

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

**VIGAS EM CONCRETO ARMADO REFORÇADAS COM EBR-CFRP
SUBMETIDAS A DEGRADAÇÃO POR TEMPERATURA E UMIDADE
EM CONDIÇÃO ACELERADA**

Gabriel Henrique Morgan

São Carlos
2021

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

**VIGAS EM CONCRETO ARMADO REFORÇADAS COM EBR-CFRP
SUBMETIDAS A DEGRADAÇÃO POR TEMPERATURA E UMIDADE
EM CONDIÇÃO ACELERADA**

Gabriel Henrique Morgan

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. Dr. Guilherme Aris Parsekian

Coorientadora: Prof^a. Dr^a. Gláucia Maria Dalfré

São Carlos
2021



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

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

Folha de Aprovação

Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Gabriel Henrique Morgan, realizada em 13/08/2021.

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian (UFSCar)

Prof. Dr. Maria da Consolação Fonseca de Albuquerque (FEIS/UNESP)

Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos (UFU)

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.
O Relatório de Defesa assinado pelos membros da Comissão Julgadora encontra-se arquivado junto ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus por ter me capacitado para realização deste trabalho.

Agradeço à toda minha família em especial minha mãe Rosana Barboza e minha vó Maria Ignes, pelo apoio e suporte nos momentos difíceis.

Agradeço ao meu orientador Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian e também minha coorientadora Prof^a. Dra. Gláucia Maria Dalfré, pelos conselhos e auxílio durante o desenvolvimento deste projeto.

Agradeço aos meus colegas Amanda Escobal, Camila Pessoa, Fabrício Goulart e Renato Nicoletti, que não mediram esforços para me auxiliar no desenvolvimento de toda pesquisa.

Agradeço aos técnicos de laboratório José Roberto e Ricardo que me ajudaram nas atividades experimentais.

Agradeço ao Laboratório de Sistemas Estruturais (LSE), ao Núcleo de Estudo e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto (NETPRE) e ao Laboratório de Materiais e Componentes (LMC) que disponibilizou seu espaço, equipamentos e materiais possibilitando a execução das atividades experimentais.

Por último, agradeço ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFSCar, por permitir vivenciar esta experiência, possibilitando o desenvolvimento da ciência e tecnologia, fundamentais para o enriquecimento do país.

RESUMO

MORGAN, Gabriel Henrique. **Vigas em concreto armado reforçadas com EBR-CFRP submetidas a degradação por temperatura e umidade em condição acelerada.** 2021. 129p. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP, 2021.

A necessidade de se reforçar vigas em concreto armado, visando a ampliação da capacidade de carga devido a alterações não previstas no projeto inicial ou a problemas relacionados com a degradação desse sistema estrutural, torna o emprego dos compósitos em FRP (*Fiber Reinforced Polymer*, em língua inglesa) uma alternativa viável para a execução dos sistemas de reforço. Contudo, mediante o ambiente ao qual os FRPs estão inseridos a sua durabilidade também pode ser afetada ao longo do tempo. Neste âmbito, a presente pesquisa busca avaliar a degradação em condição acelerada de vigas em concreto armado com e sem a presença do sistema de reforço com mantas de fibra de carbono quando imersas em umidade constante e temperatura controlada. Para isso, foram confeccionadas oito vigas de concreto armado, com dimensões 12cm x 20cm x 250cm, taxa de armadura longitudinal igual a 0,75% e concreto usinado com resistência característica à compressão de 30MPa. O conjunto de oito vigas foi dividido em dois grupos conforme o ambiente de exposição, sendo quatro mantidas em condições de ambiente natural e quatro expostas ao protocolo de degradação acelerada. Além disso, cada grupo possuía dois pares de vigas com e sem a aplicação do reforço em CFRP. Verificou-se um aumento significativo na capacidade de carga para as vigas reforçadas com CFRP em comparação as não reforçadas, com incremento médio de 41,5%. Com relação a influência dos ambientes, após o período de exposição, as vigas sem o sistema de reforço em CFRP, apresentaram similaridade tanto no comportamento como também no modo de ruína. Porém, as vigas reforçadas apresentaram mudanças no modo de ruína alterando a ductilidade dos modelos. Para análise da tensão média de aderência entre o concreto e o sistema de reforço foram executados ensaios de arrancamento apresentando redução de 35,7% em relação ao modelo de referência. Por fim, foram efetuadas análises com base nas recomendações normativas, comparando seus resultados de máximo carregamento e deformações com os obtidos nos ensaios experimentais. Portanto, conforme as análises de ductilidade, deformação dos materiais, fissuração e modo de ruína, verificou-se indícios de que o ambiente úmido com temperatura controlada pode ter provocado a degradação na ligação entre o sistema de reforço e o substrato de concreto.

Palavras-chave: concreto armado, sistema de reforço, mantas CFRP, degradação.

ABSTRACT

MORGAN, Gabriel Henrique. **Reinforced concrete beams strengthened with EBR-CFRP subjected to degradation by temperature and humidity in accelerated condition.** 2021. 129p. *Dissertation (Master of Science in Civil Engineering) – Federal University of São Carlos, São Carlos, SP, Brazil, 2021.*

The need to strengthen concrete beams to increase the load capacity due to change not foreseen in the initial project or to problems related to the degradation of this structural system makes the use of composites in Fiber Reinforced Polymer (FRP) a viable alternative for the execution of strengthening systems. However, due to the environment in which FRPs are inserted, their durability can also be affected over time. In this context, the present research aims to evaluate the degradation in the accelerated condition of reinforced concrete beams with and without using the strengthening system with carbon fiber sheets when immersed in constant humidity and controlled temperature. For this, eight reinforced concrete beams were made, with dimensions 12cm x 20cm x 250cm, longitudinal reinforcement rate equal to 0.75%, and concrete with compressive strength of 30MPa. The set of eight beams were divided into two groups according to the exposure environment; four were kept in natural environmental conditions, and four were exposed to the accelerated degradation protocol. In addition, each group had two pairs of beams with and without the application of CFRP strengthening. As a result, there was a significant increase in the load capacity for beams strengthened with CFRP compared to not strengthened, with an average increase of 41.5%. Regarding the influence of the environments, after the exposure period, the beams without the CFRP strengthening system showed similarity both in behavior and in the mode of ruin. However, the strengthened beams showed changes in the failure mode, changing the ductility of the models. To analyze the average bonding stress between the concrete and the strengthening system, pullout tests were executed, showing a reduction of 35.7% compared to the reference model. Finally, the analyzes were performed based on normative recommendations, comparing their maximum load and strain results with those obtained in experimental tests. Therefore, according to the ductility analysis, material deformation, cracking, and failure mode, there was evidence that the humid environment with controlled temperature may have caused degradation in the connection between the strengthening system and the concrete substrate.

Keywords: reinforced concrete, strengthening systems, CFRP sheets, degradation.

Figura 1: (a) Barras e (b) Mantas e laminados em FRP	18
Figura 2: Diagrama de tensão <i>versus</i> deformação para os materiais em FRP.....	22
Figura 3: Material compósito.....	23
Figura 4: Técnicas de aplicação do reforço em FRP: (a) EBR e (b) NSM	24
Figura 5: Diagrama de Pourbaix para o sistema Fe-H ₂ O a 25°C	27
Figura 6: Processo de corrosão eletroquímica	27
Figura 7: Modelo de vida útil de armaduras no concreto armado.....	28
Figura 8: Fatores de degradação dos materiais em FRP	30
Figura 9: Diagrama de ganho de massa no tempo para FRP devido à umidade.....	31
Figura 10: Diagrama da resistência relativa no tempo para materiais expostos à umidade .	32
Figura 11: Diagrama de resistência das barras de GFRP <i>versus</i> variação de temperatura .	34
Figura 12: Procedimentos para realização dos ensaios mecânicos em ambiente laboratorial e expostos a degradação acelerada por imersão contínua em água.....	37
Figura 13: Modelos de ruptura de vigas em concreto armado reforçadas com FRP	38
Figura 14: Comportamento de vigas em concreto armado reforçadas com FRP	39
Figura 15: Comportamento de vigas em concreto armado reforçadas com FRP para um caso real	40
Figura 16: (a) Determinação das armaduras com auxílio de pacômetro, (b) realização dos cortes no CFRP, (c) colagem das pastilhas e (d) aplicação da força de tração com auxílio do aparelho mecânico.....	41
Figura 17: Diagramas de tensão e deformação para uma viga de seção retangular conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014).....	42
Figura 18: Diagramas de tensão e deformação para uma viga de seção retangular conforme a ACI 318 (ACI, 2019).....	44
Figura 19: Diagramas de tensões e deformações para uma viga em concreto armado de seção retangular reforçada com FRP conforme a ACI 440.2R (ACI, 2017).....	48
Figura 20: Fluxograma das atividades desenvolvidas por Sarti Junior (2020).....	53
Figura 21: Fluxograma das atividades relativas a este programa experimental	54
Figura 22: Fluxograma das atividades relativas às análises teóricas	54
Figura 23: (a) Formas poliméricas, (b-c) posicionamento das armaduras, (d) transporte do concreto até as formas, (e) adensamento do concreto e (f) nivelamento e regularização da superfície do concreto	55
Figura 24: Projeto dimensional das vigas em concreto armado. Unidades em cm.....	56
Figura 25: (a) Componentes, (b) pesagem dos componentes, (c) mistura mecânica, (d-e) moldes de teflon antes e depois do lançamento da resina e (f) aspecto final dos corpos de prova.....	57
Figura 26: (a) Corpos de prova resina A e (b) Corpos de prova resina B.....	58
Figura 27: Geometria e dimensões dos corpos de prova para compósitos em CFRP. Unidades em mm.....	59
Figura 28: (a) Corte da manta, (b) impregnação da resina tipo B na manta, (c) impregnação da resina tipo B na área das amarras, (d) posicionamento das camadas na região das amarras, (e) alinhamento da manta e (f) aspecto final dos corpos de prova em CFRP	59
Figura 29: (a) Corpo de prova mantidos em ambiente laboratorial e (b) mantidos no tanque de acondicionamento acelerado.....	61
Figura 30: (a) Retificação de corpos de prova e (b) aferição do diâmetro dos corpos de prova	61
Figura 31: (a) Ensaio de resistência à compressão e (b) de módulo de elasticidade	62
Figura 32: (a) Ensaio de tração direta e (b) aspecto final das amostras.....	63
Figura 33: (a) Ensaio de tração uniaxial e (b) corpos de provas após o ensaio.....	64
Figura 34: (a) Ensaio de tração uniaxial e (b) corpos de provas após do ensaio.....	65
Figura 35: Posicionamento do reforço em CFRP.....	65

Figura 36: (a) Desbaste da superfície do concreto, (b) limpeza dos resíduos sólidos, (c) corte das mantas, (d) mistura mecânica, (e) aplicação da resina <i>primer</i> , (f) alinhamento e posicionamento das mantas em CFRP, (g) aplicação da resina de saturação e (h) aspecto final das vigas reforçadas	66
Figura 37: Localização dos laboratórios.....	67
Figura 38: Projeto dimensional do tanque de acondicionamento. Unidades em cm.....	68
Figura 39: (a-b) Vigas no ambiente laboratorial, (c) sistema de movimentação interno das vigas, (d) tanque de acondicionamento descoberto, (e) tanque de acondicionamento coberto com a lona plástica, (f) sistema elétrico vertical, (g) sistema de aquecimento, (h) aferição da temperatura e (i) correção da lâmina de água	69
Figura 40: Esquema de ensaio das vigas em concreto armado	70
Figura 41: Ensaio de flexão das vigas em concreto armado reforçadas com mantas de CFRP: (a) Vista frontal e (b) lateral	71
Figura 42: (a) Regularização da superfície do concreto, (b) determinação do centro da viga, (c) aplicação da massa plástica, (d) aspecto final do apoio para distribuição de carga, (e) colagem do extensômetro elétrico e (f) extensômetro elétrico posicionado.....	72
Figura 43: (a) Demarcação do centro da barra longitudinal, (b) Fixação do extensômetro... ..	73
Figura 44: (a) Colagem do extensômetros no local demarcado, (b) extensômetro fixado no reforço e (c) aspecto final.....	73
Figura 45: Posicionamento e nomenclatura de cada extensômetro. Unidades em cm.....	74
Figura 46: (a) Perfil metálico, (b-c) máquina de ensaio universal com o perfil metálico, (d) células de cargas, (e) sistema de aquisição de dados, (f) LVDT 130302 - apoio móvel, (g) LVDT 130304 - apoio móvel e (h) LVDT HS100 50257529.....	75
Figura 47: Aplicação de reforço para realização dos ensaios de aderência. Unidades em cm	76
Figura 48: (a) Determinação das armaduras, (b) remoção da tinta aplicada, (c) realização dos furos, (d) furos na manta de CFRP, (e) furos no concreto, (f) limpeza dos furos, (g) colagem das pastilhas, (h) aspecto final para vigas reforçadas e (i) aspecto final para vigas não reforçadas.....	77
Figura 49: (a) Equipamento de arrancamento manual, (b) execução do ensaio e (c) pastilhas arrancadas.....	78
Figura 50: Diagrama de tensão <i>versus</i> deformação do aço CA-50	81
Figura 51: Vigas mantidas no ambiente laboratorial sem a presença do sistema de reforço: Diagramas (a) Força <i>versus</i> deformação no concreto e (b) Força <i>versus</i> deslocamento vertical	84
Figura 52: Vigas mantidas no ambiente de degradação sem a presença do sistema de reforço: Diagramas (a) Força <i>versus</i> deformação no concreto, (b) Força <i>versus</i> deformação na armadura longitudinal e (c) Força <i>versus</i> deslocamento vertical.....	84
Figura 53: Diagrama de força média <i>versus</i> deslocamento vertical para os modelos sem a presença do sistema de reforço em ambos os ambientes.....	86
Figura 54: Vigas mantidas no ambiente laboratorial com a presença do sistema de reforço: Diagramas (a) Força <i>versus</i> deformação no concreto, (b) Força <i>versus</i> deformação na armadura longitudinal, (c) Força <i>versus</i> deslocamento vertical, (d) Força <i>versus</i> deformação no reforço (SG3), (e) Força <i>versus</i> deformação no reforço (SG4) e (f) Força <i>versus</i> deformação no reforço (SG5)	87
Figura 55: Vigas mantidas no ambiente de degradação com a presença do sistema de reforço: Diagramas (a) Força <i>versus</i> deformação no concreto, (b) Força <i>versus</i> deformação na armadura longitudinal, (c) Força <i>versus</i> deslocamento vertical, (d) Força <i>versus</i> deformação no reforço (SG3), (e) Força <i>versus</i> deformação no reforço (SG4) e (f) Força <i>versus</i> deformação no reforço (SG5).....	88
Figura 56: Diagramas (a) Força <i>versus</i> deslocamento vertical para todos os modelos com a presença do sistema de reforço em ambos os ambientes, (b) Força média <i>versus</i> deslocamento vertical média e (c) Força média <i>versus</i> deformação média na posição central.....	89

