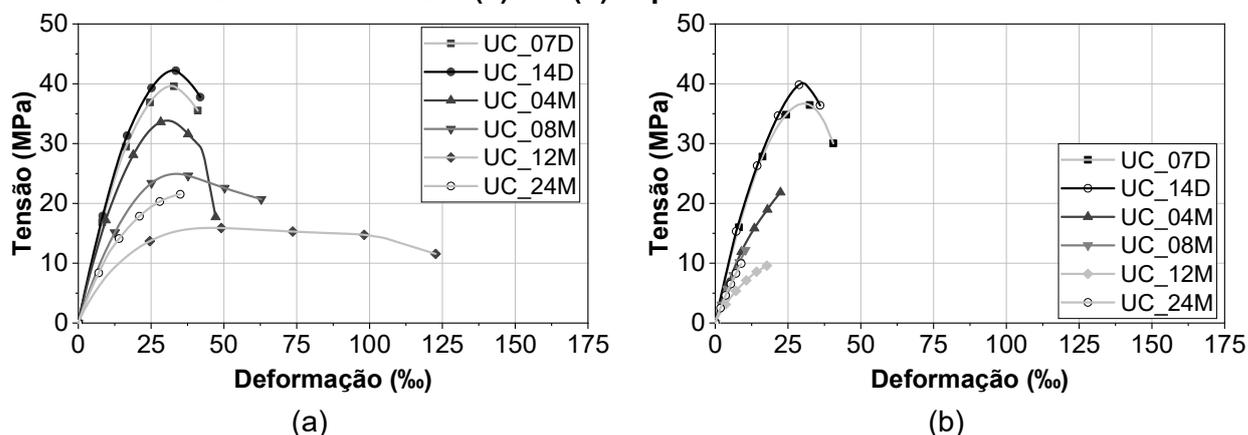
Tabela 16: Principais resultados para as resinas A e B expostas a umidade constante

Ambiente/idade	Resina A						Resina B					
	Tensão máxima			Módulo de Elasticidade			Tensão máxima			Módulo de Elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
UC_07D ¹	39,7	0,9	2,4	2,2	0,07	3,2	36,7	0,9	2,6	2,1	0,1	4,4
UC_REF ¹	40,1	1,2	3,0	2,2	0,1	4,2	38,1	5,7	14,9	2,2	0,1	7,6
UC_04M ¹	24,5	1,4	5,0	1,9	0,2	10,0	19,6	3,8	19,3	1,5	0,09	5,8
UC_08M ²	24,8	0,8	3,5	1,4	0,1	7,0	12,1	0,5	4,8	1,3	0,1	6,9
UC_12M ³	22,7	0,6	2,6	1,3	0,05	2,6	12,5	0,4	3,9	0,8	0,05	6,0
UC_24M ³	12,2	1,7	13,9	1,8	0,1	5,5	12,2	1,4	11,9	1,3	0,05	3,5

Legenda: D.P.= Desvio Padrão; COV = Coeficiente de Variação = (D.P./média) x 100.

Fonte: ¹ Escobal (2017), ² Ferreira (2019) e ³ próprio autor

Figura 52: Diagrama com as curvas médias de tensão *versus* deformação para as amostras de resinas A (a) e B (b) expostas a umidade constante



Fonte: Escobal (2017), Ferreira (2019) e próprio autor

4.1.4.2 Intemperismo

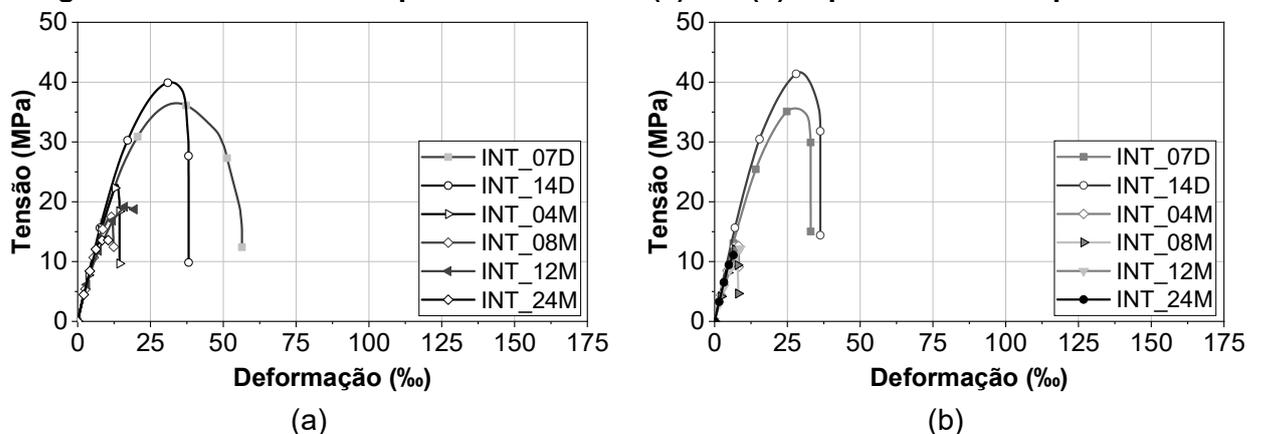
São apresentados na Tabela 17 os resultados médios de tensão máxima e módulo de elasticidade, os quais foram obtidos por meio dos ensaios mecânicos de tração uniaxial nas amostras de resinas epoxídicas A e B, as quais foram expostas ao intemperismo, e na Figura 53, para as mesmas amostras, apresentam-se os diagramas com as curvas médias de tensão *versus* deformação.

Tabela 17: Principais resultados para as resinas A e B expostas ao intemperismo

Ambiente/idade	Resina A						Resina B					
	Tensão máxima			Módulo de Elasticidade			Tensão máxima			Módulo de Elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
INT_07D ¹	36,5	1,1	3,0	2,1	0,2	9,9	36,7	1,1	3,0	2,1	0,2	7,5
INT_REF ¹	42,2	1,5	3,5	2,2	0,2	10,7	42,2	1,1	2,6	2,4	0,2	7,7
INT_04M ¹	32,9	2,4	7,2	2,1	0,2	9,7	15,5	2,6	16,6	2,0	0,1	3,4
INT_08M ²	24,8	3,0	12,0	2,0	0,1	5,3	13,0	0,8	6,4	1,8	0,2	8,4
INT_12M ³	20,5	3,1	15,1	1,9	0,2	10,6	14,1	1,9	13,2	1,7	0,2	12,2
INT_24M ³	15,9	1,9	11,9	1,5	1,0	7,1	13,3	3,0	22,4	2,0	0,16	7,7

Legenda: D.P.= Desvio Padrão; COV = Coeficiente de Variação = (D.P./média) x 100.

Fonte: ¹ Escobal (2017), ² Ferreira (2019) e ³ próprio autor

Figura 53: Curvas médias para as resinas A (a) e B (b) expostas ao intemperismo

Fonte: Escobal (2017), Ferreira (2019) e próprio autor

4.1.4.3 Protocolo de degradação acelerada ACI 440.9R (ACI, 2015)

Apresentam-se na Tabela 18 os resultados médios de tensão máxima e módulo de elasticidade, os quais foram obtidos por meio dos ensaios mecânicos de tração uniaxial nas amostras de resinas epoxídicas do tipo A (*primer*) e B (saturação) do presente trabalho expostas aos ambientes laboratorial e degradação acelerada. Na Figura 54 apresentam-se os diagramas com as curvas médias de tensão *versus* deformação para as amostras de resina do tipo A (Figura 54a) e do tipo B (Figura 54b).

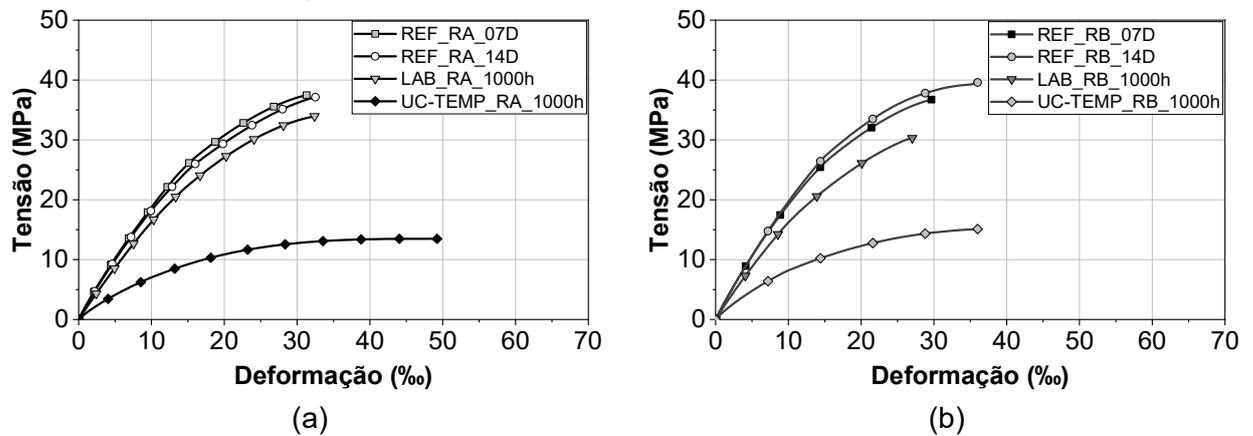
Tabela 18 : Principais resultados para as resinas A e B mantidas em ambientes laboratorial e em protocolo de acondicionamento acelerado

Ambiente/idade	Resina A						Resina B					
	Tensão máxima			Módulo de Elasticidade			Tensão máxima			Módulo de Elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
LAB_07D	38,2	1,1	3,1	2,1	0,1	6,0	37,5	1,5	4,2	2,2	0,1	5,9
LAB_14D	37,8	1,7	4,7	2,0	0,05	2,5	39,4	3,3	8,4	2,1	0,1	6,6
LAB_1000h	34,8	10,0	28,7	1,8	0,6	35,4	30,5	3,3	10,9	1,1	0,3	26,5
UC. TEMP_1000h	12,7	0,9	7,0	0,7	0,2	31,0	15,2	0,7	5,0	1,0	0,1	0,37

Legenda: D.P.= Desvio Padrão; COV = Coeficiente de Variação = (D.P./média) x 100.

Fonte: Próprio autor

Figura 54: Diagrama com as curvas médias de tensão versus deformação para as resinas do tipo A (a) e do tipo B (b) mantidas em ambientes laboratorial e em protocolo de acondicionamento acelerado



Fonte: Próprio autor

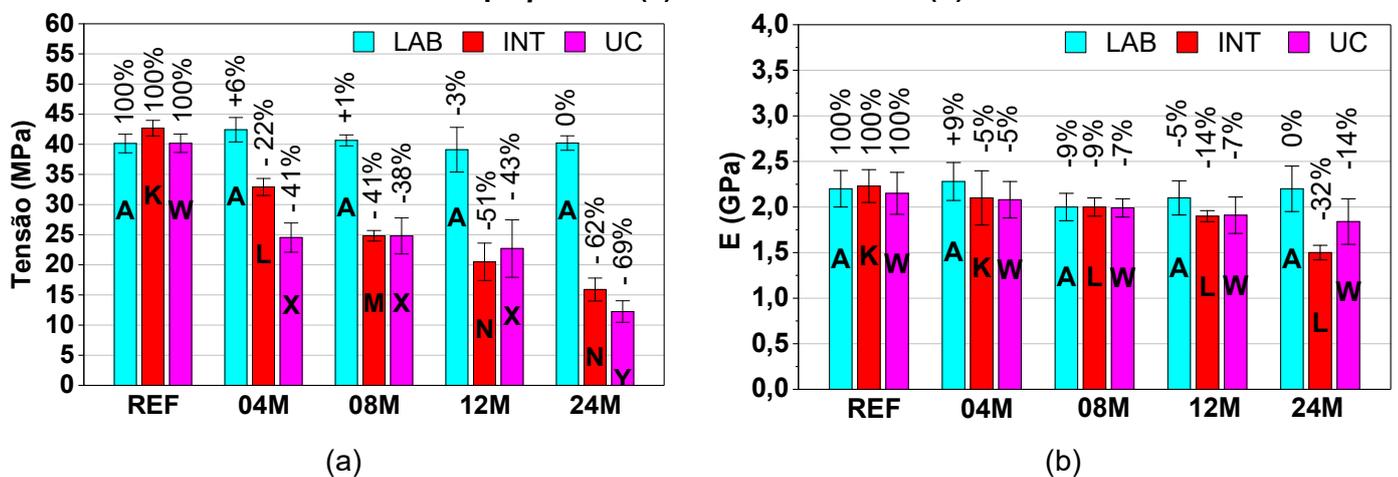
4.1.4.4 Discussão dos resultados obtidos para as resinas epoxídicas

Com a finalidade de obter-se uma melhor interpretação sobre resultados obtidos para as resinas epoxídicas realizou-se a análise estatística dos resultados de tensão última e módulo de elasticidade após exposição aos ambientes. Para uma melhor visualização dos dados, apresentam-se nos diagramas, acima das colunas, os valores médios relativos ao longo do tempo, tomando-se como referência (100 %) a idade de 14 dias (cura completa).

4.1.4.4.1 Resina tipo A (*primer*)

A Figura 55a apresenta os resultados do teste de Tukey para a resistência à tração máxima, enquanto a Figura 55b apresenta a análise do módulo de elasticidade das resinas epoxídicas do tipo *primer* da campanha experimental iniciada por Escobal (2017).

Figura 55: Diagrama com Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey para as amostras de resina A do tipo *primer*: (a) tensão máxima e (b) módulo de elasticidade



Fonte: Próprio autor

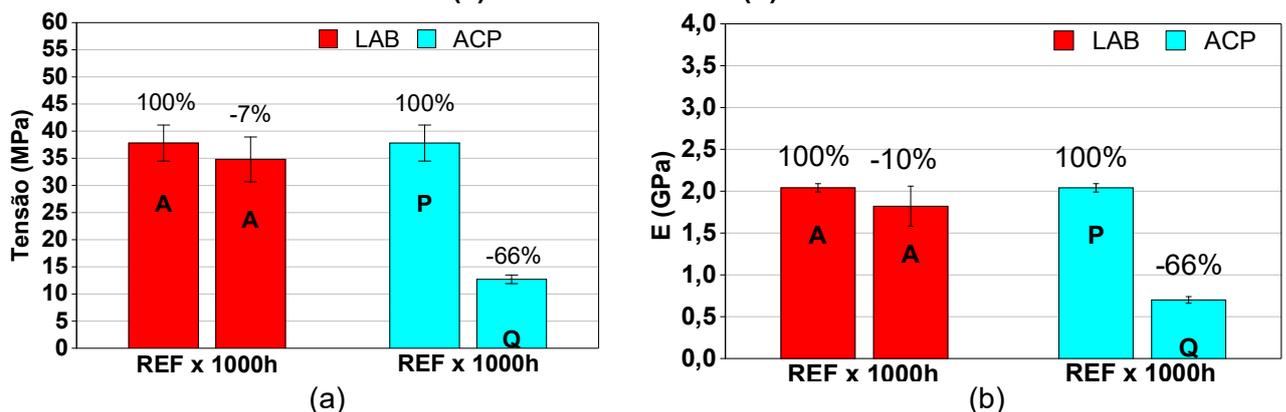
Analisando-se a Figura 55 é possível observar que a resina mantida em ambiente laboratorial, independentemente da idade de análise, não apresentou alterações significantes na tensão máxima ou no módulo de elasticidade obtidos, ou seja, possuem propriedades mecânicas com médias estatisticamente equivalentes.

Para os corpos de prova expostos ao intemperismo observa-se que as médias de tensão até 12 meses de exposição são todas distintas. Para além disso, verifica-se a redução de 62 % da tensão máxima ao longo do tempo. Entretanto, a redução verificada no 24º mês é estatisticamente semelhante ao do 12º mês. O módulo de elasticidade apresentou redução de médias a partir do 8º mês, seguindo com a mesma tendência até os 24 meses.

Os corpos de prova mantidos em umidade constante apresentaram reduções de tensão estatisticamente semelhantes para o 4º mês, 8º mês e 12º mês, com redução de aproximadamente 41 % para estes períodos analisados. Degradação mais pronunciada da tensão máxima foi obtida aos 24 meses, verificada pela média estatisticamente distinta das demais, apresentando redução de aproximadamente 69 % desta propriedade mecânica. Para o módulo de elasticidade, verifica-se que as médias obtidas foram estatisticamente semelhantes para todas as idades analisadas.

Na Figura 56 apresentam-se os resultados do teste de Tukey para a resistência à tração máxima para as resinas utilizadas nesta pesquisa, as quais foram mantidas em ambiente laboratorial ou expostas ao protocolo de acondicionamento apresentado pelo código americano ACI 440.9R (ACI, 2015).

Figura 56: Diagrama com Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey para as amostras de resina A: (a) tensão máxima e (b) módulo de elasticidade



Fonte: Próprio autor

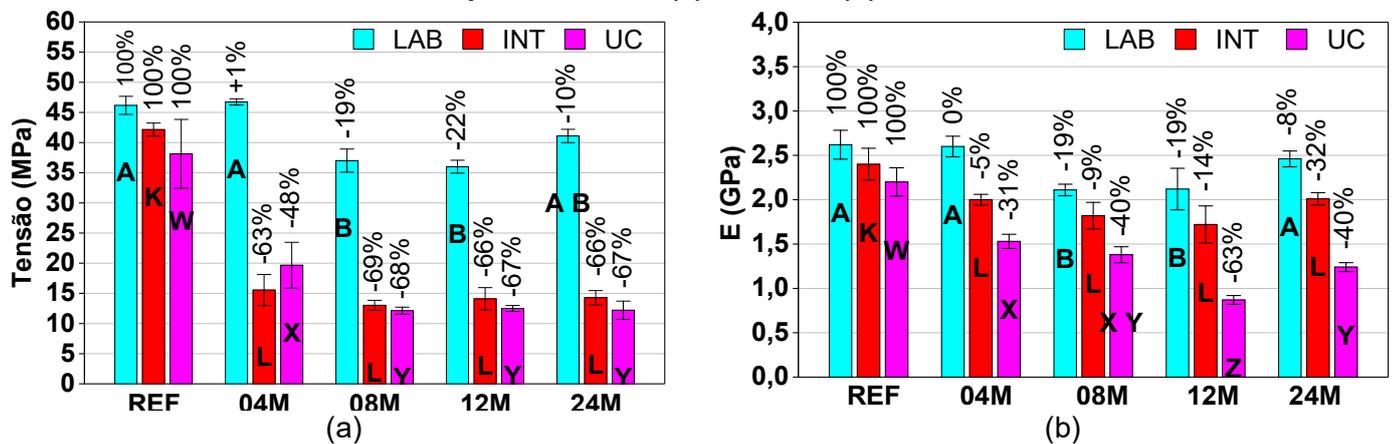
Analisando a Figura 56 observa-se que as médias observadas para os corpos de prova mantidos no ambiente laboratorial, tanto para tensão quanto para o módulo de elasticidade, apresentaram resultados estatisticamente semelhantes. Assim, as reduções observadas não foram significativas ao ponto de torná-las distintas. Com relação as médias obtidas para os

corpos de prova expostos a degradação acelerada verificam-se reduções de aproximadamente 66 % tanto da tensão máxima quanto do módulo de elasticidade.

4.1.4.4.2 Resina tipo B (saturação)

Apresenta-se na Figura 57a o resultado do teste de Tukey para a resistência à tração máxima, enquanto na Figura 57b apresenta-se a análise do módulo de elasticidade das resinas epoxídicas do tipo saturação da campanha experimental iniciada por Escobal (2017), enquanto a Figura 58 apresenta os resultados, tração máxima e módulo de elasticidade, obtidos para as resinas utilizadas nesta pesquisa, as quais foram mantidas em ambiente laboratorial ou expostas ao protocolo de acondicionamento.

Figura 57: Diagrama com Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey para as amostras de resina B do tipo saturação: (a) tensão e (b) módulo de elasticidade



Fonte: Próprio autor

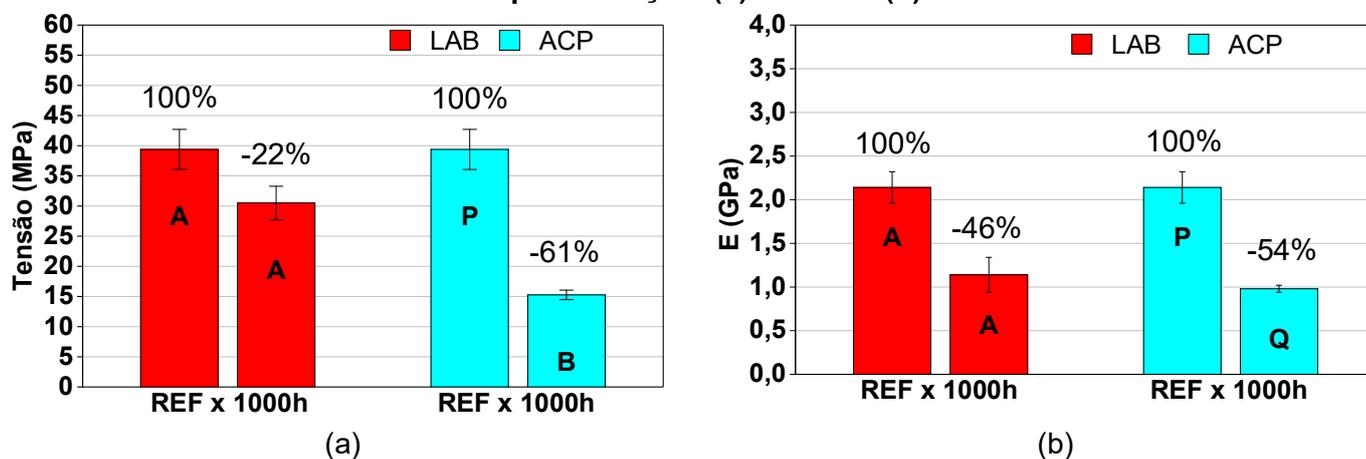
Analisando a Figura 57 observa-se que a resina mantida em ambiente laboratorial apresentou alterações na tensão máxima e no módulo de elasticidade obtidos. Entre o 4º mês e o 24º mês houve reduções estatisticamente semelhantes tanto para a tensão máxima como para o módulo de elasticidade. Porém, no 24º, se recuperou e apresentou propriedades mecânicas com médias estatisticamente equivalentes ao mês de referência.

Para os corpos de prova expostos ao intemperismo verifica-se que as médias de tensão e módulo de elasticidade a partir do 4º mês até o 24º mês são semelhantes. Para além disso, verifica-se a redução de 66 % da tensão máxima ao longo do tempo. Ainda assim, a redução verificada no 24º mês é estatisticamente semelhante à do 12º mês.

Os corpos de prova de resina mantidos em umidade constante apresentaram reduções de tensão estatisticamente semelhantes para o 8º mês, 12º mês e 24º mês, com redução de aproximadamente 67 % para estes períodos analisados. Para o módulo de elasticidade observa-se que a degradação mais pronunciada foi obtida aos 12 meses, verificada pela

média estatisticamente distinta das demais, apresentando redução de aproximadamente 63 % desta propriedade mecânica.

Figura 58: Diagrama com Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey para as amostras de resina B do tipo saturação: (a) tensão e (b) módulo de elasticidade



Fonte: Próprio autor

Analisando-se a Figura 58 é possível verificar que as médias observadas para os corpos de prova de resina mantidos no ambiente laboratorial apresentaram resultados estatisticamente semelhantes tanto para tensão quanto para o módulo de elasticidade. Assim, as reduções verificadas não foram significantes ao ponto de torná-las distintas. Para os CPs expostos à degradação acelerada verificam-se reduções nas médias tanto da tensão máxima quanto do módulo de elasticidade de aproximadamente 61 % e 54 %, respectivamente.

4.1.5 COMPÓSITOS DE CFRP

Apresentam-se a seguir os resultados obtidos na continuação do programa experimental iniciado por Ferreira (2019). Assim, dando continuidade ao estudo, este trabalho apresenta o comportamento de CPs nas idades de 8 e 12 meses. Neste sentido, organizou-se este tópico da seguinte maneira: primeiramente apresentam-se os resultados para os CPs mantidos em ambiente laboratorial ou expostos a umidade constante e ao intemperismo. Por fim, apresentam-se os resultados obtidos nesta pesquisa para CPs mantidos em ambiente laboratorial ou expostos a degradação acelerada e ensaiadas nas idades de 7 e 14 dias e 1000 horas (42 dias).

4.1.5.1 Ambiente laboratorial

Apresentam-se na Figura 59 e na Tabela 19 os diagramas tensão *versus* deformação médios e os resultados médios obtidos por meio dos ensaios mecânicos de tração uniaxial nos CPs de CFRP, respectivamente.

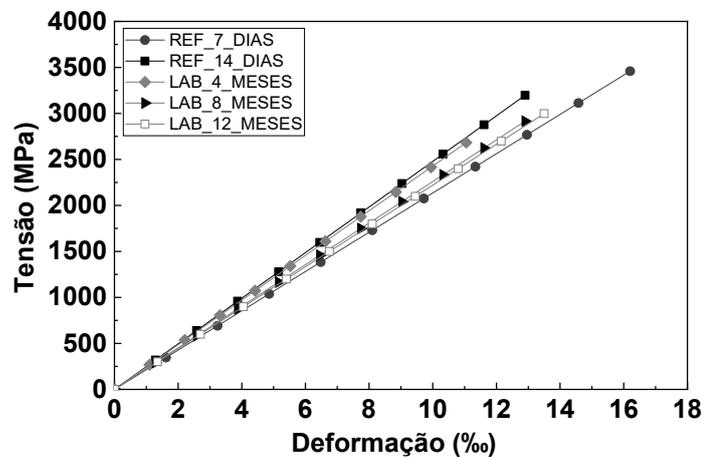
Tabela 19: Principais resultados obtidos para os CPs de CFRP expostos ao ambiente laboratorial

Série	Tensão máxima			Módulo de Elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
LAB_07D ¹	3408,6	161,2	4,7	213,5	7,6	3,6
LAB_REF ¹	3253,4	101,3	3,2	247,8	19,5	7,9
LAB_04M ¹	2672,9	477,8	17,9	226,0	47,1	20,9
LAB_08M ²	2806,1	176,7	6,3	226,0	47,1	20,9
LAB_12M ²	2813,9	111,2	4,0	222,1	44,7	20,1

Legenda: D.P.= Desvio Padrão; COV = Coeficiente de Variação = (D.P./média) x 100.

Fonte: ¹ Ferreira (2019) e ² próprio autor

Figura 59: Diagrama com as curvas médias de tensão versus deformação para as amostras de CFRP expostas ao ambiente laboratorial



Fonte: Próprio autor

4.1.5.2 Umidade Constante

Apresentam-se na Tabela 20 os resultados médios de tensão máxima e módulo de elasticidade, e na Figura 60 os diagramas tensão versus deformação médios, os quais foram obtidos por meio dos ensaios mecânicos de tração uniaxial nos corpos de prova de compósitos de CFRP.

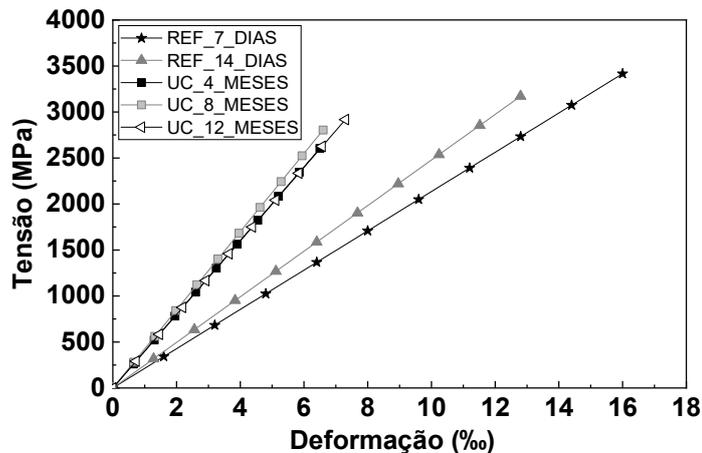
Tabela 20: Resultados obtidos para os CPs de CFRP expostos a umidade constante

Série	Tensão máxima			Módulo de Elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
UC_07D ¹	3408,5	161,1	4,7	213,5	7,6	3,5
UC_REF ¹	3153,4	101,3	3,2	247,8	19,5	7,8
UC_04M ¹	2561,4	163,3	6,3	223,8	24,1	10,7
UC_08M ²	2593,3	214,3	8,2	205,7	31,0	15,0
UC_12M ²	2854,7	115,0	4,0	219,6	46,7	21,9

Legenda: D.P.= Desvio Padrão; COV = Coeficiente de Variação = (D.P./média) x 100.

Fonte: ¹ Ferreira (2019) e ² próprio autor

Figura 60: Diagrama com as curvas médias de tensão versus deformação para os CPs de CFRP expostos a umidade constante



Fonte: Próprio autor

4.1.5.3 Intemperismo

Apresentam-se na Tabela 21 e na Figura 61 os diagramas tensão versus deformação médios e os resultados médios obtidos por meio dos ensaios mecânicos de tração uniaxial nos CPs de CFRP, respectivamente.

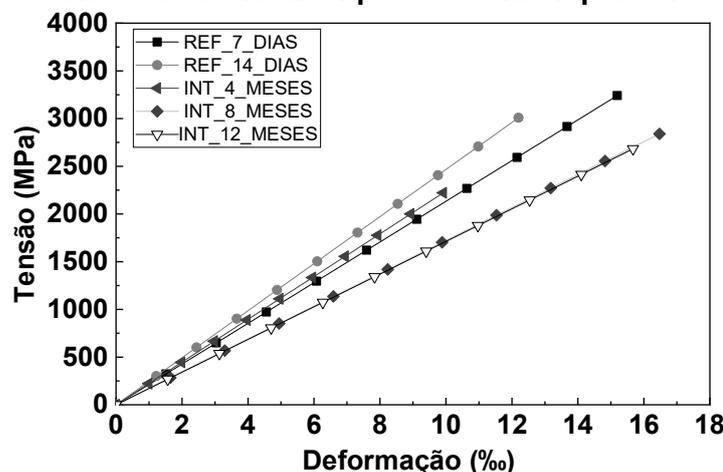
Tabela 21: Principais resultados para o CFRP exposto às intempéries

Série	Tensão máxima			Módulo de Elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
INT_07D ¹	3408,5	161,1	4,7	213,5	7,6	3,5
INT_REF ¹	3153,4	101,3	3,2	242,8	19,5	7,8
INT_04M ¹	2584,0	360,6	13,9	235,0	24,4	10,4
INT_08M ²	3108,6	169,3	5,4	235,2	13,9	5,9
INT_12M ²	2839,6	131,8	4,6	203,7	58,0	28,4

Legenda: D.P.= Desvio Padrão; COV = Coeficiente de Variação = (D.P./média) x 100.

Fonte: ¹ Ferreira (2019) e ² próprio autor

Figura 61: Diagrama com as curvas médias de tensão versus deformação para as amostras de CFRP expostas ao intemperismo



Fonte: Próprio autor

4.1.5.4 Protocolo de degradação acelerada ACI 440.9R (ACI, 2015)

Apresentam-se os resultados médios obtidos por meio dos ensaios mecânicos de tração uniaxial nos CPs de CFRP, os quais foram expostos aos ambientes laboratorial ou a degradação acelerada e ensaiados após o período de 1000 horas. Os resultados médios de tensão e módulo de elasticidade são apresentados na Tabela 22, enquanto o diagrama tensão versus deformação médios são apresentados na Figura 62.

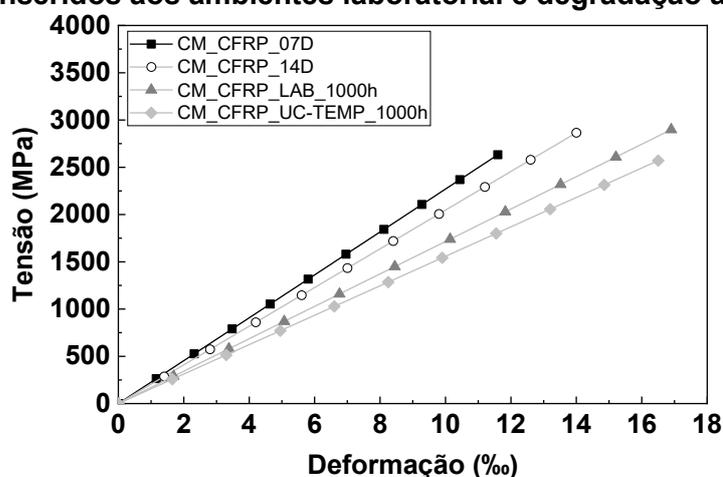
Tabela 22: Principais resultados para as amostras de CFRP expostas aos ambientes laboratorial e degradação acelerada

Série	Tensão máxima			Módulo de Elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
LAB_07D	2560,2	377,5	14,7	243,1	23,8	9,8
LAB_14D	2715,5	228,0	8,4	244,9	23,2	9,4
LAB_1000h	2603,8	557,6	21,4	236,2	18,2	7,7
UC. TEMP 1000h	2450,3	199,4	8,14	219,9	19,7	8,9

Legenda: D.P.= Desvio Padrão; COV = Coeficiente de Variação = (D.P./média) x 100.

Fonte: Próprio autor

Figura 62: Diagrama curvas médias de tensão versus deformação para os CPs de CFRP inseridos aos ambientes laboratorial e degradação acelerada



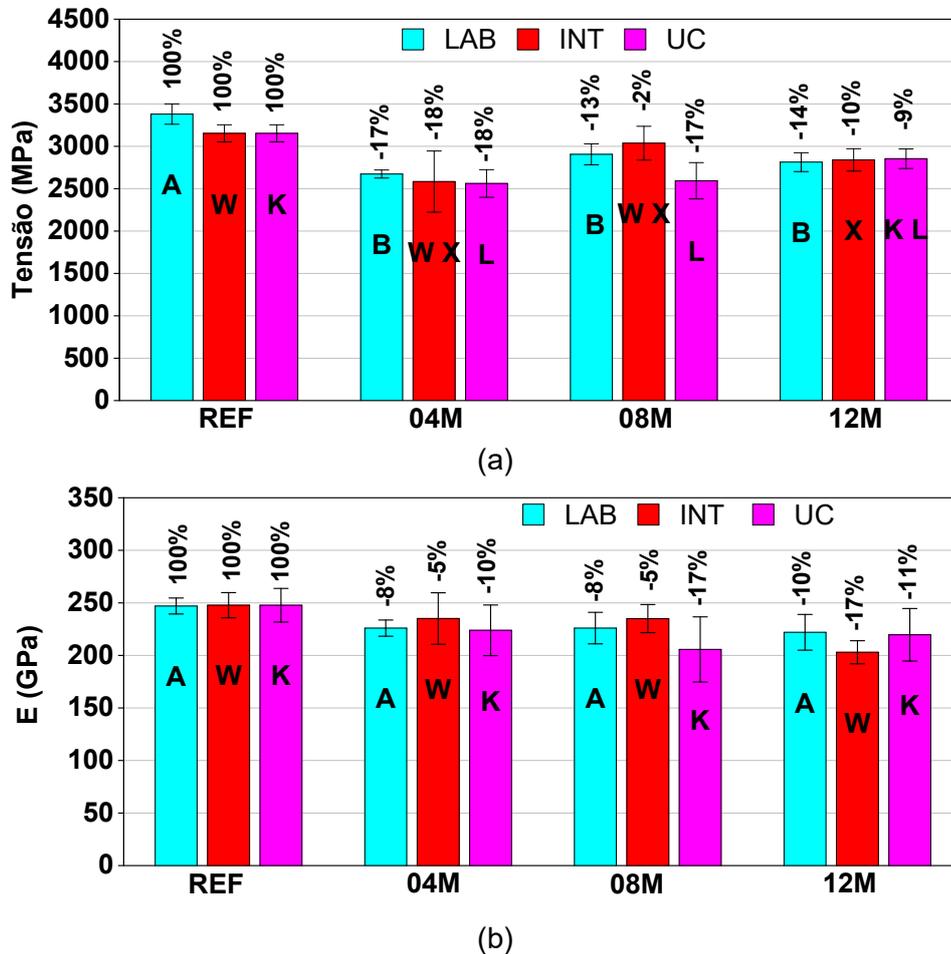
Fonte: Próprio autor

4.1.5.5 Discussão dos resultados obtidos para os compósitos de CFRP

Com a finalidade de obter-se uma melhor interpretação sobre resultados obtidos para os CPs de compósitos de CFRP foi realizada a análise estatística dos resultados de tensão última e módulo de elasticidade após exposição aos ambientes pré-definidos. Para uma melhor visualização dos dados, apresentam-se nos gráficos, acima das colunas, os valores médios relativos ao longo do tempo, tomando-se como referência (100 %) a idade de 14 dias (cura completa). A Figura 63 (a-b) apresentam o resultado do teste de Tukey para a análise

da resistência a tração máxima e do módulo de elasticidade dos CPs da campanha experimental iniciada por Ferreira (2019) e deste trabalho, respectivamente.

Figura 63: Diagrama com Intervalo de confiança de 95 % e teste de Tukey para os CPs de CFRP: (a) tensão máxima e (b) módulo de elasticidade



Fonte: Próprio autor

Observando a Figura 63 verifica-se que as amostras de CFRP mantidas em ambiente laboratorial apresentaram alterações na tensão máxima estatisticamente semelhantes no 4º mês, 8º mês e 12º mês. Também, observa-se que o módulo de elasticidade não apresentou alterações para nenhuma das idades, ou seja, possuem médias estatisticamente equivalentes.

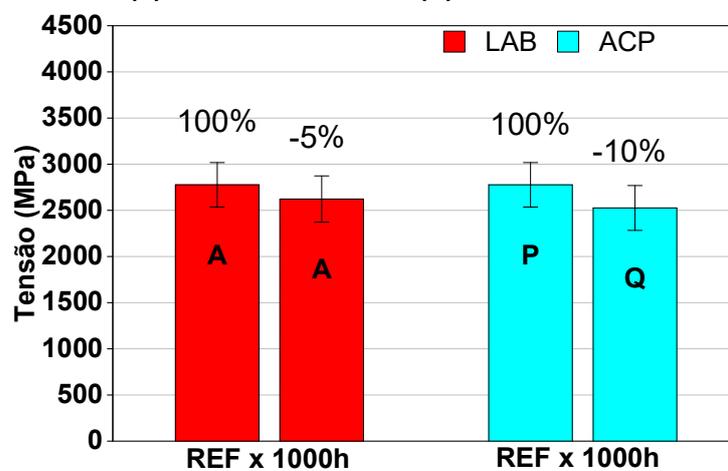
Para os corpos de prova inseridos ao intemperismo verifica-se que as médias de tensão para o 4º mês e 8º mês são estatisticamente semelhantes à média do mês de referência. Ainda, observa-se que a redução verificada no 12º mês é estatisticamente semelhante ao 4º e ao 8º mês.

Para o módulo de elasticidade, é possível observar que não apresentou alterações para nenhuma das idades, ou seja, possuem médias estatisticamente equivalentes. Os corpos de prova mantidos em umidade constante apresentaram reduções de tensão estatisticamente

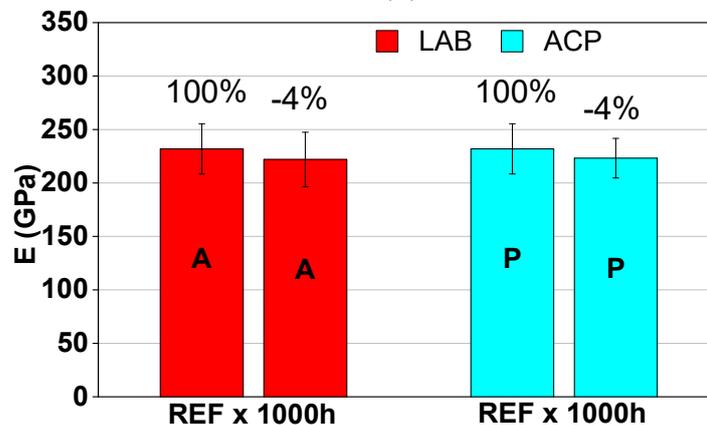
semelhantes para o 4º, 8º e 12º mês, com redução de aproximadamente 9 % para estes períodos analisados. Para o módulo de elasticidade observa-se que não houve alterações, assim, todas as idades possuem médias estatisticamente semelhantes.

Apresenta-se a seguir na Figura 64 os resultados do teste de Tukey para tensão máxima e módulo de elasticidade das amostras de CFRP, as quais estiveram expostas aos ambientes laboratorial e umidade constante com temperatura controlada pelo período de 1000 horas.

Figura 64: Diagrama com Intervalo de confiança de 95 % e teste de Tukey para os CPs de CFRP: (a) tensão máxima e (b) módulo de elasticidade



(a)



(b)

Fonte: Próprio autor

Analisando-se a Figura 64 é possível verificar que as médias observadas para os corpos de prova de CFRP mantidos no ambiente laboratorial apresentaram resultados estatisticamente semelhantes tanto para tensão quanto para o módulo de elasticidade. Desta forma, as reduções verificadas não foram significantes ao ponto de torná-las distintas.

Para os corpos de prova expostos a degradação acelerada verificam-se reduções nas médias da tensão máxima de aproximadamente 10 %, tornando-as estatisticamente distintas.

Quanto ao módulo de elasticidade, este não apresentou alterações nos resultados das médias. Assim, verifica-se que os resultados obtidos são estatisticamente semelhantes.

4.1.6 COMPORTAMENTO DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO E VIGAS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADAS

O comportamento das vigas de concreto armado de referência (com e sem reforço), ensaiadas 14 dias após a aplicação do sistema de reforço ou após 1000 horas (87 dias) de exposição de vigas ao ambiente laboratorial ou ao protocolo de acondicionamento apresentado pela norma ACI 440.9R (ACI, 2015) foi analisado com base na ductilidade, incremento da capacidade de carga, deformação dos materiais (concreto, aço e CFRP) e modo de ruptura do sistema de reforço.

Observa-se que alguns SGs não apresentaram leituras ao longo dos ensaios devido a uma possível avaria e danos físicos durante a aplicação de carga fazendo com que fossem considerados como mecanicamente danificados.

O critério de parada adotado nos ensaios nas vigas de referência sem reforço foi estabelecido em termos de deslocamento vertical das vigas (no momento que o valor de ± 35 mm foi atingido), enquanto o adotado nas vigas reforçadas foi baseado na falha do sistema de reforço, seguido pela perda repentina de força e destacamento do material.

Organizou-se este tópico da seguinte forma primeiramente apresentam-se os resultados obtidos para as vigas de referência com e sem reforço, em seguida, os resultados para as vigas mantidas em ambiente laboratorial ou expostas a degradação acelerada e ensaiadas nas idades de 28 e 42 dias, e 1000 horas (87 dias).

Os diagramas com os resultados obtidos para força em função da rotação dos apoios, força em função do deslocamento do perfil metálico e força em função do tempo encontram-se no apêndice B.

Apresenta-se a seguir na Tabela 23 o resumo dos resultados médios obtidos nos ensaios das vigas para o início do escoamento do aço da armadura longitudinal (ε_{sy}), indicando a força (F_{sy}), o deslocamento vertical (u_{sy}) e as deformações no concreto ($\varepsilon_{c,sy}$) e no CFRP ($\varepsilon_{f,sy}$) para este momento, respectivamente. Para o início de esmagamento do concreto ($\varepsilon_{c,esm}$) também são apresentadas a força ($F_{c,esm}$), deslocamento vertical ($u_{c,esm}$) e deformações no aço ($\varepsilon_{s,esm}$) e no CFRP ($\varepsilon_{f,esm}$), respectivamente.

Por fim, para a força máxima (F_{max}), indicam-se o deslocamento vertical registrado neste momento ($u_{F_{max}}$), assim como as deformações do aço ($\varepsilon_{sy,F_{max}}$), do concreto ($\varepsilon_{c,F_{max}}$) e do CFRP ($\varepsilon_{f,F_{max}}$).

Tabela 23: Resumo dos principais resultados obtidos para as vigas de concreto armado com e sem sistema de reforço

Ambientes de exposição	Vigas		Primeira Fissura					Escoamento da armadura longitudinal					Esmagamento do concreto					Máxima Força registrada				
			F (kN)	U (mm)	ϵ_c (‰)	ϵ_{sy} (‰)	ϵ_f (‰)	F_{sy} (kN)	U_{sy} (mm)	$\epsilon_{c,sy}$ (‰)	ϵ_{sy} (‰)	$\epsilon_{f,sy}$ (mm)	$F_{c,esm}$ (kN)	$U_{,esm}$ (mm)	$\epsilon_{c,esm}$ (‰)	$\epsilon_{s,esm}$ (‰)	$\epsilon_{f,esm}$ (‰)	F_{max} (kN)	$U_{F_{max}}$ (mm)	$\epsilon_{c,F_{max}}$ (‰)	$\epsilon_{sy,F_{max}}$ (‰)	$\epsilon_{f,F_{max}}$ (‰)
Referência 45 dias	LAB_0_14dias	V1	7	1,8	-0,2	0,2	---	22,9	10,7	-0,9	2,1	---	23,6	19,6	-2,6	5,9	---	25,3	36,2	*	*	---
		V2	6,9	2,5	*	*	---	24,6	13,2	*	*	---	26	21,2	*	---	---	26,6	33,5	*	*	---
	LAB_CFR_P_14dias	V1	5,6	0,3	-0,1	0,5	0,1	33,7	10,5	-1	2,4	3,7	36,8	14,5	*	*	5,5	41,6	21,4	*	*	9,4
		V2	6	0,7	-0,1	0,4	0,1	30,3	10,8	-0,9	2,5	3,7	33,1	13,8	*	*	4,2	38,2	20,8	*	*	8,8
Laboratorial 1000h	LAB_0_1000h	V1	6,2	1,2	-0,1	0,3	---	25,7	12	-1,2	2,4	---	26,8	20,7	-3,1	8,3	---	28,4	35	-5	*	---
		V2	6,4	1,4	-0,2	*	---	26	11,3	-1,1	*	---	27,5	18,2	-3	*	---	28,9	36,5	-4,7	*	---
	LAB_CFR_P_1000h	V1	6,5	1,7	-0,1	0,6	1,2	30	12,22	-0,5	2,4	4,6	35,4	14,9	-3	*	8	38,8	24,2	*	14,8	11,1
		V2	7,3	1,5	-0,3	0,4	0,4	30,7	10,2	-1,5	2,2	3,5	36,2	15,2	-3	3,9	5,9	39,4	22,5	-4	4	8,3
Tanque 1000h	ACP_0_1000h	V1	7,5	1,3	-0,1	0,3	---	25,3	13,4	-0,8	2,2	---	25,5	21,5	*	*	---	26,7	30,5	*	*	---
		V2	7,2	1,4	-0,2	0,4	---	25,5	15,2	-1,5	2,3	---	26,3	22,6	*	*	---	26,9	31,8	*	*	---
	ACP_CFR_P_1000h	V1	8,7	4,3	*	0,5	0,5	29,1	10,6	*	2,4	2,8	34,7	17,5	*	*	*	36,5	23,9	*	*	7,5
		V2	6,5	2,1	-0,1	0,3	0,2	28,9	10,9	-1,1	2,5	2,9	33	15,9	-3	2,5	5,7	34,5	20,6	*	*	6,5

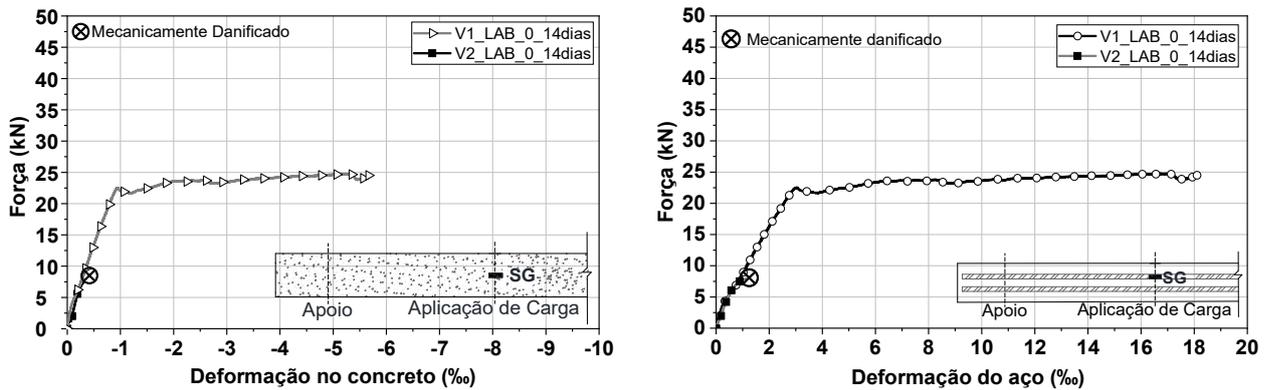
* = Extensômetros mecanicamente danificados

Fonte: Próprio autor

4.1.6.1 Ambiente laboratorial 45 dias (14 dias após a aplicação do sistema de reforço)

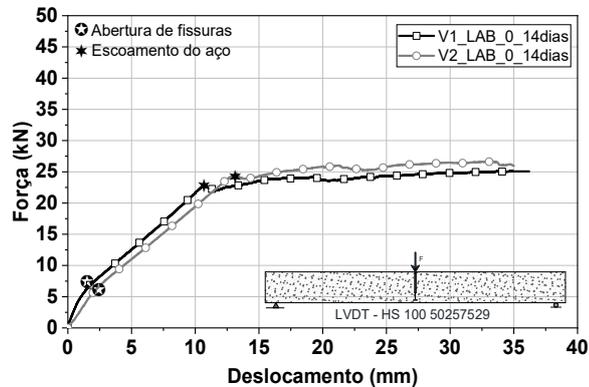
A Figura 65 apresenta os diagramas de força *versus* deformação no concreto (a), força *versus* deformação na armadura (b) e força *versus* deslocamento vertical (c) das vigas de concreto armado sem reforço, as quais foram ensaiadas após 45 dias da concretagem e serão utilizadas como referência.

Figura 65: Diagramas de força *versus* deformação no concreto (a) força *versus* deformação na armadura (b) para as vigas V1/V2_LAB_0_14dias e (c) força *versus* deslocamento vertical



(a)

(b)

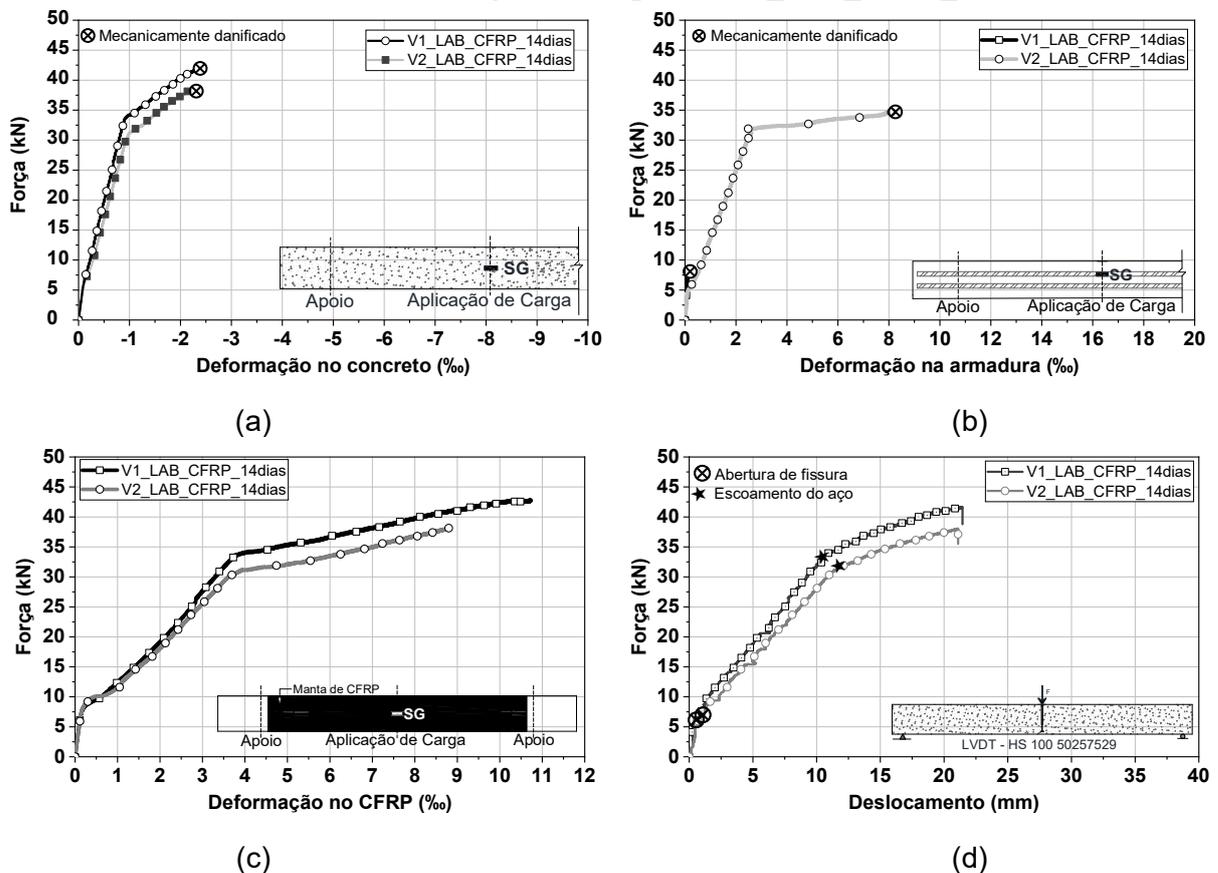


(c)

Fonte: Próprio autor

Apresenta-se os diagramas de força *versus* deformação no concreto (Figura 66a), força *versus* deformação na armadura (Figura 66b), força *versus* deformação na manta do sistema de reforço (Figura 66c) e força *versus* deslocamento vertical (Figura 66d) das vigas de concreto armado reforçadas, as quais foram ensaiadas após 14 dias da instalação do sistema de reforço e serão utilizadas como referência.

Figura 66: Diagramas de força versus deformação no concreto (a), força versus deformação na armadura (b), força versus deformação no CFRP (c) e força versus deslocamento vertical, para as vigas V1/V2_LAB_CFRP_14dias



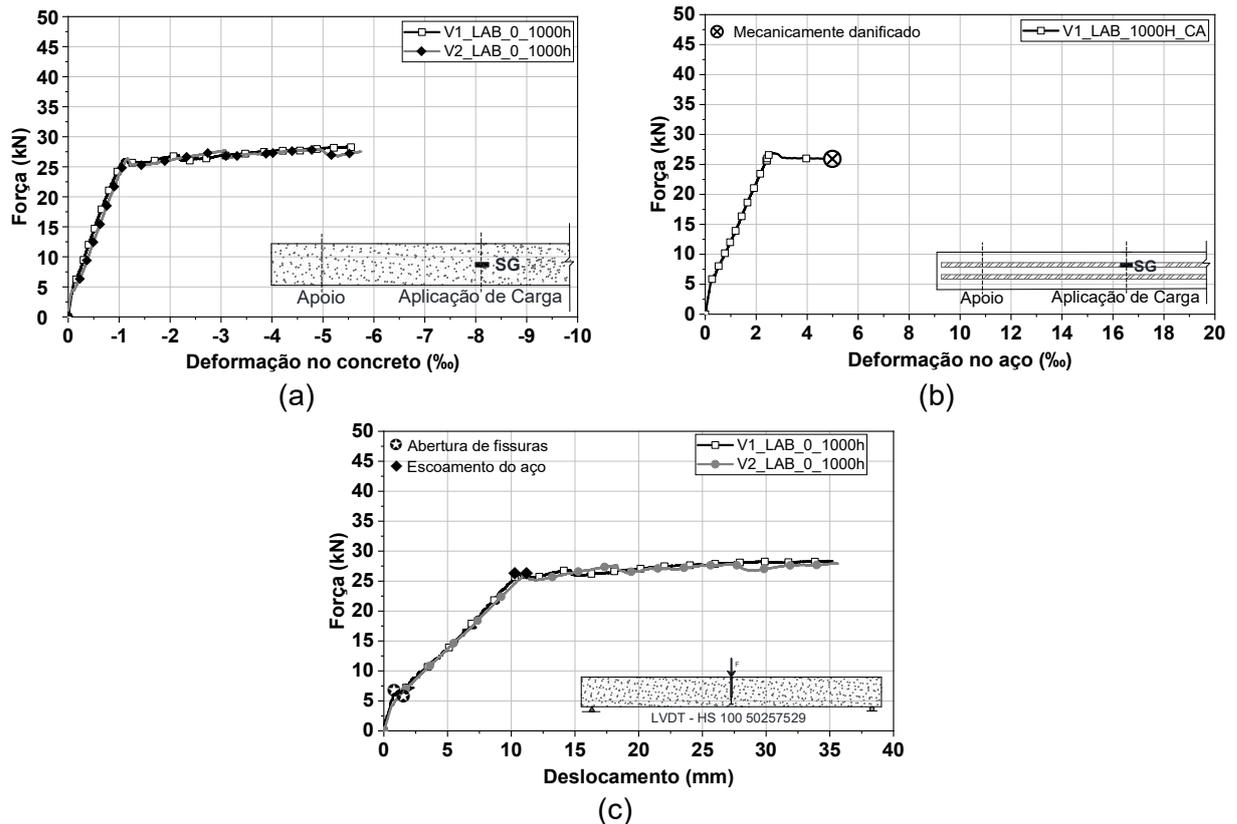
Fonte: Próprio autor

Com relação à abertura de fissuras, as vigas sem reforço (Figura 65) e reforçadas (Figura 66) apresentam a primeira fissura nos primeiros pontos de inflexão para uma força média de 6,9 e 6,5 kN e deslocamento médio de 2,1 e 0,5 mm, respectivamente, com redução na rigidez do conjunto devido a fissuração do concreto a partir desses pontos. Em relação ao início do escoamento do aço, verifica-se que este ocorreu para forças e deslocamentos médios de 23,8 kN e 12 mm para as vigas sem reforço e 32 kN e 10,7 mm para as vigas reforçadas, respectivamente. Verifica-se, para o início do escoamento, que o sistema de reforço proporcionou um aumento médio da capacidade de carga de 34,5 % e que, devido ao aumento da rigidez dos elementos reforçados, promoveu a redução do deslocamento vertical médio em 10,8 %. As vigas sem reforço e reforçadas apresentaram força média máxima registrada de 25,9 e 39,9 kN, indicando um aumento médio da capacidade de carga de 54 % em relação as vigas não reforçadas, respectivamente. Para além disso, uma redução do deslocamento vertical médio em 40,7 % foi obtida com o uso do sistema de reforço.

4.1.6.2 Ambiente laboratorial – 87 dias (1000h)

A Figura 67 apresenta os diagramas de força *versus* deformação no concreto (a), força *versus* deformação na armadura (b) e força *versus* deslocamento vertical (c) das vigas de concreto armado sem reforço, as quais foram inseridas no ambiente laboratorial e ensaiadas após 87 dias da concretagem (1000 horas).

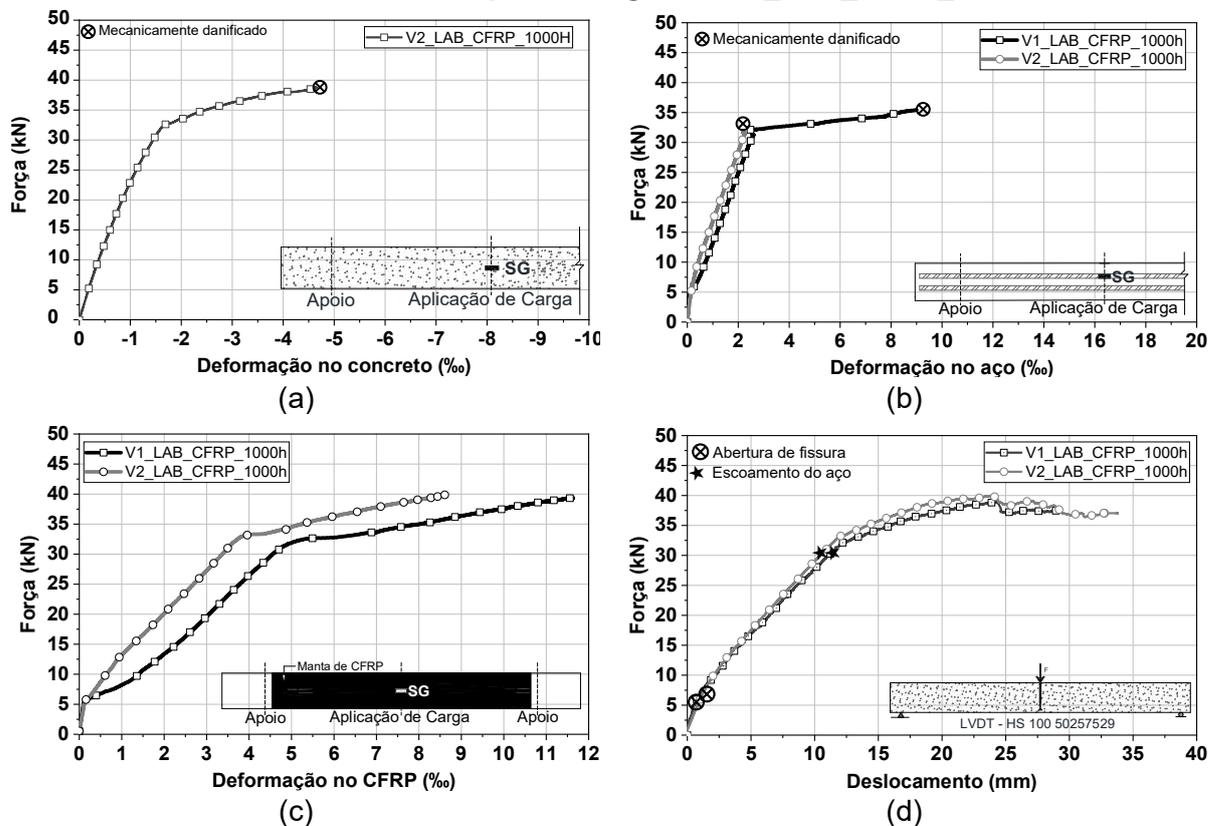
Figura 67: Diagramas de força *versus* deformação no concreto (a) na armadura (b) para as vigas V1/V2_LAB_0_1000h e (c) força *versus* deslocamento vertical



Fonte: Próprio autor

Apresenta-se a seguir os diagramas de força *versus* deformação no concreto (Figura 68a), força *versus* deformação na armadura (Figura 68b), força *versus* deformação na manta do sistema de reforço (Figura 68c) e força *versus* deslocamento vertical (Figura 68d) das vigas de concreto armado reforçadas, as quais foram ensaiadas após 87 dias (1000 horas) da instalação do sistema de reforço, expostas ao ambiente laboratorial.

Figura 68: Diagramas de força versus deformação no concreto (a), força versus deformação na armadura (b), força versus deformação no CFRP (c) e força versus deslocamento vertical, para as vigas V1/V2_LAB_CFRP_1000h



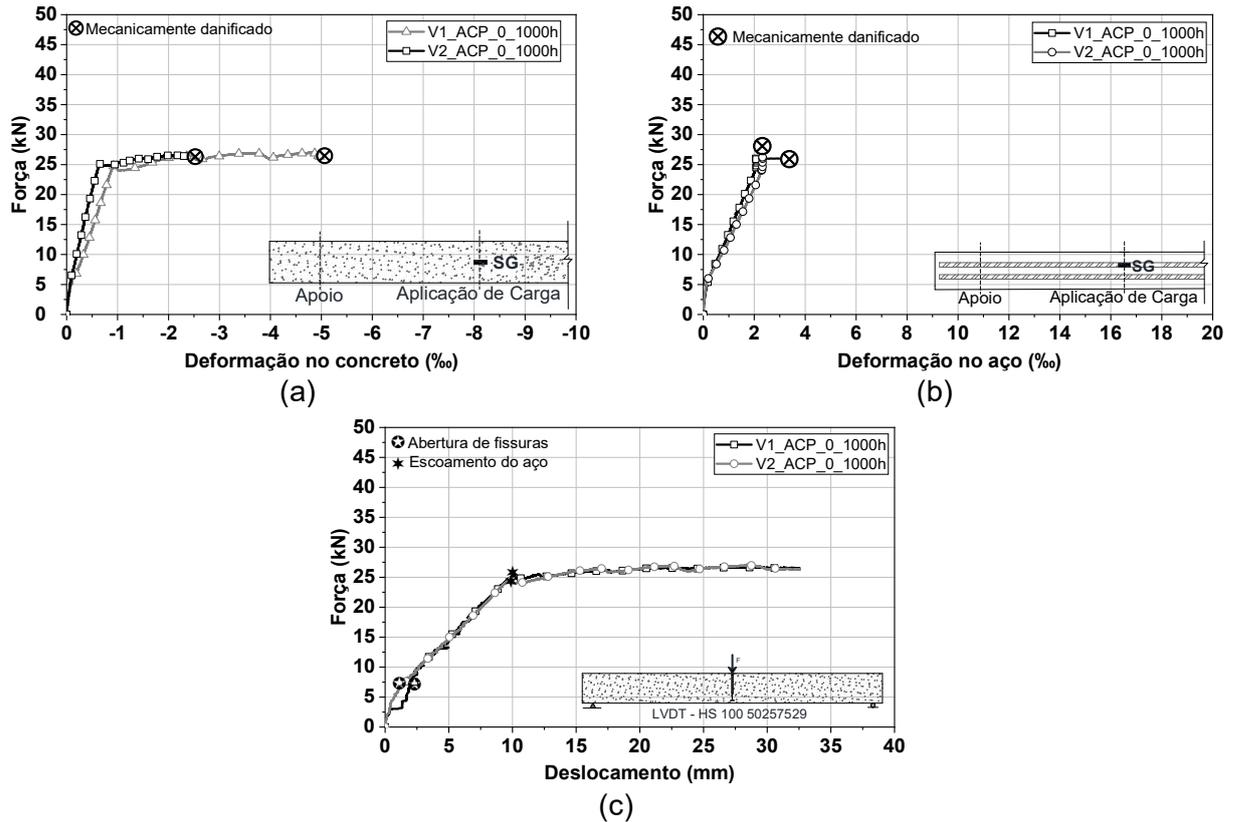
Fonte: Próprio autor

Com relação à abertura de fissuras, as vigas sem reforço (Figura 67) e reforçadas (Figura 68) apresentam a primeira fissura nos primeiros pontos de inflexão para uma força média de 6,3 e 6,9 kN e deslocamento médio de 1,3 e 1,6 mm, respectivamente, com redução na rigidez do conjunto devido a fissuração do concreto a partir desses pontos. Com relação ao início do escoamento do aço, verifica-se que este ocorreu para força e deslocamentos médios de 25,9 kN e 11,4 mm para as vigas sem reforço e 30,4 kN e 11,2 mm para as vigas reforçadas, respectivamente. Verifica-se, para o início do escoamento, que o sistema de reforço proporcionou um aumento médio da capacidade de carga de 17,4 %, inferior ao obtido para viga com idade de 45 dias. Com relação ao deslocamento vertical, valores similares foram obtidos. Com relação à força média máxima, as vigas sem reforço e reforçadas apresentaram valores de 28,6 e 39,1 kN, indicando um aumento médio da capacidade de carga de 36,7 % em relação às vigas não reforçadas, respectivamente. Para além disso, uma redução do deslocamento vertical médio em 34,7 % foi obtida com o uso do sistema de reforço. Tal como anteriormente apresentado, a ruptura deu-se de maneira quase frágil com o descolamento da manta de CFRP aderida ao substrato de concreto.

4.1.6.3 Protocolo de degradação acelerada ACI 440.9R (ACI, 2015) - 87 dias (1000h)

A Figura 69 apresenta os diagramas de força *versus* deformação no concreto (a), força *versus* deformação na armadura (b) e força *versus* deslocamento vertical (c) das vigas de concreto armado sem reforço, as quais foram imersas no tanque de degradação acelerada e ensaiadas após 87 dias da concretagem (1000 horas).

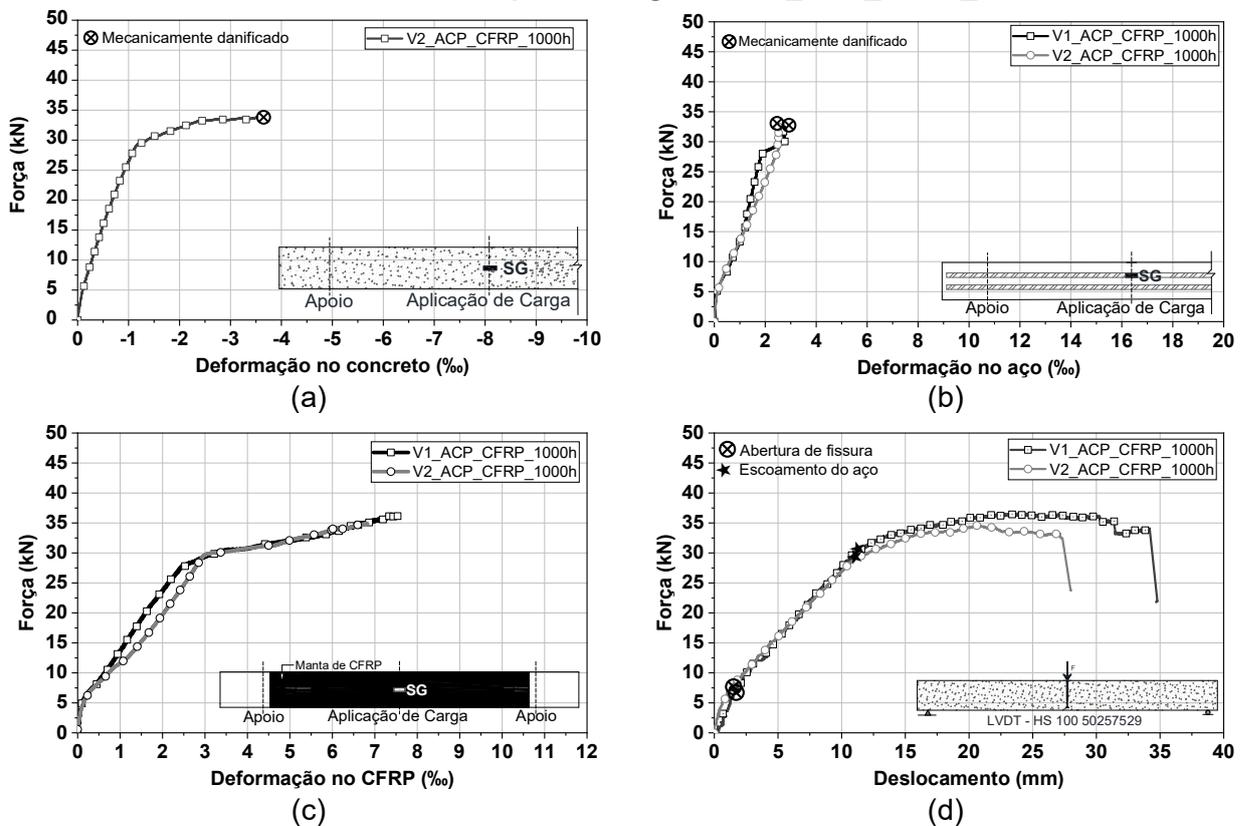
Figura 69: Diagramas de força *versus* deformação no concreto (a) no aço (b) para as vigas V1/V2_ACP_0_1000h e (c) força *versus* deslocamento vertical



Fonte: Próprio autor

Apresenta-se a seguir os diagramas de força *versus* deformação no concreto (Figura 70a), força *versus* deformação na armadura (Figura 70b), força *versus* deformação na manta do sistema de reforço (Figura 70c) e força *versus* deslocamento vertical (Figura 70d) das vigas de concreto armado reforçadas, as quais foram ensaiadas após 87 dias (1000 horas) da instalação do sistema de reforço, expostas à umidade constante com temperatura controlada (tanque de degradação acelerada).

Figura 70: Diagramas de força versus deformação no concreto (a), força versus deformação na armadura (b), força versus deformação no CFRP (c) e força versus deslocamento vertical para as vigas V1/V2_ACP_CFRP_1000h



Fonte: Próprio autor

Com relação à abertura de fissuras, as vigas sem reforço (Figura 69) e reforçadas (Figura 70) apresentam a primeira fissura nos primeiros pontos de inflexão das curvas, a uma força média de 7,4 e 7,6 kN e deslocamento médio de 1,4 e 3,2 mm, respectivamente, com redução na rigidez do conjunto devido a fissuração do concreto a partir desses pontos.