Figura 57: Diagramas (a) Força média <i>versus</i> deslocamento vertical para vigas mantidas em ambiente laboratorial e (b) Força média <i>versus</i> deslocamento vertical para vigas mantidas no tanque de degradação	92
Figura 58: (a-b) Vigas não reforçadas após aplicação da carga e (c-d) Esmagamento do concreto nas vigas não reforçadas.....	93
Figura 59: Modelo de ruptura com destacamento do concreto.....	94
Figura 60: Modo de ruptura sem o destacamento do concreto (a-c)	95
Figura 61: Padrão fissuratório para vigas (V1/V2) em ambos os ambientes	96
Figura 62: Diagramas (a) Força média <i>versus</i> deslocamento para vigas sem o reforço mantidas em ambiente laboratorial e (b) no ambiente de degradação; Diagramas (c) Força média <i>versus</i> deslocamento para vigas reforçadas mantidas em ambiente laboratorial e (d) no ambiente de degradação	97
Figura 63: Regiões de posicionamento das pastilhas. Unidades em cm	100
Figura 64: (a-b) Aspecto final das pastilhas com o sistema de reforço e (c-d) Aspecto final das pastilhas sem o sistema de reforço	101
Figura 65: Ensaio de arrancamento modelo V1_ACP_CFRP_5000h.....	102
Figura 66: Diagramas de comparação entre as análises teóricas e experimentais em ambos os ambientes: (a-b) Força média <i>versus</i> deslocamento vigas de referência, (c-d) Força média <i>versus</i> deslocamento vigas com 1000h e (e-) Força média <i>versus</i> deslocamento vigas com 5000h.....	105
Figura 67: Diagramas complementares do modelo V1/V2_LAB_0_5000h: (a) Força <i>versus</i> deslocamento do perfil metálico, (b) Força <i>versus</i> rotação nos apoios e (c) Força <i>versus</i> tempo; Diagramas complementares do modelo V1/V2_ACP_0_5000h: (d) Força <i>versus</i> deslocamento do perfil metálico, (e) Força <i>versus</i> rotação nos apoios e (f) Força <i>versus</i> tempo.....	124
Figura 68: Diagramas complementares do modelo V1/V2_LAB_CFRP_5000h: (a) Força <i>versus</i> deslocamento do perfil metálico, (b) Força <i>versus</i> rotação nos apoios e (c) Força <i>versus</i> tempo; Diagramas complementares do modelo V1/V2_ACP_CFRP_5000h: (d) Força <i>versus</i> deslocamento do perfil metálico, (e) Força <i>versus</i> rotação nos apoios e (f) Força <i>versus</i> tempo	125
Figura 69: Padrão fissuratório dos modelos de referência e 1000h.....	128

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Propriedades mecânicas do aço e das fibras em FRP	21
Tabela 2: Roteiro para execução da técnica EBR	25
Tabela 3: Roteiro para execução da técnica NSM	25
Tabela 4: Resistência à tração e Módulo de elasticidade das resinas e CFRP expostos a umidade constante conforme os ensaios realizados por Fernandes <i>et al.</i> (2015).....	32
Tabela 5: Resistência à tração e Módulo de elasticidade de resinas epoxídicas quando expostos às diversas temperaturas	34
Tabela 6: Resistência à tração e Módulo de elasticidade expostos ao ciclo térmico	35
Tabela 7: Protocolos de acondicionamento acelerado	36
Tabela 8: Coeficiente de exposição ambiental	47
Tabela 9: Resumo do programa experimental	52
Tabela 10: Resumo da campanha experimental das resinas epoxídicas	58
Tabela 11: Resumo da campanha experimental dos corpos de prova de CFRP.....	60
Tabela 12: Resumo dos corpos de prova de concreto	62
Tabela 13: Resumo das propriedades mecânicas do concreto, do aço e do CFRP utilizados no dimensionamento teórico	79
Tabela 14: Modelos analisados por métodos teóricos.....	79
Tabela 15: Resultados das propriedades mecânicas do concreto.....	80
Tabela 16: Resumo dos dados obtidos no ensaio de flexão após 5000h.....	83
Tabela 17: Resultados do modo de ruptura e tensões de aderência para as vigas com 5000h	101
Tabela 18: Resumo dos resultados obtidos pela análise teórica.....	103
Tabela 19: Resultados obtidos conforme o dimensionamento proposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014)	117
Tabela 20: Resultados obtidos conforme o dimensionamento proposto pela ACI 318 (ACI, 2019).....	120
Tabela 21: Resultados obtidos conforme o dimensionamento proposto pela ACI 440.2R (ACI, 2017).....	123
Tabela 22: Resultados referentes ao ensaio de caracterização da Resina tipo A	126
Tabela 23: Resultados referentes ao ensaio de caracterização da Resina tipo B	126
Tabela 24: Resultados referentes ao ensaio de caracterização do CFRP.....	126
Tabela 25: Resultados referentes ao ensaio de flexão.....	127
Tabela 26: Resultados referentes ao ensaio de arrancamento	129

1. INTRODUÇÃO.....	13
1.1 OBJETIVOS.....	14
1.1.1 Geral	14
1.1.2 Específicos.....	14
1.2 JUSTIFICATIVA.....	15
1.3 QUESTÃO DE PESQUISA	16
1.4 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS.....	16
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	18
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE OS MATERIAIS EM FRP.....	18
2.1.1 Classificação e Propriedades das Fibras.....	20
2.2 MATRIZ POLIMÉRICA	23
2.3 TÉCNICAS DE APLICAÇÃO DO REFORÇO COM FRP.....	24
2.4 DURABILIDADE.....	25
2.4.1 Armaduras Metálicas.....	26
2.4.2 Compósito em FRP	29
2.5 PROTOCOLO DE DEGRADAÇÃO ACELERADA CONFORME AS DIRETRIZES DA ACI 440.9R (ACI, 2015).....	36
2.6 COMPORTAMENTO DO REFORÇO A FLEXÃO DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO.....	38
2.7 ENSAIO DE ARRANCAMENTO	40
2.8 DIMENSIONAMENTO PARA VIGAS SUBMETIDAS À FLEXÃO.....	41
2.8.1 NBR 6118 (ABNT, 2014)	41
2.8.2 ACI 318 (ACI, 2019)	44
2.8.3 ACI 440.2R (ACI, 2017).....	46
3. METODOLOGIA.....	51
3.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL	51
3.2 VIGAS EM CONCRETO ARMADO.....	55
3.3 RESINAS	56
3.4 COMPÓSITO DE CFRP	58
3.5 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	60
3.5.1 Caracterização do concreto.....	60
3.5.2 Caracterização do aço.....	63
3.5.3 Caracterização da resina epoxídica.....	63
3.5.4 Caracterização do compósito em CFRP.....	64
3.6 APLICAÇÃO DO REFORÇO	65
3.7 AMBIENTE DE EXPOSIÇÃO.....	67
3.8 INSTRUMENTAÇÃO E ENSAIOS DE FLEXÃO NAS VIGAS.....	70
3.9 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO (PULL-OUT)	75
3.10 ANÁLISES TEÓRICAS DA CAPACIDADE DE CARGA	78
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	80

4.1	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	80
4.1.1	Concreto.....	80
4.1.2	Aço.....	81
4.2	ENSAIOS DE FLEXÃO	82
4.2.1	Vigas sem a presença do sistema de reforço.....	83
4.2.2	Vigas reforçadas com CFRP.....	86
4.3	COMPARAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO SISTEMA DE REFORÇO PARA VIGAS COM IDADE DE 5000H	91
4.4	MODO DE RUÍNA DAS VIGAS E ANÁLISE DA FISSURAÇÃO	93
4.5	COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE FLEXÃO ENTRE AS IDADES DE REFERÊNCIA, 1000H E 5000H	97
4.6	ENSAIOS DE ARRANCAMENTO (PULL-OUT)	100
4.7	COMPARAÇÃO DAS VIGAS EXPERIMENTAIS COM AS ANÁLISES TEÓRICAS 103	
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	107
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	109
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	110
	APÊNDICES	116
	APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO TEÓRICO DA CAPACIDADE DE CARGA	116
A.1.	DIMENSIONAMENTO CONFORME A NBR 6118 (ABNT, 2014).....	116
A.2.	DIMENSIONAMENTO CONFORME A ACI 318 (ACI, 2019).....	118
A.3.	DIMENSIONAMENTO CONFORME A ACI 440.2R (ACI, 2017).....	120
	APÊNDICE B – DIAGRAMAS RELATIVOS AO DESLOCAMENTO NO PERFIL METÁLICO, ROTAÇÃO NO APOIO E FORÇA VERSUS TEMPO	124
	ANEXOS	126
	ANEXO A – ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO DAS RESINAS REALIZADO POR SARTI JUNIOR (2020)	126
	ANEXO B – ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO DAS AMORTRAS DE CFRP REALIZADO POR SARTI JUNIOR (2020)	126
	ANEXO C - RESUMO DOS DADOS OBTIDOS NO ENSAIO DE FLEXÃO POR SARTI JUNIOR (2020)	127
	ANEXO D – PADRÃO FISSURATÓRIO DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM E SEM REFORÇO PARA REFERÊNCIA E 1000H - POR SARTI JUNIOR (2020)	128
	ANEXO E – RESUMO DOS DADOS OBTIDOS NO ENSAIO DE ARRANCAMENTO POR SARTI JUNIOR (2020)	129

1. INTRODUÇÃO

O concreto armado, no período do século XX, tornou-se um dos principais sistemas estruturais dentro da construção civil. Contudo, com o passar do tempo, verificou-se a necessidade de manutenção e reparos dos elementos devido a fatores relacionados com a sua durabilidade e ao ritmo acelerado de desenvolvimento, ocasionando a necessidade de expansão das estruturas e, conseqüentemente, gerando sobrecargas não previstas em projeto (CAMACHO, 2011; MONTEIRO, 2014).

Adorno, Dias e Silveira (2015) ressaltam a diferença entre recuperação e reforço estrutural sendo o primeiro caracterizado pelo reestabelecimento do uso e segurança da estrutura deteriorada seguindo suas características originais e o segundo está relacionado a ampliação da capacidade resistente de uma estrutura.

Monteiro *et al.* (2017) apresentam como principais fatores que exigem intervenções a fim de recuperar os elementos em concreto armado, a deterioração devido à falta de conservação das estruturas, eventuais acidentes e erros tanto na fase de concepção do projeto como também na execução.

Tendo em vista essas situações, a necessidade de estudos relacionados a inovações técnicas e a busca por novos materiais para realização da recuperação e aplicação de reforços estruturais, tornam-se imprescindíveis.

Neste contexto, os polímeros reforçados com fibras (PRF ou FRP, *Fiber Reinforced Polymer*, em língua inglesa) apresentam-se como alternativa dentro do âmbito da construção civil para a elaboração de projetos de recuperação e reforços estruturais, podendo ser utilizados em estruturas de concreto, madeira, aço e alvenaria (DALFRÉ, 2013).

Além disso, os materiais em FRP possuem vantagens quando comparados ao aço convencional, tais como propriedades não magnéticas, ótima resistência aos processos corrosivos e elevada resistência à tração (KOTYNIA, SZCZECHE e KASZUBSKA, 2017).

Os materiais compósitos com maior aplicabilidade dentro da construção civil são os formados por fibras de carbono (CFRP, *Carbon Fiber Reinforced Polymers*, em língua inglesa), fibras de vidro (GFRP, *Glass Fiber Reinforced Polymers*, em língua inglesa), fibras de aramida (AFRP, *Aramid Fiber Reinforced Polymers*, em língua inglesa) e, mais recentemente, a introdução das fibras de basalto (BFRP, *Basalt Fiber Reinforced Polymers*, em língua inglesa) (BAZLI *et al.*, 2020).

Vieira *et al.* (2016) destaca o uso CFRP como material de reforço à flexão de vigas em concreto armado sendo responsável pelo aumento da capacidade de carga, e rigidez das vigas submetidas aos momentos fletores.

Com relação as formas de aplicação dos materiais em FRP, Sarti Junior (2020) destaca duas técnicas, sendo elas a EBR (*Externally Bonded Reinforcement*, em língua inglesa) e a NSM (*Near Surface Mounted*, em língua inglesa). A primeira consiste na colagem do material de reforço na superfície do elemento estrutural (lajes, vigas, paredes e pilares) por meio de resinas epoxídicas; esta técnica é a mais utilizada devido a sua simplicidade de aplicação, podendo obter as mais diversas configurações (MARQUES, 2008). A segunda, contudo, consiste na introdução de barras ou laminados em aberturas previamente realizadas no cobrimento do concreto, aumentando, também, a capacidade de carregamento da estrutura e proporcionando maior proteção dos materiais de reforço ao ambiente externo (DALFRÉ, 2013).

Considerando a importância e a crescente utilização dos materiais em FRP no âmbito da construção civil, esta pesquisa tem o intuito de aprofundar os estudos sobre o comportamento de vigas reforçadas com CFRP quando expostas a um ambiente úmido com temperatura controlada ao longo do tempo. Para isso, fez-se uso do protocolo de condicionamento acelerado (ACP, *Acelerated Conditioning Protocol*, em língua inglesa) proposto pela norma americana ACI 440.9R (ACI, 2015).

Portanto neste contexto, foram executados ensaios laboratoriais de flexão positiva em três pontos nas vigas com e sem a presença do sistema de reforço mantidas em condições de ambiente natural e expostas ao protocolo de degradação acelerada por 5000h, tendo como princípios fundamentais a análise da ductibilidade, deformação dos materiais e o modelo de ruína em cada viga. Além disso, foram efetuados ensaios de arrancamento do sistema de reforço a fim de verificar se a ligação CFRP/resina/concreto foi deteriorada durante o período de exposição.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 GERAL

A pesquisa tem como objetivo avaliar a degradação do conjunto de vigas em concreto armado com e sem a presença do sistema de reforço composto por CFRP, quando submetido a umidade constante e temperatura controlada.

1.1.2 ESPECÍFICOS

- Verificar a degradação no conjunto viga em concreto armado e sistema de reforço quando submetidos ao protocolo de condicionamento acelerado;
- Comparar os resultados obtidos nesta pesquisa com os presentes na literatura em diferentes idades de exposição;

- Verificar alterações no comportamento característico das vigas em concreto armado com e sem a presença do sistema de reforço quando submetidas ao protocolo de acondicionamento acelerado;
- Verificar reduções na máxima capacidade de carga entre as vigas em concreto armado com e sem a presença do sistema de reforço quando submetidas ao protocolo de acondicionamento acelerado;
- Verificar se ocorreu mudança no padrão de fissuração e no modo de ruína das vigas em concreto armado mantidas em ambiente laboratorial e submetidas ao protocolo de acondicionamento acelerado;
- Verificar as tensões médias de aderência entre o concreto e o sistema de reforço para vigas mantidas em ambiente laboratorial e submetidas ao protocolo de acondicionamento acelerado;
- Verificar se o sistema de reforço contribuiu para a ampliação da capacidade de carga das vigas em concreto armado, quando comparado com as vigas não reforçadas; e
- Comparar os resultados experimentais de capacidade máxima de carga com os modelos normativos propostos pela NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (ACI, 2019) e ACI 440.2R (ACI, 2017).