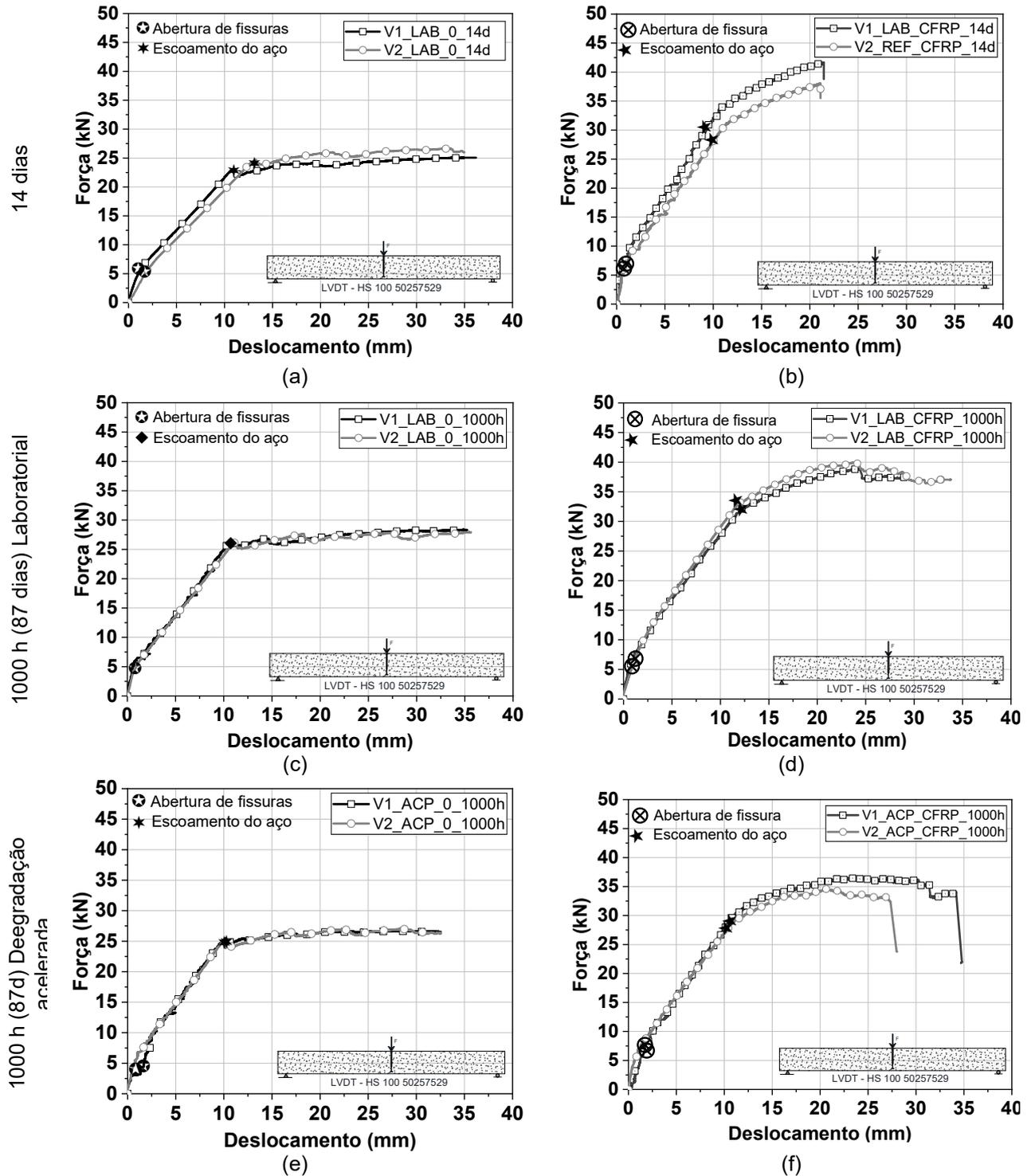
Com relação ao início do escoamento do aço, verifica-se que este ocorreu para força e deslocamentos médios de 25,4 kN e 14,3 mm para as vigas sem reforço e 29 kN e 10,8 mm para as vigas reforçadas, respectivamente. Verifica-se, para o início do escoamento, uma redução do deslocamento vertical médio em 24,5 % com o uso do sistema de reforço. Para além disso, um aumento médio da capacidade de carga de 14,2 % foi obtido com o uso do reforço.

Com relação a força média máxima, as vigas sem reforço e reforçadas apresentaram valores de 26,8 e 35,5 kN, indicando um aumento médio da capacidade de carga de 32,5 % em relação as vigas não reforçadas, respectivamente. Para além disso, uma redução do deslocamento vertical médio em 28,6 % foi obtida com o uso do sistema de reforço. Tal como anteriormente apresentado, a ruptura deu-se maneira quase frágil com o descolamento da manta de CFRP aderida ao substrato de concreto.

4.1.6.4 Análise do deslocamento vertical

No âmbito de avaliar a eficácia do sistema de reforço com mantas de CFRP aplicadas segundo a técnica EBR, a Figura 71 apresenta uma comparação entre as curvas Força versus Deslocamento vertical das vigas ensaiadas nas idades de 42 e 87 dias, mantidas em ambiente laboratorial ou expostas ao protocolo de acondicionamento.

Figura 71: Diagramas com as curvas de força versus deslocamento



Fonte: Próprio autor

Pela análise das curvas tensão *versus* deformação das vigas sem reforço (V1/V2_LAB_0_14dias, V1/V2_LAB_0_1000h e V1/V2_ACP_0_1000h), as quais são apresentadas nas Figuras 71 a-c-e, é possível perceber que, independente do ambiente de exposição, todas apresentaram os três estágios de comportamento típicos de elementos submetidos à flexão: o primeiro representa o concreto não fissurado, com comportamento elástico-linear; o segundo corresponde ao concreto fissurado com o aço no regime elástico, com redução da rigidez do elemento; e o terceiro equivale ao concreto fissurado com escoamento da armadura longitudinal de tração, apresentando patamar bem definido.

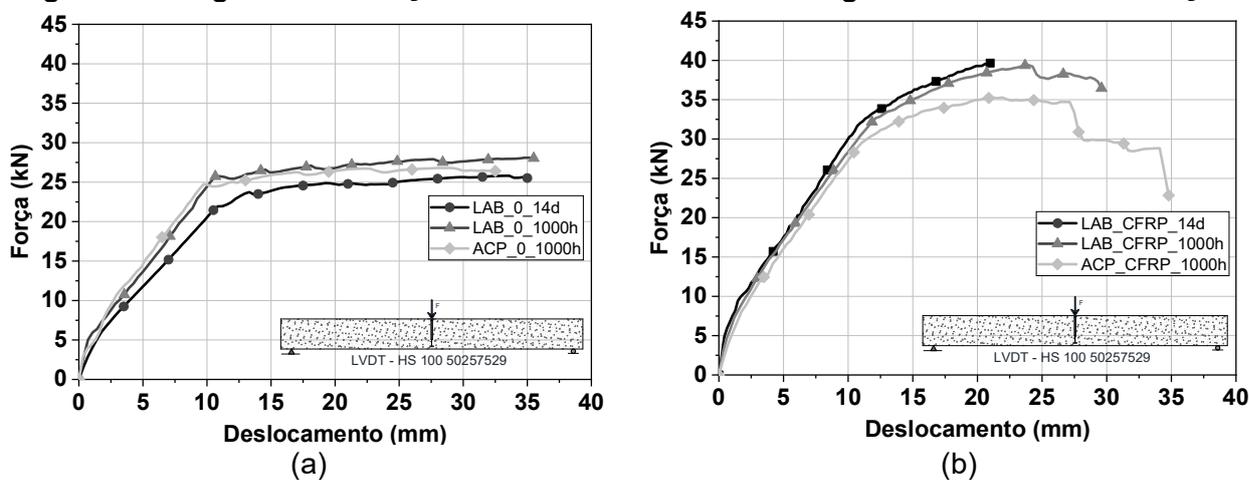
Pela análise das curvas tensão *versus* deformação das vigas reforçadas, (V1/V2_LAB_CFRP_14dias, V1/V2_LAB_CFRP_1000h e V1/V2_ACP_CFRP_1000h), apresentadas nas Figuras 71 b-d-f, nota-se, independente do ambiente de exposição, os elementos apresentam os mesmos três estágios de comportamento das vigas sem reforço. Porém, após o escoamento do aço, verifica-se que o sistema de reforço contribui para o aumento da capacidade de carga e da rigidez, justificando o traçado linear da curva (sem patamar de escoamento) por consequência do comportamento elástico linear do CFRP.

A análise do comportamento dos elementos será realizada considerando 3 cenários distintos: (i) ambiente laboratorial e idade de 45 dias, considerada como referência para as demais análises; (ii) ambiente laboratorial e idade de 87 dias; e (iii) tanques de imersão, seguindo o protocolo de acondicionamento acelerado, e idade também igual a 87 dias.

4.1.6.5 Comparação entre ambientes de exposição

A Figura 72 apresenta as curvas médias de força *versus* deslocamento para as vigas mantidas em ambiente laboratorial (Figura 72a) e expostas ao protocolo de acondicionamento para avaliação da durabilidade (Figura 72b), tal como apresentado no ACI 440.9R (ACI, 2015).

Figura 72: Diagramas de força *versus* deslocamento das vigas de referência e reforçadas



Fonte: Próprio autor

Com relação as vigas sem reforço e tendo a idade de 45 dias como referência (LAB_0_14d), percebe-se um aumento de 37 % na força que leva a abertura das primeiras fissuras visíveis nos elementos, entretanto, com deslocamentos equivalentes. Após a fissuração é verificada a redução na rigidez do conjunto, entretanto, ela é mais evidenciada na viga com idade de 45 dias devido a sua menor resistência do concreto e, também, devido a abertura de fissuras precoce.

As vigas com idade de 87 dias apresentaram um pequeno aumento da capacidade portante no momento de início de escoamento (8,8 e 6,7 % para LAB_0_1000h e ACP_0_1000h, respectivamente). Para além disso, deslocamento similar foi observado para as vigas, independentemente da idade e ambiente de exposição.

Considerando a força máxima atingida pelas vigas, estas apresentaram um aumento de carga de 7,8 % e deslocamentos similares em relação as vigas com idade de 45 dias. Com relação as vigas com idade de 87 dias, ambas apresentam comportamentos similares. Assim, verifica-se que, para o ciclo de 1000 horas, as vigas apresentaram comportamento similar independentemente do ambiente de exposição.

Com relação as vigas reforçadas e também tendo a idade de 45 dias como referência, percebe-se aumento de 19 e 31 % nas forças que levam ao surgimento das primeiras fissuras, acompanhado do aumento do deslocamento vertical em 220 e 540 % para as vigas LAB_CFRP_1000h e ACP_CFRP_1000h, respectivamente.

Com relação ao início do escoamento, todas as vigas ensaiadas com idade de 87 dias apresentaram capacidade portante similar. Entretanto, a armadura das vigas reforçadas e expostas a degradação acelerada apresentaram deslocamento 4 % inferior as vigas mantidas em ambiente laboratorial.

Com relação a força máxima, e considerando a viga LAB_CFRP_14d como referência, percebe-se que, embora a viga LAB_CFRP_1000h apresente mesma capacidade resistente, sua ductilidade é 11 % superior.

Com relação as vigas reforçadas com idade de 87 dias e tendo em vista o comportamento obtido para a viga mantida em ambiente laboratorial (LAB_CFRP_1000h), percebe-se que o protocolo apresentado pela norma ACI 440.9R (ACI, 2015) levou a degradação do sistema de reforço. Neste sentido, a viga LAB_ACP_1000h apresentou redução de 11 % da força média máxima.

Com relação à ruptura, todas as vigas apresentaram descolamento da manta de CFRP aderida ao substrato de concreto. Entretanto, as vigas com idade de 87 dias apresentam aumento do deslocamento vertical médio na ruptura de 45,5 %. Porém, a viga ACP_CFRP_1000h apresenta maior variabilidade de deslocamentos registrados na ruptura, provavelmente, devido a degradação das resinas epoxídicas utilização na adesão do sistema de reforço ao substrato, tal como verificado na Figura 72.

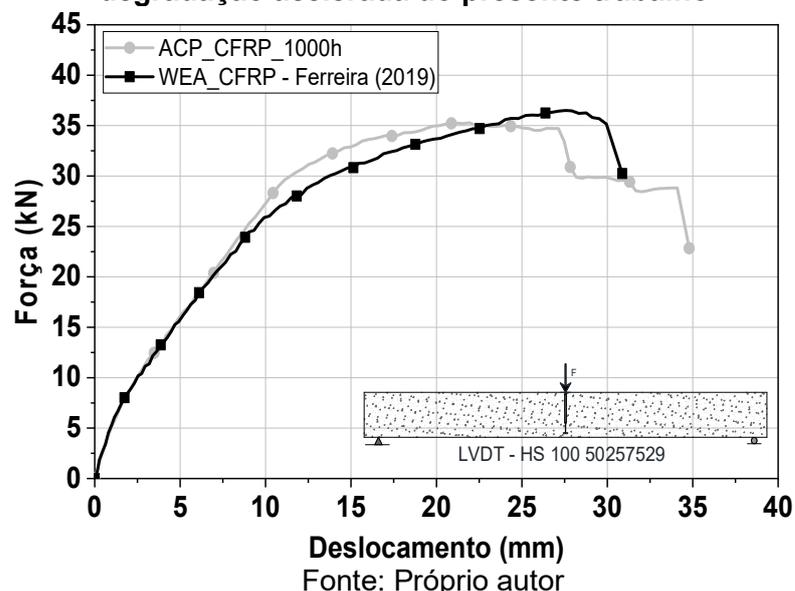
4.1.6.6 Comparação do protocolo de degradação acelerado com ensaios de intemperismo natural

A Figura 73 apresenta as curvas médias Força *versus* Deslocamento para as vigas expostas ao intemperismo, sem proteção, por um período de 6 meses e expostas ao protocolo de acondicionamento baseado na norma ACI 440.9R (ACI, 2015).

Os resultados apresentados por Ferreira (2019) e os obtidos neste trabalho indicam redução da força máxima de aproximadamente 10 % e 11 % após a exposição ao intemperismo ou com a aplicação do protocolo acelerado, respectivamente. Neste sentido, uma análise simplista baseada na força máxima registrada nos elementos analisados indica que um ciclo de 1000 horas do protocolo de acondicionamento corresponde a um período de degradação natural frente ao intemperismo, sem proteção do sistema de reforço, de aproximadamente 6 meses. Com relação ao deslocamento vertical, uma grande dispersão foi verificada no momento da ruptura tanto para os elementos expostos ao intemperismo ou degradação acelerada.

Note-se que a pesquisa aqui apresentada será complementada com os ensaios de degradação acelerada a serem realizados para os ciclos de 3000 horas (125 dias) e 10000 horas (417 dias), enquanto as vigas expostas ao intemperismo serão ensaiadas para a idade de 2 anos. Assim, uma melhor correlação será futuramente obtida, levando a um melhor entendimento do comportamento a longo prazo de elementos reforçados e ajudando na obtenção de um modelo de previsão de vida útil para sistemas de reforço EBR CFRP aplicados em vigas solicitadas a flexão.

Figura 73: Curvas médias para Força *versus* Deslocamento para as vigas expostas ao intemperismo, sem proteção, por um período de 6 meses e expostas ao protocolo de degradação acelerada do presente trabalho



4.1.7 RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE ADERÊNCIA

Após a cura do adesivo estrutural utilizado (considerado como sendo 14 dias), foram conduzidos os ensaios de aderência por meio da fixação da pastilha de alumínio ao equipamento mecânico de *pull-off*, e então, gradativamente, iniciou-se a aplicação da força de tração até a ruptura da pastilha colada na superfície de concreto ou CFRP.

Apresentam-se na Tabela 24 os resultados obtidos nos ensaios de aderência realizados nas vigas de concreto armado sem reforço e reforçadas. Nesta, estão contemplados os resultados obtidos nos ensaios de referência bem como os ensaios após 1000 horas de exposição aos ambientes laboratorial e protocolo de acondicionamento acelerado. A Figura 74, apresenta-se a metodologia aplicada na execução dos ensaios de *pull-off* tanto nas vigas de concreto armado sem reforço como nas vigas reforçadas.

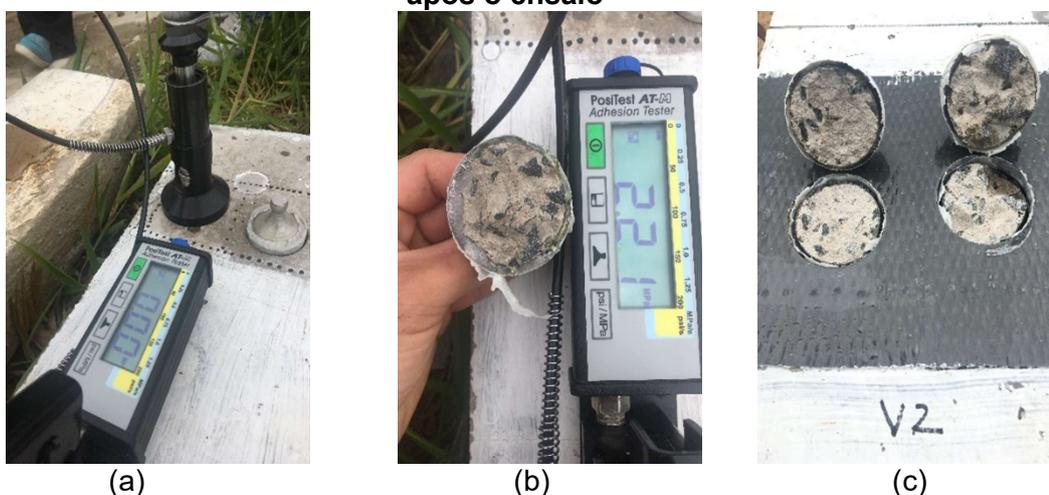
Tabela 24: Resultados médios para os ensaios de aderência realizados nas vigas de concreto armado sem reforço e reforçadas

Ambiente de exposição	Vigas	Idade do ensaio (dias)	Tensão de aderência (MPa)	Modo de ruptura
Referência	V_LAB_0_14dias	28 após a concretagem	2,0 (14,4) *	S
	V_LAB_CFRP_14dias	14 após a aplicação do sistema de reforço	2,8 (12,6) *	S
Laboratorial (1000 horas)	V_LAB_0_1000h	87	2,1 (2,1) *	S
	V_LAB_CFRP_1000h		2,1 (5,1) *	S
Degradação acelerada (1000 horas)	V_ACP_0_1000h	87	1,9 (4,2)	S
	V_ACP_CFRP_1000h		1,7 (6,1) *	S

* (valor) Coeficiente de Variação (COV) = (Desvio-padrão/Média) × 100; S = Substrato do concreto e I = Interface adesivo/concreto.

Fonte: Próprio autor

Figura 74: Metodologia utilizada no ensaio de aderência *pull-off*: (a) posicionamento do equipamento, (b) leitura do resultado após tração e (c) aspecto final das pastilhas após o ensaio



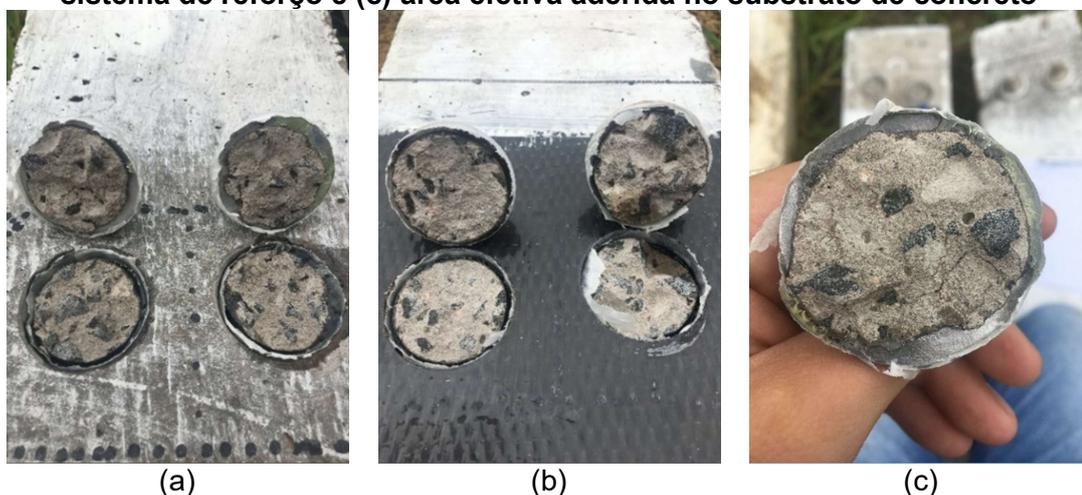
Fonte: Próprio autor

Após o ensaio de aderência observou-se que algumas pastilhas não aderiram totalmente a superfícies de colagem. Com isso, para o cálculo da tensão de aderência, utilizou-se os valores da área efetiva da pastilha, ou seja, considerou-se para tal somente a área aderida no substrato de concreto.

Assim, com base nos fragmentos de concreto aderidos as pastilhas, foram realizados levantamentos das áreas efetivas, as quais foram fotografadas e analisados em software do tipo CAD para verificação da área de colagem efetiva.

Na Figura 75 apresentam-se as imagens de algumas pastilhas pós-ensaio de *pull-off* e o modo de ruptura obtido.

Figura 75: Pastilhas pós-ensaio de aderência *pull-off*: (a) viga de concreto armado, (b) sistema de reforço e (c) área efetiva aderida no substrato de concreto



Com base nos resultados obtidos nos ensaios de aderência *pull-off*, observa-se que todas as vigas, com e sem reforço, apresentaram o mesmo modo de ruptura. Neste sentido, verificou-se que, tanto para os ensaios realizados nas vigas de referência quanto os realizados nas vigas mantidas em ambiente laboratorial e expostas ao protocolo de degradação acelerado, o modo de ruptura ocorreu no substrato de concreto e não na interface concreto/adesivo/CFRP.

Para além disto, verificou-se que após o período de 1000 horas obteve-se um decréscimo na tensão de aderência de cerca de 5 % e 39 %, respectivamente, para as vigas mantidas em ambiente laboratorial ou expostas a degradação acelerada, quando os resultados obtidos são comparados aos das amostras de referência.

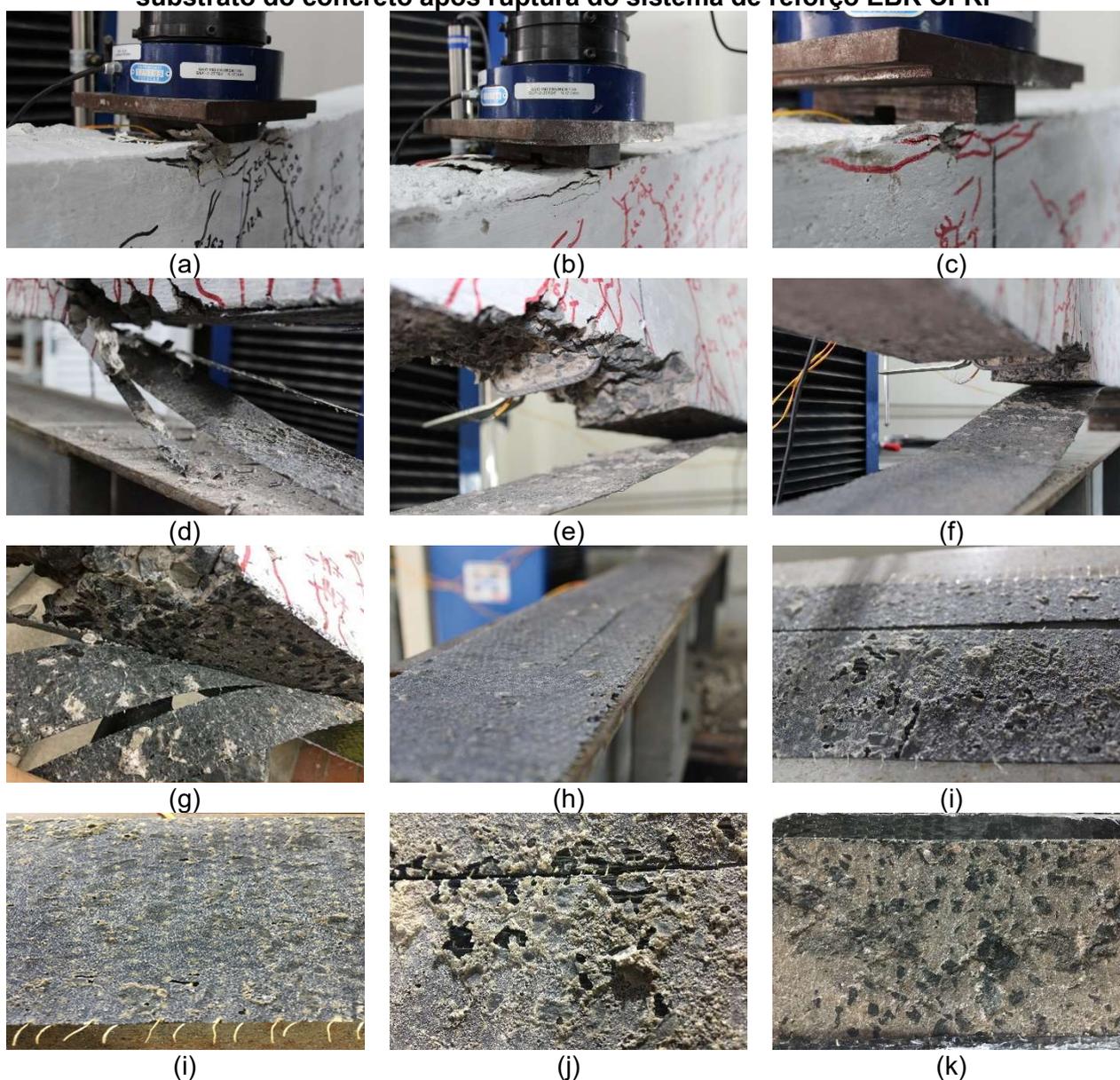
4.1.8 ANÁLISE DO MODO DE RUÍNA E FISSURAÇÃO

O modo de ruína observado para as vigas de concreto armado sem reforço foi baseado no escoamento do aço da armadura longitudinal. As vigas de concreto armado reforçadas apresentaram modo de ruína semelhante, entretanto, o início escoamento do aço ocorreu com

um carregamento superior ao observado para as vigas sem reforço, assim, verifica-se que o sistema de postergou o início do escoamento do aço.

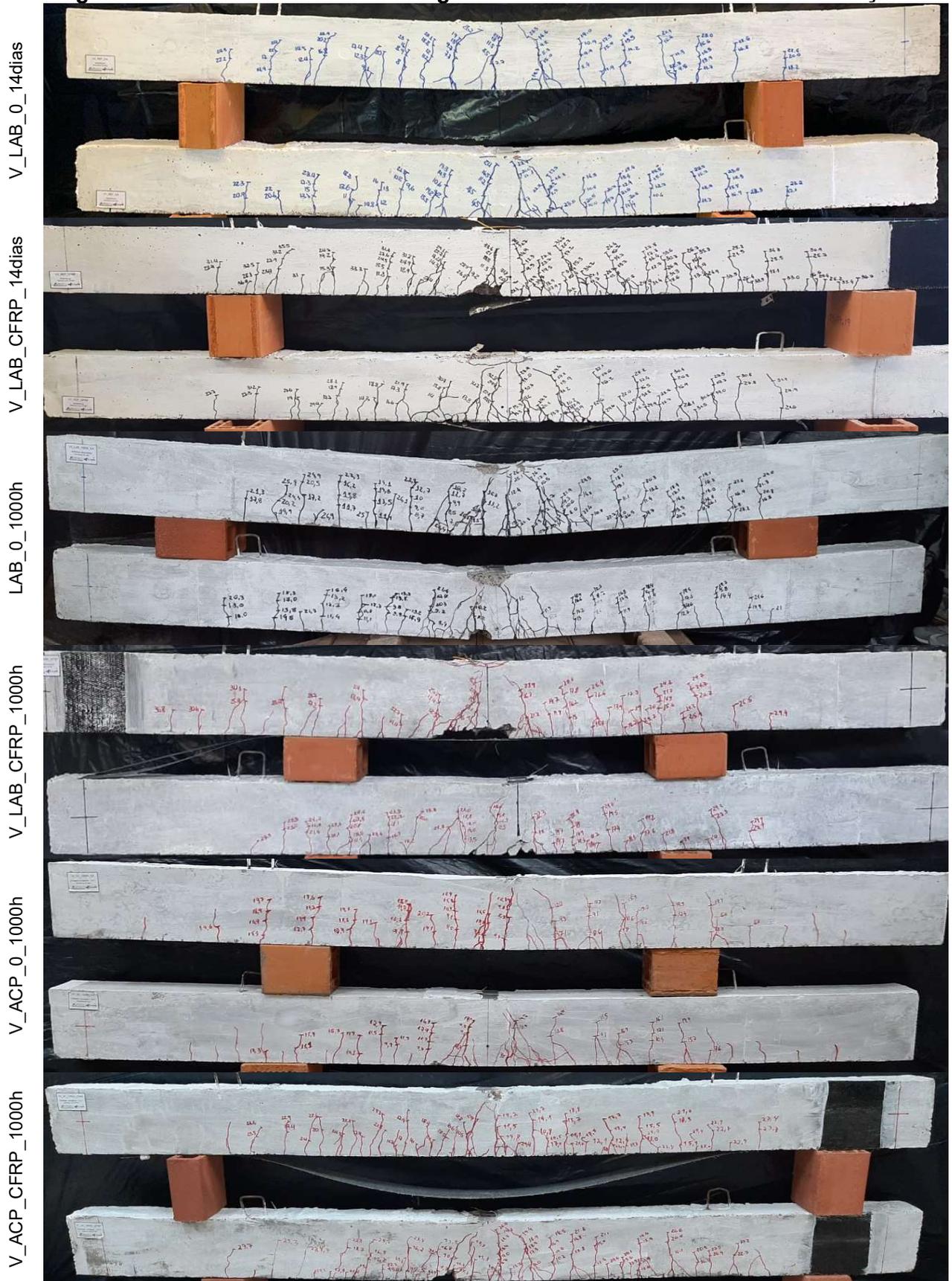
Apresentam-se na Figura 76 o aspecto do concreto e do sistema de reforço após os ensaios mecânicos de flexão e na Figura 77 o padrão fissuratório das vigas sem reforço e reforçadas após os ensaios mecânicos de flexão.

Figura 76: Vigas de concreto armado sem reforço e reforçadas após os ensaios mecânicos de flexão: (a-c) ponto central de aplicação de carregamento, (d-g) ruptura do compósito de CFRP, (h-j) superfície do compósito de CFRP após ruptura e (k) substrato do concreto após ruptura do sistema de reforço EBR CFRP



Fonte: Próprio autor

Figura 77: Padrão fissuratório das vigas de concreto armado com e sem reforço



Fonte: Próprio autor

4.1.9 ANÁLISES TEÓRICAS

A previsão de capacidade resistente das vigas de concreto armado, não reforçadas, foi embasada nos modelos de dimensionamento propostos pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) e no código americano ACI 318 (ACI, 2019), enquanto as vigas reforçadas foram verificadas pelo código americano ACI 440.2R (ACI, 2017). Posteriormente, os resultados dos modelos teóricos foram comparados com os experimentalmente obtidos.

4.1.9.1 Previsão de capacidade resistente das vigas de concreto armado sem reforço

Apresenta-se na Tabela 25 os resultados teóricos obtidos para a previsão da capacidade portante (M_u), carga máxima a ser aplicada no meio do vão (F_{max}) bem como as deformações no concreto (ε_c) e no aço (ε_s), os quais foram calculados por meio das recomendações propostas pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) e código americano ACI 318 (ACI, 2019). A memória de cálculo pode ser encontrada no Apêndice B.

Tabela 25: Capacidade resistente de vigas de concreto armado

Recomendação	M_u (kN·m)	ε_c (‰)	ε_s (‰)	F_{max} (kN)	Modo de ruína
NBR 6118 (ABNT, 2014)	12,2	-3,0	10,0	21,3	Escoamento do aço
ACI 318 (ACI, 2019)	12,9	-3,0	13,1	22,4	Escoamento do aço

Fonte: Próprio autor

Analisando-se a Tabela 25 observa-se que os resultados obtidos por meio das recomendações de cálculos da norma NBR 6118 (ABNT, 2014) são inferiores aos obtidos com o uso do modelo de cálculo proposto pelo código americano ACI 318 (ACI, 2019). Assim, verifica-se que a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta resultados mais conservadores.

4.1.9.2 Previsão de capacidade resistente das vigas de concreto armado reforçadas segundo a técnica EBR CFRP

A Tabela 26 apresenta os resultados obtidos para o momento fletor resistente (M_u), carga máxima aplicada a meio do vão (F_{max}), deformações no concreto (ε_c), no aço (ε_s) e no CFRP (ε_f). A memória de cálculo pode ser encontrada nos Apêndice B.

Tabela 26: Capacidade portante e deformações na viga de concreto armado com sistema de reforço EBR CFRP

Recomendação	C_E	M_u (kN·m)	F_{max} (kN)	ε_c (‰)	ε_s (‰)	ε_f (‰)	Modo de ruína
ACI 440 2.R (ACI,2017)	1	18,9	33,0	-3,0	8,1	9,7	Escoamento do aço
	0,95	18,5	32,3	-2,7	7,9	9,4	
	0,85	17,7	30,9	-2,3	7,2	8,5	

Fonte: Próprio autor

4.1.9.3 Comparação entre resultados teóricos e experimentais

Comparou-se os resultados teóricos, os quais foram obtidos por meio do dimensionamento com base nas recomendações das normas NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (ACI, 2019), ACI 440.2R (ACI, 2017), com os resultados experimentais obtidos nos ensaios mecânicos de flexão das vigas de concreto armado de referência, com e sem reforço.

Para tal, foram considerados os resultados, experimentais, obtidos nos ensaios de referência e após a exposição aos ambientes laboratorial e degradação acelerada seguindo o protocolo de acondicionamento proposto pelo código ACI 440.9R (ACI, 2015).

Para a realização dos cálculos teóricos foram utilizadas as propriedades mecânicas dos materiais concreto, aço e compósito de CFRP, as quais foram obtidas experimentalmente. As propriedades desses materiais foram apresentadas anteriormente e encontram-se na Tabela 13.

Ressalta-se que os cálculos para a obtenção dos resultados teóricos foram realizados com e sem o coeficiente de segurança, assim, para NBR 6118 (ABNT, 2014), foram aplicados os coeficientes de redução das propriedades do aço e do concreto e para o ACI 318 (ACI, 2019) e ACI 440.2R (ACI, 2017), aplicou-se o coeficiente de segurança por meio da redução da capacidade de suporte.

A Tabela 27 apresenta os resultados teóricos obtidos por meio dos cálculos da previsão da capacidade portante. Nesta tabela, $F_{\max,teo}$ é a força máxima teórica resistida pelas vigas, calculada com base no momento resistente da seção de meio vão, utilizado $F_{\max,teo}$ calculou-se $\varepsilon_{c,teo}$, $\varepsilon_{s,teo}$ e $\varepsilon_{f,teo}$ são as deformações no concreto, no aço e no CFRP, respectivamente.

Neste sentido, observando-se a Tabela 27 verifica-se que a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) e o código ACI 318 (ACI, 2019) apresentaram resultados muito semelhantes com a aplicação dos coeficientes de redução. Entretanto, verifica-se que a norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) é mais conservadora.

Ainda, analisando os resultados teóricos, observa-se que os resultados obtidos sem a utilização dos coeficientes de redução, para ambas as normas, foram inferiores aos obtidos experimentalmente.

Para as vigas de concreto armado reforçadas, observando-se a Tabela 28, nota-se que, a utilização do coeficiente de segurança (ϕ) proporcionou resultados menores comparando-os com os resultados obtidos sem a aplicação do coeficiente.

Tabela 27: Resultados teóricos

Ambiente de exposição	Viga	Tipo	Recomendação	Configuração	f_{cm} (MPa)	$F_{max,teo}$ (kN)	$\varepsilon_{c,teo}$ ($F_{max,teo}$) (‰)	$\varepsilon_{s,teo}$ ($F_{max,teo}$) (‰)	$\varepsilon_{f,teo}$ ($F_{max,teo}$) (‰)
Referência	LAB_0_14dias	Sem reforço	NBR 6118 (2014)	Com redução	32,7	21,3	-3,0	10,0	-
				Sem redução	32,7	24,9	-2,3	10,0	-
			ACI 318 (2019)	Com redução	32,7	22,4	-3,0	13,1	-
				Sem redução	32,7	24,9	-3,0	13,1	-
	LAB_CFRP_14dias	Com reforço	ACI 440.2R (2017)	Com redução e $C_E=1$	32,7	33,0	-3,0	8,3	9,9
				Sem redução e $C_E=1$	32,7	36,5	-3,0	8,3	9,9
Laboratorial 1000h	LAB_0_1000h	Sem reforço	NBR 6118 (2014)	Com redução	33,4	21,3	-2,9	10,0	-
				Sem redução	33,4	24,9	-2,2	10,0	-
			ACI 318 (2019)	Com redução	33,4	22,5	-3,0	13,0	-
				Sem redução	33,4	24,9	-3,0	13,4	-
	LAB_CFRP_1000h	Com reforço	ACI 440.2R (2017)	Com redução e $C_E=0,95$	33,4	32,3	-2,7	7,9	9,4
				Sem redução e $C_E=0,95$	33,4	36,8	-2,9	8,5	9,9
Tanque 1000h	ACP_0_1000h	Sem reforço	NBR 6118 (2014)	Com redução	35,7	21,5	-2,8	10,0	-
				Sem redução	35,7	25,1	-2,2	10,0	-
			ACI 318 (2019)	Com redução	35,7	22,6	-3,0	14,1	-
				Sem redução	35,7	25,0	-3,0	14,1	-
	ACP_CFRP_1000h	Com reforço	ACI 440.2R (2017)	Com redução e $C_E=0,85$	35,7	30,9	-2,3	7,1	8,4
				Sem redução e $C_E=0,85$	35,7	35,1	-2,3	7,1	8,4

* = Extensômetros mecanicamente danificados

Fonte: Próprio autor

Na Tabela 28, apresentam-se a comparação entre os resultados teóricos com os resultados experimentais, para um mesmo nível de carregamento, nesta, f_{cm} é o valor médio da resistência a compressão do concreto, $\varepsilon_{c,exp}$ é a deformação no concreto, $\varepsilon_{s,exp}$ é a deformação no aço, $\varepsilon_{f,exp}$ é a deformação no CFRP, $F_{max,teo}$ é a força máxima teórica e $F_{med,max,exp}$ é a média das forças máximas obtidas experimentalmente considerando duas vigas para cada idade e ambiente de exposição.