1.2 JUSTIFICATIVA

O concreto armado convencional, nas últimas décadas, tem sido amplamente utilizado para o desenvolvimento de estruturas devido às propriedades como alta resistência e facilidade de moldagem (WANG, YANG e YANG, 2020). Além disso, é um dos principais métodos construtivos utilizado na construção civil brasileira, tendo como diretriz a NBR 6118 (ABNT, 2014) norma consolidada pela comunidade técnica (LIMA e PRADO, 2014).

Porém, conforme afirma Felix *et al.* (2018), a durabilidade das estruturas em concreto armado é condição preponderante para o desenvolvimento econômico e sustentável da sociedade. Neste contexto, Mazzú (2020) pontua algumas desvantagens relacionadas a durabilidade deste método construtivo pois as barras metálicas estão sujeitas a processos corrosivos mediante ao ataque de agentes agressivos, como dióxido de carbono, cloretos e umidade, podendo ocasionar a diminuição na seção do aço e, conseqüentemente, a problemas estruturais. Oliveira, C. *et al.* (2019), com base na análise do inventário elaborado pelo DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura em Transportes), relata que aproximadamente 75,0% das pontes registram algum defeito e cerca de 66,0% dos prejuízos observados estão diretamente relacionados com a corrosão das armaduras de aço e degradação do concreto, logo havendo a necessidade de intervenções, como por exemplo a aplicação de sistemas de reforço, a fim de evitar o possível colapso das pontes.

Neste âmbito, Uomoto *et al.* (2002), Dalfré (2013), Ferreira (2019) e Sarti Junior (2020) relatam que os sistemas de reforço com materiais em FRP estão ganhando destaque dentro da construção civil, devido à facilidade de aplicação e vantagens, quando comparado ao aço convencional, que incluem elevada resistência à corrosão, baixo peso específico e alta resistência à tração.

Todavia, apesar das inúmeras vantagens e crescente implantação do reforço em FRP aplicados por meio da técnica EBR, a ampliação do estudo torna-se indispensável devido ao contanto direto com o ambiente externo, podendo tornar o sistema vulnerável quando submetidas às condições ambientais agressivas tais como locais com elevado teor de umidade, altas temperaturas, desgastes mecânicos e ambientes com alta concentração de agentes químicos. Para além disso, soma-se a escassez de trabalhos, com produtos disponíveis no mercado nacional, que abordam o tema durabilidade de sistemas de reforço com FRP.

Considerando a variabilidade de condições em que o sistema de reforço, juntamente com o elemento de concreto armado, podem estar expostos, o presente estudo tem por finalidade submeter vigas reforçadas com mantas de CFRP em ambiente com alta umidade e temperatura controlada, analisando a possível ocorrência de degradação que este meio pode ocasionar no conjunto ao longo do tempo, possibilitando a análise da durabilidade dos componentes, e conseqüentemente, fornecer dados para que seja possível prever a vida útil do sistema de reforço mediante tais condições.

1.3 QUESTÃO DE PESQUISA

Devido à escassez de estudos relacionados com a degradação e a durabilidade de sistemas de reforço em CFRP quando expostos ao ambiente com alta umidade, principalmente sem proteção, como ocorre com várias aplicações de reforço EBR, torna-se necessário levantamento de dados relacionando a vida útil do sistema com o meio. Neste âmbito, esta pesquisa busca apresentar resultados relacionados com o ensaio de flexão em três pontos e *pull-out* para vigas expostas ao ambiente úmido e temperatura controlada, mediante o protocolo de acondicionamento acelerado normatizado pela ACI 440.9R (ACI, 2015), para o período de 5000 horas, podendo avaliar a degradação do sistema de reforço.

1.4 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

O presente trabalho foi organizado em cinco capítulos. O primeiro apresenta a introdução, abordando, de forma sintética, o conteúdo a ser estudado. Além disso, encontram-

se os objetivos, a justificativa e a questão de pesquisa, permitindo a melhor compreensão dos assuntos abordados.

O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica, sobre os FRP, com ênfase no tema principal buscando compreender o comportamento e a durabilidade das mantas de CFRP aplicadas com a técnica EBR. Os principais temas estudados nesse capítulo são: considerações iniciais sobre os materiais em FRP, discussão sobre as principais matrizes poliméricas, análise das técnicas de aplicação do reforço, durabilidade dos materiais, análise do protocolo de degradação acelerada, análise do comportamento de vigas fletidas reforçadas com FRP, ensaios de arrancamento (*pull-out test*) e detalhamento das recomendações normativas para o cálculo de máxima capacidade de carga.

O capítulo 3 apresenta os métodos empregados para o desenvolvimento do programa experimental, descrevendo os materiais utilizados, os procedimentos normativos e especificações para realização de cada ensaio. Já no capítulo 4 apresenta-se os resultados obtidos nos ensaios experimentais e análises teóricas, juntamente com suas respectivas discussões.

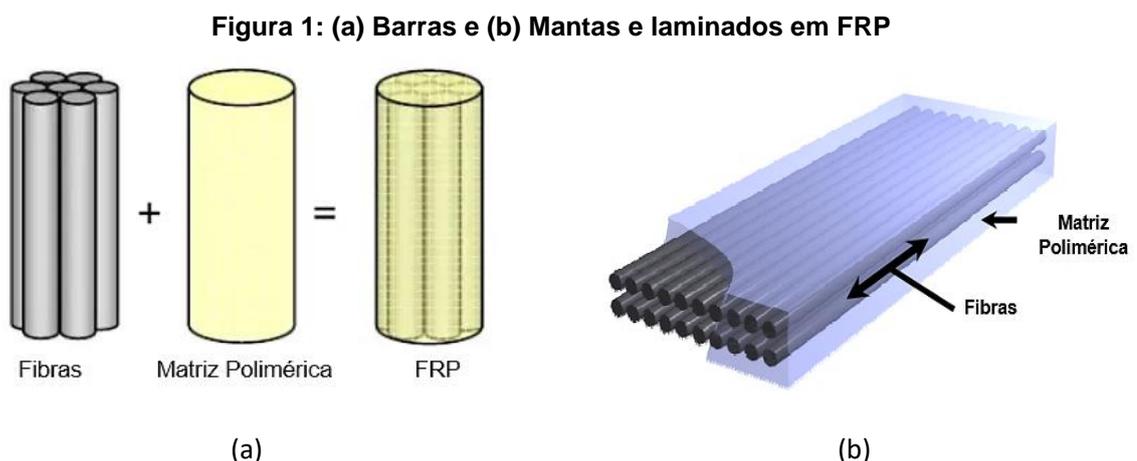
No capítulo 5 são apresentadas as considerações finais e sugestões para estudos futuros, seguidos das referências bibliográficas utilizadas ao longo do texto, apêndices contendo um exemplo de cálculo para cada modelo normativo e, por fim, os anexos referentes aos resultados determinados por Sarti Junior (2020) em sua pesquisa que servirão de base para as comparações dos dados.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Com o intuito de compreender o comportamento de vigas em concreto armado reforçadas à flexão com FRP e expostas a um ambiente com alta concentração de umidade e controle térmico, este capítulo abordará os principais temas relacionados a durabilidade das estruturas em concreto armado e dos componentes do sistema de reforço (adesivo e CFRP) juntamente com suas principais características e propriedades mecânicas. Além disso, serão apresentadas as recomendações normativas que definem o dimensionamento das vigas em concreto armado submetidas à flexão simples com e sem a presença do sistema de reforço que serão utilizadas para comparação dos resultados teóricos com os experimentais.

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE OS MATERIAIS EM FRP

Segundo Monteiro (2014) os compósitos são originados da combinação de dois ou mais materiais resultando em novos elementos aos quais as propriedades se associam, neste contexto, Bakis *et al.* (2002) define os compósitos em FRP como sendo materiais formados pela união de fibras, que em grande parte, possuem elevada resistência mecânica e rigidez com uma matriz polimérica, conforme ilustra a Figura 1.



Fonte: Adaptado de ISIS nº2 (2006)

A utilização dos compósitos em FRP, tem início por volta de 1940, período relacionado com o término da segunda guerra mundial e início da guerra fria, momento em que se tem elevado avanço tecnológico principalmente na indústria aeroespacial, aeronáutica e nas aplicações militares, que necessitavam de materiais com baixa densidade e alta resistência (MORAES, 2013). Todavia, segundo Tavares (2006) a sua introdução na construção civil

ocorreu de forma gradual, sendo relacionada diretamente com a expansão do sistema rodoviário norte americano na década de 50. Segundo a ACI 440. 1R (ACI, 2015) as pontes em concreto armado do sistema rodoviário dos EUA, rotineiramente apresentavam inúmeros problemas relacionado a durabilidade das armaduras, necessitando de reparos e manutenções. As adversidades nas armaduras metálicas estavam associadas, principalmente, com a técnica de degelo empregado na época em que eram lançados sais ricos em cloretos nos tabuleiros que possuíam grande quantidade de neve, esses penetravam no interior do concreto acarretando a diminuição do pH, possibilitando a despassivação do aço, e conseqüentemente, iniciando o processo corrosivo nas armaduras metálicas. Nesse contexto, inicia-se as primeiras aplicações de FRP em estruturas de concreto.

Países como o Canadá, Alemanha e Japão já adotaram em suas recomendações normativas procedimentos para aplicação dos materiais em FRP, facilitando utilização dentro das obras rotineiras. Porém, segundo Rojas e Albuquerque (2017), o Brasil ainda não possui uma norma que contemple a regulamentação e aplicação desses materiais, havendo a necessidade de se recorrer a normas estrangeiras.

Couto (2007) afirma que o Brasil é um país com alto potencial para expansão dos compósitos em FRP, devido à sua extensa área litorânea, com alta concentração de íons cloretos que elevam a agressividade ambiental, logo se executado de forma equivocada não se atentando as exigências normativas, podem ocasionar danos nos materiais metálicos de forma semelhante ao ocorrido nos tabuleiros das pontes do sistema rodoviário norte americano.

A norma brasileira de concreto NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta mecanismos para a proteção do processo corrosivo das armaduras metálicas tais como espessuras mínimas para o cobrimento e resistência mínima à compressão conforme a classe ambiental, porém a utilização de tais medidas pode elevar o custo final da construção em concreto armado convencional, tornando o emprego de materiais em FRP potencialmente atrativo ao se considerar sua elevada resistência à corrosão.

Além da substituição direta das armaduras metálicas os FRP podem ser utilizados na reabilitação de estruturas, apresentando vantagens quando comparados com os materiais convencionais como por exemplo, diminuição do peso próprio (baixa densidade) e elevada resistência à tração, permitindo ganhos resistência nos elementos em concreto armado (YAARUB, 2020).

Camacho (2011) ressalta que além do alto desempenho mecânico dos compósitos em FRP, estes materiais possuem neutralidade magnética, diferentemente dos elementos metálicos aos quais podem interferir magneticamente em equipamentos, podendo inviabilizar sua aplicação para determinadas construções, por exemplo: algumas instalações hospitalares

que possuam aparelhos de ressonância magnética, estações de transmissão de dados e até mesmo em sistemas ferroviários com dispositivos magnéticos.

2.1.1 CLASSIFICAÇÃO E PROPRIEDADES DAS FIBRAS

Segundo Moraes (2013) as três principais fibras que são utilizadas no âmbito da construção civil são: carbono (CFRP, *Carbon Fiber Reinforced Polymer*, língua inglesa), vidro (GFRP, *Glass Fiber Reinforced Polymer*, língua inglesa) e aramida (AFRP, *Aramid Fiber Reinforced Polymer*, língua inglesa). Ademais, *FIB Bulletin 90* (FIB, 2019) acrescenta as fibras de origem basáltica (BFRP, *Basalt Fiber Reinforced Polymer*, língua inglesa) as quais possuem baixo custo e características eficazes para a utilização em sistemas de reforço.

A escolha do tipo de fibra é fundamental pois algumas propriedades podem variar influenciando diretamente o seu desempenho e, também, no custo final dos projetos. Em relação a funcionalidade das fibras devem ser escolhidas, quando possível, mediante as seguintes características: elevada resistência e rigidez, estabilidade no manuseio, baixa variação de força entre as fibras além de uniformidade diametral (ISIS nº2, 2006).

As fibras de carbono são comercializadas geralmente em seções circulares, porém pode-se encontrar nos formatos retangulares e hexagonais, além disso são divididos em três principais categorias, sendo elas: uso geral (GP, *General Purpose*, língua inglesa), alta performance (HP, *High Performance*, língua inglesa) e fibras ativadas de carbono (ACF, *Activated Carbon Fiber*, língua inglesa). As duas principais matérias primas são: o piche e a poliacrilonitrila (OZKAN, GOK e KARAOGLANLI, 2020). Seu processo de produção é denominado pirólise, no qual é exposto a um tratamento térmico extremamente complexo originando filamentos com diâmetros compreendidos no intervalo de 5 a 8 micra, envolvendo subprocessos como estiramento da matéria prima, oxidação, estabilização e carbonização até a formação das fibras (ISIS nº2, 2006; OZKAN, GOK e KARAOGLANLI, 2020).

As fibras de vidro são as mais comuns na aplicação em estruturas e na fabricação de barras quando inseridas em uma matriz polimérica. Seu principal processo de produção é a pultrusão, na qual as fibras juntamente com a resina, são esticadas formando as barras lineares. As principais fibras de vidros comercializadas são: *E-Glass*, *S-Glass* ou *R-Glass* (ISIS nº2, 2006).

A aramida é um termo designado para nomear um grupo de fibras orgânicas com baixa densidade e alta resistência à tração. A sua produção é obtida por extrusão de soluções líquidas de polímeros com orientação parcial. Uma diferença das fibras de aramida quando comparada com as demais, é a sua plasticidade à compressão, possibilitando uma maior resistência à impactos. Além disso, a aramida possui alta sensibilidade à exposição ultravioleta e a ataques de álcalis (*FIB Bulletin 40*, 2007).

As fibras de basalto são formadas pela fusão de resíduos de lavas vulcânicas após a solidificação do magma, tendo como principal componente químico os silicatos. O processo de produção das suas fibras é similar a pultrusão, porém com menos perdas energéticas. Além disso, suas propriedades mecânicas são semelhantes aos das fibras de vidro com rigidez ligeiramente superior (*FIB Bulletin 90*, 2019).

Uma vantagem significativa dos elementos em FRP é a baixa densidade quando comparado com o aço. Segundo a ACI 440.2R (ACI, 2017) o peso específico do aço é aproximadamente 7,9 g/cm³, enquanto os elementos em FRP apresentam uma variação aproximada de 1,2 a 2,1 g/cm³ dependendo do tipo de fibra. Essa diminuição na densidade resulta na redução do peso próprio das estruturas aliviando as fundações e, conseqüentemente, podendo ser um fator relevante na redução dos custos de projeto.

A Tabela 1 apresenta um comparativo das principais propriedades mecânicas (módulo de elasticidade, tensão última à tração e deformação última) do aço e de cada fibra.