Tabela 28: Comparação dos resultados teóricos com os experimentais

Ambiente de exposição	Viga	Tipo	Norma	Configuração	f_{cm} (MPa)	$F_{max,teo}$ (kN)	$\varepsilon_{c,exp}$ ($F_{max,teo}$) (%)	$\varepsilon_{s,exp}$ ($F_{max,teo}$) (%)	$\varepsilon_{f,exp}$ ($F_{max,teo}$) (%)	$F_{med,max,exp}$ (kN)
Referência 45 dias	LAB_0_14dias	Sem reforço	NBR 6118 (2014)	Com redução	32,7	21,3	-0,83	1,96	-	25,9
				Sem redução	32,7	24,9	-4,79	*	-	
			ACI 318 (2019)	Com redução	32,7	22,4	-0,96	2,07	-	
				Sem redução	32,7	24,9	-4,79	*	-	
	LAB_CFRP_14dias	Com reforço	ACI 440.2R (2017)	Com redução e $C_E=1$	32,7	33,0	*	9,8	3,4	39,9
				Sem redução e $C_E=1$	32,7	36,5	*	14,5	5,5	
Laboratorial 1000h	LAB_0_1000h	Sem reforço	NBR 6118 (2014)	Com redução	33,4	21,3	-0,85	1,94	-	28,6
				Sem redução	33,4	24,9	-1,04	2,32	-	
			ACI 318 (2019)	Com redução	33,4	22,4	-0,91	2,05	-	
				Sem redução	33,4	24,9	-1,04	2,32	-	
	LAB_CFRP_1000h	Com reforço	ACI 440.2R (2017)	Com redução e $C_E=0,95$	33,4	33,1	-3,0	7,6	4,2	39,1
				Sem redução e $C_E=0,95$	33,4	36,8	-3,0	11,2	6,1	
Tanque 1000h	ACP_0_1000h	Sem reforço	NBR 6118 (2014)	Com redução	35,7	21,5	-0,76	2,03	-	26,8
				Sem redução	35,7	25,1	-0,8	2,2	-	
			ACI 318 (2019)	Com redução	35,7	22,6	-0,9	2,16	-	
				Sem redução	35,7	25,0	-0,8	2,2	-	
	ACP_CFRP_1000h	Com reforço	ACI 440.2R (2017)	Com redução e $C_E=0,85$	35,7	30,9	-3,0	10,6	5,9	35,5
				Sem redução e $C_E=0,85$	35,7	35,1	*	16,5	7,5	

* = Extensômetros mecanicamente danificados

Fonte: Próprio autor

Ainda para as vigas reforçadas, comparando os resultados teóricos com a força máxima experimental, verifica-se que com a utilização das recomendações de cálculos propostas por ACI 440.2R (ACI, 2017) obtém-se valores de capacidade de suporte menores aos obtidos experimentalmente, mesmo que sem a aplicação dos coeficientes de segurança. Para além disso, observa-se que para as vigas reforçadas expostas aos ambientes laboratorial e ao protocolo de acondicionamento a falha no sistema de reforço, a qual foi baseada no descolamento da manta de CFRP, ocorreu com força superior à teórica obtida.

Além disso, observando-se a Tabela 28, verifica-se que as deformações dos materiais concreto, aço e CFRP obtidas experimentalmente foram inferiores as obtidas por meio dos modelos teóricos para um mesmo nível de carregamento. Salienta-se que os modos de ruína previstos pelas normas analisadas, tanto para as vigas de concreto armado sem reforço como para as reforçadas, foram semelhantes aos obtidos experimentalmente.

5. CONCLUSÕES

Este trabalho apresenta um programa experimental que visa avaliar o comportamento a longo prazo de sistemas de reforço EBR CFRP. Para isso, dois ambientes de exposição foram adotados nesta pesquisa: laboratorial, o qual serviu de referência para as demais análises, e degradação acelerada do sistema de reforço baseado no protocolo de acondicionamento, visando a possível degradação dos FRPs, recomendado pelo código americano ACI 440.9R (ACI, 2015). Os resultados obtidos permitiram a obtenção das seguintes conclusões:

- Com relação as análises teóricas, observou-se que a utilização do modelo de dimensionamento proposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014) fornece resultados mais conservadores de capacidade resistente do que os obtidos com a aplicação do processo de cálculo do ACI 318 (ACI, 2019) quando se considera a utilização dos respectivos coeficientes de redução das propriedades dos materiais e da capacidade resistente;

- . Quando não aplicados os coeficientes de redução das propriedades dos materiais e da capacidade resistente, os procedimentos da NBR 6118 (ABNT, 2014) e do ACI 318 (ACI, 2019) resultam em valores similares;

- Para o dimensionamento teórico, previsão de carga, das vigas reforçadas utilizando as recomendações do código ACI 440.2R (ACI, 2017) considerou-se o coeficiente de exposição ambiental (C_E) para as vigas expostas em ambiente laboratorial e degradação acelerada os valores 0,95 e 0,85, respectivamente. Por meio dos resultados obtidos, observou-se que a utilização desses coeficientes não implicou em alterações significativas nos resultados;

- Com relação aos materiais utilizados no sistema de reforço, por meio das análises estatísticas, foi possível observar que a resina A (*primer*) mantida em ambiente laboratorial apresentou módulos de elasticidade e tensão máximas estatisticamente similares para as idades de 14 dias e 42 dias. Entretanto, as resinas acondicionadas no tanque e também ensaiadas aos 42 dias apresentaram reduções de 66 %, tanto na força máxima como módulo de elasticidade;

- A resina B (saturação) mantida em laboratório também apresentou módulos de elasticidade e tensão máximas estatisticamente similares para as idades de 14 dias e 42 dias (tendo como referência a idade de 14 dias). Quando exposta ao protocolo de acondicionamento, e tendo como referência o ambiente laboratorial e idade de 42 dias, apresentou redução estatisticamente distintas de 61 % da tensão máxima e 54 % no módulo de elasticidade;

- Comparando-se os resultados das análises estáticas das resinas A e B submetidas a degradação acelerada proposta pelo ACP do código ACI 440.9R (ACI, 2015) com os resultados das resinas submetidas ao intemperismo e umidade constante, é possível observar que as reduções na tensão máxima que um ciclo de 1000 horas de exposição no tanque de degradação proporcionou as resinas A e B foram próximas às reduções obtidas após 24 meses de exposição à umidade constante e intemperismo. Assim, verificou-se que um ciclo de 1000 horas do protocolo de acondicionamento acelerado corresponde a 24 meses de exposição ao intemperismo natural e umidade constante;

- Com relação aos compósitos analisados neste trabalho, verifica-se que os corpos de prova apresentaram um comportamento elástico linear até sua ruptura, típico de materiais frágeis. Com relação aos resultados obtidos, reduções de 10 % da tensão máxima e do módulo de elasticidade foram verificados na comparação entre os ensaios segundo o protocolo de acondicionamento e o ambiente laboratorial, respectivamente;

- Os corpos de prova de CFRP confeccionados por Ferreira (2019) apresentaram reduções de 9 % e 10 % da tensão máxima para os ambientes umidade constante e intemperismo, respectivamente. Assim, é possível verificar que a redução da tensão máxima proporcionada aos corpos de prova de CFRP mantidos por 1000 horas no tanque de degradação acelerada é semelhante a redução da tensão máxima que 12 meses de exposição ao intemperismo e umidade proporcionaram aos corpos de prova de CFRP analisados;

- Para os resultados obtidos nos ensaios de aderência (*pull-off*) verificou-se que todos foram baseados na ruptura do concreto de substrato. Após exposição ao período de 1000 horas ao ambiente laboratorial ou ao protocolo de degradação acelerado, obteve-se um decréscimo na tensão de aderência de cerca de 5 % e 39 %, respectivamente, quando os resultados obtidos são comparados aos obtidos nos ensaios de referência;

- A eficiência da técnica EBR no aumento da capacidade de carga de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com mantas de CFRP foi verificado por meio de aumento significativo na capacidade de carga e no incremento da rigidez dos elementos reforçados. Verificou-se que todas as vigas sem reforço (LAB/ACP_0_1000h) ensaiadas na idade de 87 dias apresentaram comportamento força versus deslocamento similar, independentemente do meio de exposição. Assim, percebe-se que não houve degradação dos elementos não reforçados frente ao protocolo de acondicionamento utilizado;

- Para as vigas reforçadas e ensaiadas com idade de 87 dias e considerando-se o comportamento obtido para a viga mantida em ambiente laboratorial (LAB_CFRP_1000h), conclui-se que o protocolo apresentado pela ACI 440.9R (ACI, 2015) levou a degradação do sistema de reforço. Neste sentido, as vigas LAB_ACP_1000h apresentaram redução de 11 % da força média máxima;

- Com relação à ruptura do CFRP, todas as vigas apresentaram descolamento da manta de CFRP aderida ao substrato de concreto. Entretanto, as vigas com idade de 87 dias apresentam aumento do deslocamento vertical médio na ruptura de 45,5 %. Porém, as vigas expostas ao protocolo de acondicionamento apresentam maior variabilidade de deslocamentos registrados na ruptura, provavelmente, devido a degradação das resinas epoxídicas utilizadas na colagem do sistema de reforço ao substrato de concreto; e

- Tendo em vista a correlação com os resultados obtidos em outro programa experimental em andamento, uma análise simplista baseada somente na força máxima registrada indica que um ciclo de 1000 horas de degradação acelerada no ACP, recomendado pelo código americano ACI 440.9R (ACI, 2015), corresponde a um período de degradação natural do sistema de reforço, devido intemperismo de, aproximadamente 6 meses.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A durabilidade de sistemas de reforço aplicados em estruturas de concreto armado segundo a técnica EBR, sem proteção, ainda é pouco conhecida no Brasil, são poucas pesquisas que levam em conta a degradação e comportamento deste tipo de material a longo prazo. Assim, ao longo do estudo realizado foram levantadas algumas questões e com elas algumas sugestões de novos estudos.

- Verificação da degradação do sistema de reforço frente aos demais ambientes de degradação proposto pelo ACI 440.9R (ACI, 2015);
- Correlacionar os resultados obtidos por meio da degradação acelerada com os resultados de programas experimentais com degradações naturais;
- Ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) nas amostras de resinas epoxídicas e compósitos de CFRP após a exposição a degradação acelerada; e
- Elaboração de modelos numéricos com vigas de concreto armado reforçadas.

6. Referências

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI COMMITTEE 318**. Building code requirements for reinforced concrete. ACI Committee 318, 628p. 2019.

_____. **ACI COMMITTEE 440**. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. 2008.

_____. **ACI COMMITTEE 440.R**. State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures. 1996.

_____. **ACI COMMITTEE 440.2R**. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. American Concrete Institute, ACI Committee 440, 116p. 2017.

_____. **ACI COMMITTEE 440.9R**. Guide to Accelerated Conditioning Protocols for Durability Assessment of Internal and External Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement. ACI Committee 440, 10p. 2015.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D7522**: Standard test method for pull-off strength for FRP laminate systems bonded to concrete substrate. West Conshohocken, Pensilvânia, EUA, 2015.

ARYA, C; CLARKE, J.L.; KAY, E.A.; O'REGAN, P.D. **TR 55**: Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials: a review. v. 24, p. 889–900, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2018.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6892-1**: Materiais metálicos – Ensaio de tração, Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2018.

_____. **NBR 8522**: Concreto – Determinação do módulo de deformação e diagrama tensão-deformação – Método de ensaio. São Paulo, 2017.

_____. **NBR12655**: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

BANEA, M. D.; SILVA, L. F. M.; CAMPILHO, R. D. S. G. **Mechanical characterization of a high temperature epoxy adhesive**. Galati University Press, v. 22, p. 57-61, 2011.

BARROS, J. A. O. **Formulação direta do método das forças**. Technical report 04-DEC/E-25. Department of Civil Engineering. Scholl Engineering. University of Minho. 25 pp. April 2004.

BEBER, A. J. **Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono**. 2003. 317 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2003.

BISCAIA, H. E. C. C. **Comportamento e modelação da ligação GFRP/concreto em elementos de concreto armado expostos a ambientes agressivos**. 2012. 225 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2012.

BRUNO, G. U. **Avaliação da degradação natural e acelerada de revestimentos orgânicos**. 2018. 99 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia na área de Ciência e Tecnologia dos Materiais) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

CAROLIN, A. **Carbon fiber reinforced polymers for strengthening of structural elements**. 2003. 194 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Lulea University of Technology, Suécia, 2003.

CHASTRE, C. Materiais e tecnologias de reforço de estruturas de concreto – potencialidade e limitações. **REHABEND 2014 – Congresso Latinoamericano “Patología de la construcción, Tecnología de la rehabilitación y gestion del patrimonio”**. Santander, Espanha. 10p. 2014.

COSTA, I.; BARROS, J. A. O. Tensile creep of a structural epoxy adhesive: Experimental and analytical characterization. **International Journal of Adhesion and Adhesives**, v. 59, p. 115-124, 2015.

CORREIA, L.; TEIXEIRA, T.; MICHELS, J.; ALMEIDA, J. A. P. P.; SENA-CRUZ, J. Flexural behaviour of RC slabs strengthened with prestressed CFRP strips using different anchorage systems. **Composites Part B**. v. 81, p. 158-170, 2015.

COUTO, I. A. **Análise teórica e experimental do comportamento da aderência entre o concreto e barras de fibra de vidro impregnada por polímeros**. São Carlos, 2007. 153 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2007.

CROMWELL, J. R.; HARRIES, K. A.; SHAHROOZ, B. M. Environmental durability of externally bonded FRP materials intended for repair of concrete structures. **Construction and Building Materials**, v. 25, n. 5, p. 2528–2539, 2010.

DALFRÉ, G. M. **Flexural and shear strengthening of RC elements**. 2013. 432 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 2013.

DALFRÉ, G. M. Projeto Universal CNPq 483720/2013-5: **Estudo da degradação da aderência de compósitos colados a superfícies de concreto armado quando submetidos a ciclos de umidade e carbonatação**. Relatório Técnico, CNPq, 2016.

DE LORENZIS, L; TENG, J. G. Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures. **Composites Part B**, v. 38, p. 119–143, 2007.

DIAS, S. J. E.; MOSTAKHDEM, H.; BARROS, J. A. O. Effectiveness of prestressed NSM CFRP laminates for the flexural strengthening of RC slabs. **Composite and Structures**. v. 111, n. 8, p. 249-258, 2014.

ESCOBAL, A. D. **Caracterização da degradação de adesivos estruturais utilizados em sistemas de reforço de estruturas de concreto armado**. Relatório Final de Iniciação Científica, Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), 2017.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels, 2004. 225p.

FERNANDES, P. M. G. **Bond behavior of NSM CFRP-concrete systems: durability and quality control**. 2016, 280 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 2016.

FERREIRA, D. C. **Avaliação da degradação de vigas reforçadas com FRP quando expostas ao intemperismo**. 2019, 138 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP, 2019.

FÉDÉRATION INTERNACIONALE DU BETÓN. **Bulletin 90**: Externally applied FRP reinforcement for concrete structures. Lausanne, Switzerland, 242 p. 2019.

GOOGLE MAPS. **Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos**. Disponível em: <goo.gl/DS9eCy>. Acesso em: 15/12/2019, 2019.

HERNANDEZ, D. A.; SOUFEN, C. A.; ORLANDI, M. O. Carbon Fiber Reinforced Polymer and Epoxy Adhesive Tensile Test Failure Analysis Using Scanning Electron Microscopy. **Mat. Res.**, São Carlos, v. 20, n. 4, p. 951-961, Aug. 2017.

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, dez. 2010.

ISIS. **Durability of FRP composites for construction**: educational module nº.8 – The canadian network of centers of excellence on intelligent sensing for innovative structures, ISIS Canada Corporation, Manitoba, Canada, 2006.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 527-1**. Plastics - Determination of tensile properties - Part 1: General principles. International Organization for Standardization (ISO), Genève, Switzerland, 9 p., 2012.

_____. **ISO 527-2**. Plastics - Determination of Tensile Properties - Part 2: Test Conditions for Moulding and Extrusion Plastics. International Organization for Standardization (ISO), Geneva, Switzerland, 2012.

_____. **ISO 527-5**. Plastics - Determination of tensile properties - Part 5: Test conditions for unidirectional fibre-reinforced plastic composites. International Organization for Standardization (ISO), Geneva, Switzerland, 2009.

JUVANDES, L. F. P. Aplicações de compósitos FRP no reforço de estruturas. **1^{as} Jornadas de MATERIAIS NA CONSTRUÇÃO**, p. 239–270, 2011.

JUVANDES, L. F. P. **Reforço e Reabilitação de Estruturas de Concreto Usando Materiais Compósitos de “CFRP”**. 1999, 396 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Universidade do Porto, Porto, Portugal, 1999.

KABIR, M. I.; SHRESTHA, R.; SAMALI, B. Fracture Properties of CFRP–Concrete Bond Subjected to Three Environmental Conditions. **Journal of Composites for Construction**, 01 August 2016, Vol.20.

KARBHARI, V. M. **Durability of composites for civil structural applications**. Cambridge: Woodhead Publishing Limited, 2007.

LIN, Y.; CHEN, X. Moisture sorption-desorption-resorption characteristics and its effect on the mechanical behavior of the epoxy system. **Polymer**, v. 46, p. 11994-12003, 2005.

MACHADO, A. P.; MACHADO, B.A. **Reforço de estruturas de concreto armado com sistemas compostos FRP**, Editora Pini, 2015.

MEHTA, P.; MONTEIRO, P.J. **Concrete: Microstructure, Properties and Materials**, Third edition, McGraw Hill, 2008.

MOSTOFINEJAD, D., SHAMELI, S, M. Externally bonded reinforcement in grooves (EBRIG) technique to postpone debonding of FRP sheets in strengthened concrete beams. **Construction and Building Materials**, 38, 751-758.2013.

MOUSSA, O.; VASSILOPOULOS, A. P.; KELLER, T. Effects of low-temperature curing on physical behavior of cold-curing epoxy adhesives in bridge construction. **International Journal of Adhesion and Adhesives**, v. 32, p. 15-22, 2012.

OLIVEIRA, M. C. **Análise do comportamento estrutural e durabilidade de pilares de concreto armado reforçados com manta de GFRP**. 2019, 163 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2019.

PAN, Y.; XIAN, G.; SILVA, M. A. G. Effects of water immersion on the bond behavior between CFRP plates and concrete substrate. **Construction and Building Materials**, v. 101, p. 326-337, 2015.

REZAZADEH, M.; BARROS, J. A. O.; RAMEZANSEFAT, H. End concrete cover separation in RC structure strengthened in flexure with NSM FRP: Analytical Design Approach. **Engineering Structure**, 128, 415-427, 2016.

SEONG, L. Y. **Durability of Fiber Reinforced Polymer Composites Under Tropical Climate**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), National University of Singapore, Singapura, 2003.

SILVA, O. P. **Cobrimento de armadura em estruturas de concreto armado: análise comparativa entre o valor específico em projeto e o em execução em obras na cidade de Porto Alegre**. 2012, 139 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

SILVA, S. C. B. **Estudo da degradação acelerada da argamassa em um sistema de revestimento cerâmico de fachadas**. 2014, 129 p. Dissertação (Mestrado em Ciência e Engenharia de Materiais), Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, SC, 2014.

SOUZA, V. C.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 2009. 255 p.

S&P (S&P Clever Reinforcement Company). **Ficha técnica da manta de fibra de carbono C-Sheet 240 para dry e wet lay up**: catálogo. São Paulo, 2020.

STRATUS. Stratus FRP, 2020. **Processo de Pultrusão**. Disponível em: < shorturl.at/hBMS2>. Acesso em: 15 de jan. de 2020.

TAVARES, D. H. **Análise teórica e experimental de vigas de concreto armadas com barras não metálicas de GFRP**. 2006, 128p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2006.

TENG, J. G.; CHEN J. F.; SMITH, S. T.; LAM, L. Behaviour and strength of FRP-strengthened RC structures: a state-of-the-art review. **Structures & Buildings**. V. 156, p. 51-62, 2003.

VALLEMAN, P. **Estatística Aplicada: Administração, Economia e Negócios**. 2. ed. São Paulo: Bookman, 2002. 358 p.

VIEIRA, M. M.; SANTOS, A. R. S.; MONTALVERNE, A. M.; BEZERRA, L. M.; CABRAL, A. E. B.; CABRAL, A. E. B.; MONTENEGRO, L. C. S. Análise experimental de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com polímero reforçado com fibra de carbono. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 9, n. 1, p. 123-152, 2016.

ZHAO, J.; CAI, G.; CUI, L.; SI LARBI, A.; TSAVDARIDIS, K. D. Deterioration of Basic Properties of the Materials in FRP-Strengthening RC Structures under Ultraviolet Exposure. **Polymers**, v. 9, 2017.

APÊNDICES

APÊNDICE A - APLICAÇÃO DO MODELO DE DIMENSIONAMENTO

Para conferência dos modelos de dimensionamento propostos pelo código americano ACI 440.2R (ACI, 2017) selecionou-se o trabalho de Ferreira (2019), a qual apresenta resultados experimentais obtidos por meio ensaios mecânicos de flexão de três pontos em vigas de concreto armado biapoiadas reforçadas segundo a técnica EBR CFRP.

Ferreira (2019) realizou um programa experimental com enfoque na análise do comportamento de vigas de concreto armado reforçadas a flexão com mantas de CFRP aplicadas segundo a técnica EBR frente à exposição aos ambientes laboratorial (interno e protegido) e intemperismo (exposição exterior).

Para tal, um conjunto de oito vigas de concreto armado com seção retangular de 12 x 20 cm², taxa de armadura longitudinal de 0,75 % e concreto com resistência a compressão de 28,5 MPa foi confeccionado.

Dentre o conjunto de oito vigas, quatro unidades foram reforçadas segundo a técnica EBR CFRP e as demais permaneceram sem reforço, nesse sentido, quatro vigas foram utilizadas como referência, das quais duas não possuíam reforço e duas sendo reforçadas, e as demais foram divididas em dois grupos e expostas por seis meses em ambiente laboratorial (LAB) e às intempéries (WEA).

Para o reforço Ferreira (2019) utilizou uma camada de manta de fibra de carbono (tipo *C-Sheet* 240), o qual foi aplicado segundo a técnica EBR na borda inferior (face tracionada) da viga de concreto armado sem nenhum tipo de proteção aplicada.

Para os cálculos de verificação, foram utilizados os valores das propriedades experimentais, os quais Ferreira (2019) obteve experimentalmente além da aplicação de dois diferentes coeficientes de exposição ambiental (C_E), foram selecionados valores de 1 para as vigas de referência (projeto) e 0,85 para intemperismo.

A Tabela A.1 apresenta os resultados experimentais, obtidos por Ferreira (2019) também os resultados teóricos, os quais foram obtidos por meio dos cálculos de conferência com o uso dos modelos de dimensionamento propostos pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (ACI, 2019), ACI 440.2R (ACI, 2017). Nesta tabela F_{max} é a força máxima, $\varepsilon_{c,F_{max}}$ é a deformação do concreto, $\varepsilon_{s,F_{max}}$ é a deformação no aço e $\varepsilon_{f,F_{max}}$ é a deformação no FRP.

Tabela A. 1: Comparação entre os resultados experimentais de Ferreira (2019) com os resultados teóricos ACI 318 (ACI, 2019) e ACI 440.2R (ACI, 2017)

Viga	Tipo	C_E	Norma	Teórico					Experimental				
				Modo de ruína	$\epsilon_{s,F_{max}}$ (‰)	$\epsilon_{c,F_{max}}$ (‰)	$\epsilon_{f,F_{max}}$ (‰)	F_{max} (kN)	Modo de ruína	$\epsilon_{s,F_{max}}$ (‰)	$\epsilon_{c,F_{max}}$ (‰)	$\epsilon_{f,F_{max}}$ (‰)	F_{max} (kN)
REF_0	Sem reforço	-	ACI 318 (ACI, 2019)	A	11,5	-3,0	-	21,5	A	12,0	-6,1	-	27,0
		-	NBR 6118 (ABNT, 2014)	A	10,0	-3,0	-	20,4	A	12,0	-6,1	-	27,0
LAB_CFRP	Com reforço	1	ACI 440.2R (ACI, 2017)	A	6,8	-3,0	8,9	30,8	A	17,4	-4,4	10,7	38,1
WEA_CFRP	Com reforço	0,85	ACI 440.2R (ACI, 2017)	A	6,8	-3,0	8,9	29,1	A	11,2	-6,5	11,2	36,5

A = Escoamento do aço
 B = Esmagamento do concreto da zona comprimida
 C = Descolamento do sistema de reforço

Fonte: Adaptado de Ferreira (2019)

Analisando-se a Tabela A.1, é possível notar que os resultados teóricos tanto para a norma NBR 6118 (ABNT, 6118) como para os códigos ACI 318 (ACI, 2019) e ACI 440.2R (ACI, 2017) são inferiores aos resultados experimentais obtidos por Ferreira (2019), além de que, ao passo que variou o coeficiente de redução ambiental (C_E), não houve alterações significativas nos resultados. Desta forma, considera-se que as recomendações de dimensionamento utilizadas são conservadoras e favoráveis à segurança dos usuários, pois subestimam a real capacidade resistente do elemento estrutural quando comparadas aos resultados obtidos experimentalmente.

Portanto, conclui-se que os modelos de dimensionamento propostos pela NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (ACI, 2019), ACI 440.2R (ACI, 2017) são válidos e serão utilizados para os cálculos da previsão da capacidade resistente das vigas de concreto armado e concreto armado reforçadas do presente trabalho.

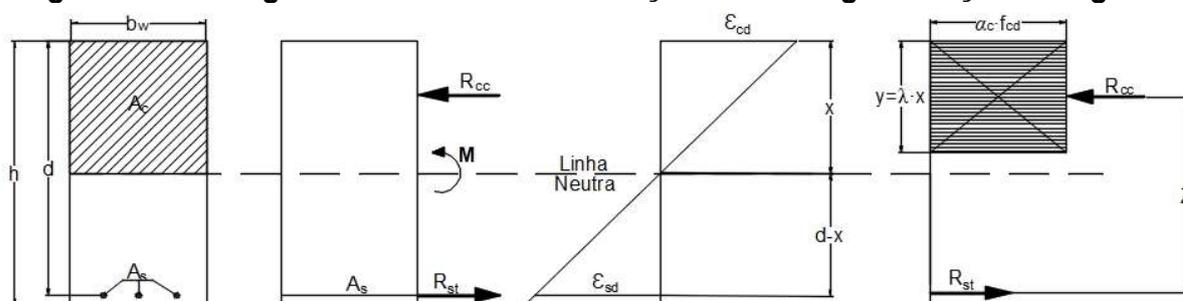
A.1. Capacidade Portante NBR 6118 (ABNT, 2014)

Cálculo da capacidade portante das vigas de concreto armado sem reforço com base nas recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) utilizando os resultados experimentais obtidos por Ferreira (2019). Para tal, foram aplicados os coeficientes de redução das propriedades dos materiais, γ_c igual a 1,4 para o concreto e γ_s de 1,15 para o aço.

Por meio da Equação A.1.1, obtêm-se a profundidade da linha, onde X é a profundidade da linha neutra, A_s é a área de aço da armadura longitudinal ($2 \text{ } \varnothing 10 \text{ mm}$), f_c é a resistência característica do concreto (28,5 MPa), α_c é igual ao valor de 0,85 da tensão máxima de compressão para concretos até 50 MPa, f_y é a tensão de escoamento do aço (547,38 MPa), d é a altura útil (17,5 cm), λ é o valor definido em 0,8 para a altura do diagrama

retangular simplificado da distribuição de tensões do concreto comprimido de resistência até 50 MPa (Figura A.1.1) e b_w é a largura da seção transversal.

Figura A.1. 1: Diagrama de tensão e deformação de uma viga de seção retangular



Fonte: Adaptado de NBR 6118 (ABNT, 2014)

$$x = \left(\frac{A_s \cdot (f_y / \gamma_s)}{\alpha_c \cdot \lambda \cdot b_w \cdot (f_c / \gamma_c)} \right) = \left(\frac{1,57 \text{ cm}^2 \cdot (54,73 \text{ kN / cm}^2 / 1,15)}{0,85 \cdot 0,8 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot (28500 \text{ kN / m}^2 / 1,4)} \right) = 0,045 \text{ m} \quad (\text{A.1.1})$$

Por meio da comparação entre o $x_{2/3} = 0,259 \cdot d$ e $x_{lim} = 0,45 \cdot d$, observa-se que a profundidade da linha neutra indica que o dimensionamento encontra-se em Domínio 2. Para obtenção da capacidade portante utilizou-se as formulações dispostas nas Equações A.1.2 e A.1.3, onde M_{dc} é o momento resistente do bloco comprimido e M_{ds} é o momento do bloco tracionado, respectivamente.

$$M_{dc} = \alpha_c \cdot \lambda \cdot b_w \cdot x \cdot f_c \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right) = 0,85 \cdot 0,8 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot 0,045 \text{ m} \cdot \left(\frac{28500 \text{ kN / m}^2}{1,4} \right) \cdot \left(0,175 \text{ m} - \frac{0,8 \cdot 0,045 \text{ m}}{2} \right) = 11,74 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{A.1.2})$$

$$M_{ds} = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right) = 1,57 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{547,38 \text{ kN / cm}^2}{1,15} \right) \cdot \left(0,175 \text{ m} - \left(\frac{0,8 \cdot 0,045 \text{ m}}{2} \right) \right) = 11,74 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{A.1.3})$$

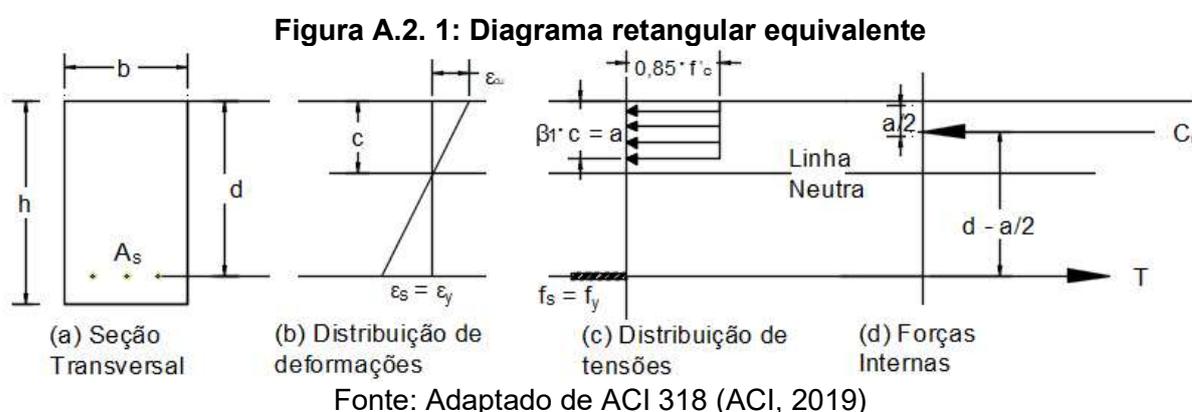
Considerando a configuração de carregamento utilizada, força concentrada aplicada a meio vão em viga biapojada, por meio da Equação A.1.4 encontra-se a carga concentrada (F_{max}) que a viga de concreto armado suporta.

$$F_{max} = \left(\frac{M_u \cdot 4}{l} \right) = \left(\frac{11,74 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 4}{2,3 \text{ m}} \right) = 20,42 \text{ kN} \quad (\text{A.1.4})$$

A.2 Capacidade Portante ACI 318 (ACI, 2019)

Cálculo da capacidade resistente das vigas de concreto armado sem reforço com base nas diretrizes do código americano ACI 318 (ACI, 2019) utilizando os resultados experimentais obtidos por Ferreira (2019).

Elaborado pelo Instituto Americano de Concreto o código ACI 318 (ACI, 2019) dispõe as diretrizes para o dimensionamento de estruturas de concreto armado à flexão. Assim como na norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014), o código americano admite como simplificação, o uso do diagrama retangular equivalente tensão no concreto assim como apresenta a Figura A.2.1.



Para tal, os valores definidos para β_1 são variáveis, pois estes dependem da classe de resistência a compressão do concreto (f'_c), cujos valores são apresentados na Equação A.2.1.

$$\beta_1 = \begin{cases} 0,85 & \text{para } f'_c < 28 \text{ MPa} \\ 0,85 - \left(\frac{0,05 \cdot (f'_c - 28)}{7} \right) & \text{para } 28 < f'_c < 55 \text{ MPa} \\ 0,65 & \text{para } f'_c > 55 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{A.2.1})$$

$$\beta_1 = 0,846$$

Assim, por meio da Equação A.2.2, calcula-se a profundidade do bloco retangular equivalente (a), onde A_s é a área de aço da armadura longitudinal tracionada ($1,57 \text{ cm}^2$), f_y é a tensão instalada na armadura longitudinal ($547,38 \text{ MPa}$), b é a largura da seção transversal (12 cm) e f'_c é a resistência de cálculo do concreto a compressão ($28,50 \text{ MPa}$).

$$a = \left(\frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \right) = \left(\frac{1,57 \text{ cm}^2 \cdot 54,7 \text{ kN / cm}^2}{0,85 \cdot 28500 \text{ kN / m}^2 \cdot 0,12 \text{ m}} \right) = 0,029 \text{ m} \quad (\text{A.2.2})$$

Logo, para o cálculo da profundidade da linha neutra c , utiliza-se a Equação A.2.3.

$$c = \left(\frac{a}{\beta_1} \right) = \left(\frac{0,029\text{m}}{0,846} \right) = 0,034\text{m} \quad (\text{A.2.3})$$

Para obter-se o valor da altura útil d , utiliza-se a Equação A.2.4, onde h é a altura da seção transversal (20 cm), c é o cobrimento (1,5 cm), $\varnothing_{\text{estr}}$ é o diâmetro do estribo (5 mm) e $\varnothing_{\text{long}}$ é o diâmetro da armadura longitudinal tracionada (10 mm).

$$d = h - c - \varnothing_{\text{estr}} - \left(\frac{\varnothing_{\text{long}}}{2} \right) = 0,2\text{m} - 0,015\text{m} - 0,005\text{m} - \left(\frac{0,01\text{m}}{2} \right) = 0,175\text{m} \quad (\text{A.2.4})$$

Para o cálculo da deformação do aço ε_s , utiliza-se a Equação A.2.5, na qual realiza-se a compatibilidade de deformações. Para o código ACI 318 (ACI, 2019) a deformação última no concreto ε_{cu} , é limitada em 3‰.

$$\varepsilon_s = \left(\frac{d - c}{c} \right) \cdot \varepsilon_{\text{cu}} = \left(\frac{0,175\text{m} - 0,034\text{m}}{0,034\text{m}} \right) \cdot 3\text{‰} = 12\text{‰} \quad (\text{A.2.5})$$

Assim, quando o aço encontra-se escoando $\varepsilon_s > \varepsilon_{\text{sy}}$, obtido por meio da Equação A.2.6, onde f_y é a tensão instalada na armadura tracionada e E_s é o módulo de elasticidade do aço (196,89), então, calcula-se o momento nominal resistido pela seção (M_n) por meio da Equação A.2.7. O código ACI 318 (ACI, 2019) recomenda que o momento nominal seja multiplicado pelo fator de redução ϕ , conforme apresentado na Equação A.2.8 para então, encontrar o momento resistente de cálculo (M_u), conforme expressa a Equação A.2.9.

$$\varepsilon_{\text{sy}} = \left(\frac{f_y}{E_s} \right) = \left(\frac{547,38\text{MPa}}{196890\text{MPa}} \right) = 0,00278 = 2,7\text{‰} \quad (\text{A.2.6})$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1,57\text{cm}^2 \cdot 56,5\text{kN/cm}^2 \cdot \left(0,175\text{m} - \frac{0,029\text{m}}{2} \right) = 13,77\text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{A.2.7})$$

$$\phi = \begin{cases} 0,90 & \text{para } \varepsilon_s \geq 0,003 \\ 0,65 + 0,25 \cdot \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{\text{sy}}}{0,003} \right) & \text{para } \varepsilon_{\text{sy}} < \varepsilon_s < 0,003 \\ 0,65 & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{\text{sy}} \end{cases} \quad (\text{A.2.8})$$

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 13,77\text{kN} \cdot \text{m} = 12,39\text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{A.2.9})$$

Considerando-se a configuração de carregamento utilizada, força concentrada aplicada a meio vão em viga biapoiada, por meio da Equação A.2.10 encontra-se a carga concentrada (F_{max}) que a viga de concreto armado suporta.

$$F_{\text{max}} = \left(\frac{M_u \cdot 4}{l} \right) = \left(\frac{12,39\text{kN} \cdot \text{m} \cdot 4}{2,3\text{m}} \right) = 21,55 \text{ kN} \quad (\text{A.2.10})$$

A.3 Capacidade Portante das vigas reforçadas ACI 440.2R (ACI, 2017)

Para o cálculo da capacidade portante, teórica, da viga de concreto armado após a aplicação do sistema de reforço CFRP EBR, utilizou-se das recomendações do código americano ACI 440.2R (ACI, 2017). Para os cálculos, foram utilizados os valores das propriedades experimentais, os quais Ferreira (2019) obteve experimentalmente, desta forma, nas formulações f_c é a resistência característica a compressão do concreto (28,5 MPa), E_c é o módulo de elasticidade do concreto (segundo o código americano, $E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_c}$), f_y é a tensão de escoamento do aço (547,38 MPa), E_y é o módulo de elasticidade do aço (196,89 GPa), f_{fu} é a tensão de tração de projeto do compósito CFRP (3153,16 MPa), ε_{fu} é a deformação de projeto do compósito CFRP (12,8 ‰) e E_f é o módulo de elasticidade do CFRP (248,12 GPa). Neste sentido, utilizando-se da formulação apresentada na Equação A.3.1 determina-se a tensão de tração máxima de projeto do compósito de FRP (f_{fu}^*), a qual utiliza o coeficiente de exposição ambiental (C_E), multiplicado pela tensão de tração do FRP (f_{fu}^*). Para os cálculos, adotou-se C_E igual a 1, pois, foram utilizados os valores do dimensionamento, das vigas, realizados por Ferreira (2019).