Tabela 1: Propriedades mecânicas do aço e das fibras em FRP

	Subdivisões	Módulo de Elasticidade (GPa)	Tensão Última à Tração (MPa)	Deformação Última (%)
CFRP	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
GFRP	E	70	1900-3000	3,0-4,5
	S	85-90	3500-4800	4,5-5,5
AFRP	Baixa performance	70-80	3500-4100	4,3-5,0
	Alta performance	115-130	3500-4000	2,5-3,5
BFRP	-	80-90	2500-3200	3,0-3,5
AÇO	-	185	3070	1,7

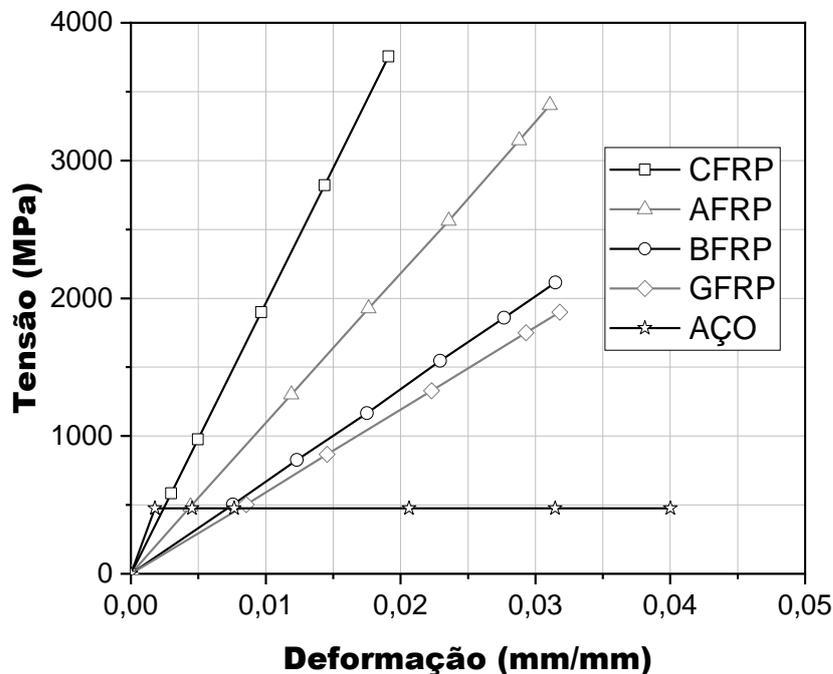
Fonte: Adaptado de *FIB Bulletin 90* (FIB, 2019)

Conforma a análise da Tabela 1, nota-se que o módulo de elasticidade dos materiais em FRP possuem valores inferiores ao do aço, com exceção das fibras de carbono que podem chegar até dobro do seu valor. Essa redução significativa, resulta em estruturas com maiores deslocamentos, e conseqüentemente, apresentarão maiores deflexões e fissuras quando comparadas com vigas armadas com aço convencional (considerando seções iguais entre o aço e FRP), necessitando, portanto, aumentar a taxa de armadura para que se seja atendido tanto o Estado Limite Último (ELU) quanto o de Serviço (ELS) (TAVARES e GIONGO, 2009).

Os compósitos em FRP, diferentemente do aço, possuem comportamento frágil, ou seja, atingem a ruptura de forma brusca sem escoamento, permanecendo apenas no regime elástico linear, como observa-se na Figura 2 (ACI 440.1R, 2015). José (2013) afirma que este

comportamento frágil dos materiais em FRP é um dos principais fatores que desestimulam os projetistas nas aplicações estruturais cotidianas.

Figura 2: Diagrama de tensão versus deformação para os materiais em FRP



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

Porém, apesar de apresentar um comportamento frágil e baixo módulo de elasticidade (na maioria dos compósitos com exceção das fibras de carbono), a tensão de ruptura dos elementos em FRP submetidos à esforços de tração é muito superior ao aço (PILAKOUTAS *et al.*, 2011). Contudo, Uomoto *et al.* (2002) ressalta que a resistência à tração dos compósitos pode variar mediante a fatores como: distribuição e quantidade de fibras, o tipo de resina, o processo de fabricação e o diâmetro das barras utilizadas.

Couto (2007) destaca que os compósitos em FRP não possuem o mesmo desempenho à compressão quando comparados aos esforços de tração, sendo dependente diretamente do volume das fibras utilizadas na sua constituição.

Com relação ao cisalhamento admite-se que a resistência dos compósitos em FRP são definidas pelas matrizes poliméricas utilizadas, isto pois, as fibras são dispostas em sua maioria perpendiculares ao plano de força. Uma maneira de aumentar a resistência das barras em FRP ao cisalhamento é adotar uma disposição bidimensional das fibras, ou seja, no momento de fabricação dos elementos, entropor as fibras nas direções longitudinais e transversais permitindo que possam trabalhar em ambas as direções a fim de aumentar a resistência ao corte (ACI 440.1R, 2015).

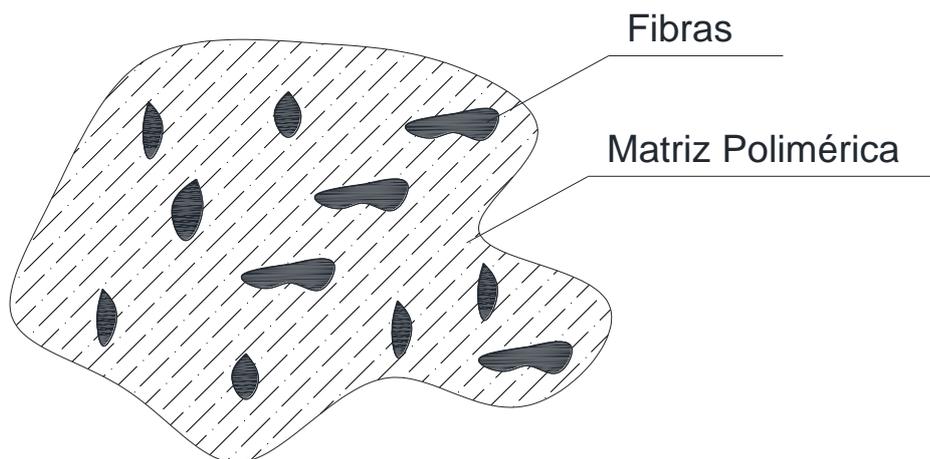
Outra característica importante dos compósitos em FRP é sua estrutura anisotrópica, possuindo coeficientes diferentes para as direções longitudinais e transversais, podendo ocasionar tensões radiais acarretando fissuras devido ao aumento da temperatura (BELARBI

e WANG, 2011). Segundo a ACI 440.2R (ACI, 2017) o coeficiente de expansão térmica do concreto e do aço são próximos em ambas as direções sendo respectivamente de $(7,0 \text{ a } 11,0) \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ e $11,7 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, porém os materiais em CFRP o coeficiente apresenta valores de $(-1,0 \text{ a } 0,0) \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ para direção longitudinal e $(22,0 \text{ a } 50,0) \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ para direção transversal.

2.2 MATRIZ POLIMÉRICA

As matrizes poliméricas são compostos orgânicos com cadeias longas formados por estruturas unitárias repetidas, também denominadas monômeros (ISIS nº2, 2006). As características e desempenho dos materiais compósitos estão totalmente associados as resinas utilizadas na sua aplicação, compreendendo o volume entre 30% a 60% desses materiais na sua composição (*FIB Bulletin 40*, 2007). A Figura 3 representa microscopicamente a disposição das fibras inseridas em uma determinada matriz polimérica.

Figura 3: Material compósito



Fonte: Adaptado de Ozakn *et al.* (2020) *apud* Berthelot¹ (1999)

Couto (2007) e a *FIB Bulletin 90* (FIB, 2019) afirmam que as matrizes poliméricas assumem algumas funções primordiais dentro do compósito, sendo elas: unir as fibras e transferir as tensões, além de proteger de impactos, abrasão mecânica e, também, do ataque de agentes agressivos oriundos do ambiente.

Ozkan, Gok e Karaoglanli (2020) ressaltam que dentro da fabricação dos compósitos com fibras de alta resistência existe a possibilidade de se utilizar resinas de dois tipos, sendo elas: termoendurecíveis, formadas de maneira irreversível, mantendo sua forma até sua decomposição térmica e as termoplásticas, nas quais são passíveis de se realizar a remodelagem depois de endurecido. Sawpan, Mamun e Holdsworth (2014) complementa afirmando que os principais materiais utilizados para confecção das resinas são: poliéster,

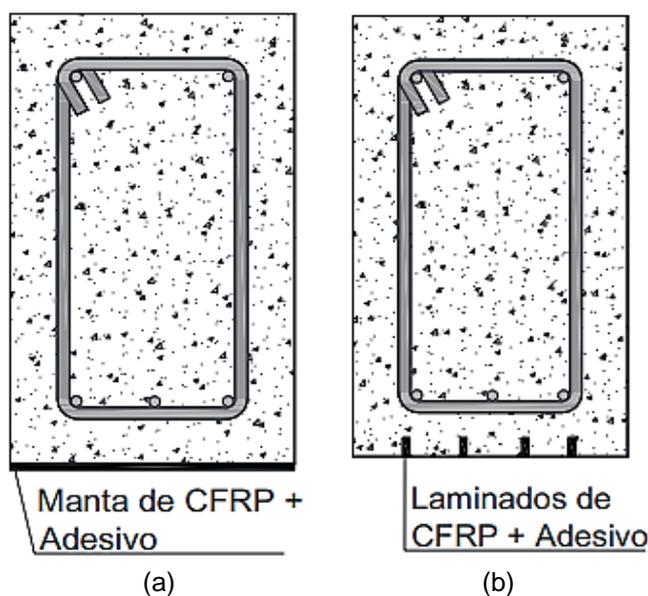
¹ Berthelot, J. M.; *Composite Materials: Mechanical Behavior and Strutural Analysis*. Springer, 1999.

éster vinílica e epóxi. Além disso, a *FIB Bulletin 90* (FIB, 2019) ressalta que em geral as resinas epoxídicas apresentam melhores propriedades mecânicas e durabilidade, enquanto as outras possuem menor custo.

2.3 TÉCNICAS DE APLICAÇÃO DO REFORÇO COM FRP

Segundo Oliveira, M. (2019), a principal técnica para aplicação do reforço em FRP no concreto armado é a EBR (*Externally Bonded Reinforcement*, na língua inglesa), a qual fundamenta-se na colagem externa do material em FRP à estrutura que necessita do reforço (Figura 4a). O autor também apresenta a técnica NSM (*Near Surface Mounted*, na língua inglesa) que, diferentemente da anterior, tem como princípio a introdução de laminados de FRP em entalhes realizados no cobrimento das estruturas em concreto (Figura 4b).

Figura 4: Técnicas de aplicação do reforço em FRP: (a) EBR e (b) NSM



Fonte: Sarti Junior (2020)

Ferreira (2019) afirma que a técnica EBR tem ganhado espaço dentro da construção civil devido, principalmente, a facilidade de aplicação. Porém, o autor destaca que este método de aplicação pode tornar vulnerável a estrutura devido a agressividade ambiental tornando necessário a ampliação dos estudos a longo prazo relacionados ao comportamento do concreto e FRP quando expostos a temperatura, umidade e intempéries. Além disso, Silva (2014) ressalta que os materiais compósitos necessitam de cuidados especiais com a durabilidade para evitar o descolamento da superfície do concreto.

Dalfré (2013), apresenta na Tabela 2, um roteiro para aplicação do sistema de reforço conforme a técnica EBR.

Tabela 2: Roteiro para execução da técnica EBR

Etapa	Descrição
1	Remova a nata de cimento superficial do local de aplicação do reforço
2	Limpar com ar comprimido toda poeira na superfície
3	Aplicar a resina tipo <i>Primer</i> para melhorar a aderência entre os materiais
4	Preparar a manta com as dimensões especificadas em projeto
5	Aplicar a manta na posição correta com auxílio da resina de saturação

Fonte: Adaptado de Dalfré (2013)

Segundo Oliveira, M. (2019), a principal vantagem da técnica NSM, quando comparada a EBR, consiste na maior proteção que os materiais em FRP possuem, pois estes são mantidos no interior do concreto dificultando a ação de agentes agressivos e antrópicos referentes ao meio externo, além de configurar maior área de contato entre o reforço e o concreto, aumentando, assim, a adesão entre os materiais.

Dalfré (2013) apresenta na Tabela 3 o roteiro para aplicação do sistema de reforço conforme a técnica NSM.

Tabela 3: Roteiro para execução da técnica NSM

Etapa	Descrição
1	Abra o entalhe no local correto da peça em concreto
2	Limpar com ar comprimido toda poeira nos entalhes
3	Preparar os laminados conforme especificado em projeto e realizar sua limpeza com acetona
4	Preparar o adesivo epóxi conforme as recomendações do fabricante
5	Aplicar o adesivo epóxi nos entalhes
6	Inserir os laminados e realizar a limpeza final

Fonte: Adaptado de Dalfré (2013)

2.4 DURABILIDADE

Segundo John e Sato (2006), a durabilidade é a capacidade que uma construção e suas partes possuem em manter o seu desempenho durante toda sua vida útil, quando submetidas às condições normais.

Nesta pesquisa foram analisados os processos destrutivos em que ambientes com alta umidade e elevada temperatura ocasionam em vigas com e sem a presença do sistema de reforço em CFRP. Logo, serão discutidos os principais efeitos que tais condições podem ocasionar tanto na armadura de aço como também nos componentes do sistema de reforço, possibilitando compreensão da durabilidade destes materiais.

2.4.1 ARMADURAS METÁLICAS

Mazzú (2020) afirma que existem vários problemas relacionados a durabilidade das estruturas convencionais em concreto armado; porém, destaca a corrosão das armaduras metálicas como sendo um dos principais devido ao ataque de agentes agressivos pertencentes aos ambientes aos quais as estruturas se encontram.

Segundo Helene (1993), o processo corrosivo pode ser definido como a interação destrutiva entre um determinado material e o ambiente ao qual está inserido, resultando em reações químicas que podem provocar a sua degradação física ou mecânica.

Graeff (2007) ressalta que, nos casos das armaduras metálicas, a principal forma de corrosão é dada por ação eletroquímica, podendo ser de maneira uniforme (em toda extensão da barra) ou por corrosão puntiforme (localizadas em pontos), sendo a segunda com maior potencial destrutivo, podendo ocasionar a ruptura brusca do aço.