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* = 1 \cdot 3153,16\text{MPa} = 3153,16\text{MPa} \quad (\text{A.3.1})$$

Realiza-se o cálculo para determinar a deformação máxima de projeto (ε_{fu}) do material compósito FRP utilizando a Equação A.3.2, a qual depende da deformação máxima do material compósito de FRP (ε_{fu}^*) e do coeficiente de exposição ambiental (C_E).

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^* = 1 \cdot 12,8\text{‰} = 12,8\text{‰} \quad (\text{A.3.2})$$

Com a determinação de (ε_{fu}) e com o uso da Lei de *Hooke* obtém-se o módulo de Elasticidade (E_f) do compósito de FRP (Equação A.3.3).

$$E_f = \left(\frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}} \right) = \left(\frac{3153,16\text{MPa}}{12,8\%} \right) = 248,12\text{GPa} \quad (\text{A.3.3})$$

Apresentam-se nas Equações 17 a 27 as formulações indicadas pelo código ACI 440.2R (ACI, 2017) para o cálculo do máximo momento resistente para uma viga reforçada utilizando a técnica EBR. Com o intuito de evitar que o modo de ruptura ocorra por meio da propagação de fissuras, o código estabelece a deformação máxima permitida no FRP (ε_{fd}) com o uso da Equação A.3.4, onde f'_c é a resistência característica do concreto, n é o número de camadas de FRP e t_f é a espessura da manta de FRP. Desta forma, assume-se que a ruptura ocorra pelo descolamento do sistema de reforço.

$$\varepsilon_{fd} \leq \begin{cases} 0,41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \\ 0,9 \cdot \varepsilon_{fu} \end{cases} \quad (\text{A.3.4})$$

$$\varepsilon_{fd} \leq \begin{cases} 0,41 \cdot \sqrt{\frac{28,50\text{MPa}}{1 \cdot 248120\text{MPa} \cdot 0,176\text{mm}}} = 0,01047 = 10,47\% \\ 0,9 \cdot 0,0128 = 0,0115 = 11,5\% \end{cases}$$

$$\therefore \varepsilon_{fd} = 0,01047 = 10,47\%$$

Seguindo com os cálculos, o código ACI 440.2R (ACI, 2017) impõe que seja arbitrado um valor para a posição inicial da linha neutra (c) em busca de se obter a deformação efetiva (ε_{fe}) e a tensão de ruptura do compósito de FRP (f_{fe}). Assim, encontra-se a deformação efetiva e a tensão de ruptura utilizando as Equações A.3.5 e A.3.6, onde ε_{cu} é a deformação última do concreto e ε_{bi} é a deformação pré-existente no concreto no momento da instalação do reforço.

$$\varepsilon_{fe} \leq \begin{cases} \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \\ \varepsilon_{fd} \end{cases} \quad (\text{A.3.5})$$

$$\varepsilon_{fe} \leq \begin{cases} 3\% \cdot \left(\frac{20\text{cm} - 5,02\text{cm}}{5,02\text{cm}} \right) - 0,069\% = 8,9\% \\ 10,47\% \end{cases}$$

$$\therefore \varepsilon_{fe} = 8,9\text{‰}$$

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \quad (\text{A.3.6})$$

$$f_{fe} = 248120\text{MPa} \cdot 8,9\text{‰} = 2206,49\text{MPa}$$

Para determinar a deformação e a tensão instalada na armadura longitudinal e a deformação no concreto, utiliza-se as Equações A.3.7 a A.3.9, onde f_s é a tensão instalada na armadura longitudinal, E_s é o módulo de elasticidade do aço, ε_s é o nível de deformação na armadura e f_{yd} é a tensão de dimensionamento do aço.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right) \quad (\text{A.3.7})$$

$$\varepsilon_s = (8,9\text{‰} + 0,069\text{‰}) \cdot \left(\frac{17,5\text{cm} - 5,02\text{cm}}{20\text{cm} - 5,02\text{cm}} \right) = 7,4\text{‰}$$

$$f_s = (E_s \cdot \varepsilon_s) \leq f_{yd} \quad (\text{A.3.8})$$

$$f_s = (E_s \cdot \varepsilon_s) = (196890,0\text{MPa} \cdot 0,0074) = 1456,9\text{MPa} \leq 547,38$$

$$\therefore f_s = 547,38$$

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{c}{d_f - c} \right) \quad (\text{A.3.9})$$

$$\varepsilon_c = (8,9\text{‰} + 0,069\text{‰}) \cdot \left(\frac{5,02\text{cm}}{20\text{cm} - 5,02\text{cm}} \right) = 3,00\text{‰}$$

Após encontrar os níveis de tensão e deformação no FRP e na armadura, o código ACI 440.2R (ACI, 2017) determina que o equilíbrio interno da seção deve ser calculado com o uso das Equações A.3.10 a A.3.13.

$$\varepsilon'_c = \left(\frac{1,71 \cdot f'_c}{E_c} \right) \quad (\text{A.3.10})$$

$$\varepsilon'_c = \left(\frac{1,71 \cdot 28,5\text{MPa}}{4700 \sqrt{28,5\text{MPa}}} \right) = 0,00194 = 1,94\text{‰}$$

$$\beta_1 = \left(\frac{4 \cdot \varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6 \cdot \varepsilon'_c - 2 \cdot \varepsilon_c} \right) \quad (\text{A.3.11})$$

$$\beta_1 = \left(\frac{4 \cdot 1,94\% - 3\%}{6 \cdot 1,94\% - 2 \cdot 3\%} \right) = 0,84$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{3 \cdot \varepsilon'_c \cdot \varepsilon_c - (\varepsilon_c)^2}{3 \cdot \beta_1 \cdot (\varepsilon'_c)^2} \right) \quad (\text{A.3.12})$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{3 \cdot 1,94\% \cdot 3\% - (3\%)^2}{3 \cdot 0,84 \cdot (1,94\%)^2} \right) = 0,89$$

$$c = \left(\frac{A_s \cdot f_s + A_f \cdot f_{fe}}{\alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} \right) \quad (\text{A.3.13})$$

$$c = \left(\frac{1,57\text{cm}^2 \cdot 54,7\text{kN/cm}^2 + 0,1936\text{cm}^2 \cdot 220,64\text{kN/cm}^2}{0,89 \cdot 2,85\text{kN/cm}^2 \cdot 0,84 \cdot 12\text{cm}} \right) = 5,02\text{cm}$$

Em seguida, após realizar os cálculos e verificar que a posição da linha neutra (c) atende ao mesmo tempo as Equações A.3.5 a A.3.13, calcula-se o momento resistente (M_n) do elemento estrutural reforçado por meio das Equações A.3.14 a A.3.18, a qual utiliza o coeficiente de minoração da resistência do FRP (Ψ_f), na flexão, utiliza-se o valor fixo de 0,85 e F_f é a força resultante na fibra tracionada de FRP. Ainda, o código ACI 440.2R (ACI, 2017) recomenda que seja feita a minoração do momento resistente, para tal, utiliza-se do fator de redução (ϕ) da Equação A.3.17 devido a imprecisões inerentes ao sistema de reforço com compósitos de FRP.

$$M_s = \left[A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \left(\frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \right) \right] \quad (\text{A.3.14})$$

$$M_s = 1,57\text{cm}^2 \cdot 54,7\text{kN/cm}^2 \cdot \left(0,175\text{m} - \frac{0,84 \cdot 0,0502\text{m}}{2} \right) = 13,23\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_f = \left[\Psi_f \cdot F_f \cdot \left(d_f - \left(\frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \right) \right] \quad (\text{A.3.15})$$

$$M_f = 0,85 \cdot 0,1936\text{cm}^2 \cdot \left(0,2\text{m} - \frac{0,84 \cdot 0,0502\text{m}}{2} \right) = 6,49\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_n = M_s + M_f = 13,23\text{kN} \cdot \text{m} + 6,49\text{kN} \cdot \text{m} = 19,72\text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{A.3.16})$$

$$\phi = \begin{cases} 0,90 & \text{para } \varepsilon_s \geq 0,005 \\ 0,65 + \left(\frac{0,25 \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0,005 - \varepsilon_{sy}} \right) & \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0,005 \\ 0,65 & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (\text{A.3.17})$$

Por fim, calcula-se o momento resistente de cálculo (M_u) por meio da A.3.18 e na Equação A.3.19 a máxima carga concentrada a ser aplicada a meio vão da viga de concreto armado reforçada.

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 19,72 \text{ kN} \cdot \text{m} = 17,74 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{A.3.18})$$

$$F_{\max} = \left(\frac{M_u \cdot 4}{l} \right) = \left(\frac{17,74 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 4}{2,3 \text{ m}} \right) = 30,86 \text{ kN} \quad (\text{A.3.19})$$

APÊNDICE B - PREVISÃO DA CAPACIDADE PORTANTE DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO DO PRESENTE TRABALHO

Apresentam-se a seguir os cálculos da previsão da capacidade resistente das vigas de concreto armado e vigas reforçadas segundo a técnica EBR CFRP. Para os cálculos, foram utilizados os resultados experimentais, os quais foram obtidos por meio dos ensaios de caracterização das propriedades mecânicas dos materiais de acordo com os ambientes de exposição, tais como, referência, laboratorial e degradação acelerada. Os modelos de cálculos utilizados, para as vigas de concreto armado, sem reforço, foram os recomendados pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) e código americano ACI 318 (ACI, 2019). Para o cálculo do sistema de reforço utilizou-se os modelos propostos pelo ACI 440.2R (2017).

B.1 Vigas de concreto armado de Referência

B.1.1 Capacidade portante – NBR 6118 (ABNT, 2014)

Cálculo da capacidade portante das vigas de concreto armado, de referência sem reforço, com base nas recomendações da norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014). Inicia-se o cálculo da capacidade portante das vigas de concreto armado obtendo-se a profundidade da linha neutra (Equação 3.1.1). Nestas formulações A_s é a área de aço da armadura longitudinal ($1,57 \text{ cm}^2$), f_c é a resistência característica a compressão do concreto (32,70 MPa), α_c é igual ao valor de 0,85 da tensão máxima de compressão para concretos até 50 MPa, b_w é a largura da seção transversal, f_y é a tensão de escoamento do aço (565,0 MPa) e λ é o valor definido em 0,8 para a altura do diagrama retangular simplificado da distribuição

de tensões do concreto comprimido de resistência até 50 MPa, apresentado anteriormente na Figura A1.1.

$$x = \left(\frac{A_s \cdot (f_y / \gamma_s)}{\alpha_c \cdot \lambda \cdot b_w \cdot (f_c / \gamma_c)} \right) = \left(\frac{1,57 \text{ cm}^2 \cdot (56,5 \text{ kN / cm}^2 / 1,15)}{0,85 \cdot 0,8 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot (32700 \text{ kN / m}^2 / 1,4)} \right) = 0,040 \text{ m} \quad (\text{B.1.1.1})$$

Utilizando-se a profundidade da linha neutra, realiza-se a comparação entre o $x_{2/3} = 0,259 \cdot d$ e $x_{\text{lim}} = 0,45 \cdot d$ para identificar o Domínio de dimensionamento. Neste sentido, observa-se que o dimensionamento encontra-se em Domínio 2. Para obtenção da capacidade resistente utilizou-se das formulações dispostas nas Equações B.1.1.2 e B.1.1.3, no qual M_{dc} é o momento resistente do bloco comprimido e M_{ds} é o momento do bloco tracionado, respectivamente.

$$M_{dc} = \alpha_c \cdot \lambda \cdot b_w \cdot x \cdot f_c \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right) = 0,85 \cdot 0,8 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot 0,040 \text{ m} \cdot \left(\frac{32700 \text{ kN / m}^2}{1,4} \right) \cdot \left(0,175 \text{ m} - \frac{0,8 \cdot 0,040 \text{ m}}{2} \right) = 12,26 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{B.1.1.2})$$

$$M_{ds} = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right) = 1,57 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{565,0 \text{ kN / cm}^2}{1,15} \right) \cdot \left(0,175 \text{ m} - \left(\frac{0,8 \cdot 0,040 \text{ m}}{2} \right) \right) = 12,26 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{B.1.1.3})$$

Considerando-se a configuração de carregamento utilizada, força concentrada aplicada a meio vão em viga biapojada, por meio da Equação B.1.1.4 calcula-se a carga concentrada (F_{max}) que a viga de concreto armado suporta.

$$F_{\text{max}} = \left(\frac{M_u \cdot 4}{l} \right) = \left(\frac{12,26 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 4}{2,3 \text{ m}} \right) = 21,32 \text{ kN} \quad (\text{B.1.1.4})$$

B.1.2 Capacidade portante - Código ACI 318 (ACI, 2019)

Cálculo da capacidade resistente das vigas de concreto armado sem reforço com base nas diretrizes do código americano ACI 318 (ACI, 2019). Assim como na norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014), o código americano admite como simplificação, o uso do diagrama retangular equivalente tensão no concreto, cuja representação gráfica foi apresentada anteriormente na Figura A.2.1. Nestes cálculos aplicou-se o coeficiente de segurança (ϕ) por meio da redução do momento último.

Segundo o código ACI 318 (ACI, 2019), o valor da razão de profundidade do bloco retangular das tensões de compressão definidos para β_1 são variáveis, pois estes dependem da classe de resistência a compressão do concreto (f'_c), cujos valores são apresentados na Equação B.1.2.1.

$$\beta_1 = \begin{cases} 0,85 & \text{para } f'_c < 28 \text{ MPa} \\ 0,85 - \left(\frac{0,05 \cdot (f'_c - 28)}{7} \right) & \text{para } 28 < f'_c < 55 \text{ MPa} \\ 0,65 & \text{para } f'_c > 55 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{B.1.2.1})$$

$$\beta_1 = 0,816$$

Por meio da Equação B.1.2.2, obtêm-se a profundidade do bloco retangular equivalente (a), onde A_s é a área de aço da armadura longitudinal tracionada ($1,57 \text{ cm}^2$), f_y é a tensão instalada na armadura longitudinal ($565,00 \text{ MPa}$), b é a largura da seção transversal (12 cm) e f'_c é a resistência a compressão de cálculo do concreto ($32,70 \text{ MPa}$).

$$a = \left(\frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \right) = \left(\frac{1,57 \text{ cm}^2 \cdot 56,5 \text{ kN/cm}^2}{0,85 \cdot 32700 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,12 \text{ m}} \right) = 0,026 \text{ m} \quad (\text{B.1.2.2})$$

Neste sentido, para o cálculo da profundidade da linha neutra c , utiliza-se a Equação B.1.2.3.

$$c = \left(\frac{a}{\beta_1} \right) = \left(\frac{0,026 \text{ m}}{0,816} \right) = 0,032 \text{ m} \quad (\text{B.1.2.3})$$

O valor da altura útil d , é obtido por meio da Equação B.1.2.4, onde h é a altura da seção transversal (20 cm), c é o cobrimento ($1,5 \text{ cm}$), $\varnothing_{\text{estr}}$ é o diâmetro do estribo (5 mm) e $\varnothing_{\text{long}}$ é o diâmetro da armadura longitudinal tracionada (10 mm).

$$d = h - c - \varnothing_{\text{estr}} - \left(\frac{\varnothing_{\text{long}}}{2} \right) = 0,2 \text{ m} - 0,015 \text{ m} - 0,005 \text{ m} - \left(\frac{0,01 \text{ m}}{2} \right) = 0,175 \text{ m} \quad (\text{B.1.2.4})$$

A deformação instalada na armadura de aço longitudinal (ε_s), é obtida por meio da Equação B.1.2.5, na qual realiza-se a compatibilidade de deformações. Para o código ACI 318 (ACI, 2019) a deformação última no concreto ε_{cu} , é limitada em 3‰.

$$\varepsilon_s = \left(\frac{d-c}{c} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = \left(\frac{0,175\text{m} - 0,032\text{m}}{0,032\text{m}} \right) \cdot 3\text{‰} = 13,40\text{‰} \quad (\text{B.1.2.5})$$

Desta forma, quando o aço encontra-se em escoamento $\varepsilon_s > \varepsilon_{sy}$, obtido por meio da Equação B.1.2.6, onde f_y é a tensão instalada na armadura tracionada e E_s é o módulo de elasticidade do aço (196,4), então, calcula-se o momento nominal resistido pela seção (M_n) por meio da Equação B.1.2.7.

$$\varepsilon_{sy} = \left(\frac{f_y}{E_s} \right) = \left(\frac{565,0\text{MPa}}{196400\text{MPa}} \right) = 0,00288 = 2,88\text{‰} \quad (\text{B.1.2.6})$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1,57\text{cm}^2 \cdot 56,5\text{kN/cm}^2 \cdot \left(0,175\text{m} - \frac{0,026\text{m}}{2} \right) = 14,37\text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{B.1.2.7})$$

Após encontrar o momento nominal, realiza-se a aplicação do fator de segurança multiplicando o M_n pelo fator de redução ϕ , conforme apresentado na Equação B.1.2.8 para então, obter-se o momento resistente de cálculo (M_u), conforme expressa a Equação B.1.2.9.

$$\phi = \begin{cases} 0,90 & \text{para } \varepsilon_s \geq 0,003 \\ 0,65 + 0,25 \cdot \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sy}}{0,003} \right) & \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0,003 \\ 0,65 & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (\text{B.1.2.8})$$

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 14,37\text{kN} \cdot \text{m} = 12,93\text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{B.1.2.9})$$

Levando em conta a configuração de carregamento utilizada, força concentrada aplicada a meio vão em viga biapoiada, por meio da Equação B.1.2.10 encontra-se a carga concentrada (F_{\max}) que a viga de concreto armado suporta.

$$F_{\max} = \left(\frac{M_u \cdot 4}{l} \right) = \left(\frac{12,93\text{kN} \cdot \text{m} \cdot 4}{2,3\text{m}} \right) = 22,48\text{kN} \quad (\text{B.1.2.10})$$

B.1.3 Capacidade portante das vigas de concreto armado após a aplicação do sistema de reforço - Código ACI 440.2R (ACI, 2017)

Cálculo da capacidade resistente das vigas de concreto armado após a aplicação do sistema de reforço segundo a técnica EBR CFRP, utilizando as diretrizes propostas pelo código americano ACI 440.2R (ACI, 2017). Desta forma, nas formulações f_c é a resistência característica a compressão do concreto (32,7 MPa), E_c é o módulo de elasticidade do

concreto (segundo o código americano, $E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c}$), f_y é a tensão de escoamento do aço (565,0 MPa), E_y é o módulo de elasticidade do aço (196,4 GPa), f_{fu} é a tensão de tração de projeto do compósito CFRP (2715,5 MPa), ε_{fu} é a deformação de projeto do compósito CFRP (11,08 ‰) e E_f é o módulo de elasticidade do CFRP (244,9 GPa). Para além disso, aplicou-se o coeficiente de segurança por meio da minoração do momento resistente (ϕ) e adotou-se como coeficiente de exposição ambiental (C_E) o valor 1.

Neste sentido, utilizando-se da formulação apresentada na Equação B.1.3.1 determina-se a tensão de tração máxima de projeto do compósito de FRP (f_{fu}), a qual utiliza o coeficiente de exposição ambiental (C_E), multiplicado pela tensão de tração do FRP, a qual pode ser obtida por meio de ensaios experimentais ou fornecida pelo fabricante (f_{fu}^*).

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* = 1 \cdot 2715,5 \text{MPa} = 2715,5 \text{MPa} \quad (\text{B.1.3.1})$$

Seguindo com os cálculos, determina-se a deformação máxima de projeto (ε_{fu}) do material compósito FRP utilizando a Equação B.1.3.2, a qual depende da deformação máxima do material compósito de FRP (ε_{fu}^*) e do coeficiente de exposição ambiental (C_E).

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^* = 1 \cdot 11,08\% = 11,08\% \quad (\text{B.1.3.2})$$

De posse da determinação de (ε_{fu}) e com o uso da Lei de *Hooke* obtém-se o módulo de Elasticidade (E_f) do compósito de FRP (Equação B.1.3.3).

$$E_f = \left(\frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}} \right) = \left(\frac{2715,5 \text{MPa}}{11,08\%} \right) = 244,9 \text{GPa} \quad (\text{B.1.3.3})$$

Em busca de evitar que o modo de ruptura ocorra por meio da propagação de fissuras, o código estabelece a deformação máxima permitida no FRP (ε_{fd}) com o uso da Equação B.1.3.4, onde f'_c é a resistência característica do concreto, n é o número de camadas de FRP e t_f é a espessura da manta de FRP. Assim, assume-se que a ruptura ocorra pelo descolamento do sistema de reforço.

$$\varepsilon_{fd} \leq \begin{cases} 0,41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \\ 0,9 \cdot \varepsilon_{fu} \end{cases} \quad (\text{B.1.3.4})$$

$$\varepsilon_{fd} \leq \begin{cases} 0,41 \cdot \sqrt{\frac{32,7\text{MPa}}{1 \cdot 244900\text{MPa} \cdot 0,176\text{mm}}} = 0,00997 = 9,97\text{‰} \\ 0,9 \cdot 0,01108 = 0,00997 = 9,97\text{‰} \end{cases}$$

$$\therefore \varepsilon_{fd} = 0,00997 = 9,97\text{‰}$$

O código ACI 440.2R (ACI, 2017) impõe que seja arbitrado um valor para a posição inicial da linha neutra (c) com o intuito de se obter a deformação efetiva (ε_{fe}) e a tensão de ruptura do compósito de FRP (f_{fe}). Neste sentido, encontra-se a deformação efetiva e a tensão de ruptura utilizando as Equações B.1.3.5 e B.1.3.6, onde ε_{cu} é a deformação última do concreto e ε_{bi} é a deformação pré-existente no concreto no momento da instalação do reforço.

$$\varepsilon_{fe} \leq \begin{cases} \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \\ \varepsilon_{fd} \end{cases} \quad (\text{B.1.3.5})$$

$$\varepsilon_{fe} \leq \begin{cases} 3\text{‰} \cdot \left(\frac{20\text{cm} - 4,6\text{cm}}{4,6\text{cm}} \right) - 0,069\text{‰} = 9,93\text{‰} \\ 9,97\text{‰} \end{cases}$$

$$\therefore \varepsilon_{fe} = 9,93\text{‰}$$

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \quad (\text{B.1.3.6})$$

$$f_{fe} = 244900\text{MPa} \cdot 9,93\text{‰} = 2432,64\text{MPa}$$

Determina-se a deformação e a tensão instalada na armadura longitudinal e a deformação no concreto, utilizando-se as Equações B.1.3.7 a B.1.3.9, onde f_s é a tensão instalada na armadura longitudinal, E_s é o módulo de elasticidade do aço, ε_s é o nível de deformação na armadura e f_{yd} é a tensão de dimensionamento do aço.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right) \quad (\text{B.1.3.7})$$

$$\varepsilon_s = (9,93\text{‰} + 0,069\text{‰}) \cdot \left(\frac{17,5\text{cm} - 4,62\text{cm}}{20\text{cm} - 4,62\text{cm}} \right) = 8,36\text{‰}$$

$$f_s = (E_s \cdot \varepsilon_s) \leq f_{yd} \quad (\text{B.1.3.8})$$

$$f_s = (E_s \cdot \varepsilon_s) = (196400,0\text{MPa} \cdot 0,0083) = 1630,12\text{MPa} \leq 565,0$$

$$\therefore f_s = 565,0$$

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{c}{d_f - c} \right) \quad (\text{B.1.3.09})$$

$$\varepsilon_c = (9,93\text{‰} + 0,069\text{‰}) \cdot \left(\frac{4,62\text{cm}}{20\text{cm} - 4,62\text{cm}} \right) = 3,00\text{‰}$$

De posse dos valores de tensão e deformação no FRP e na armadura, o código ACI 440.2R (ACI, 2017) recomenda que o equilíbrio interno da seção deve ser calculado com o uso das Equações B.1.3.10 a B.1.3.13.

$$\varepsilon'_c = \left(\frac{1,71 \cdot f'_c}{E_c} \right) \quad (\text{B.1.3.10})$$

$$\varepsilon'_c = \left(\frac{1,71 \cdot 32,7\text{MPa}}{4700\sqrt{32,7\text{MPa}}} \right) = 0,00208 = 2,08\text{‰}$$

$$\beta_1 = \left(\frac{4 \cdot \varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6 \cdot \varepsilon'_c - 2 \cdot \varepsilon_c} \right) \quad (\text{B.1.3.11})$$

$$\beta_1 = \left(\frac{4 \cdot 2,08\text{‰} - 3\text{‰}}{6 \cdot 2,08\text{‰} - 2 \cdot 3\text{‰}} \right) = 0,82$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{3 \cdot \varepsilon'_c \cdot \varepsilon_c - (\varepsilon_c)^2}{3 \cdot \beta_1 \cdot (\varepsilon'_c)^2} \right) \quad (\text{B.1.3.12})$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{3 \cdot 2,08\text{‰} \cdot 3\text{‰} - (3\text{‰})^2}{3 \cdot 0,82 \cdot (2,07\text{‰})^2} \right) = 0,91$$

$$c = \left(\frac{A_s \cdot f_s + A_f \cdot f_{fe}}{\alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} \right) \quad (\text{B.1.3.13})$$

$$c = \left(\frac{1,57\text{cm}^2 \cdot 56,5\text{kN/cm}^2 + 0,1936\text{cm}^2 \cdot 243,2\text{kN/cm}^2}{0,91 \cdot 3,2\text{kN/cm}^2 \cdot 0,82 \cdot 12\text{cm}} \right) = 4,62\text{cm}$$

Logo, após realizar os cálculos e verificar que a posição da linha neutra (c) atende ao mesmo tempo as Equações B.1.3.5 a B.1.3.13, calcula-se o momento resistente (M_n) do

elemento estrutural reforçado por meio das Equações B.1.3.14 a B.1.3.18, a qual utiliza o coeficiente de minoração da resistência do FRP (Ψ_f), na flexão, utiliza-se o valor fixo de 0,85 e F_f é a força resultante na fibra tracionada de FRP. Ainda, o código ACI 440.2R (ACI, 2017) recomenda que seja feita a minoração do momento resistente, para tal, utiliza-se do fator de redução (ϕ) da Equação B.1.3.17 devido a imprecisões inerentes ao sistema de reforço com compósitos de FRP.

$$M_s = \left[A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \left(\frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \right) \right] \quad (\text{B.1.3.14})$$

$$M_s = 1,57 \text{cm}^2 \cdot 56,5 \text{kN/cm}^2 \cdot \left(0,175 \text{m} - \frac{0,82 \cdot 0,0462 \text{m}}{2} \right) = 13,85 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_f = \left[\Psi_f \cdot F_f \cdot \left(d_f - \left(\frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \right) \right] \quad (\text{B.1.3.15})$$

$$M_f = 0,85 \cdot 0,1936 \text{cm}^2 \cdot \left(0,2 \text{m} - \frac{0,82 \cdot 0,0462 \text{m}}{2} \right) = 7,25 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_n = M_s + M_f = 13,85 \text{kN} \cdot \text{m} + 7,25 \text{kN} \cdot \text{m} = 21,1 \text{N} \cdot \text{m} \quad (\text{B.1.3.16})$$

$$\phi = \begin{cases} 0,90 & \text{para } \varepsilon_s \geq 0,005 \\ 0,65 + \left(\frac{0,25 \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0,005 - \varepsilon_{sy}} \right) & \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0,005 \\ 0,65 & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (\text{B.1.3.17})$$

Em seguida, por meio da Equação B.1.3.18 calcula-se o momento resistente de cálculo (M_u) e, por fim, na Equação B.1.3.19 calcula-se a máxima carga concentrada a ser aplicada a meio vão da viga de concreto armado reforçada.

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 21,1 \text{kN} \cdot \text{m} = 18,99 \text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{B.1.3.18})$$

$$F_{\max} = \left(\frac{M_u \cdot 4}{l} \right) = \left(\frac{18,99 \text{kN} \cdot \text{m} \cdot 4}{2,3 \text{m}} \right) = 33,02 \text{kN} \quad (\text{B.1.3.19})$$

B.2 Vigas de concreto armado – Inseridas ao ambiente laboratorial por 1000 horas

B.2.1 Capacidade portante – NBR 6118 (ABNT, 2014)

Cálculo da capacidade portante das vigas de concreto armado, sem reforço, com base nas diretrizes propostas pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014). O cálculo da

capacidade portante das vigas de concreto armado é iniciado pela determinação da profundidade da linha neutra, para isso, utiliza-se a Equação B.2.1.1. Nestas formulações A_s é a área de aço da armadura longitudinal ($1,57 \text{ cm}^2$), f_c é a resistência característica a compressão do concreto ($33,4 \text{ MPa}$), α_c é igual ao valor de $0,85$ da tensão máxima de compressão para concretos até 50 MPa , f_y é a tensão de escoamento do aço ($565,0 \text{ MPa}$), λ é o valor definido em $0,8$ para a altura do diagrama retangular simplificado da distribuição de tensões do concreto comprimido de resistência até 50 MPa , apresentado anteriormente na Figura A1.1.

$$x = \left(\frac{A_s \cdot (f_y / \gamma_s)}{\alpha_c \cdot \lambda \cdot b_w \cdot (f_c / \gamma_c)} \right) = \left(\frac{1,57 \text{ cm}^2 \cdot (56,5 \text{ kN / cm}^2 / 1,15)}{0,85 \cdot 0,8 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot (33400 \text{ kN / m}^2 / 1,4)} \right) = 0,039 \text{ m} \quad (\text{B.2.1.1})$$

Determina-se o Domínio de dimensionamento, utilizando a profundidade da linha neutra, encontrada anteriormente, por meio da comparação entre o $x_{2/3} = 0,259 \cdot d$ e $x_{\text{lim}} = 0,45 \cdot d$. Assim, verifica-se que o dimensionamento encontra-se em Domínio 2. Para a determinação da capacidade portante, utilizou-se das formulações dispostas nas Equações B.2.1.2 e B.2.1.3, no qual M_{dc} é o momento resistente do bloco comprimido e M_{ds} é o momento do bloco tracionado, respectivamente.

$$M_{\text{dc}} = \alpha_c \cdot \lambda \cdot b_w \cdot x \cdot f_c \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right) = 0,85 \cdot 0,8 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot 0,039 \text{ m} \cdot \left(\frac{33400 \text{ kN / m}^2}{1,4} \right) \cdot \left(0,175 \text{ m} - \frac{0,8 \cdot 0,039 \text{ m}}{2} \right) = 12,28 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{B.2.1.2})$$

$$M_{\text{ds}} = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right) = 1,57 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{565,0 \text{ kN / cm}^2}{1,15} \right) \cdot \left(0,175 \text{ m} - \left(\frac{0,8 \cdot 0,039 \text{ m}}{2} \right) \right) = 12,28 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{B.2.1.3})$$

Por fim, levando em conta a configuração de carregamento utilizada, força concentrada aplicada a meio vão em viga biapoiada, por meio da Equação B.2.1.4 determina-se a carga concentrada (F_{max}) que a viga de concreto armado suporta.

$$F_{\text{max}} = \left(\frac{M_u \cdot 4}{l} \right) = \left(\frac{12,28 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 4}{2,3 \text{ m}} \right) = 21,35 \text{ kN} \quad (\text{B.2.1.4})$$

B.2.2 Capacidade portante - Código ACI 318 (ACI, 2019)

Cálculo da capacidade portante das vigas de concreto armado sem reforço com base nas recomendações propostas pelo código ACI 318 (ACI, 2019). Semelhante a NBR 6118 (ABNT, 2014), o código americano admite como simplificação o uso do diagrama retangular equivalente tensão no concreto, cuja representação gráfica foi apresentada anteriormente na Figura A.2.1. Ainda, utilizou-se o coeficiente de segurança (ϕ) por meio da redução do momento último. Segundo o código ACI 318 (ACI, 2019), os valores definidos para a razão de profundidade do bloco retangular das tensões de compressão (β_1) são variáveis, pois estes dependem da classe de resistência a compressão do concreto (f'_c), cujos valores são apresentados na Equação B.2.2.1.

$$\beta_1 = \begin{cases} 0,85 & \text{para } f'_c < 28 \text{ MPa} \\ 0,85 - \left(\frac{0,05 \cdot (f'_c - 28)}{7} \right) & \text{para } 28 < f'_c < 55 \text{ MPa} \\ 0,65 & \text{para } f'_c > 55 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{B.2.2.1})$$

$$\beta_1 = 0,811$$

Em seguida, por meio da Equação B.2.2.2, encontra-se a profundidade do bloco retangular equivalente (a), nesta formulação A_s é a área de aço da armadura longitudinal tracionada ($1,57 \text{ cm}^2$), f_y é a tensão instalada na armadura longitudinal ($565,00 \text{ MPa}$), b é a largura da seção transversal (12 cm) e f'_c é a resistência a compressão de cálculo do concreto ($33, \text{ MPa}$).

$$a = \left(\frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \right) = \left(\frac{1,57 \text{ cm}^2 \cdot 56,5 \text{ kN / cm}^2}{0,85 \cdot 33400 \text{ kN / m}^2 \cdot 0,12 \text{ m}} \right) = 0,02605 \text{ m} \quad (\text{B.2.2.2})$$

Então, determina-se a profundidade da linha neutra (c) por meio da Equação B.2.2.3.

$$c = \left(\frac{a}{\beta_1} \right) = \left(\frac{0,02605 \text{ m}}{0,811} \right) = 0,0321 \text{ m} \quad (\text{B.2.2.3})$$

A altura útil d , pode ser obtida por meio da Equação B.2.2.4, onde h é a altura da seção transversal (20 cm), c é o cobrimento ($1,5 \text{ cm}$), $\varnothing_{\text{estr}}$ é o diâmetro do estribo (5 mm) e $\varnothing_{\text{long}}$ é o diâmetro da armadura longitudinal tracionada (10 mm).

$$d = h - c - \varnothing_{\text{estr}} - \left(\frac{\varnothing_{\text{long}}}{2} \right) = 0,2\text{m} - 0,015\text{m} - 0,005\text{m} - \left(\frac{0,01\text{m}}{2} \right) = 0,175\text{m} \quad (\text{B.2.2.4})$$

Em seguida, determina-se a deformação instalada na armadura de aço (ε_s), a qual é obtida por meio da Equação B.2.2.5, então, realiza-se a compatibilidade de deformações. Para o código ACI 318 (ACI, 2019) a deformação última no concreto ε_{cu} , é limitada em 3‰.

$$\varepsilon_s = \left(\frac{d - c}{c} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = \left(\frac{0,175\text{m} - 0,0321\text{m}}{0,0321\text{m}} \right) \cdot 3\text{‰} = 13,40\text{‰} \quad (\text{B.2.2.5})$$

Desta forma, quando o aço encontra-se em escoamento $\varepsilon_s > \varepsilon_{sy}$, obtido por meio da Equação B.2.2.6, onde f_y é a tensão instalada na armadura tracionada e E_s é o módulo de elasticidade do aço (196,4), então, calcula-se o momento nominal resistido pela seção (M_n) por meio da Equação B.2.2.7.

$$\varepsilon_{sy} = \left(\frac{f_y}{E_s} \right) = \left(\frac{565,0\text{MPa}}{196400\text{MPa}} \right) = 0,00288 = 2,88\text{‰} \quad (\text{B.2.2.6})$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1,57\text{cm}^2 \cdot 56,5\text{kN/cm}^2 \cdot \left(0,175\text{m} - \frac{0,02605\text{m}}{2} \right) = 14,38\text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{B.2.2.7})$$

De posse do momento nominal, realiza-se a aplicação do fator de segurança multiplicando o M_n pelo fator de redução ϕ , conforme apresentado na Equação B.2.2.8 para então, obter-se o momento resistente de cálculo (M_u), conforme expressa a Equação B.2.2.9.

$$\phi = \begin{cases} 0,90 & \text{para } \varepsilon_s \geq 0,003 \\ 0,65 + 0,25 \cdot \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sy}}{0,003} \right) & \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0,003 \\ 0,65 & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (\text{B.2.2.8})$$

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 14,38\text{kN} \cdot \text{m} = 12,94\text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{B.2.2.9})$$

Considerando-se a configuração de carregamento utilizada, força concentrada aplicada a meio vão em viga biapoiada, por meio da Equação B.2.2.10 encontra-se a carga concentrada (F_{max}) que a viga de concreto armado suporta.

$$F_{\max} = \left(\frac{M_u \cdot 4}{l} \right) = \left(\frac{12,94 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 4}{2,3 \text{ m}} \right) = 22,50 \text{ kN} \quad (\text{B.2.2.10})$$

B.2.3 Capacidade portante das vigas de concreto armado após a aplicação do sistema de reforço - Código ACI 440.2R (ACI, 2017)

Cálculo da capacidade portante das vigas de concreto armado após a aplicação do sistema de reforço segundo a técnica EBR CFRP, utilizando as recomendações propostas pelo código americano ACI 440.2R (ACI, 2017). Neste sentido, nas formulações f_c é a resistência característica a compressão do concreto (33,4 MPa), E_c é o módulo de elasticidade do concreto (segundo o código americano, $E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_c}$), f_y é a tensão de escoamento do aço (565,0 MPa), E_y é o módulo de elasticidade do aço (196,4 GPa), f_{fu} é a tensão de tração de projeto do compósito CFRP (2603,8 MPa), ε_{fu} é a deformação de projeto do compósito CFRP (11,03 ‰) e E_f é o módulo de elasticidade do CFRP (236,2 GPa). Para além disso, aplicou-se o coeficiente de segurança por meio da minoração do momento resistente (ϕ) e o coeficiente de exposição ambiental (C_E), indicado para ambiente laboratorial (0,95).

Desta forma, com base na formulação apresentada na Equação B.2.3.1 determina-se a tensão de tração máxima de projeto do compósito de FRP (f_{fu}), a qual utiliza o coeficiente de exposição ambiental (C_E), multiplicado pela tensão de tração do FRP (f_{fu}^*).

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* = 0,95 \cdot 2603,8 \text{ MPa} = 2473,6 \text{ MPa} \quad (\text{B.2.3.1})$$

Em seguida, determina-se a deformação máxima de projeto (ε_{fu}) do material compósito FRP. Para isso, utiliza-se a Equação B.2.3.2, a qual depende da deformação máxima do material compósito de FRP (ε_{fu}^*) e do coeficiente de exposição ambiental (C_E).

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^* = 0,95 \cdot 11,03 \text{ ‰} = 10,48 \text{ ‰} \quad (\text{B.2.3.2})$$

De posse do (ε_{fu}) e com o uso da Lei de *Hooke* obtém-se o módulo de Elasticidade (E_f) do compósito de FRP (Equação B.2.3.3).

$$E_f = \left(\frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}} \right) = \left(\frac{2603,8 \text{ MPa}}{11,03 \text{ ‰}} \right) = 236,2 \text{ GPa} \quad (\text{B.2.3.3})$$

Com o objetivo de evitar que o modo de ruptura ocorra por meio da propagação de fissuras, o ACI 440.2R (ACI, 2017) estabelece a deformação máxima permitida no FRP (ε_{fd}) por meio da Equação B.2.3.4, onde f'_c é a resistência característica do concreto, n é o número de camadas de FRP e t_f é a espessura da manta de FRP. Deste modo, assume-se que a ruptura ocorra pelo descolamento do sistema de reforço.

$$\varepsilon_{fd} \leq \begin{cases} 0,41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \\ 0,9 \cdot \varepsilon_{fu} \end{cases} \quad (\text{B.2.3.4})$$

$$\varepsilon_{fd} \leq \begin{cases} 0,41 \cdot \sqrt{\frac{33,7\text{MPa}}{1 \cdot 236200\text{MPa} \cdot 0,176\text{mm}}} = 0,01167 = 11,67\text{‰} \\ 0,9 \cdot 0,01048 = 0,009432 = 9,43\text{‰} \end{cases}$$

$$\therefore \varepsilon_{fd} = 0,009432 = 9,43\text{‰}$$

O código ACI 440.2R (ACI, 2017) impõe que seja arbitrado um valor para a posição inicial da linha neutra (c) cujo objetivo é de se obter a deformação efetiva (ε_{fe}) e a tensão de ruptura do compósito de FRP (f_{fe}). Desta forma, encontra-se a deformação efetiva e a tensão de ruptura utilizando as Equações B.2.3.5 e B.2.3.6, onde ε_{cu} é a deformação última do concreto e ε_{bi} é a deformação pré-existente no concreto no momento da instalação do reforço.

$$\varepsilon_{fe} \leq \begin{cases} \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \\ \varepsilon_{fd} \end{cases} \quad (\text{B.2.3.5})$$

$$\varepsilon_{fe} \leq \begin{cases} 3\text{‰} \cdot \left(\frac{20\text{cm} - 4,46\text{cm}}{4,46\text{cm}} \right) - 0,069\text{‰} = 10,38\text{‰} \\ 9,43\text{‰} \end{cases}$$

$$\therefore \varepsilon_{fe} = 9,43\text{‰}$$

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \quad (\text{B.2.3.6})$$

$$f_{fe} = 236200\text{MPa} \cdot 9,43\text{‰} = 2227,52\text{MPa}$$

Em seguida, determina-se a deformação e a tensão instalada na armadura longitudinal e a deformação no concreto, utilizando-se as Equações B.2.3.7 a B.2.3.9, onde f_s é a tensão instalada na armadura longitudinal, E_s é o módulo de elasticidade do aço, ε_s é o nível de deformação na armadura e f_{yd} é a tensão de dimensionamento do aço.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right) \quad (\text{B.2.3.7})$$

$$\varepsilon_s = (9,43\% + 0,069\%) \cdot \left(\frac{17,5\text{cm} - 4,46\text{cm}}{20\text{cm} - 4,46\text{cm}} \right) = 7,96\%$$

$$f_s = (E_s \cdot \varepsilon_s) \leq f_{yd} \quad (\text{B.2.3.8})$$

$$f_s = (E_s \cdot \varepsilon_s) = (196400,0\text{MPa} \cdot 0,00796) = 1563,34\text{MPa} \leq 565,0$$

$$\therefore f_s = 565,0$$

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{c}{d_f - c} \right) \quad (\text{B.2.3.9})$$

$$\varepsilon_c = (9,43\% + 0,069\%) \cdot \left(\frac{4,46\text{cm}}{20\text{cm} - 4,46\text{cm}} \right) = 2,73\%$$

Utilizando-se os valores de tensão e deformação no FRP e na armadura, calcula-se o equilíbrio interno da seção com o uso das Equações B.2.3.10 a B.2.3.13.

$$\varepsilon'_c = \left(\frac{1,71 \cdot f'_c}{E_c} \right) \quad (\text{B.2.3.10})$$

$$\varepsilon'_c = \left(\frac{1,71 \cdot 33,4\text{MPa}}{4700 \sqrt{33,4\text{MPa}}} \right) = 0,00210 = 2,10\%$$

$$\beta_1 = \left(\frac{4 \cdot \varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6 \cdot \varepsilon'_c - 2 \cdot \varepsilon_c} \right) \quad (\text{B.2.3.11})$$

$$\beta_1 = \left(\frac{4 \cdot 2,10\% - 2,73\%}{6 \cdot 2,10\% - 2 \cdot 2,73\%} \right) = 0,79$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{3 \cdot \varepsilon'_c \cdot \varepsilon_c - (\varepsilon_c)^2}{3 \cdot \beta_1 \cdot (\varepsilon'_c)^2} \right) \quad (\text{B.2.3.12})$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{3 \cdot 2,10\text{‰} \cdot 2,73\text{‰} - (2,73\text{‰})^2}{3 \cdot 0,79 \cdot (2,10\text{‰})^2} \right) = 0,92$$

$$c = \left(\frac{A_s \cdot f_s + A_f \cdot f_{fe}}{\alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} \right) \quad (\text{B.2.3.13})$$

$$c = \left(\frac{1,57\text{cm}^2 \cdot 56,5\text{kN/cm}^2 + 0,1936\text{cm}^2 \cdot 222,7\text{kN/cm}^2}{0,92 \cdot 3,3\text{kN/cm}^2 \cdot 0,79 \cdot 12\text{cm}} \right) = 4,46\text{cm}$$

Em seguida, após realizar os cálculos e constatar que a posição da linha neutra (c) atende ao mesmo tempo as Equações B.2.3.5 a B.2.3.13, calcula-se o momento resistente (M_n) por meio das Equações B.2.3.14 a B.2.3.18, a qual utiliza o coeficiente de minoração da resistência do FRP (Ψ_f), na flexão, utiliza-se o valor fixo de 0,85 e F_f é a força resultante na fibra tracionada de FRP. Ainda, o código recomenda que seja feita a minoração do momento resistente, para tal, utiliza-se do fator de redução (ϕ) da Equação B.2.3.17.

$$M_s = \left[A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \left(\frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \right) \right] \quad (\text{B.2.3.14})$$

$$M_s = 1,57\text{cm}^2 \cdot 56,5\text{kN/cm}^2 \cdot \left(0,175\text{m} - \frac{0,79 \cdot 0,0446\text{m}}{2} \right) = 13,96\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_f = \left[\Psi_f \cdot F_f \cdot \left(d_f - \left(\frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \right) \right] \quad (\text{B.2.3.15})$$

$$M_f = 0,85 \cdot 0,1936\text{cm}^2 \cdot \left(0,2\text{m} - \frac{0,79 \cdot 0,0446\text{m}}{2} \right) = 6,68\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_n = M_s + M_f = 13,96 + 6,68 = 20,46\text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{B.2.3.16})$$

$$\phi = \begin{cases} 0,90 & \text{para } \varepsilon_s \geq 0,005 \\ 0,65 + \left(\frac{0,25 \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0,005 - \varepsilon_{sy}} \right) & \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0,005 \\ 0,65 & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (\text{B.2.3.17})$$

Em seguida, por meio da Equação B.2.3.18 é possível calcular o momento resistente de cálculo (M_u) e por meio da Equação B.2.3.19 pode ser calculada a máxima carga concentrada a ser aplicada a meio vão da viga de concreto armado reforçada.

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 20,64 \text{ kN} \cdot \text{m} = 18,57 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{B.2.3.18})$$

$$F_{\text{max}} = \left(\frac{M_u \cdot 4}{l} \right) = \left(\frac{18,57 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 4}{2,3 \text{ m}} \right) = 32,3 \text{ kN} \quad (\text{B.2.3.19})$$

B.3 Vigas de concreto armado – Inseridas a degradação acelerada por 1000 horas

B.3.1 Capacidade portante – NBR 6118 (ABNT, 2014)

Cálculo da capacidade de suporte das vigas de concreto armado, sem reforço, com base nas diretrizes propostas pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014). O cálculo da capacidade de suporte das vigas de concreto armado é iniciado pela determinação da profundidade da linha neutra, para isso, utiliza-se a Equação B.3.1.1. Nestas formulações A_s é a área de aço da armadura longitudinal ($1,57 \text{ cm}^2$), f_c é a resistência característica a compressão do concreto (35,7 MPa), α_c é igual ao valor de 0,85 da tensão máxima de compressão para concretos até 50 MPa, f_y é a tensão de escoamento do aço (565,0 MPa), λ é o valor definido em 0,8 para a altura do diagrama retangular simplificado da distribuição de tensões do concreto comprimido de resistência até 50 MPa, apresentado anteriormente na Figura A1.1.

$$x = \left(\frac{A_s \cdot (f_y / \gamma_s)}{\alpha_c \cdot \lambda \cdot b_w \cdot (f_c / \gamma_c)} \right) = \left(\frac{1,57 \text{ cm}^2 \cdot (56,5 \text{ kN} / \text{cm}^2 / 1,15)}{0,85 \cdot 0,8 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot (35700 \text{ kN} / \text{m}^2 / 1,4)} \right) = 0,037 \text{ m} \quad (\text{B.3.1.1})$$

O Domínio de dimensionamento pode ser determinado, utilizando a profundidade da linha neutra encontrada anteriormente, por meio da comparação entre o $x_{2/3} = 0,259 \cdot d$ e $x_{\text{lim}} = 0,45 \cdot d$. Assim, verifica-se que o dimensionamento encontra-se em Domínio 2. Para a determinação da capacidade de suporte, utiliza-se das formulações dispostas nas Equações B.3.1.2 e B.3.1.3, no qual M_{dc} é o momento resistente do bloco comprimido e M_{ds} é o momento do bloco tracionado, respectivamente.

$$M_{\text{dc}} = \alpha_c \cdot \lambda \cdot b_w \cdot x \cdot f_c \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right) = 0,85 \cdot 0,8 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot 0,037 \text{ m} \cdot \left(\frac{35700 \text{ kN} / \text{m}^2}{1,4} \right) \cdot \left(0,175 \text{ m} - \frac{0,8 \cdot 0,037 \text{ m}}{2} \right) = 12,36 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{B.3.1.2})$$

$$M_{ds} = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right) = 1,57 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{565,0 \text{ kN/cm}^2}{1,15} \right) \cdot \left(0,175 \text{ m} - \left(\frac{0,8 \cdot 0,037 \text{ m}}{2} \right) \right) = 12,36 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{B.3.1.3})$$

Então, levando em conta a configuração de carregamento utilizada, força concentrada aplicada a meio vão em viga biapoiada, por meio da Equação B.3.1.4 pode ser calculada a carga concentrada (F_{\max}) que a viga de concreto armado suporta.

$$F_{\max} = \left(\frac{M_u \cdot 4}{l} \right) = \left(\frac{12,36 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 4}{2,3 \text{ m}} \right) = 21,49 \text{ kN} \quad (\text{B.3.1.4})$$

B.3.2 Capacidade portante - Código ACI 318 (ACI, 2019)

Cálculo da capacidade de suporte das vigas de concreto armado sem reforço com base nas recomendações propostas pelo código ACI 318 (ACI, 2019). Semelhante a norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014), o código americano admite como simplificação o uso do diagrama retangular equivalente tensão no concreto, cuja representação gráfica foi apresentada anteriormente na Figura A.2.1. Ainda, utilizou-se o coeficiente de segurança (ϕ) por meio da redução do momento último. Segundo o código ACI 318 (ACI, 2019), os valores definidos para a razão de profundidade do bloco retangular das tensões de compressão (β_1) são variáveis, pois estes dependem da classe de resistência a compressão do concreto (f'_c), cujos valores são apresentados na Equação B.3.2.1.

$$\beta_1 = \begin{cases} 0,85 & \text{para } f'_c < 28 \text{ MPa} \\ 0,85 - \left(\frac{0,05 \cdot (f'_c - 28)}{7} \right) & \text{para } 28 < f'_c < 55 \text{ MPa} \\ 0,65 & \text{para } f'_c > 55 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{B.3.2.1})$$

$$\beta_1 = 0,795$$

A profundidade do bloco retangular equivalente (a), pode ser encontrada por meio da Equação B.3.2.2, assim, nesta formulação A_s é a área de aço da armadura longitudinal tracionada ($1,57 \text{ cm}^2$), f_y é a tensão instalada na armadura longitudinal ($565,00 \text{ MPa}$), b é a largura da seção transversal (12 cm) e f'_c é a resistência a compressão de cálculo do concreto ($35,7 \text{ MPa}$).

$$a = \left(\frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \right) = \left(\frac{1,57 \text{cm}^2 \cdot 56,5 \text{kN/cm}^2}{0,85 \cdot 35700 \text{kN/m}^2 \cdot 0,12 \text{m}} \right) = 0,02437 \text{m} \quad (\text{B.3.2.2})$$

Então, determina-se a profundidade da linha neutra (c) por meio da Equação B.3.2.3.

$$c = \left(\frac{a}{\beta_1} \right) = \left(\frac{0,02437 \text{m}}{0,795} \right) = 0,030 \text{m} \quad (\text{B.3.2.3})$$

A altura útil d , pode ser obtida por meio da Equação B.3.2.4, onde h é a altura da seção transversal (20 cm), c é o cobrimento (1,5 cm), $\varnothing_{\text{estr}}$ é o diâmetro do estribo (5 mm) e $\varnothing_{\text{long}}$ é o diâmetro da armadura longitudinal tracionada (10 mm).

$$d = h - c - \varnothing_{\text{estr}} - \left(\frac{\varnothing_{\text{long}}}{2} \right) = 0,2 \text{m} - 0,015 \text{m} - 0,005 \text{m} - \left(\frac{0,01 \text{m}}{2} \right) = 0,175 \text{m} \quad (\text{B.3.2.4})$$

Em seguida, determina-se a deformação instalada na armadura de aço (ε_s), a qual pode ser obtida por meio da Equação B.3.2.5, então, realiza-se a compatibilidade de deformações. Para o código ACI 318 (ACI, 2019) a deformação última no concreto ε_{cu} , é limitada em 3‰.

$$\varepsilon_s = \left(\frac{d - c}{c} \right) \cdot \varepsilon_{\text{cu}} = \left(\frac{0,175 \text{m} - 0,030 \text{m}}{0,030 \text{m}} \right) \cdot 3\text{‰} = 14,12\text{‰} \quad (\text{B.3.2.5})$$

Assim, quando o aço encontra-se em escoamento $\varepsilon_s > \varepsilon_{\text{sy}}$, o qual pode ser determinado por meio da Equação B.3.2.6, onde f_y é a tensão instalada na armadura tracionada (565,0MPa) e E_s é o módulo de elasticidade do aço (196,4), então, calcula-se o momento nominal resistido pela seção (M_n) por meio da Equação B.3.2.7.

$$\varepsilon_{\text{sy}} = \left(\frac{f_y}{E_s} \right) = \left(\frac{565,0 \text{MPa}}{196400 \text{MPa}} \right) = 0,00288 = 2,88\text{‰} \quad (\text{B.3.2.6})$$

$$M_n = A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1,57 \text{cm}^2 \cdot 56,5 \text{kN/cm}^2 \cdot \left(0,175 \text{m} - \frac{0,2437 \text{m}}{2} \right) = 14,45 \text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{B.3.2.7})$$

Conforme recomenda o código ACI 318 (ACI, 2019) realiza-se a aplicação do fator de segurança multiplicando o M_n pelo fator de redução ϕ , conforme apresenta-se na Equação

B.3.2.8. O momento resistente de cálculo (M_u) pode ser calculado por meio da Equação

B.3.2.9.

$$\phi = \begin{cases} 0,90 & \text{para } \varepsilon_s \geq 0,003 \\ 0,65 + 0,25 \cdot \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sy}}{0,003} \right) & \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0,003 \\ 0,65 & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (\text{B.3.2.8})$$

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 14,45 \text{ kN} \cdot \text{m} = 13,00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{B.3.2.9})$$

Conhecendo-se a configuração de carregamento utilizada, força concentrada aplicada a meio vão em viga biapoiada, por meio da Equação B.3.2.10 encontra-se a carga concentrada (F_{\max}) que a viga de concreto armado suporta.

$$F_{\max} = \left(\frac{M_u \cdot 4}{l} \right) = \left(\frac{13,00 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 4}{2,3 \text{ m}} \right) = 22,60 \text{ kN} \quad (\text{B.3.2.10})$$

B.3.3 Capacidade portante das vigas de concreto armado após a aplicação do sistema de reforço - Código ACI 440.2R (ACI, 2017)

Cálculo da capacidade portante das vigas de concreto armado após a aplicação do sistema de reforço segundo a técnica EBR CFRP, utilizando as recomendações propostas pelo código americano ACI 440.2R (ACI, 2017). Neste sentido, nas formulações f_c é a resistência característica a compressão do concreto (35,7 MPa), E_c é o módulo de elasticidade do concreto (segundo o código americano, $E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_c}$), f_y é a tensão de escoamento do aço (565,0 MPa), E_y é o módulo de elasticidade do aço (196,4 GPa), f_{tu} é a tensão de tração de projeto do compósito CFRP (2450,3 MPa), ε_{tu} é a deformação de projeto do compósito CFRP (11,14 ‰) e E_f é o módulo de elasticidade do CFRP (219,9 GPa). Para além disso, aplicou-se o coeficiente de segurança por meio da minoração do momento resistente (ϕ) e o coeficiente de exposição ambiental (C_E), indicado para ambientes agressivos (0,85).

Por meio da Equação B.3.3.1 determina-se a tensão de tração máxima de projeto do compósito de FRP (f_{tu}), a qual utiliza o coeficiente de exposição ambiental (C_E), multiplicado pela tensão de tração do FRP (f_{tu}^*).

$$f_{tu} = C_E \cdot f_{tu}^* = 0,85 \cdot 2450,3 \text{ MPa} = 2082,7 \text{ MPa} \quad (\text{B.3.3.1})$$

Em seguida, a deformação máxima de projeto (ε_{fu}) do material compósito FRP pode ser calculada por meio da Equação B.3.3.2, a qual depende da deformação máxima do material compósito de FRP (ε_{fu}^*) e do coeficiente de exposição ambiental (C_E).

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^* = 0,85 \cdot 11,14\% = 9,47\% \quad (\text{B.3.3.2})$$

Com o uso da Lei de *Hooke* obtém-se o módulo de Elasticidade (E_f) do compósito de FRP por meio da Equação B.3.3.3.

$$E_f = \left(\frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}} \right) = \left(\frac{2450,3\text{MPa}}{11,14\%} \right) = 219,9\text{GPa} \quad (\text{B.3.3.3})$$

Com o intuito de evitar que o modo de ruptura ocorra por meio da propagação de fissuras, o código estabelece a deformação máxima permitida no FRP (ε_{fd}) a qual pode ser encontrada por meio da Equação B.3.3.4, onde f'_c é a resistência característica do concreto, n é o número de camadas de FRP e t_f é a espessura da manta de FRP. Deste modo, assume-se que a ruptura ocorra pelo descolamento do sistema de reforço.

$$\varepsilon_{fd} \leq \begin{cases} 0,41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \\ 0,9 \cdot \varepsilon_{fu} \end{cases} \quad (\text{B.3.3.4})$$

$$\varepsilon_{fd} \leq \begin{cases} 0,41 \cdot \sqrt{\frac{35,7\text{MPa}}{1 \cdot 219900\text{MPa} \cdot 0,176\text{mm}}} = 0,01245 = 112,45\% \\ 0,9 \cdot 0,00947 = 0,00852 = 8,52\% \end{cases}$$

$$\therefore \varepsilon_{fd} = 0,00852 = 8,52\%$$

O código ACI 440.2R (ACI, 2017) impõe que seja arbitrado um valor para a posição inicial da linha neutra (c) com o intuito de se obter a deformação efetiva (ε_{fe}) e a tensão de ruptura do compósito de FRP (f_{fe}). Desta forma, a deformação efetiva e a tensão de ruptura utilizando podem ser encontradas por meio das Equações B.3.3.5 e B.3.3.6, onde ε_{cu} é a deformação última do concreto e ε_{bi} é a deformação pré-existente no concreto no momento da instalação do reforço.

$$\varepsilon_{fe} \leq \begin{cases} \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \\ \varepsilon_{fd} \end{cases} \quad (\text{B.3.3.5})$$

$$\varepsilon_{fe} \leq \begin{cases} 3\text{‰} \cdot \left(\frac{20\text{cm} - 4,25\text{cm}}{4,25\text{cm}} \right) - 0,069\text{‰} = 11,04\text{‰} \\ 8,52\text{‰} \end{cases}$$

$$\therefore \varepsilon_{fe} = 8,52\text{‰}$$

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \quad (\text{B.3.3.6})$$

$$f_{fe} = 219900\text{MPa} \cdot 8,52\text{‰} = 1874\text{MPa}$$

Em seguida, a deformação e a tensão instalada na armadura longitudinal e a deformação no concreto podem ser determinadas por meio das Equações B.3.3.7 a B.3.3.9, onde f_s é a tensão instalada na armadura longitudinal, E_s é o módulo de elasticidade do aço, ε_s é o nível de deformação na armadura e f_{yd} é a tensão de dimensionamento do aço.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right) \quad (\text{B.3.3.7})$$

$$\varepsilon_s = (8,52\text{‰} + 0,069\text{‰}) \cdot \left(\frac{17,5\text{cm} - 4,25\text{cm}}{20\text{cm} - 4,25\text{cm}} \right) = 7,22\text{‰}$$

$$f_s = (E_s \cdot \varepsilon_s) \leq f_{yd} \quad (\text{B.3.3.8})$$

$$f_s = (E_s \cdot \varepsilon_s) = (196400,0\text{MPa} \cdot 0,00722) = 1418,00\text{MPa} \leq 565,0$$

$$\therefore f_s = 565,0$$

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{c}{d_f - c} \right) \quad (\text{B.3.3.9})$$

$$\varepsilon_c = (8,52\text{‰} + 0,069\text{‰}) \cdot \left(\frac{4,25\text{cm}}{20\text{cm} - 4,25\text{cm}} \right) = 2,31\text{‰}$$

O equilíbrio interno da seção pode ser encontrado por meio das Equações B.3.3.10 a B.3.3.13, para isso, utiliza-se os valores de tensão e deformação no FRP e na armadura.

$$\varepsilon_c' = \left(\frac{1,71 \cdot f_c'}{E_c} \right) \quad (\text{B.3.3.10})$$

$$\varepsilon'_c = \left(\frac{1,71.35,7\text{MPa}}{4700\sqrt{35,7\text{MPa}}} \right) = 0,00217 = 2,17\text{‰}$$

$$\beta_1 = \left(\frac{4 \cdot \varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6 \cdot \varepsilon'_c - 2 \cdot \varepsilon_c} \right) \quad (\text{B.3.3.11})$$

$$\beta_1 = \left(\frac{4 \cdot 2,17\text{‰} - 2,31\text{‰}}{6 \cdot 2,17\text{‰} - 2 \cdot 2,31\text{‰}} \right) = 0,75$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{3 \cdot \varepsilon'_c \cdot \varepsilon_c - (\varepsilon_c)^2}{3 \cdot \beta_1 \cdot (\varepsilon'_c)^2} \right) \quad (\text{B.3.3.12})$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{3 \cdot 2,17\text{‰} \cdot 2,31\text{‰} - (2,31\text{‰})^2}{3 \cdot 0,75 \cdot (2,17\text{‰})^2} \right) = 0,90$$

$$c = \left(\frac{A_s \cdot f_s + A_f \cdot f_{fe}}{\alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} \right) \quad (\text{B.3.3.13})$$

$$c = \left(\frac{1,57\text{cm}^2 \cdot 56,5\text{kN/cm}^2 + 0,1936\text{cm}^2 \cdot 187,4\text{kN/cm}^2}{0,90 \cdot 3,5\text{kN/cm}^2 \cdot 0,75 \cdot 12\text{cm}} \right) = 4,25\text{cm}$$

Após realizar os cálculos e verificar que a posição da linha neutra (c) atende ao mesmo tempo as Equações B.3.3.5 a B.3.3.13, calcula-se o momento resistente (M_n) por meio das Equações B.3.3.14 a B.3.3.18, a qual utiliza o coeficiente de minoração da resistência do FRP (Ψ_f), na flexão, utiliza-se o valor fixo de 0,85 e F_f é a força resultante na fibra tracionada de FRP. Ainda, o código recomenda que seja feita a minoração do momento resistente, para tal, utiliza-se do fator de redução (ϕ) disposto na Equação B.3.3.17.

$$M_s = \left[A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \left(\frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \right) \right] \quad (\text{B.3.3.14})$$

$$M_s = 1,57\text{cm}^2 \cdot 56,5\text{kN/cm}^2 \cdot \left(0,175\text{m} - \frac{0,75 \cdot 0,0425\text{m}}{2} \right) = 14,1\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_f = \left[\Psi_f \cdot F_f \cdot \left(d_f - \left(\frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \right) \right] \quad (\text{B.3.3.15})$$

$$M_f = 0,85 \cdot 0,1936\text{cm}^2 \cdot \left(0,2\text{m} - \frac{0,75 \cdot 0,0425\text{m}}{2} \right) = 5,67\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_n = M_s + M_f = 14,1 + 5,67 = 19,77 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{B.3.3.16})$$

$$\phi = \begin{cases} 0,90 & \text{para } \varepsilon_s \geq 0,005 \\ 0,65 + \left(\frac{0,25 \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0,005 - \varepsilon_{sy}} \right) & \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0,005 \\ 0,65 & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (\text{B.3.3.17})$$

O momento resistente de cálculo (M_u) pode ser calculado por meio da Equação B.3.3.18 e conhecendo-se a configuração de carregamento utilizada, força concentrada aplicada a meio vão em viga biapoiada, por meio da Equação B.3.2.10 é possível determinar a carga concentrada (F_{\max}) que a viga de concreto armado suporta.

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 19,77 \text{ kN} \cdot \text{m} = 17,79 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{B.3.3.18})$$

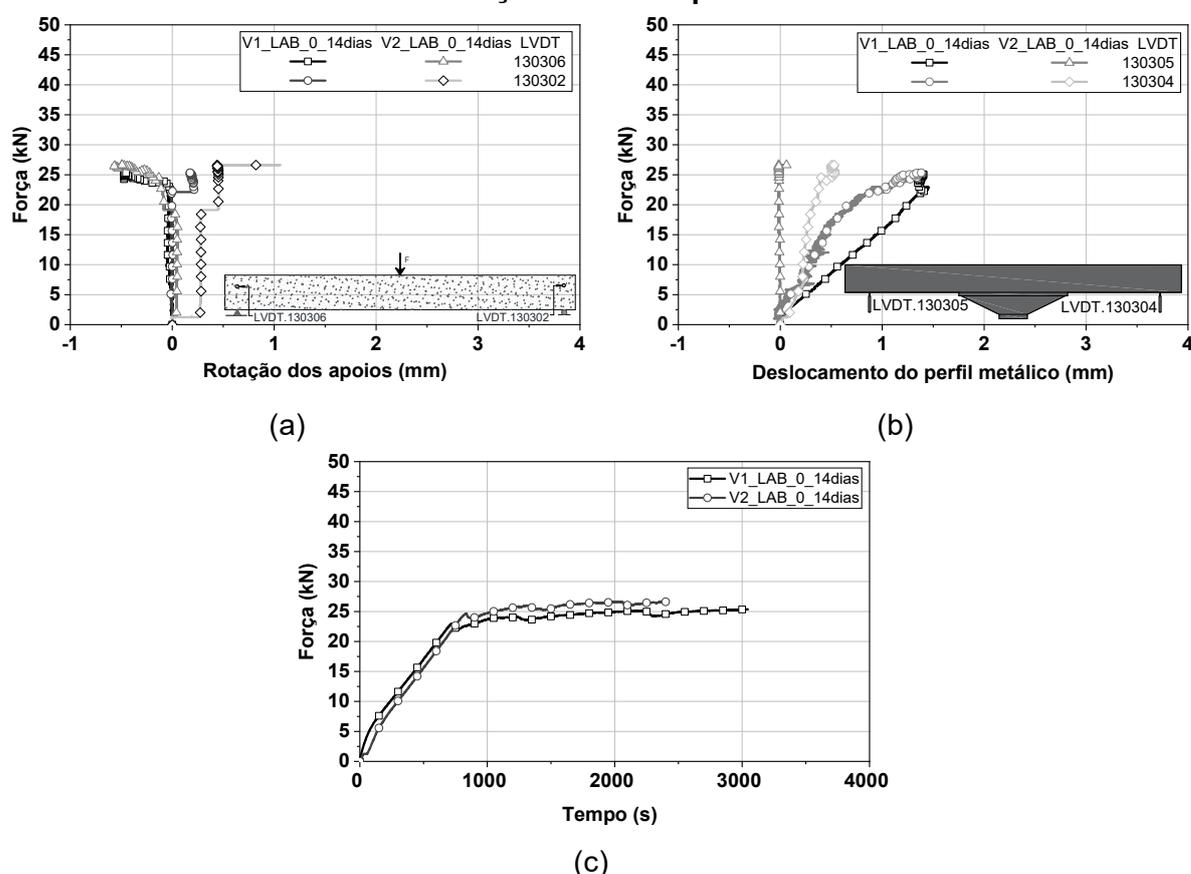
$$F_{\max} = \left(\frac{M_u \cdot 4}{l} \right) = \left(\frac{17,79 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 4}{2,3 \text{ m}} \right) = 30,9 \text{ kN} \quad (\text{B.3.3.19})$$

APÊNDICE C – DIAGRAMAS COMPLEMENTARES

Apresentam-se, a seguir, os diagramas de força *versus* rotação dos apoios, força *versus* deslocamento do perfil metálico e força *versus* tempo para todas as vigas submetidas e ensaio de flexão em três pontos.