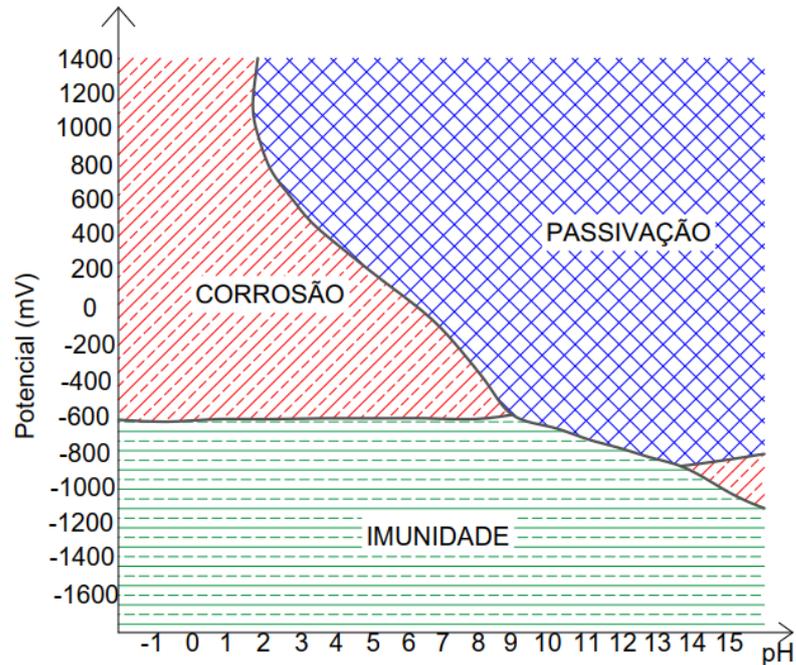
A corrosão eletroquímica ocorre mediante a formação de pilhas eletrolíticas, nas quais resultam em reações de oxirredução, sendo que na zona catódica a água e o oxigênio sofrerão redução (resultando em um ganho de elétrons livres) e na zona anódica ocorrerá a oxidação do material (liberando elétrons) e, conseqüentemente, resultando na sua perda de massa (GENTIL, 1996).

As barras de aço possuem uma película fina de óxido na sua superfície, também chamada de película passivadora, que por sua vez, funcionam como uma barreira que dificultam o transporte de cargas elétricas na interface entre o aço o meio, fornecendo proteção química ao material. Vale ressaltar que neste estado de passivação a corrosão não é nula, porém limitada a uma pequena taxa de aproximada de $0,1\mu\text{m}/\text{ano}$ (CASCUDO, 1997).

Entretanto, essa fina camada pode ser destruída ou despассивada, mediante a diminuição do pH do ambiente. No concreto devido à penetração de agentes agressivos como dióxido de carbono (CO_2) e íons cloretos (Cl^-) ao se combinarem com a água (existente no seu interior) resultarão em soluções ácidas que reduzirão o pH do ambiente interno e conseqüentemente, acarretarão o início do processo corrosivo nas armaduras metálicas (MENNUCCI, 2006), conforme ilustra Figura 5.

Segundo Meira (2017), a corrosão eletroquímica origina a formação de pilhas, com diferença de potencial entre regiões (ânodo e cátodo), além de uma influência externa que realizará o transporte iônico (eletrólitos). Ademais, o autor reitera a importância do oxigênio nas reações, pois sua escassez reduz a cinética das reações de redução, controlando a velocidade de oxidação do metal.

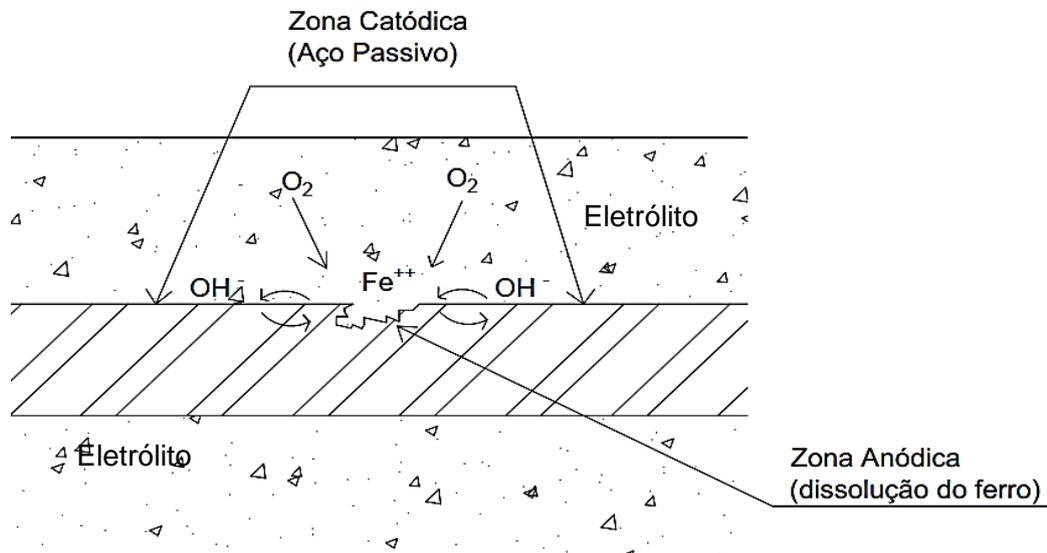
Figura 5: Diagrama de Pourbaix para o sistema Fe-H₂O a 25°C



Fonte: Adaptado de POURBAIX (1974)

A Figura 6 apresenta o processo de corrosão eletroquímica nas barras de aço inseridas no concreto.

Figura 6: Processo de corrosão eletroquímica

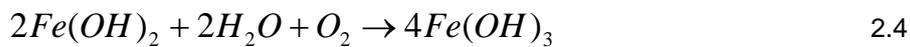


Fonte: Adaptado de CASCUDO (1997)

A Equação 2.1 apresenta a reação de oxidação do ferro, ocorrida na região anódica onde acontece a liberação de dois elétrons livres e, conseqüentemente, a dissolução do material. Já Equação 2.2 apresenta a reação de redução do oxigênio na região catódica, consumindo os elétrons resultantes da oxidação do ferro e originando hidroxilas.



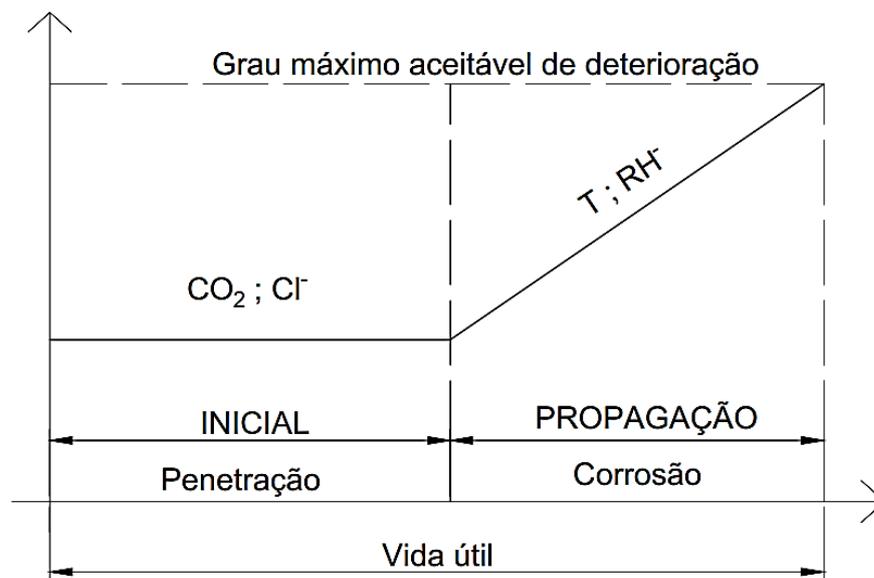
Como resultados da liberação dos íons férricos e das hidroxilas estes se combinam resultando em hidróxido ferroso e hidróxido férrico conforme as Equações 2.3 e 2.4, respectivamente.



Alguns dos principais efeitos relacionados a formação dos hidróxidos nas estruturas de concreto armado são: fissurações, destacamento do cobrimento, redução na resistência de ligação e redução na seção transversal das barras de aço devido à perda de material.

Segundo o modelo proposto por Tuuti (1982), o processo de corrosão das armaduras é dividido em duas etapas: inicial e propagação, conforme apresenta a Figura 7. A etapa inicial corresponde ao período entre a produção da estrutura até a penetração de agentes de agressivos ultrapassando a camada de cobrimento do concreto e chegando no até as armaduras, ocasionando a despassivação do aço e, conseqüentemente, iniciando o processo corrosivo. A etapa de propagação corresponde ao intervalo de tempo entre o início da corrosão até que se obtenha um nível inaceitável de degradação da barra, inviabilizando as condições de serviço do material.

Figura 7: Modelo de vida útil de armaduras no concreto armado



Fonte: Adaptado de TUUTI (1982)

2.4.2 COMPÓSITO EM FRP

Segundo Ferreira (2019), ao se utilizar um material alternativo dentro da construção civil, principalmente em aplicações estruturais, deve se atentar a sua durabilidade e ao seu comportamento quando solicitado. Karbhari (2007) complementa afirmando que existe a necessidade de se ampliar o conhecimento relacionado a durabilidade dos materiais compósitos em FRP, principalmente para longo prazo.

As fibras que compõem os materiais compósitos em FRP, diferentemente do aço, não possuem a mesma vulnerabilidade para iniciar o processo de corrosão eletroquímica (ISIS nº8, 2006). Porém, dependendo do ambiente e a natureza das fibras, os materiais compósitos podem sofrer alterações significativas tanto na sua estrutura, como também, no seu comportamento (ACI 440.9R, 2015).

Segundo a ACI 440.2R (ACI, 2017), os elementos em FRP podem apresentar reduções significativas quando expostos a alguns fatores ambientais, tais como alta temperatura, umidade e produtos químicos. Além disso, fatores como tempo de exposição, tipo de resina e modelo das fibras podem contribuir para ampliação da degradação do sistema, acarretando na redução das propriedades mecânicas dos materiais.

A exposição à radiação ultravioleta pode afetar diretamente algumas fibras, ocasionando, assim, a redução da resistência (BELARBI e WANG, 2011). Segundo resultados obtidos na pesquisa realizada por Sasaki² *et al.* (1997 *apud* ACI 440.1R, 2015) podem ocorrer reduções na resistência à tração de até 20% para barras de CFRP, de até 30% para barras de AFRP e até 40% em barras de GFRP quando expostas ao efeito da radiação e umidade.

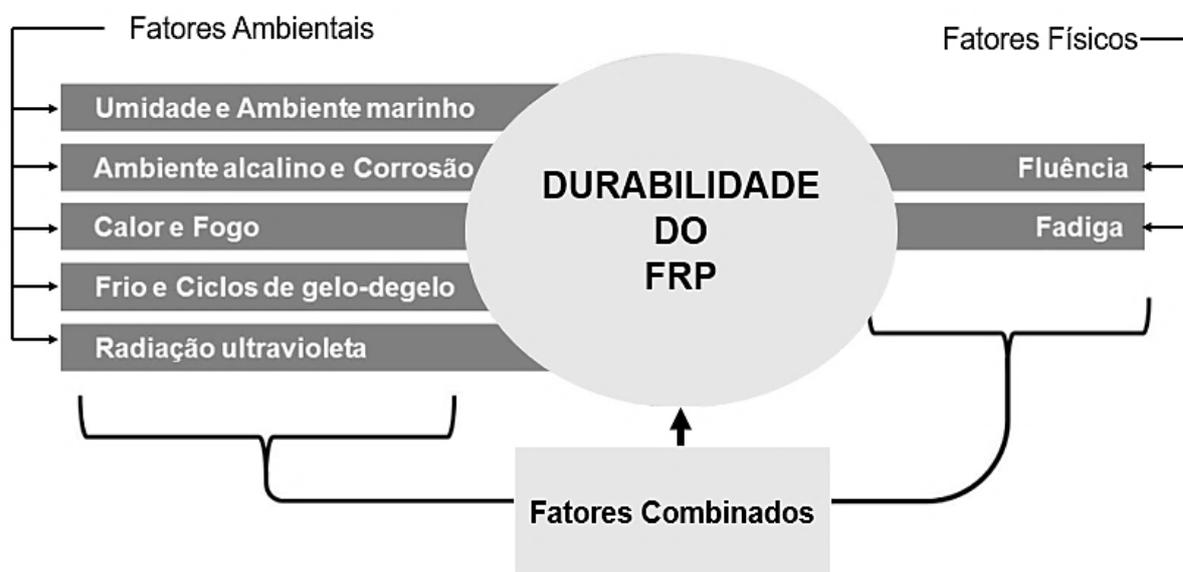
Outro ambiente que afeta o comportamento das fibras é o com alta presença de álcalis tendo seus efeitos mais significativos nas barras de GFRP (quando não apresentam nenhum tipo de tratamento), acarretando reduções nas suas propriedades mecânicas (ISIS nº8, 2006).

Segundo Reis e Juvandes (2010) ao se escolher o material compósito para aplicação em obras cotidianas deve-se atentar a análise prévia de fatores ambientais, tais como presença de cloretos, álcalis, radiações ultravioletas, ações térmicas e presença de CO₂, pois cada ambiente influencia de maneira específica o comportamento dos FRP.

Além dos fatores ambientais, existem também os fatores físicos relacionados principalmente com a degradação das estruturas quando expostas a um longo período. Segundo Ferreira (2019) esses fatores podem atuar de maneira isolada, como também, de forma combinada, acentuando o processo de degradação, assim como apresentado na Figura 8.

² Sasaki, I.; Nishizaki, I.; Sakamoto, H.; Katawaki, K.; Kawamoto, Y. Durability Evaluation of FRP Cables by Exposure Tests. Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3), Japan Concrete Institute, Tokyo, V. 2, pp. 131-137, 1997.

Figura 8: Fatores de degradação dos materiais em FRP



Fonte: Adaptado de ISIS (2006)

De Lorenzis e Teng (2007), afirmam que além dos fatores ambientais e físicos o tipo de aplicação do reforço, pode amplificar a degradação dos materiais em FRP. Ao se analisar os sistemas de reforço aplicados pela técnica EBR por meio da colagem externa, o reforço fica exposto diretamente ao ambiente, tornando-o mais vulnerável e aumentando seu potencial de degradação quando comparado a técnica NSM, cujos laminados são inseridos no cobrimento de concreto, ampliando sua proteção.

Neste sentido, o foco principal desta pesquisa é na análise da degradação do sistema de reforço quando exposto a um protocolo de degradação acelerado. Logo, serão discutidos, a seguir, o comportamento e as características dos elementos em FRP quando submetidos a ambientes úmidos e elevada temperatura.

2.4.2.1 Exposição à alta concentração de umidade

A maioria dos materiais poliméricos absorvem água quando expostos à umidade até seu ponto máximo de saturação, ocasionando efeitos destrutivos no comportamento mecânico, dependendo da composição e de suas propriedades (ISIS nº2, 2006).