➤ V1/V2_LAB_0_14dias

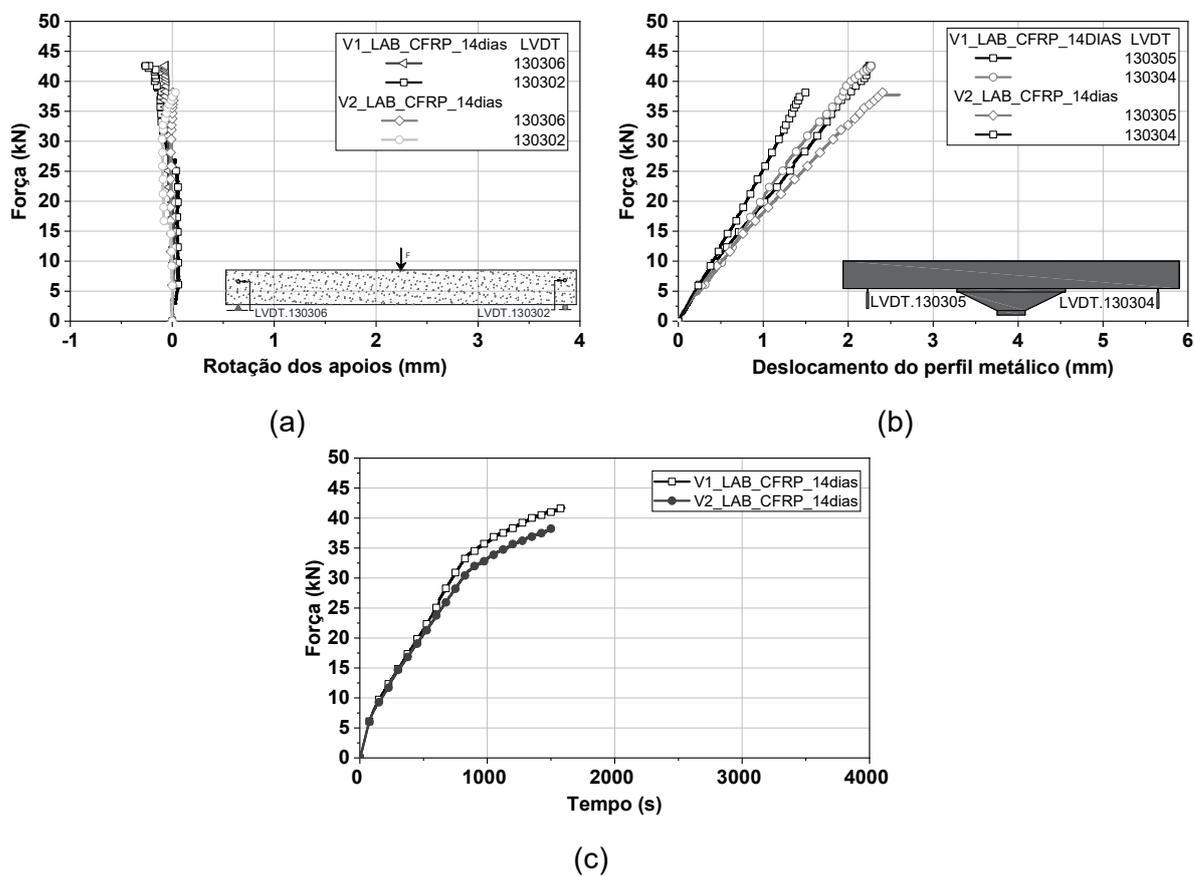
Figura C. 1: Diagramas complementares para as vigas V1/V2_LAB_0_14dias: (a) força versus rotação dos apoios, (b) força versus deslocamento do perfil metálico e (c) força versus tempo



(c)
 Fonte: Próprio autor

➤ V1/V2_LAB_CFRP_14dias

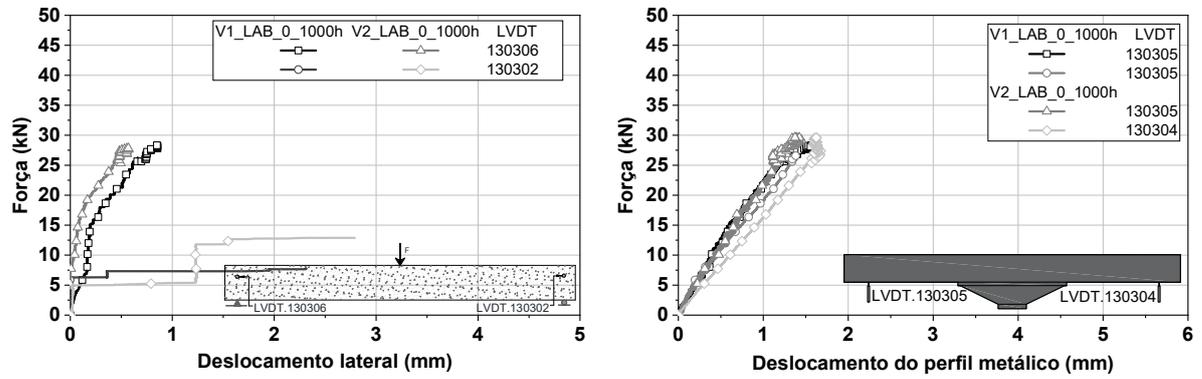
Figura C. 2: Diagramas complementares para as vigas V1/V2_LAB_CFRP_14dias: (a) força versus rotação dos apoios, (b) força versus deslocamento do perfil metálico e (c) força versus tempo



Fonte: Próprio autor

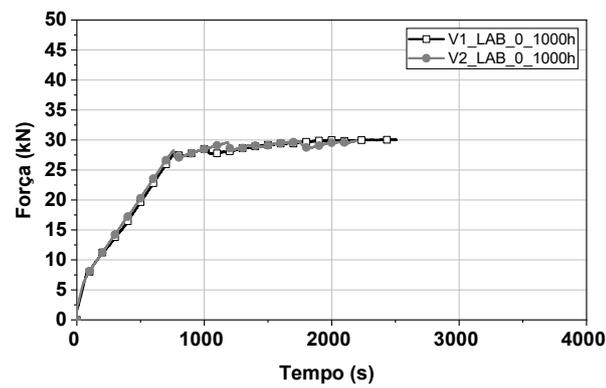
➤ V1/V2_LAB_0_1000h

Figura C. 3: Diagramas complementares para as vigas V1/V2_LAB_0_1000h: (a) força versus rotação dos apoios, (b) força versus deslocamento do perfil metálico e (c) força versus tempo



(a)

(b)

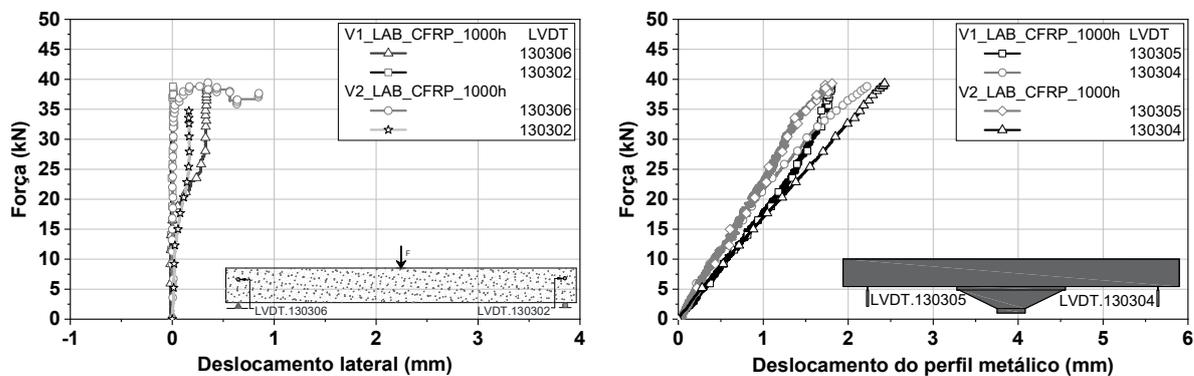


(c)

Fonte: Próprio autor

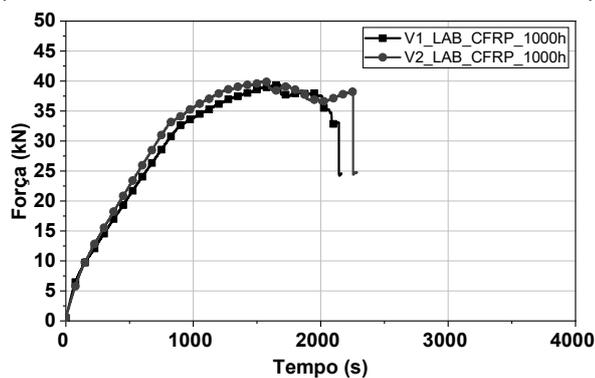
➤ V1/V2_LAB_CFRP_1000h

Figura C. 4: Diagramas complementares para as vigas V1/V2_LAB_CFRP_1000h: (a) força versus rotação dos apoios, (b) força versus deslocamento do perfil metálico e (c) força versus tempo



(a)

(b)

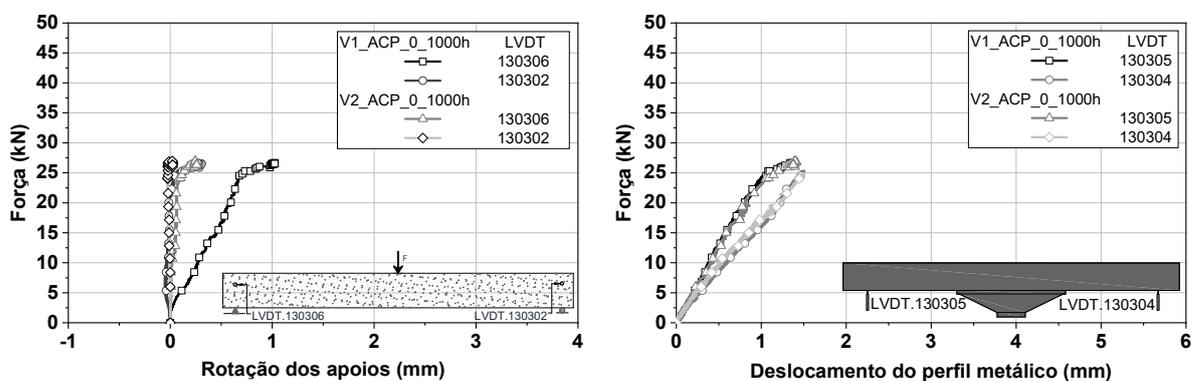


(c)

Fonte: Próprio autor

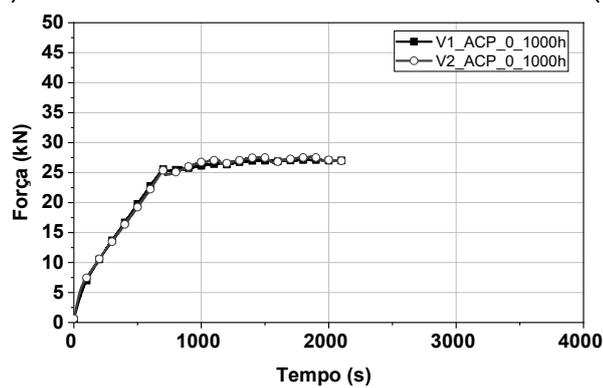
➤ V1/V2_ACP_0_1000h

Figura C. 5: Diagramas complementares para as vigas V1/V2_ACP_0_1000h: (a) força versus rotação dos apoios, (b) força versus deslocamento do perfil metálico e (c) força versus tempo



(a)

(b)

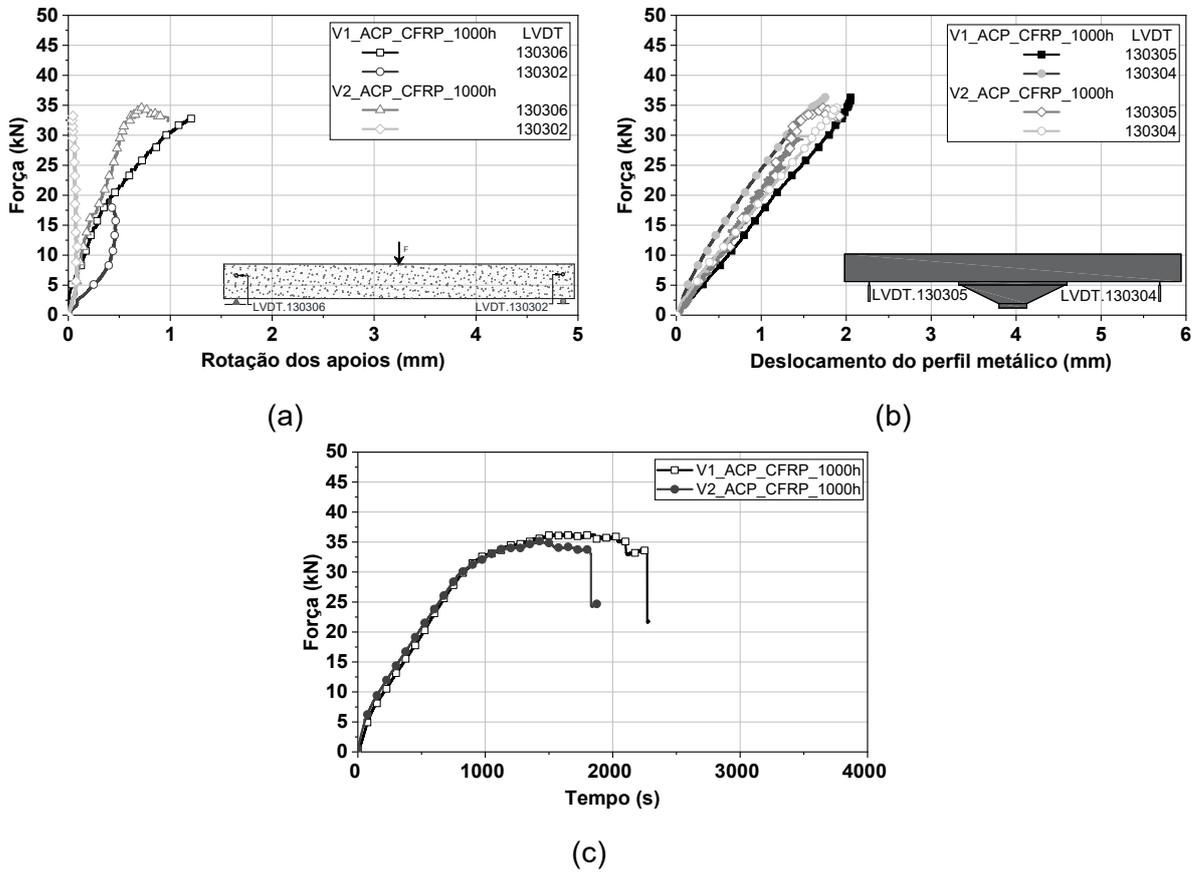


(c)

Fonte: Próprio autor

➤ V1/V2_ACP_CFRP_1000h

Figura C. 6: Diagramas complementares para as vigas V1/V2_ACP_CFRP_1000h: (a) força versus rotação dos apoios, (b) força versus deslocamento do perfil metálico e (c) força versus tempo

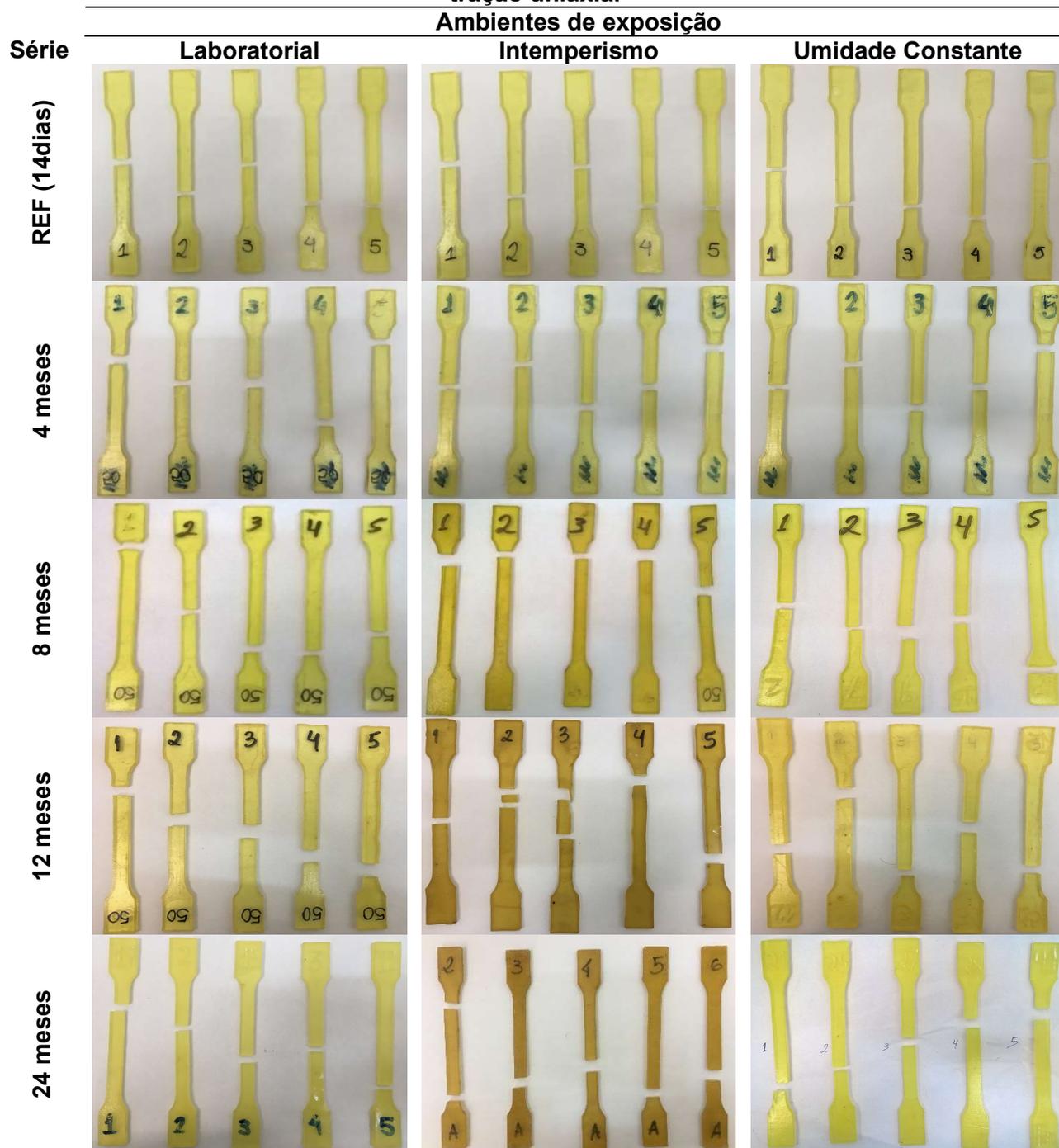


Fonte: Próprio autor

APÊNDICE D – CORPOS DE PROVA DE RESINAS

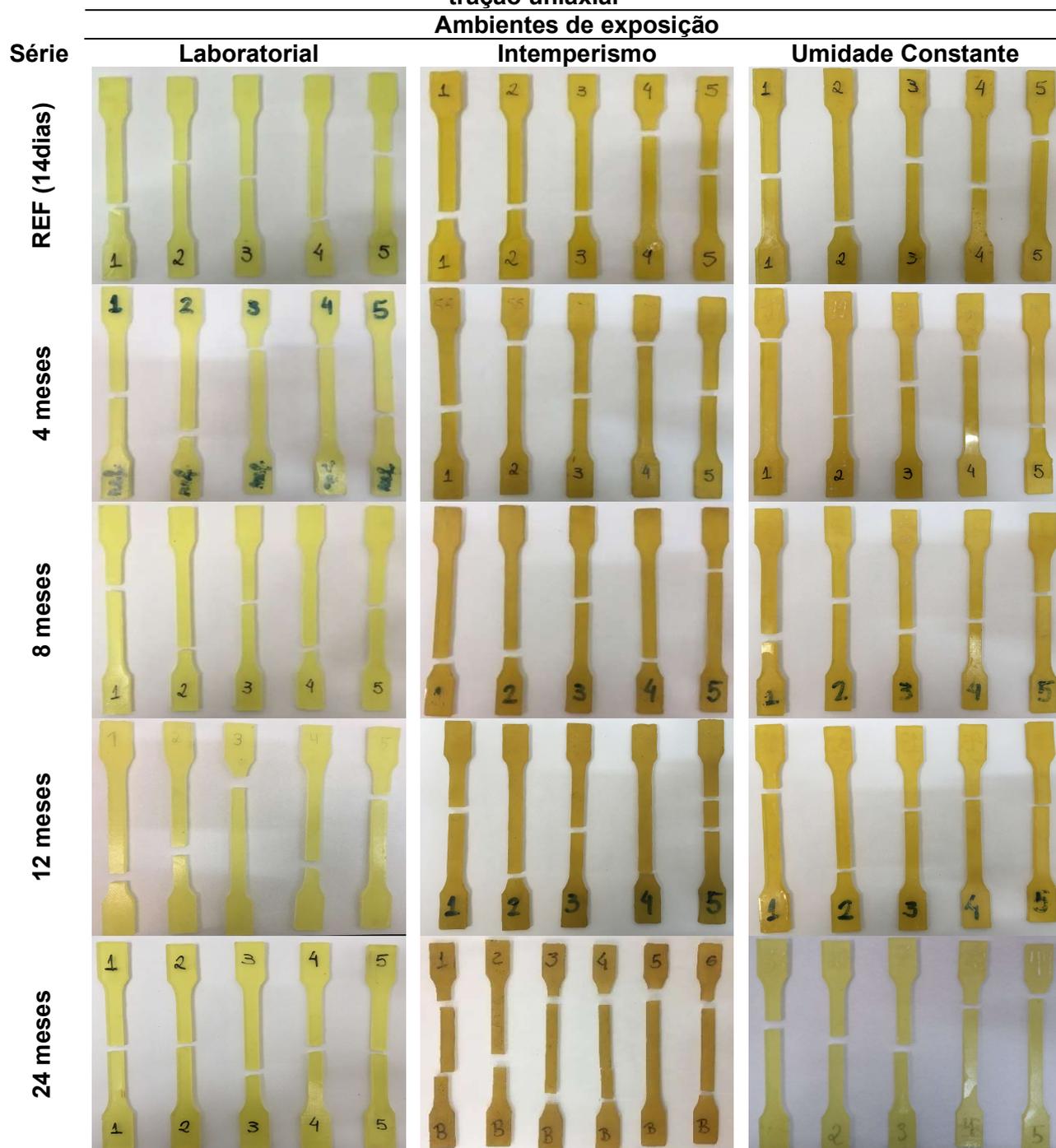
Apresentam-se, a seguir os corpos de prova das resinas A e B após os ensaios de tração uniaxial.

Figura D. 1: Corpos de prova de resina epoxídica A após os ensaios mecânicos de tração uniaxial



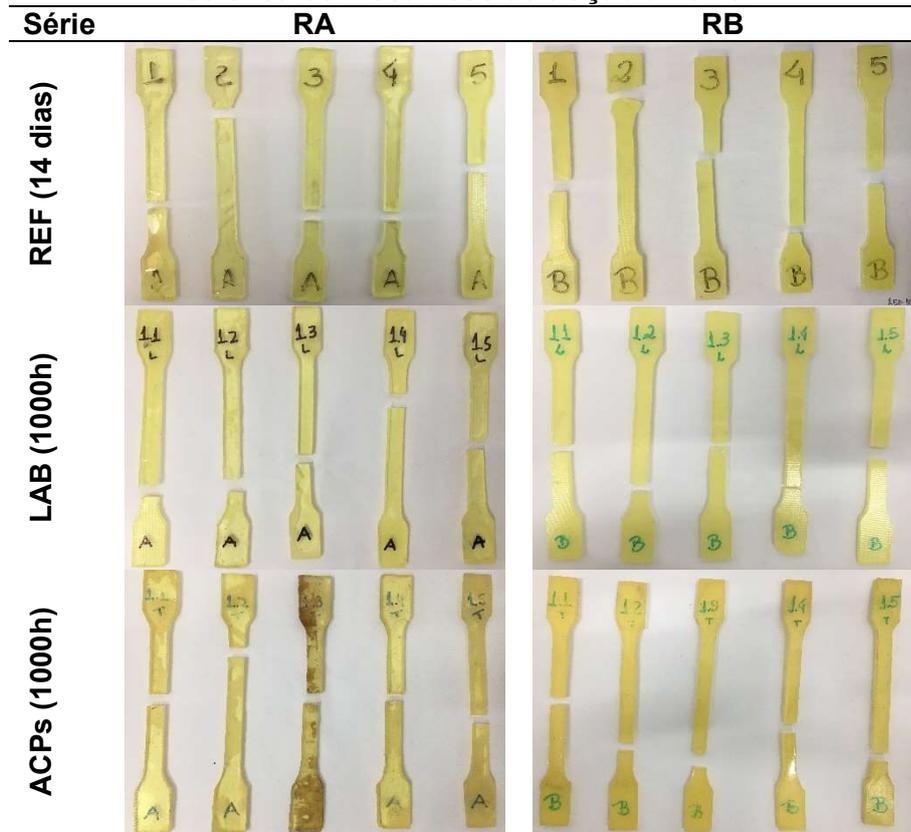
Fonte: Próprio autor

Figura D. 2: Corpos de prova de resina epoxídica B após os ensaios mecânicos de tração uniaxial



Fonte: Próprio autor

Figura D. 3: Corpos de prova das resinas do protocolo de degradação acelerada após os ensaios mecânicos de tração uniaxial

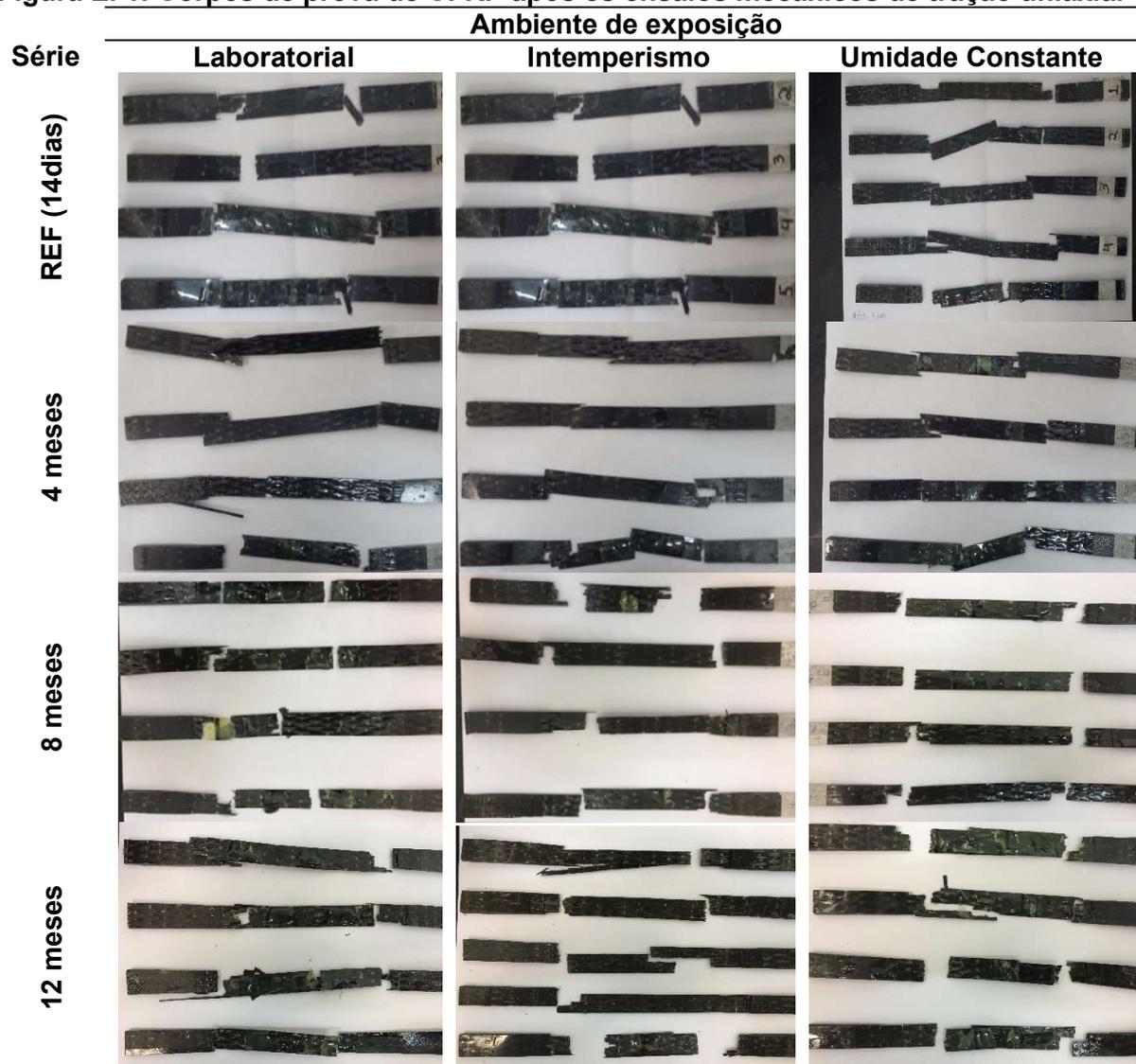


Fonte: Próprio autor

APÊNDICE E – CORPOS DE PROVA DE COMPÓSITOS DE CFRP

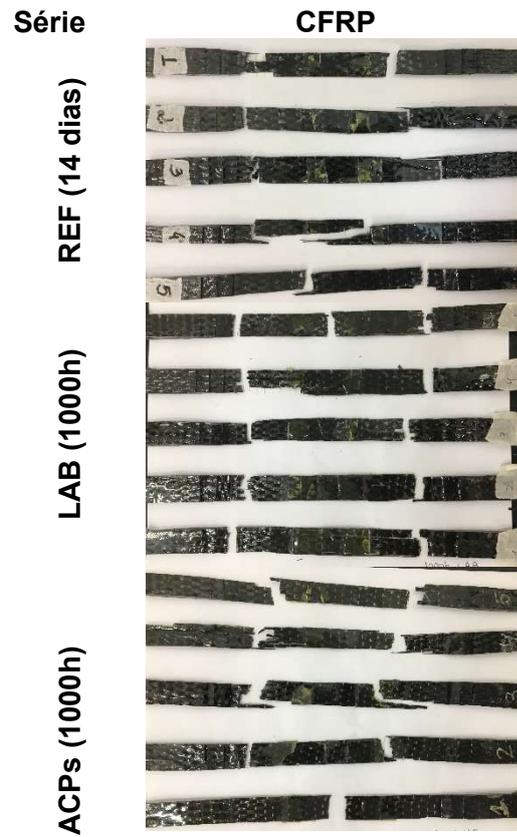
Apresentam-se, a seguir os corpos de prova de CFRP após os ensaios de tração uniaxial.

Figura E. 1: Corpos de prova de CFRP após os ensaios mecânicos de tração uniaxial



Fonte: Próprio autor

Figura E. 2: Corpos de prova de CFRP após os ensaios mecânicos de tração uniaxial

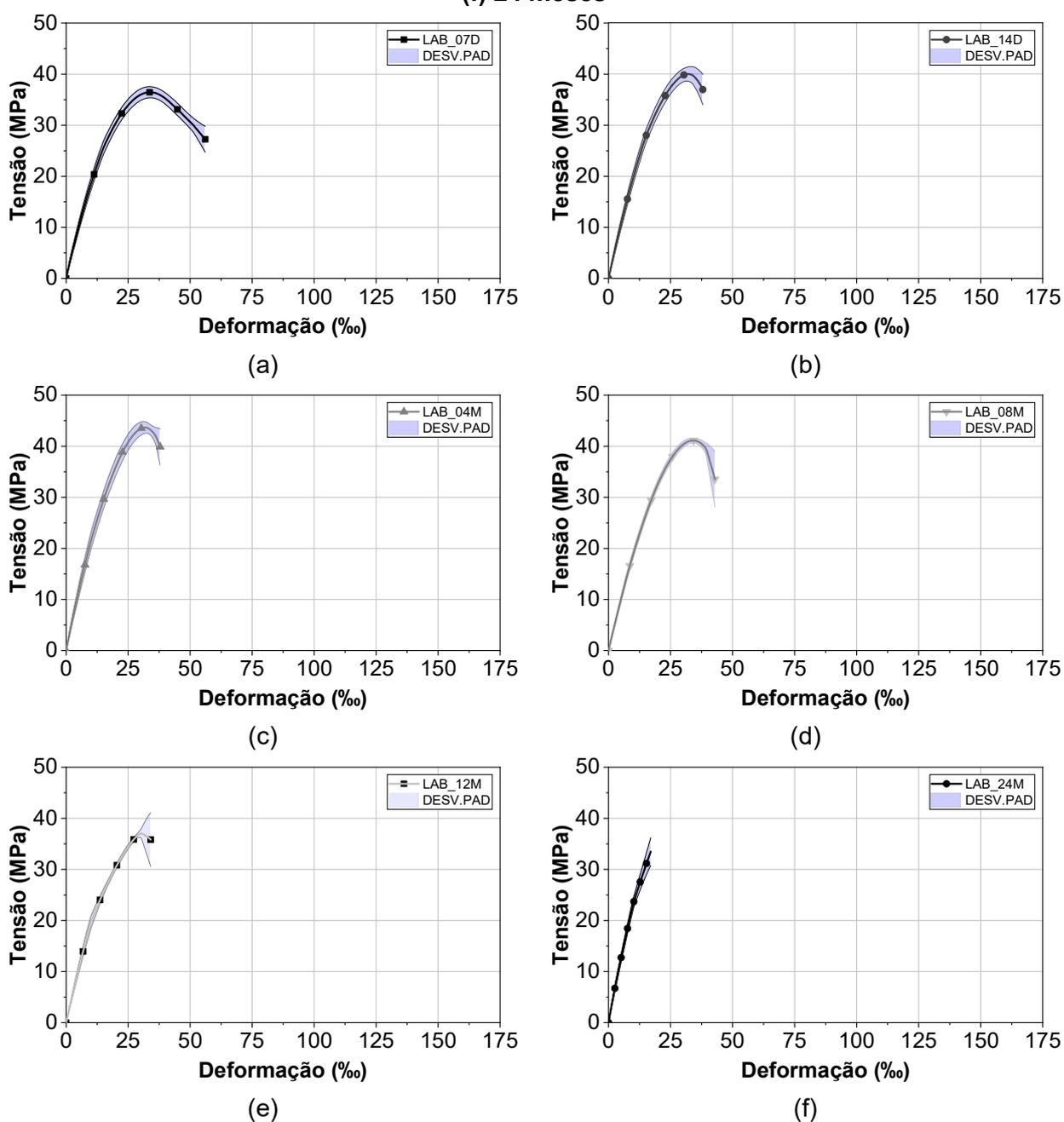


Fonte: Próprio autor

APÊNDICE F – DIAGRAMAS INDIVIDUAIS DE TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO DAS RESINAS EPOXÍDICAS

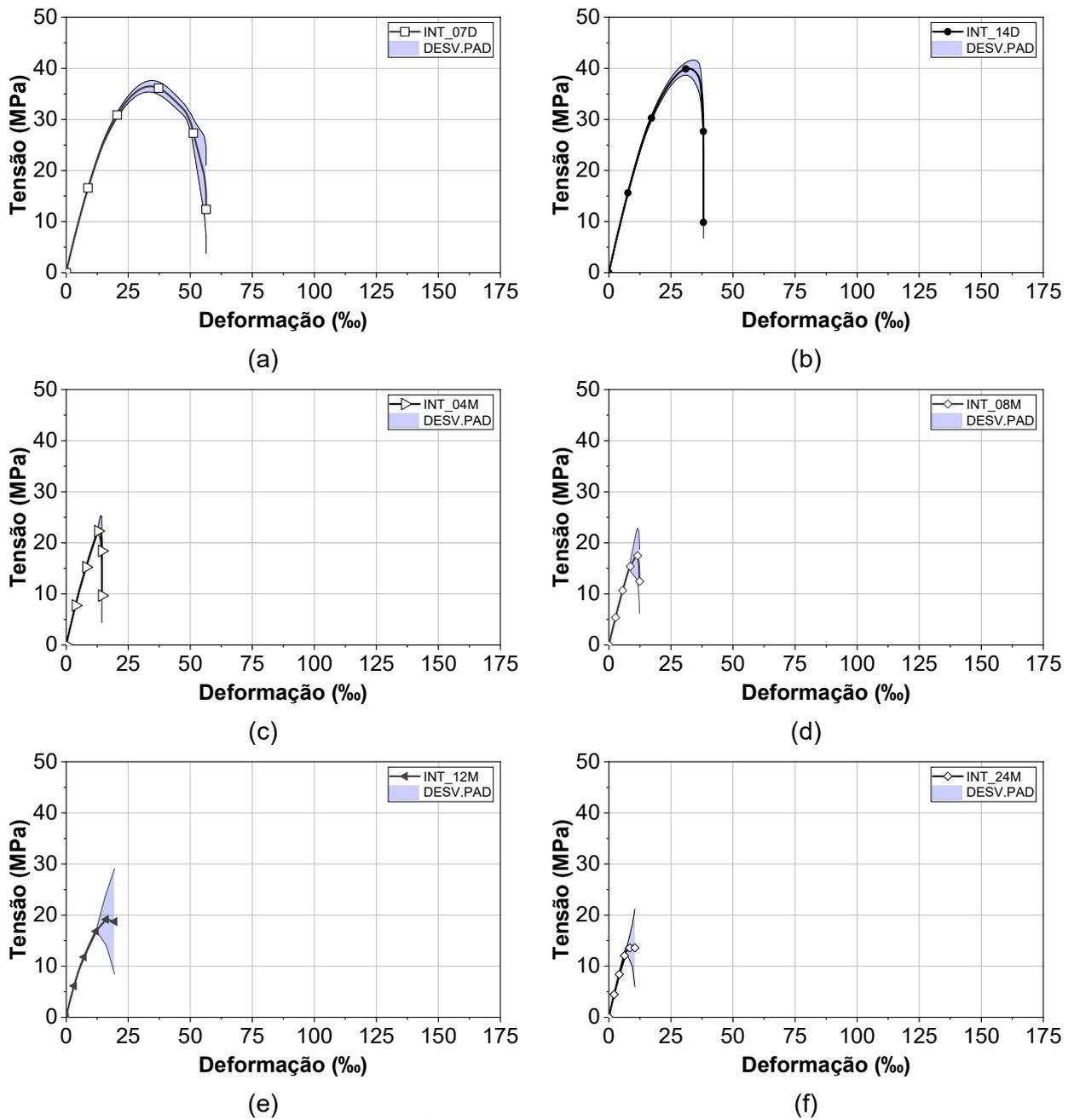
Apresentam-se, a seguir as curvas médias individuais para as resinas A e B inseridas aos ambientes laboratorial, intemperismo, umidade constante e protocolo de degradação acelerada.

Figura F. 1: Curvas médias de Tensão versus Deformação para a resina A inserida ao ambiente laboratorial: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) 4 meses, (d) 8 meses, (e) 12 meses e (f) 24 meses



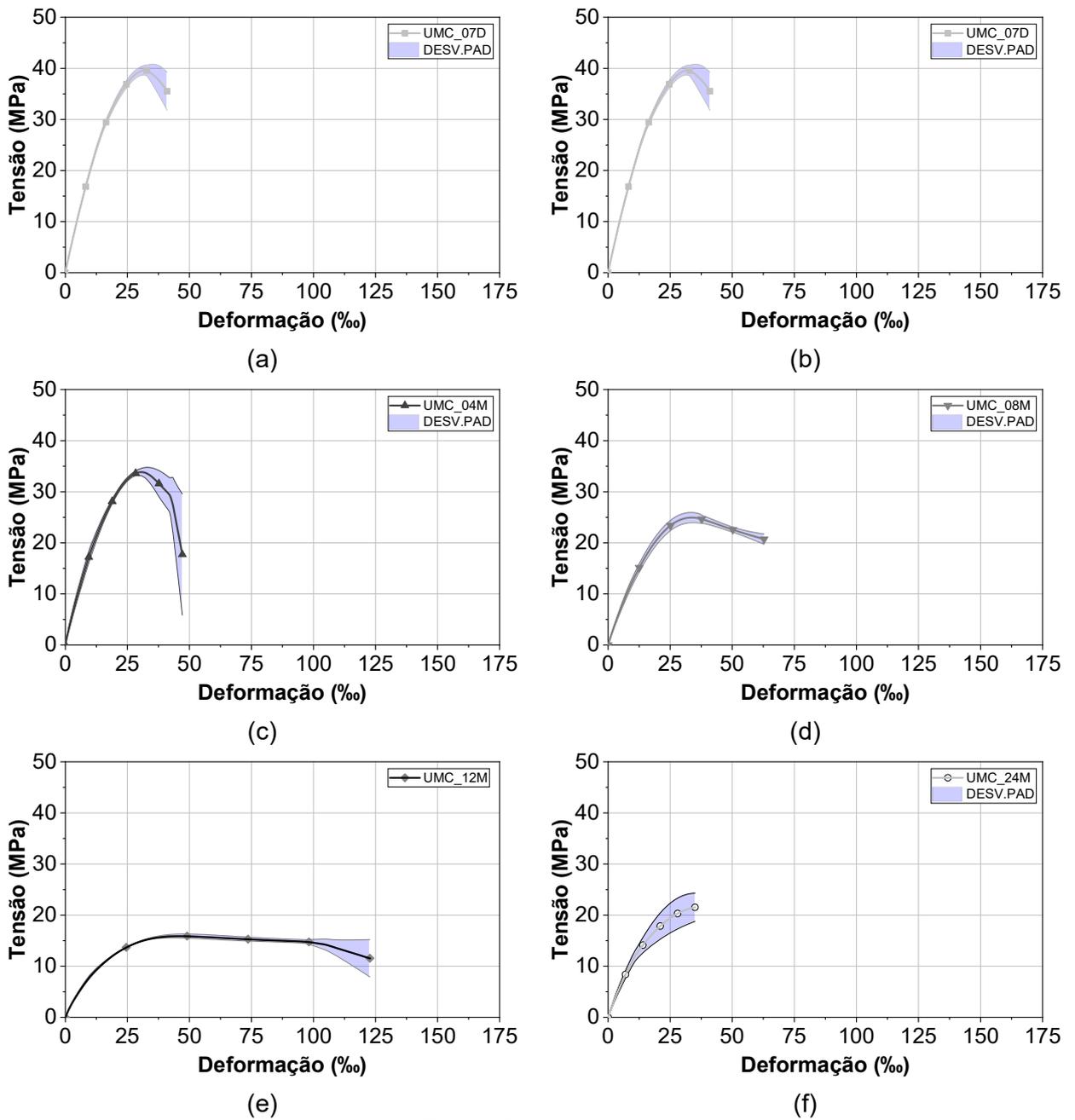
Fonte: Próprio autor

Figura F. 2: Curvas médias de Tensão versus Deformação para a resina A inserida ao intemperismo: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) 4 meses, (d) 8 meses, (e) 12 meses e (f) 24 meses



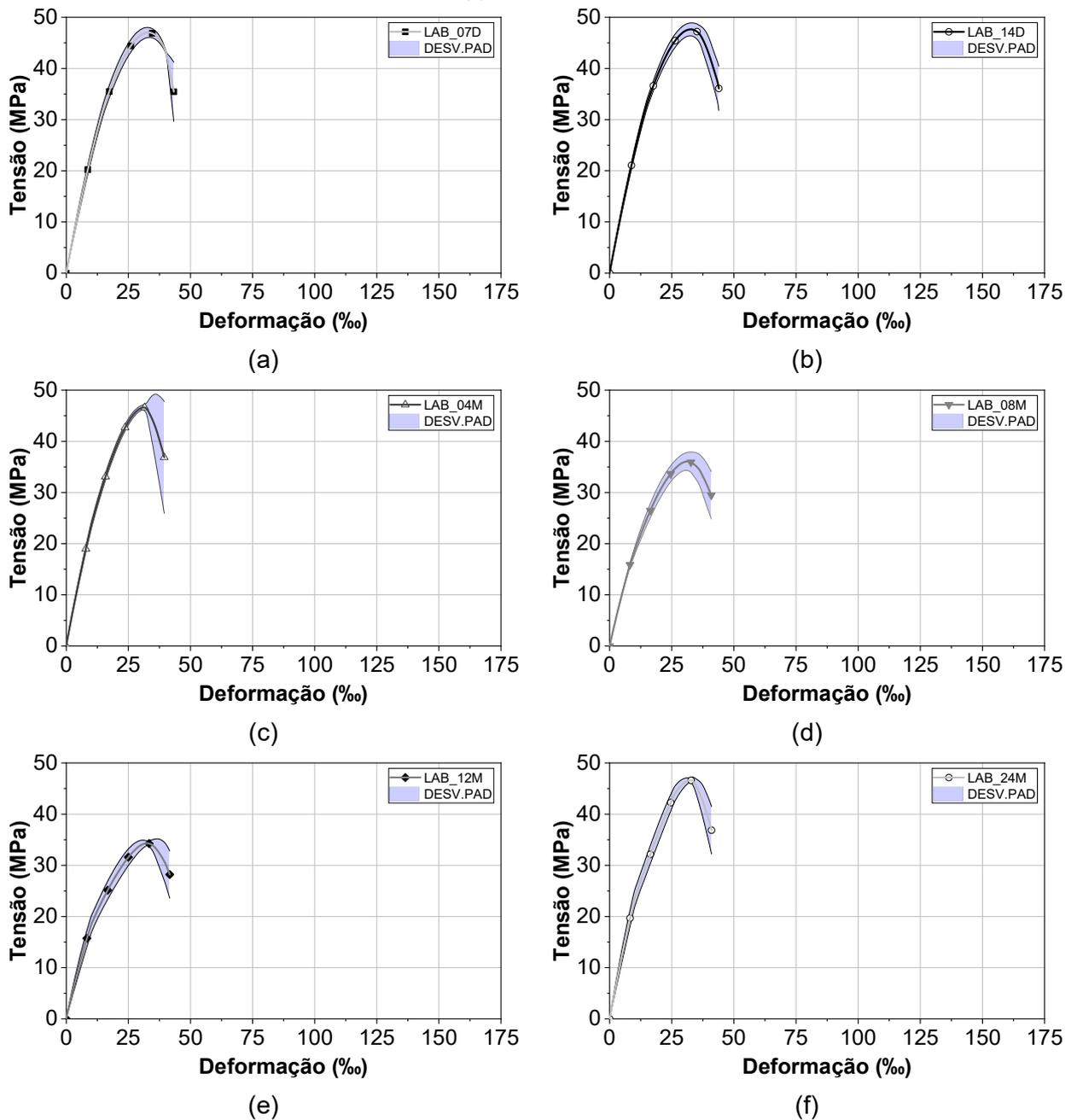
Fonte: Próprio autor

Figura F. 3: Curvas médias de Tensão versus Deformação para a resina A inserida a umidade constante: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) 4 meses, (d) 8 meses, (e) 12 meses e (f) 24 meses



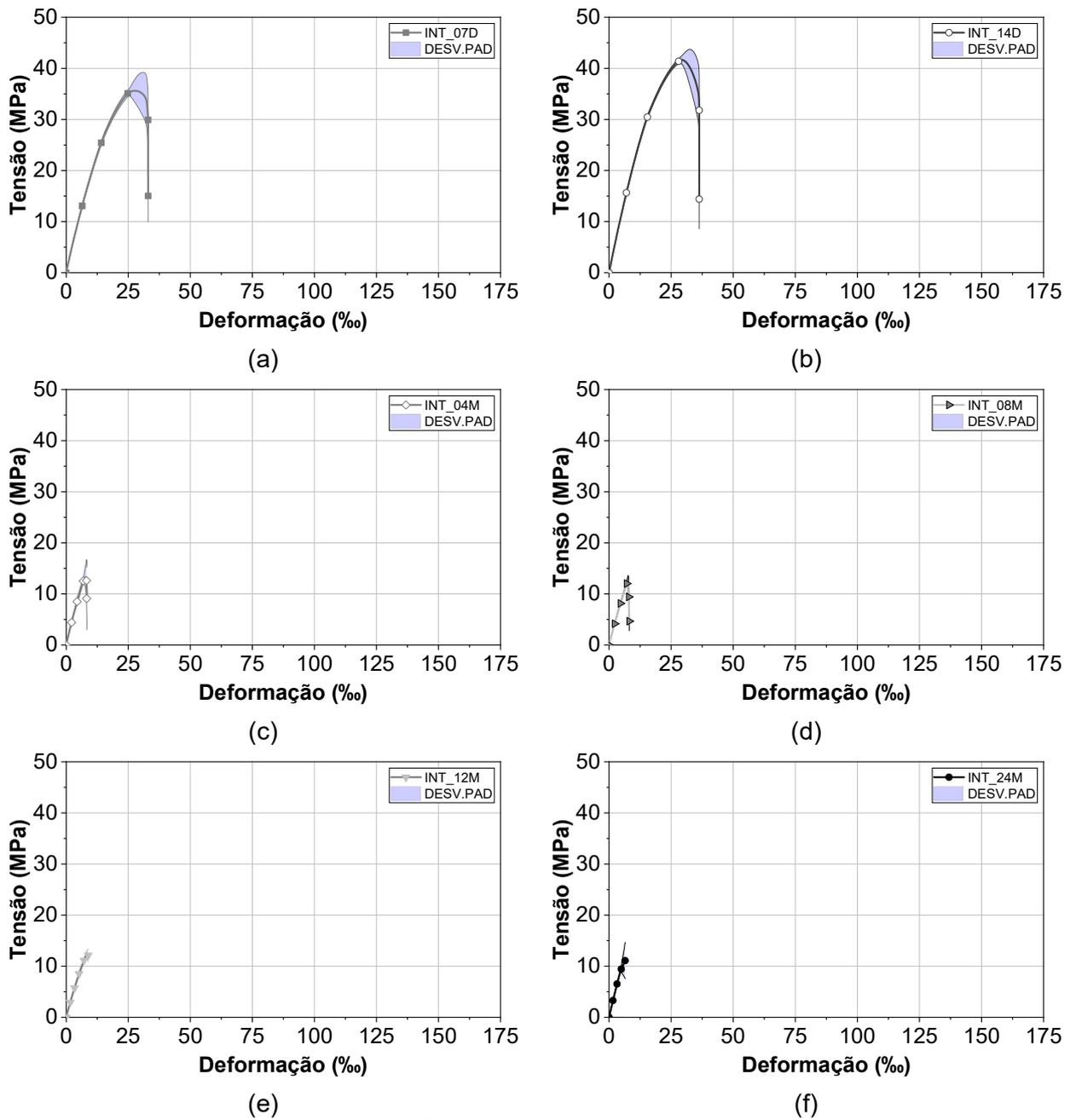
Fonte: Próprio autor

Figura F. 4: Curvas médias de Tensão versus Deformação para a resina B inserida ao ambiente laboratorial: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) 4 meses, (d) 8 meses, (e) 12 meses e (f) 24 meses



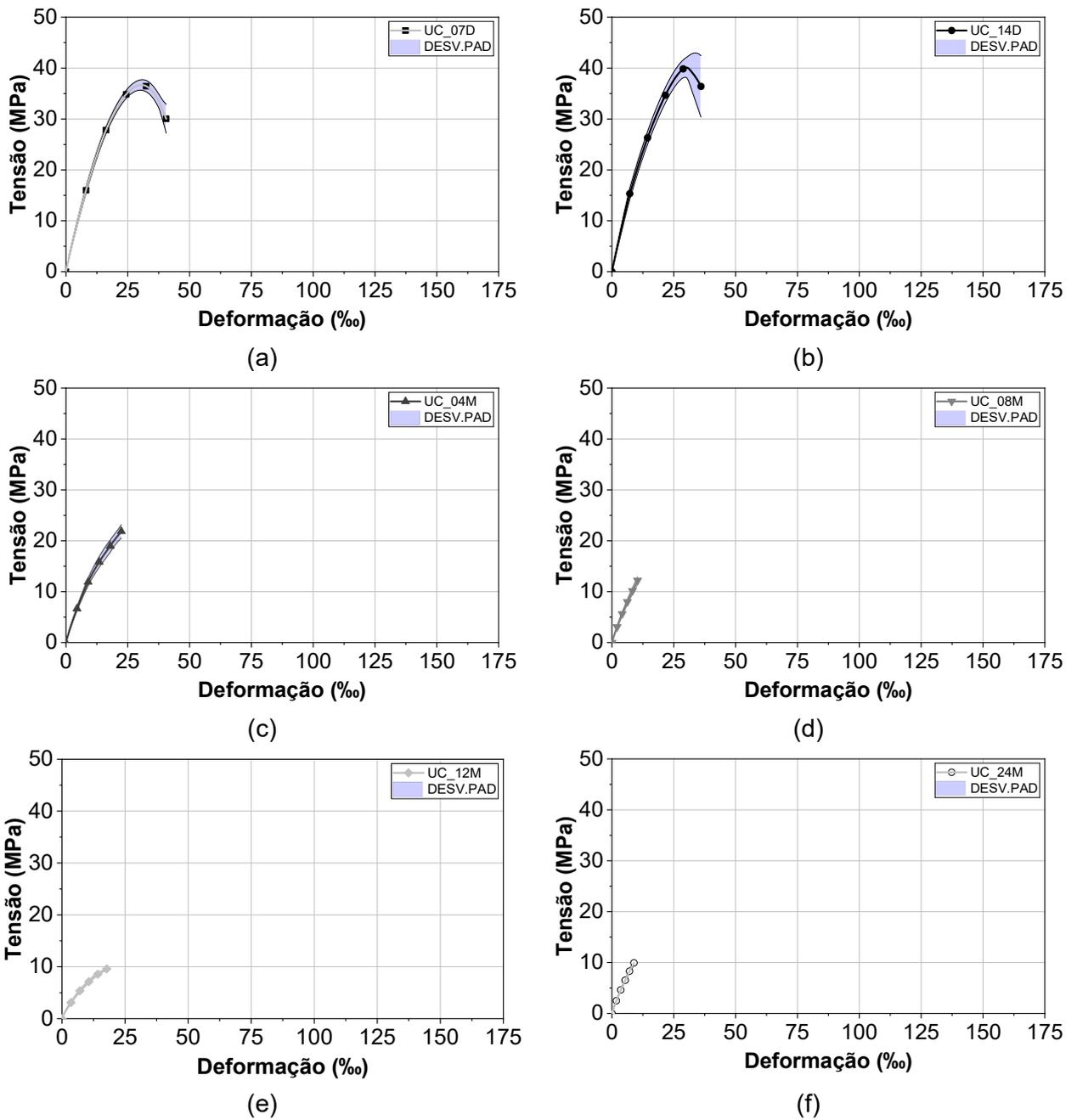
Fonte: Próprio autor

Figura F. 5: Curvas médias de Tensão versus Deformação para a resina B inserida ao intemperismo: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) 4 meses, (d) 8 meses, (e) 12 meses e (f) 24 meses



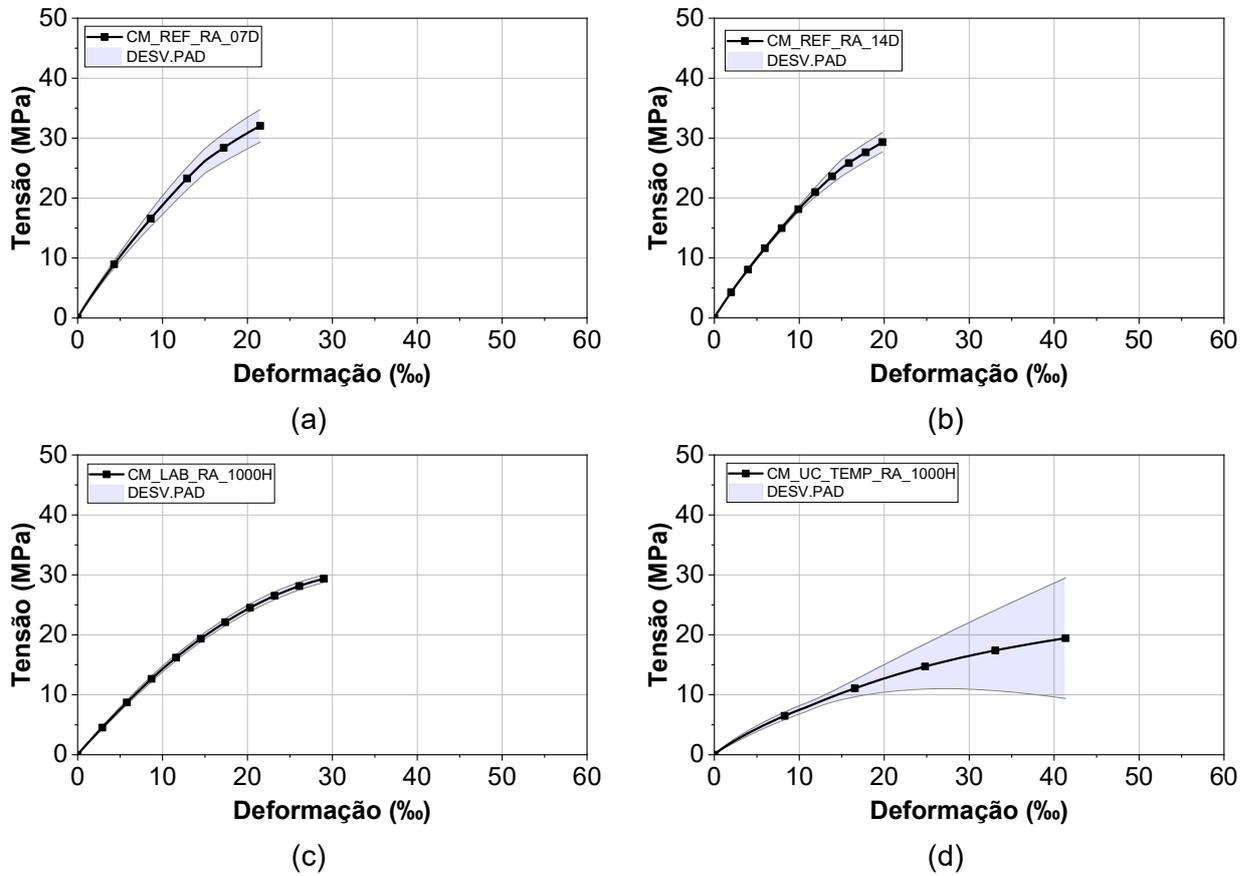
Fonte: Próprio autor

Figura F. 6: Curvas médias de Tensão versus Deformação para a resina A inserida a umidade constante: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) 4 meses, (d) 8 meses, (e) 12 meses e (f) 24 meses



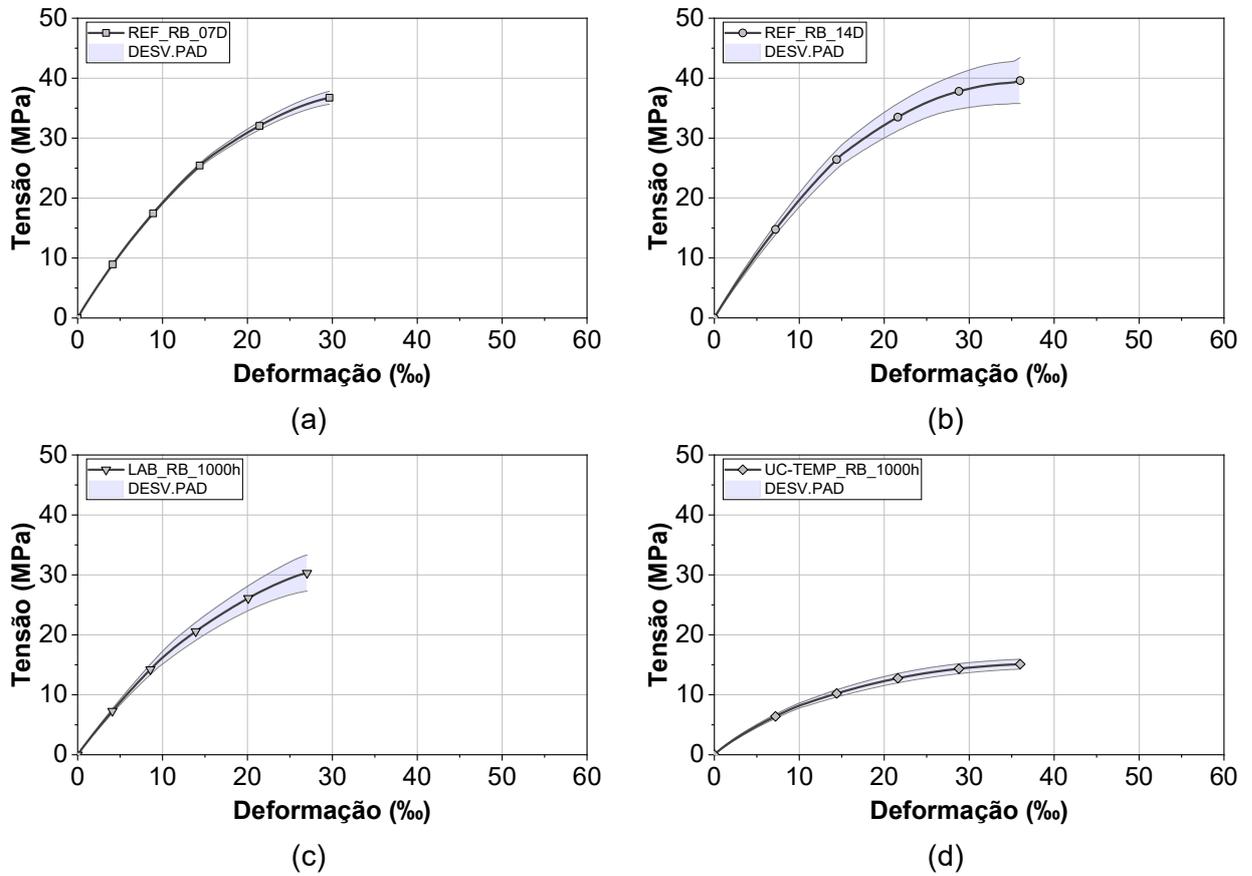
Fonte: Próprio autor

Figura F. 7: Curvas médias de Tensão versus Deformação para as amostras de resina A do protocolo de degradação acelerada: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) LAB_1000 horas e (d) UC_TEMP_1000 horas



Fonte: Próprio autor

Figura F. 8: Curvas médias de Tensão versus Deformação para as amostras de resina B do protocolo de degradação acelerada: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) LAB_1000 horas e (d) UC_TEMP_1000 horas

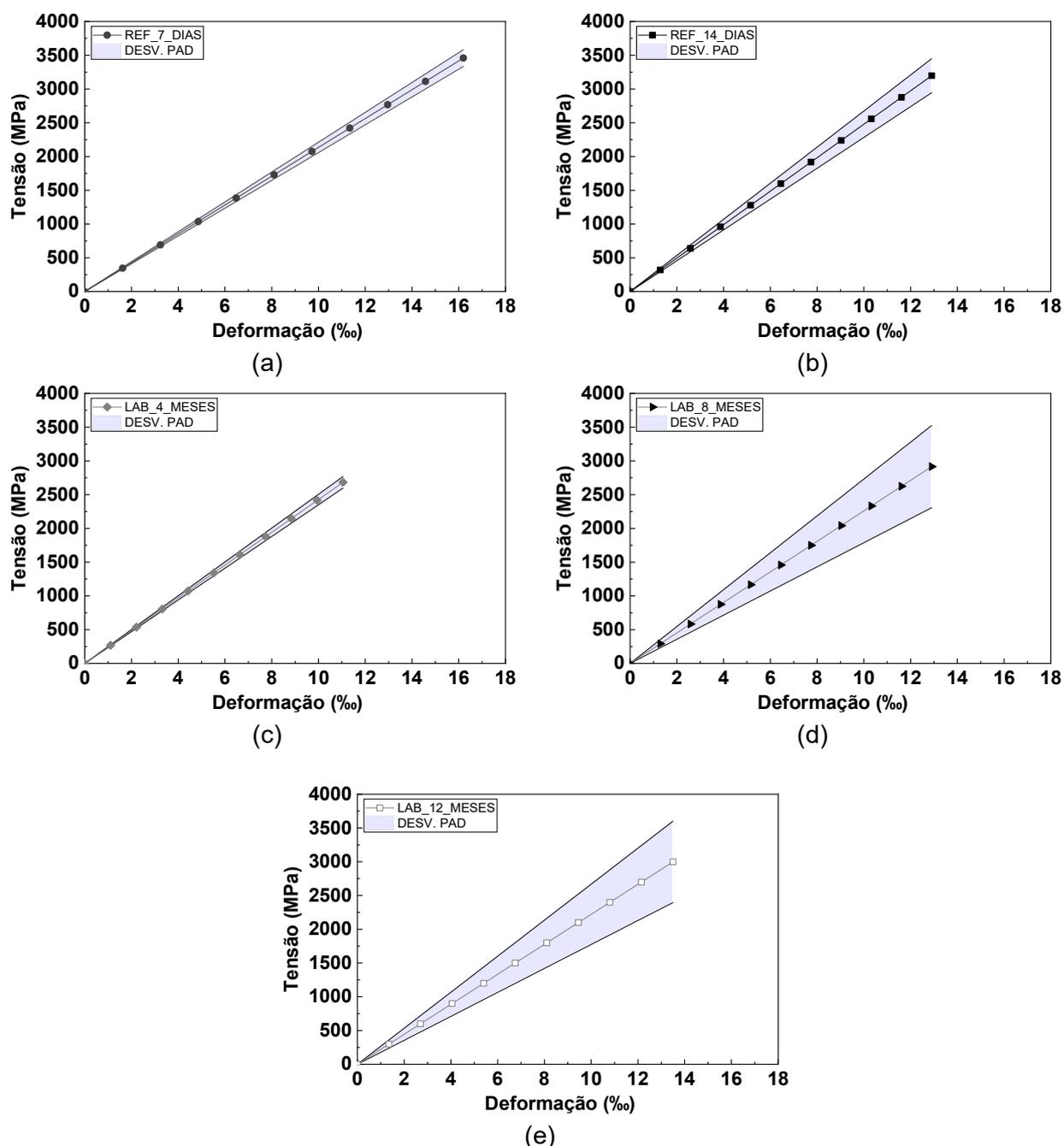


Fonte: Próprio autor

APÊNDICE G – DIAGRAMAS INDIVIDUAIS DE TENSÃO *VERSUS* DEFORMAÇÃO DOS COMPÓSITOS DE CFRP

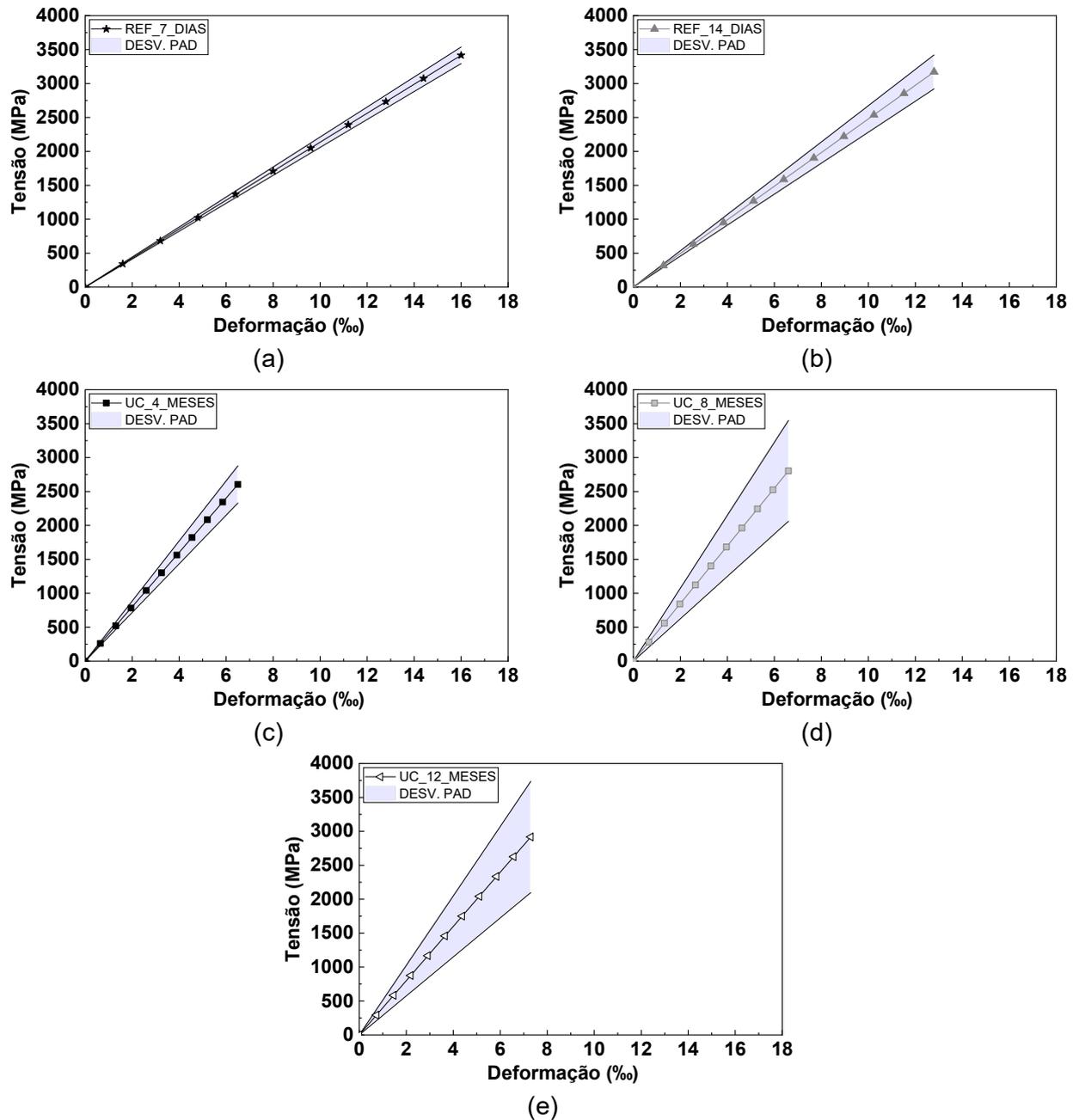
Apresentam-se, a seguir as curvas médias individuais para os corpos de prova de CFRP inseridos aos ambientes laboratorial, intemperismo, umidade constante e protocolo de degradação acelerada.

Figura G. 1: Curvas médias de Tensão *versus* Deformação para as amostras de CFRP expostas ao ambiente laboratorial: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) 4 meses, (d) 8 meses e (e) 12 meses



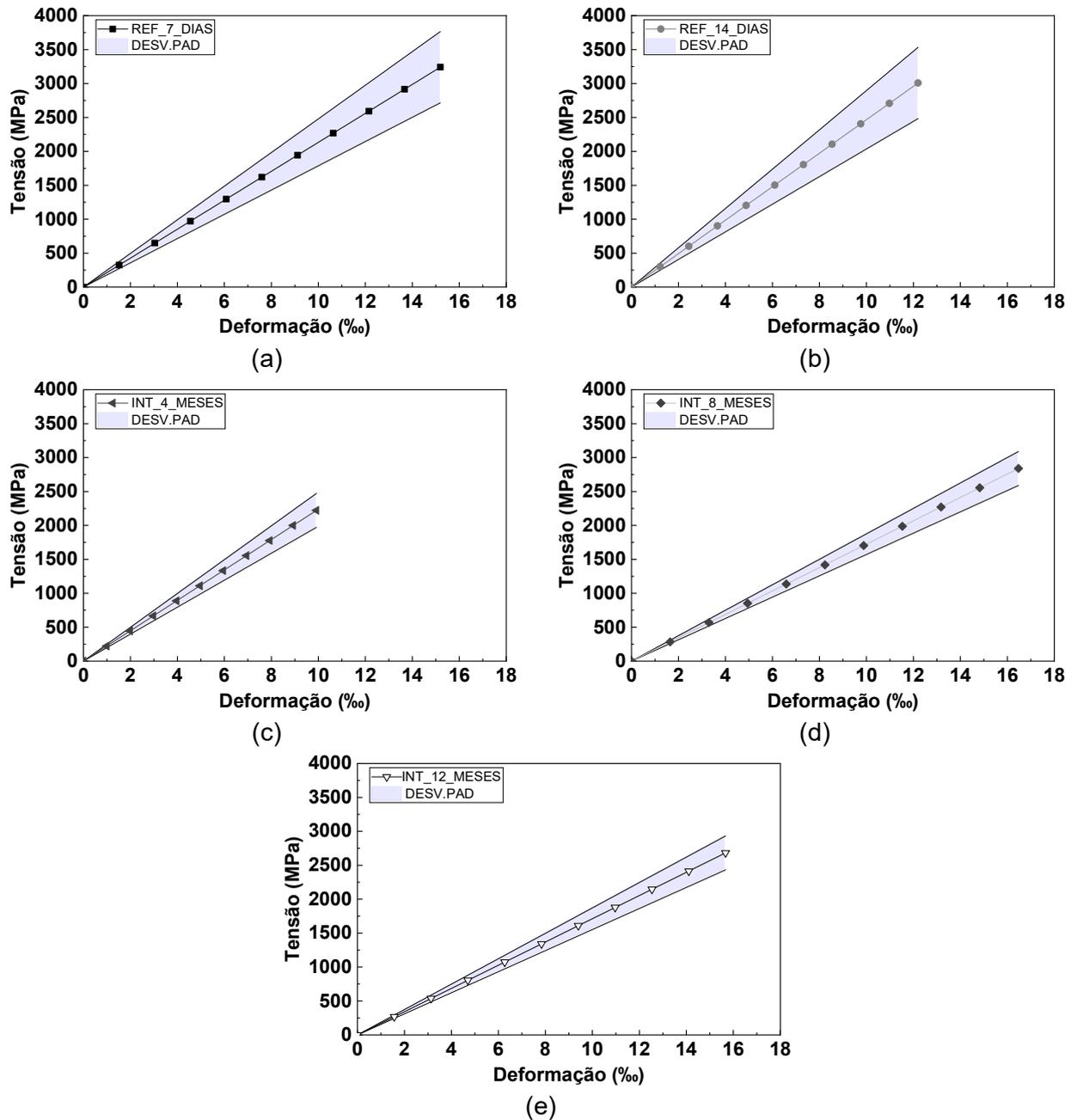
Fonte: Próprio autor

Figura G. 2: Curvas médias de Tensão versus Deformação para as amostras de CFRP expostas a umidade constante: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) 4 meses, (d) 8 meses e (e) 12 meses



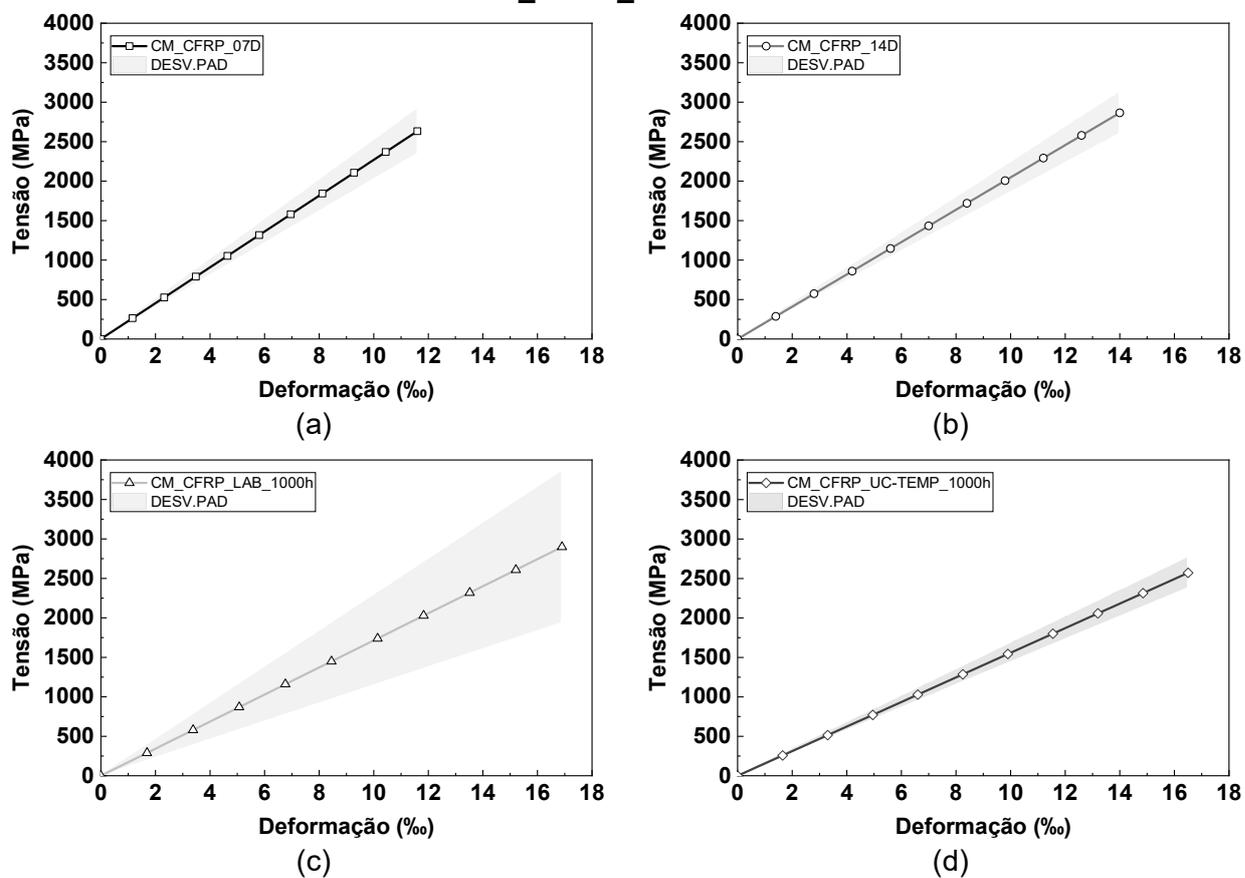
Fonte: Próprio autor

Figura G. 3: Curvas médias de Tensão versus Deformação para as amostras de CFRP expostas ao intemperismo: (a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) 4 meses, (d) 8 meses e (e) 12 meses



Fonte: Próprio autor

Figura G. 4: Curvas médias de Tensão versus Deformação para as amostras de CFRP do protocolo de degradação acelerada(a) 7 dias, (b) 14 dias, (c) LAB_1000 horas e (d) UC_TEMP_1000 horas



Fonte: Próprio autor