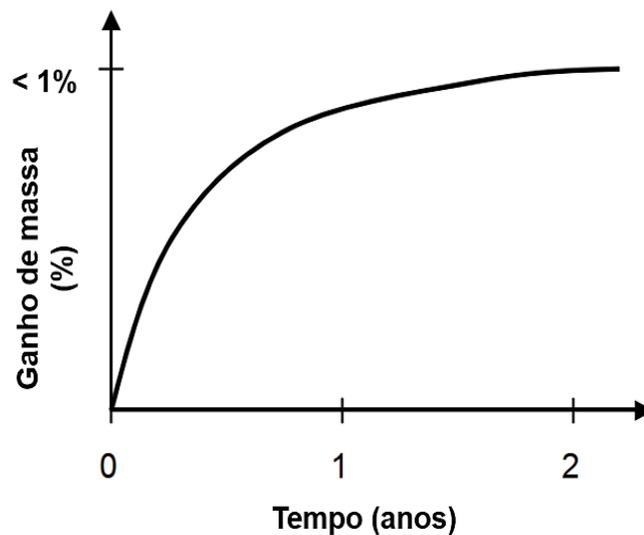
Estes efeitos nas propriedades mecânicas das matrizes, ocorrem segundo Bank e Gentry³ (1995 *apud* FIB *Bulletin* 40, 2007) devido às moléculas de água atuarem como agentes plastificantes das matrizes, interrompendo as ligações de *Van-der-Waals* presentes na estrutura química das resinas.

³ Bank, L.C.; Gentry, T.R. Accelerated Test Methods to Determine the Long-Term Behaviour of FRP Composite Structures: Environmental Effects. *Journal of Reinforced Plastic and Composites*, Vol. 14, 558-587, 1995.

A absorção de água depende de vários fatores relacionados com os materiais compósitos, sendo eles: tipo e concentração do líquido, composição química da resina, cura, tipo da fibra, processo de fabricação, temperatura ambiente, sobrecarga (podendo ocasionar microfissuras) e presença ou ausência de protetores (ISIS nº8, 2006).

Segundo Mazzú (2020), conforme aumenta-se a absorção de água nas matrizes, verifica-se uma redução significativa da resistência e rigidez do material devido ao seu ganho de massa. A Figura 9 apresenta o diagrama usual que relaciona o ganho de massa de uma amostra em FRP quando exposta à umidade em um determinado intervalo de tempo.

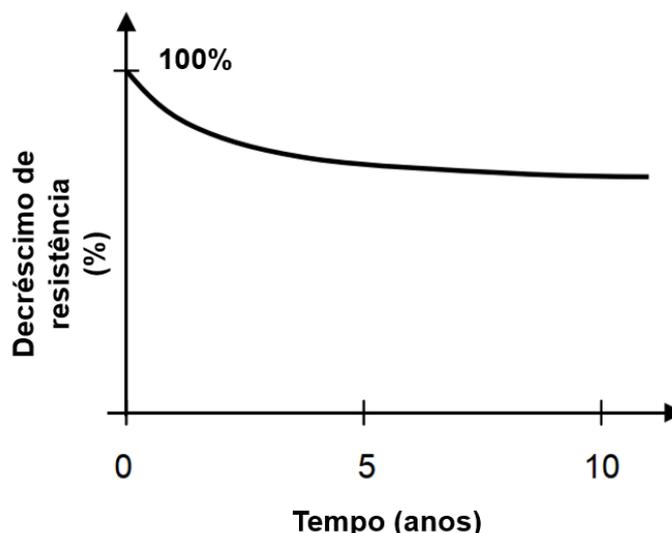
Figura 9: Diagrama de ganho de massa no tempo para FRP devido à umidade



Fonte: Adaptado de ISIS nº8 (2006)

Nota-se que ao decorrer do tempo, a amostra tem um ganho de massa devido à absorção de água na sua composição até sua estabilização. Esse fenômeno acarreta a redução da temperatura de transição vítrea (T_g), sendo essa uma propriedade térmica que impõem limites as características mecânicas do material e ao ser superada altera a rigidez tornando seu aspecto fluído e viscoso. Em complemento ao diagrama anteriormente apresentado, a Figura 10 relaciona a perda de resistência à tração devido à absorção de umidade que os materiais compósitos apresentam ao longo do tempo, decorrente as modificações de suas características naturais (ISIS nº8, 2006).

Figura 10: Diagrama da resistência relativa no tempo para materiais expostos à umidade



Fonte: Adaptado de ISIS nº8 (2006)

Como é possível observar tanto no diagrama da Figura 9 como também da Figura 10 à medida que os materiais em FRP ficam expostos a umidade, ocorre um ganho de massa e redução na resistência, devido à diminuição da temperatura de transição vítrea alterando as características físico-químicas dos materiais.

Nos estudos realizados por Fernandes *et al.* (2015) é possível verificar o decréscimo acentuado da resistência à tração e do módulo de elasticidade das resinas e em menor escala para os laminados em CFRP.

A pesquisa contou com 72 corpos de prova elaborados em resina epoxídicas do tipo bicomponente sem solventes e tixotrópicos, além de 60 corpos de prova de laminados de CFRP. O ensaio pautou-se na tração uniaxial direta, para diferentes idades (360 e 720 dias). A Tabela 4 apresenta os resultados obtidos pelo autor.

Tabela 4: Resistência à tração e Módulo de elasticidade das resinas e CFRP expostos a umidade constante conforme os ensaios realizados por Fernandes *et al.* (2015)

Material	Idade	Ambiente			
		Laboratorial		Umidade Constante	
		Resistência à tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
Resina	Referência	22,00	7,15	-	-
	360 dias	-	-	13,57	4,10
	720 dias	20,79	6,66	12,96	3,52
CFRP	Referência	2648,26	169,48	-	-
	360 dias	-	-	2629,58	166,48
	720 dias	-	-	2573,58	165,44

Fonte: Adaptado de Fernandes (2015)

Pela análise da Tabela 4 verifica-se que as amostras de resina apresentaram uma redução média aproximada de 38,3% e 41,1% referentes a resistência à tração, além de 42,5% e 50,8% no módulo de elasticidade, para os períodos de 360 dias e 720 dias, respectivamente. Porém, com relação aos corpos de provas de CFRP, obteve-se uma redução média aproximada de 0,7% e 2,8% na resistência à tração e 1,8% e 2,4% no módulo de elasticidade, para os períodos de 360 dias e 720 dias, respectivamente.

Com base nos resultados é possível inferir que as perdas relativas aos corpos de prova em CFRP foram baixas quando comparado aos resultados fornecidos pelas resinas epoxídicas. Fernandes *et al.* (2015) atribui as elevadas perdas nas propriedades mecânicas das resinas ao processo de plastificação ocasionado pelo ganho de massa, ao qual torna a estrutura menos rígida e, conseqüentemente, menos resistente.

Em complemento, Dalfré (2016) analisou a degradação de corpos de prova relacionado as resinas epoxídicas do tipo *Primer* e de Laminação com 170mm de comprimento, 10mm de largura e 4mm de espessura expostas a umidade constante para um período definido de 720 dias, obtendo como resultados reduções tanto na resistência à tração de 34% e 37% como também no módulo de elasticidade de 28% e 22% para as resinas do tipo *Primer* e de Laminação, respectivamente.

Os resultados determinados por Dalfré (2016) estão de acordo com os dados fornecidos por Fernandes *et al.* (2015), apresentado reduções significativas tanto na resistência à tração como também no módulo de elasticidade das resinas epoxídicas.

2.4.2.2 Exposição à altas temperaturas

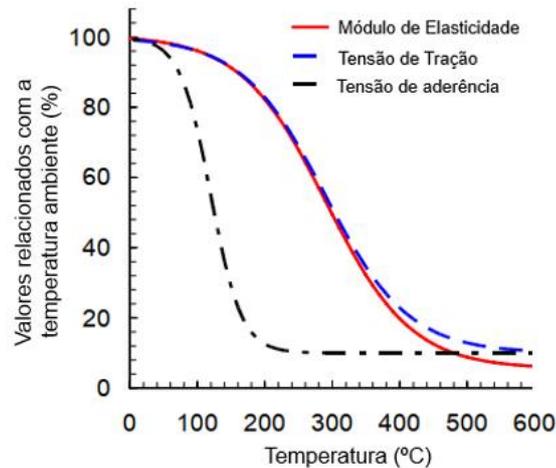
Os estudos dos FRP quando submetidos às altas temperaturas ou até mesmo em situação de incêndio são complexos devido à grande variabilidade de combinações entre matrizes poliméricas e fibras. A deterioração dos FRP é na maioria dos casos governada pelas matrizes, sendo as fibras menos suscetíveis a variação de temperatura, como é no caso das fibras de carbono, que geralmente não apresentam degradação significativa a temperaturas até 1000°C. Todavia, algumas fibras tais como a de vidro e a aramida podem apresentar em reduções de 20% a 60% na sua resistência à tração, quando expostas às temperaturas de 600°C e 300°C respectivamente (ISIS N°8, 2006).

Segundo Isis (2006), a degradação e perda das propriedades mecânicas ocorrem, principalmente, quando a temperatura supera o valor de transição vítrea das matrizes (que varia de 60°C a 120°C), levando a um processo de amolecimento e plastificação da estrutura.

A Figura 11 apresenta as perdas, em porcentagem, da resistência à tração, do módulo de elasticidade e da resistência de aderência com o concreto de barras de GFRP, quando expostas às altas temperaturas. Pela análise, é possível notar a diminuição das propriedades

quando a temperatura ambiente supera o valor da de transição vítrea da matriz, reduzindo, consideravelmente, o valor da resistência aderente para temperaturas superiores a 100°C.

Figura 11: Diagrama de resistência das barras de GFRP versus variação de temperatura



Fonte: Adaptado de Bisby⁴ (2003) *apud* ISIS nº8 (2006)

Banea, Silva e Campilho (2011) estudaram a influência das altas temperaturas nas propriedades mecânicas das resinas epoxídicas, com amostras cujas temperaturas de transição vítrea eram de 155°C. Para o desenvolvimento da pesquisa, foram elaborados corpos de prova (45mm x 150mm x 2mm) expostos às temperaturas de 100°C, 125°C, 150°C e 200°C.

Os corpos de prova foram ensaiados à tração uniaxial com auxílio da máquina de ensaio universal a uma taxa constante de 1 mm/min. Vale ressaltar, que todos os testes foram executados em um período de cinco minutos após atingir a temperatura previamente definida. Os resultados obtidos pelos autores podem ser visualizados na Tabela 5.

Tabela 5: Resistência à tração e Módulo de elasticidade de resinas epoxídicas quando expostos às diversas temperaturas

Temperatura (°C)	Resistência à Tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (MPa)
Referência	68,23	5,87
100	45,16	4,46
125	21,55	1,52
150	6,49	0,07
200	1,44	0,04

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

⁴ BISBY, L. A. Fire behaviour of fibre-reinforced polymer (FRP) reinforced or confined concrete. 2003. Tese de doutorado - Queen's University, Ontário Canada, 2003.

Verifica-se pela análise da Tabela 5, reduções significativas tanto na resistência à tração como também no módulo de elasticidade dos corpos de prova expostos a temperatura elevada quando comparados com a amostra de referência.

As perdas percentuais relacionadas com a resistência à tração foram de 33,8%, 68,4%, 90,5% e 97,9% e para o módulo de elasticidade obteve-se 24,0%, 74,1%, 98,8% e 99,3%, conforme as temperaturas de 100°C, 125°C, 150°C e 200°C, respectivamente.

Mediante os dados apresentados pelos autores é possível inferir que a elevação da temperatura reduz substancialmente as propriedades mecânicas, sendo em maiores proporções quando se aproxima da temperatura de transição vítrea, na qual ocorre um decréscimo acentuado na sua rigidez, impactando diretamente nas suas propriedades.

Fernandes *et al.* (2015) também avaliou em seu programa experimental a influência dos ciclos térmicos tanto nas resinas epoxídicas, como também nos laminados de CFRP. O autor analisou corpos de prova em dois períodos (120 dias e 240 dias) e temperaturas definidas de -15°C e 60°C. Assim como Banea, Silva e Campilho (2011) foram ensaiados os corpos de prova à tração uniaxial e os resultados obtidos podem visualizados na Tabela 6.

Tabela 6: Resistência à tração e Módulo de elasticidade expostos ao ciclo térmico

Material	Idade	Ambiente			
		Laboratorial		Ciclo Térmico	
		Resistência à tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
Resina	Referência	22,00	7,15	-	-
	120 dias	-	-	25,88	7,50
	240 dias	-	-	27,27	7,64
CFRP	Referência	2648,26	169,48	-	-
	120 dias	-	-	2809,86	169,56
	240 dias	-	-	2642,79	169,42

Fonte: Adaptado de Fernandes *et al.* (2015)

Conforme a análise da Tabela 6 verifica-se que as amostras de resinas apresentaram um incremento médio de aproximadamente 17,6% e 24,0% na resistência à tração e 4,9% e 6,8% no módulo de elasticidade, para os períodos de 120 dias e 240 dias respectivamente. Com relação aos corpos de provas de CFRP, obteve-se um aumento de aproximadamente 6,1% para o período de 120 dias e uma redução de 0,2% para o período de 240 dias na resistência à tração e pouca variação no módulo de elasticidade para ambos os períodos.

Pela análise dos dados apresentados, notou-se um incremento na resistência à tração e no módulo de elasticidade principalmente das resinas epoxídicas. Os autores atribuíram este resultado à uma fase pós-cura, iniciando quando o material é submetido a temperaturas superiores ao da cura inicial, melhorando as propriedades mecânicas das resinas.

2.5 PROTOCOLO DE DEGRADAÇÃO ACELERADA CONFORME AS DIRETRIZES DA ACI 440.9R (ACI, 2015)

Segundo Sarti Junior (2020) a degradação de um material compósito necessita de um longo intervalo de tempo para que seja detectada, sendo este processo relacionado diretamente ao ambiente onde o material se encontra.

Uma alternativa para avaliar a degradação de determinado material dentro de um prazo reduzido pode ser alcançada com a implementação de ensaios acelerados de degradação. Vale frisar que apesar de se obter resultados em curtos intervalos de tempo, esse procedimento acrescenta variáveis (por exemplo a umidade e temperatura) que não condizem com a realidade, podendo influenciar nos resultados finais e dificultar a extrapolação dos dados (JHON e SATO, 2006; GRAEFF, 2007).

Nesse contexto, a ACI 440.9R (ACI, 2015) apresenta alguns protocolos que visam avaliar a durabilidade dos FRP, permitindo registrar possíveis degradações desses materiais de forma mais rápida quando comparados as condições normais. A recomendação normativa ressalta que os resultados obtidos podem ser utilizados tanto por fabricantes a fim de melhorar a sua produção como também por pesquisadores com objetivo de ampliar o banco de dados relacionado a durabilidade dos materiais em FRP.

A norma recomenda a adição de variáveis que aceleram o processo de degradação dos compósitos em FRP, tais como umidade, substâncias químicas, misturas de gases e variação de temperatura. Contudo, Robert *et al.* (2010) afirma que a utilização de elevadas temperaturas como fator de aceleração da degradação é o mais comum em FRP, pois segue a lei de *Arrhenius*, ao qual a degradação aumenta exponencialmente com a elevação da temperatura.

A ACI 440.9R (ACI, 2015) sugere a utilização de protocolos de acondicionamento (ACPs, *Accelerated Conditioning Protocols*, na língua inglesa) que descrevem o ambiente e as características que os modelos de análises devem ser expostos a fim de acelerar o processo de degradação, sendo estes protocolos são listados na Tabela 7.

Tabela 7: Protocolos de acondicionamento acelerado

Ambiente	Descrição
Condições laboratoriais padrões	Temperatura de 23±3°C e umidade relativa de 50±10%
Imersão contínua em água	Temperatura controlada de 50±3°C
Exposição em umidade constante	Umidade de 100% e temperatura controlada de 60±3°C
Imersão contínua em solução alcalina:	Temperatura controlada de 50±3°C

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

Segundo a ACI 440.9R (ACI, 2015) a preparação e fabricação dos modelos que serão submetidos a degradação acelerada devem estar em conformidade com suas normas

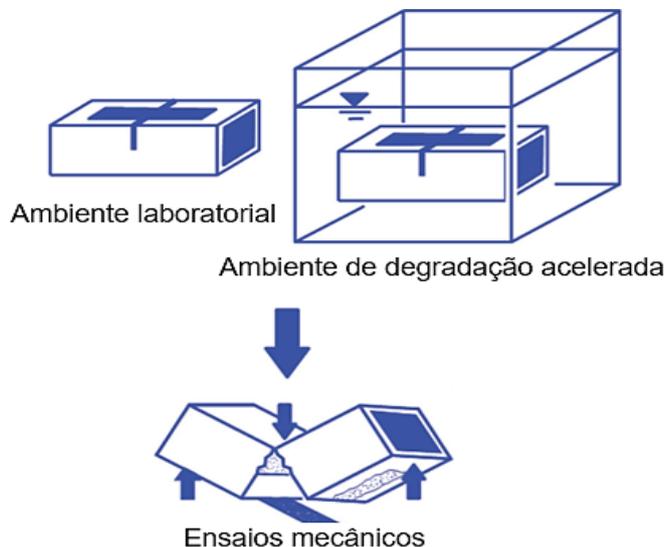
específicas e além disso o concreto deve apresentar agregados com dimensões entre 12,7mm a 100mm, evitar adições e aditivos no cimento e respeitar o período de cura compreendido por 28 dias.

Com relação ao sistema de reforço a norma americana recomenda que a aplicação seja efetuada respeitando as diretrizes propostas pela ACI 440.2R (ACI, 2017) e somente após seu período de cura as amostras sejam realocadas para o ambiente de degradação.

Sarti Junior (2020) relata que as dimensões do tanque de degradação devem ser projetadas a fim de atender todos os elementos analisados. Para o ambiente de imersão contínuo em água, conforme a Tabela 7, deve-se garantir que a temperatura no interior do tanque se mantenha em $50 \pm 3^{\circ}\text{C}$, contudo a ACI 440.9R (ACI, 2015) não especifica a forma de aquecimento. Neste contexto, Mazzú (2020) recomenda a utilização de resistência de imersão com potência de 2000W para se obter a temperatura desejada.

A ACI 440.9R (ACI, 2015) sugere como período de exposição 1000h e 10000h, sendo indicado a execução de ensaios intermediários após 3000h de exposição a fim de avaliar a progressão da degradação nos elementos. A Figura 12 apresenta o roteiro para execução dos ensaios de flexão em vigas expostas ao ACP.

Figura 12: Procedimentos para realização dos ensaios mecânicos em ambiente laboratorial e expostos a degradação acelerada por imersão contínua em água



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

Além dos ensaios de flexão, a norma recomenda que sejam efetuados ensaios de arrancamento a fim de verificar a tensão média de aderência entre o sistema de reforço e concreto. Para isso é proposto que seja aplicado na extremidade da viga um fragmento do sistema de reforço semelhante ao utilizado na região tracionada e assim executados os ensaios de *pull-out*.

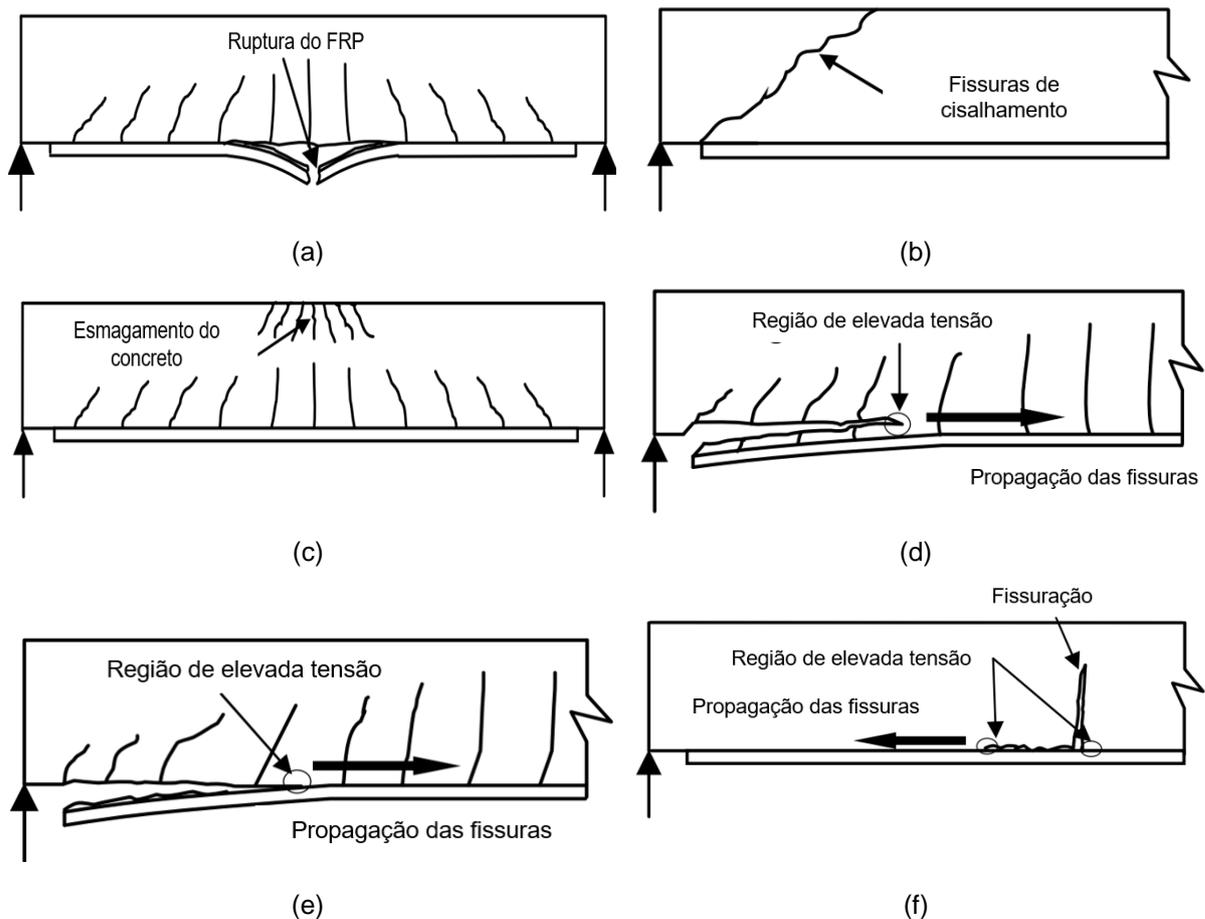
Vale ressaltar que a ACI 440.9R (ACI, 2015) impõem como prazo limite para execução dos ensaios após o acondicionamento acelerado um tempo de 24 horas, porém Sarti Junior

(2020) recomenda que os ensaios sejam efetuados em um prazo máximo de 2 a 5 horas após o término da exposição, a fim de manter a uniformidade entre os elementos ensaiados.

2.6 COMPORTAMENTO DO REFORÇO A FLEXÃO DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO

É possível listar alguns modelos de ruptura para vigas reforçadas com mantas em FRP quando submetidas a esforços de flexão simples, sendo eles: ruptura do compósito em FRP (Figura 13a), cisalhamento da estrutura (Figura 13b), esmagamento do concreto na região comprimida (Figura 13c), destacamento do concreto de cobertura (Figura 13d), destacamento do compósito em FRP da região superficial do concreto (Figura 13e) e descolamento do FRP na região com elevada tração devido à perda de aderência entre o compósito e o substrato do concreto ocasionada pela elevada fissuração na região (Figura 13f).

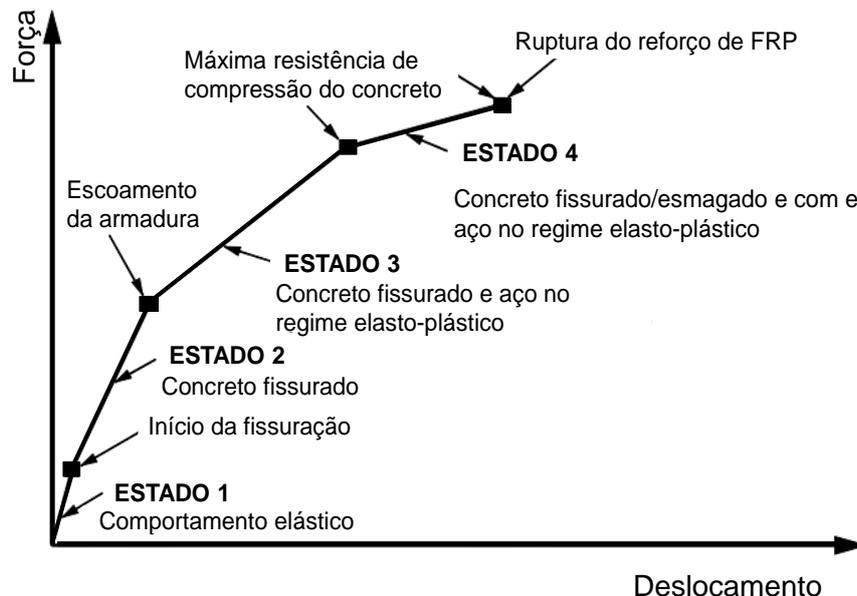
Figura 13: Modelos de ruptura de vigas em concreto armado reforçadas com FRP



Fonte: Adaptado de Teng *et al.* (2003)

Segundo Azevedo (2008), por meio das diversas análises experimentais, foi possível definir um comportamento geral para vigas em concreto armado reforçadas à flexão. Essa caracterização pode ser obtida com base no diagrama multilinear de força e deslocamento, sendo particionado em quatro estados como mostra a Figura 14.

Figura 14: Comportamento de vigas em concreto armado reforçadas com FRP



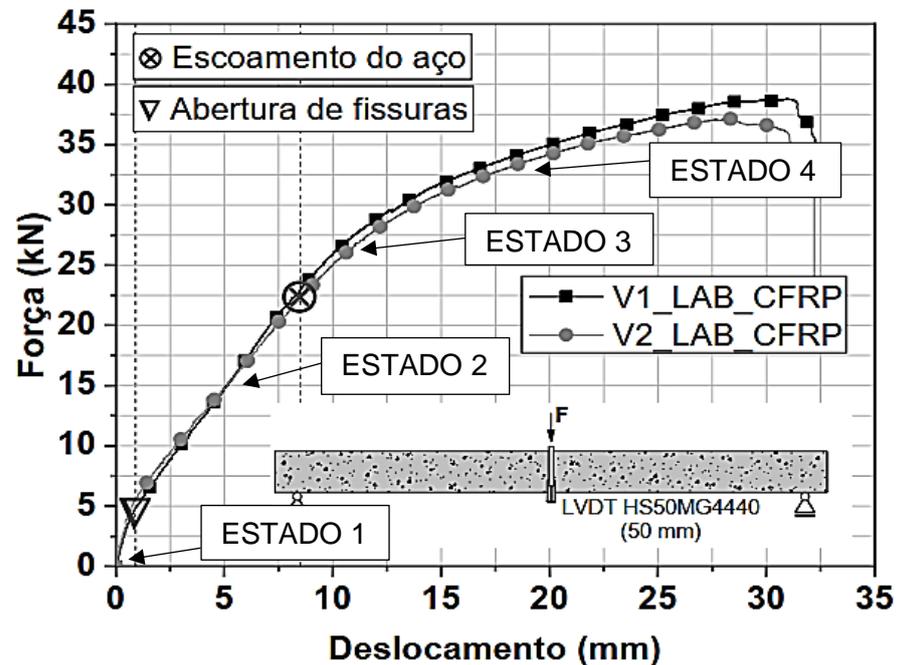
Fonte: Adaptado de Ross⁵ *et al.* (1999, *apud* AZEVEDO, 2008)

O estado 1 refere-se ao comportamento elástico da estrutura, sendo a resistência à tração do concreto superior a solicitação, logo não havendo fissuras no elemento. O estado 2 inicia-se com a fissuração do concreto devido à sua resistência à tração ser superada pela solicitação, possibilitando que as tensões se propaguem até as armaduras que ainda se encontram em regime elástico. O estado 3 é caracterizado pelo início do escoamento das armaduras longitudinais, nesse ponto as tensões de tração são absorvidas tanto pelas armaduras como também pelo reforço em FRP. O estado 4 o concreto atingiu sua máxima resistência à compressão, sendo nesta etapa possível ocorrer o esgotamento da peça tanto por destacamento do FRP antes do esmagamento do concreto ou ruptura do FRP associada ao esmagamento do concreto (AZEVEDO, 2008).

Ferreira (2019) determinou o diagrama força *versus* deslocamento de duas vigas reforçadas à flexão com mantas em CFRP. Na Figura 15 é possível verificar que o comportamento das vigas reforçadas seguiu o padrão observado por Azevedo (2008), apresentando os quatro estados até o momento de ruptura.

⁵ ROSS, C.A; JEROME, D.M.; TEDESCO, J.W.; HUGHES, M.L. Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded composite laminates, ACI Structural Journal, Vol. 96, nº. 2, p. 212-220, 1999.

Figura 15: Comportamento de vigas em concreto armado reforçadas com FRP para um caso real



Fonte: Adaptado de Ferreira (2019)

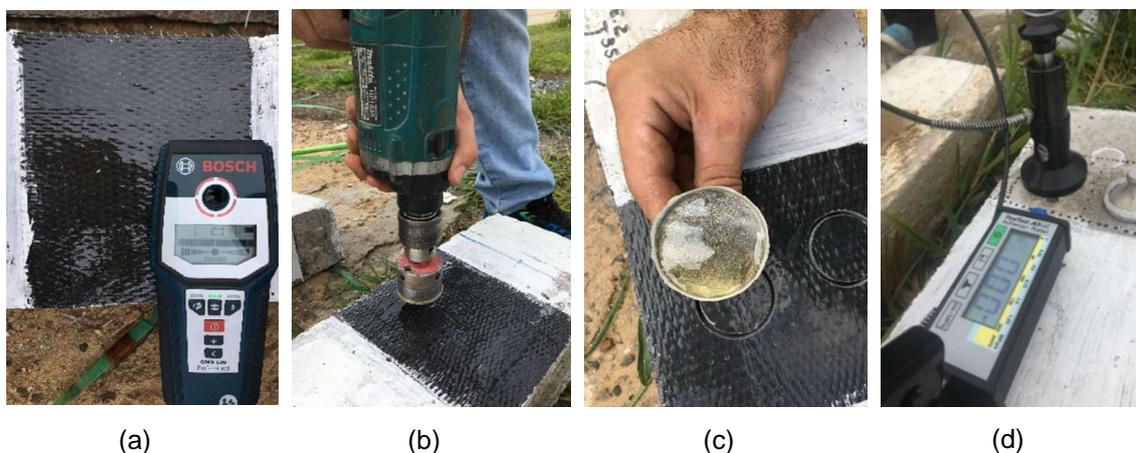
2.7 ENSAIO DE ARRANCAMENTO

Segundo Ferreira (2019), os ensaios de arrancamento (*pull-out*, em língua inglesa) são recorrentes dentro do estudo de reforço estrutural, sendo utilizado para análise da tensão de aderência entre os compósitos e o substrato dos elementos reforçados.

Sarti Junior (2020) complementa afirmando que tais ensaios são muito utilizados como controle tecnológico nas obras de construção civil. Porém, o autor ressalta importância de se escolher regiões estratégicas livres de interferência para sua melhor execução, atentando-se a locais com presença de armaduras e alta taxa de fissuração, aos quais podem influenciar nos resultados.

Ferreira (2019) apresenta os procedimentos de ensaio seguindo as premissas contidas na norma ASTM D7522 (ASTM, 2015). Inicialmente, deve-se realizar a colagem do sistema de reforço em um local livre de interferências e aguardar completar o seu processo de cura. Em seguida são realizados cortes circulares para fixação das pastilhas com auxílio de adesivo estrutural a base de epóxi. Após o período de cura do adesivo é aplicado uma força de tração em cada pastilha com auxílio do equipamento mecânico específico. A Figura 16 apresenta o roteiro para execução semelhante ao utilizado nesta pesquisa.

Figura 16: (a) Determinação das armaduras com auxílio de pacômetro, (b) realização dos cortes no CFRP, (c) colagem das pastilhas e (d) aplicação da força de tração com auxílio do aparelho mecânico



Fonte: Adaptado de Sarti Junior (2020)

2.8 DIMENSIONAMENTO PARA VIGAS SUBMETIDAS À FLEXÃO

Nesta pesquisa, além dos ensaios experimentais, seus resultados foram comparados aos de máxima capacidade de carga e deformações referentes aos dimensionamentos teóricos presentes em recomendações normativas.

Para as vigas sem o sistema de reforço utilizou-se os modelos de dimensionamento propostos pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e pela ACI 318 (ACI, 2019), porém estas normas não abrangem o dimensionamento à flexão de vigas em concreto armado reforçadas com FRP. Logo, para estes elementos, fez-se uso das recomendações propostas pela ACI 440.2R (ACI, 2017).

Todas as normas mencionadas pautam seus dimensionamentos no modelo de estados limites, logo além da verificação relativa ao esgotamento da capacidade estrutural, presente no estado limite último (ELU), esse modelo permite avaliar exigências funcionais durante sua vida útil, sendo estes critérios verificados no estado limite de serviço (ELS).

Contudo, como objetivo é o levantamento da máxima capacidade de carga e deformação das vigas em concreto armado reforçadas ou não, serão apresentadas as rotinas de cálculo relacionadas ao estado limite último (ELU), para cada recomendação normativa anteriormente citada.

2.8.1 NBR 6118 (ABNT, 2014)

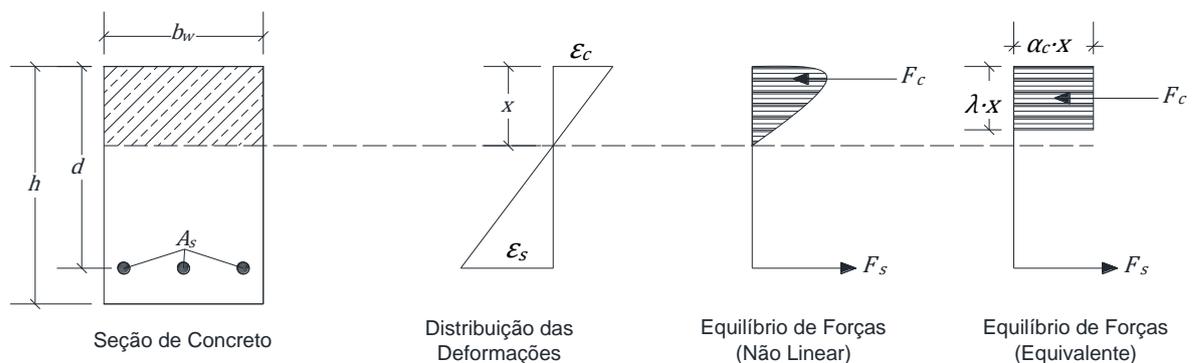
A NBR 6118 (ABNT, 2014) impõem algumas hipóteses e considerações as quais são admitidas para realização dos cálculos, sendo listadas a seguir:

- Conforme a hipótese de Euler-Bernoulli, as seções transversais se mantêm plana mesmo após o carregamento;

- Aderência perfeita entre os materiais evitando deformações relativas entre o aço e o concreto;
- Limites definidos para as deformações tanto no concreto como também no aço (10,0‰);
- A resistência à tração do concreto deve ser desprezada; e
- A distribuição de tensões no concreto é feita de acordo com a simplificação do diagrama parábola-retângulo.

Tem-se na Figura 17 o equilíbrio de forças para uma seção retangular, sendo b_w a base da seção retangular, d a altura útil, x a profundidade da linha neutra, A_s a área de aço, ε_s a deformação atuante no aço, ε_c a deformação atuante no concreto, F_c a força resultante de compressão no concreto, F_s é a força resultante da armadura de aço, α_c coeficiente que considera o efeito da diminuição de resistência do concreto quando submetido a carregamentos de longa duração e λ o coeficiente de correção da linha neutra devido à simplificação do diagrama de tensões no concreto.

Figura 17: Diagramas de tensão e deformação para uma viga de seção retangular conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014)



Fonte: Adaptado de NBR 6118 (ABNT, 2014)

Primeiramente, são determinados os valores da resistência de cálculo nos materiais. Para a resistência de cálculo no concreto (f_{cd}), utiliza-se a Equação 2.5, sendo f_{ck} a resistência característica do concreto aos 28 dias e γ_c seu coeficiente de minoração. Para determinação da tensão de escoamento de cálculo utiliza-se a Equação 2.6, sendo f_{yk} a resistência característica de escoamento do aço e γ_s o seu coeficiente de minoração.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad 2.5$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad 2.6$$

Posteriormente, conforme a Figura 17, realiza-se a compatibilização de forças, possibilitando o cálculo da profundidade da linha neutra na seção, por meio da Equação 2.7.

$$\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \lambda \cdot x = f_{yd} \cdot A_s \quad 2.7$$

Vale destacar que a NBR 6118 (ABNT, 2014) impõem como limite de profundidade de linha neutra os valores de 45% da altura útil para concretos até 50 MPa e 35% da altura útil para concretos superiores a esta resistência, tais limitações tem como objetivo garantir a ductilidade das estruturas.

Em seguida, deve-se determinar as deformações atuantes tanto no aço como também no concreto. Essa determinação origina-se da aplicação de semelhança de triângulos, relativo ao diagrama de distribuição de deformações apresentado na Figura 17.

A deformação atuante no concreto deve ser limitada a deformação última (ϵ_{cu}) que depende da resistência característica à compressão do concreto, conforme apresenta a Equação 2.8.

$$\epsilon_{cu} (\text{‰}) = \begin{cases} 3,5 & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2,6 + 35 \cdot \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 & \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad 2.8$$

Além disso, deve-se verificar se o aço entrou em regime de escoamento e não ultrapassou o limite máximo de 10‰, conforme indica a Equação 2.9 em que ϵ_{yd} é a deformação de cálculo em que o aço inicia seu escoamento.

$$\epsilon_{yd} \leq \epsilon_s \leq 10\text{‰} \quad 2.9$$

Caso o aço não estiver escoando, ou seja a deformação de cálculo para o início do escoamento é superior a deformação atuante ($\epsilon_{yd} > \epsilon_s$), deve-se recalculer a resistência de cálculo do aço, seguindo a lei de *Hooke* por se encontrar em regime elástico, conforme a Equação 2.10, em que E_s é o módulo de elasticidade do aço.

$$f_{yd} = \epsilon_s \cdot E_s \quad 2.10$$

Por fim, basta calcular os momentos resistentes de cálculo, podendo ser originados tanto pela força resultante de compressão no concreto ($M_{d,c}$) como também pela força resultante de tração no aço ($M_{d,t}$), conforme as Equações 2.11 e 2.12, respectivamente.

$$M_{d,c} = \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \lambda \cdot x \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right) \quad 2.11$$

$$M_{d,t} = f_{yd} \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right) \quad 2.12$$

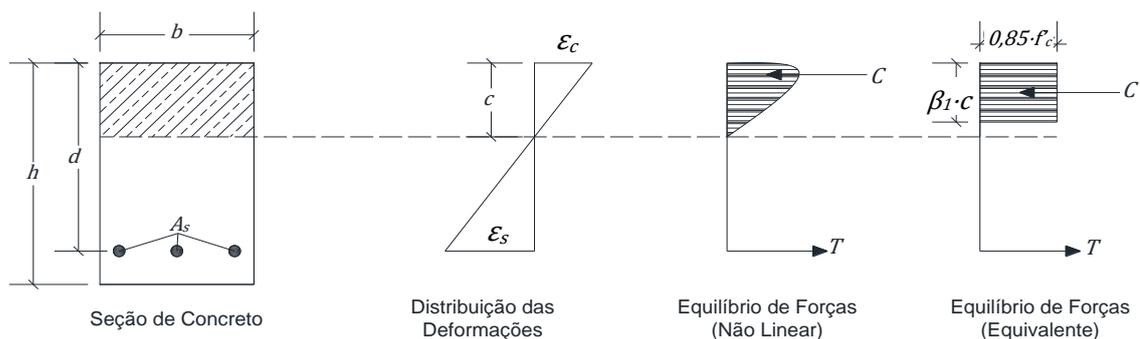
2.8.2 ACI 318 (ACI, 2019)

A ACI 318 (ABNT, 2019) estabelece algumas hipóteses e premissas que devem ser admitidas para efetuar os cálculos, sendo estas listados a seguir.

- Conforme a hipótese de Euler-Bernoulli, as seções transversais se mantêm planas mesmo após o carregamento;
- Aderência perfeita entre os materiais evitando deformações relativas entre o aço e o concreto;
- É admitido como máxima deformação no concreto o valor de 3,0‰; e
- A resistência à tração do concreto deve ser desprezada.

São apresentados na Figura 18 o equilíbrio de forças para uma seção retangular, sendo b a base da seção retangular, d a altura útil, c a posição da linha neutra, A_s a área de aço das armaduras longitudinais, ε_s a deformação atuante no aço, ε_c a deformação atuante no concreto, C a força resultante de compressão no concreto, T a força resultante de tração na armadura de aço, f'_c a resistência do concreto e β_1 o coeficiente de correção da linha neutra.

Figura 18: Diagramas de tensão e deformação para uma viga de seção retangular conforme a ACI 318 (ACI, 2019)



Fonte: Adaptado de ACI 318 (ACI, 2019)

Diferente da NBR 6118 (ABNT, 2014), não se realiza a redução das resistências do concreto e do aço, sendo utilizado diretamente os valores nominais, pois a aplicação do coeficiente de segurança (ϕ) será efetuado diretamente no cálculo de momento resistente ao final do dimensionamento.

Inicialmente, calcula-se o valor do coeficiente de correção da linha neutra (β_1) que está relacionado diretamente com o valor da resistência do concreto empregado, conforme a apresenta Equação 2.13.

$$\beta_1 = \left\{ \begin{array}{l} 0,85 \text{ para } f'_c \leq 28\text{MPa} \\ 0,85 - 0,05 \cdot \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) \text{ para } 28\text{MPa} < f'_c \leq 56\text{MPa} \\ 0,65 \text{ para } f'_c > 56\text{MPa} \end{array} \right\} \quad 2.13$$

A posição da linha neutra é determinada por meio do equilíbrio de forças, apresentado na Figura 18, conforme indica a Equação 2.14, em que f_y é a tensão de escoamento do aço.

$$0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c = f_y \cdot A_s \quad 2.14$$

Em seguida, deve-se determinar as deformações atuantes tanto no aço e como também no concreto, para isso é necessário aplicar semelhança de triângulos no diagrama de distribuição de deformações (Figura 18), conforme define a Equação 2.15, em que ε_{cu} é a deformação última do concreto cujo valor fixado por norma é de 3,0‰. Vale destacar, que a norma americana impõe como deformação última no concreto um valor inferior ao comparado da norma brasileira, que especifica a deformação última igual a 3,5‰.

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right) \quad 2.15$$

Além disso, a ACI 318 (ABNT, 2019) diferentemente da NBR 6118 (ABNT, 2014), não estabelece limite para deformação atuante no aço permitindo seu escoamento de maneira indefinida, fator este, que será levado em consideração na determinação do coeficiente de segurança.

Posteriormente, deve-se analisar se a armadura entrou em regime de escoamento, ou seja, a deformação de cálculo para o início do escoamento (ε_{ty}) deve ser inferior a deformação atuante ($\varepsilon_{ty} < \varepsilon_s$), caso esta verificação não seja atendida, recalcula-se a tensão no aço seguindo a lei de *Hooke* (Equação 2.16) por se encontrar em regime elástico, em que E_s é o módulo de elasticidade do aço.

$$f_y = \varepsilon_s \cdot E_s \quad 2.16$$

Posteriormente, determina-se os momentos resistentes nominais, podendo ser originados tanto pela força resultante de compressão no concreto ($M_{n,c}$) como também pela força resultante de tração ($M_{n,t}$) no aço, conforme as Equações 2.17 e 2.18, respectivamente.

$$M_{n,c} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \quad 2.17$$

$$M_{n,t} = f_y \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \quad 2.18$$

Por fim, basta calcular o momento resistente de cálculo (M_u), conforme a Equação 2.20 em que ϕ é o coeficiente de minoração podendo ser obtido por meio da Equação 2.19.

$$\phi = \begin{cases} 0,90 & \text{para } \varepsilon_s \geq 0,005 \\ 0,65 + \left(\frac{0,25 \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{ty})}{0,005 - \varepsilon_{ty}} \right) & \text{para } \varepsilon_{ty} < \varepsilon_s < 0,005 \\ 0,65 & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ty} \end{cases} \quad 2.19$$

$$M_u = M_n \cdot \phi \quad 2.20$$

2.8.3 ACI 440.2R (ACI, 2017)

A norma americana ACI 440.2R (ACI, 2017) diferentemente das anteriores aborda em suas recomendações diretrizes para o dimensionamento de vigas em concreto armado reforçadas com elementos em FRP. A norma impõe algumas hipóteses e considerações as quais serão admitidas para realização dos cálculos, sendo listados a seguir.

- Deve-se considerar as dimensões reais, disposições das armaduras e todas as propriedades mecânicas do elemento reforçado;
- Conforme a hipótese de Euler-Bernoulli, as seções transversais se mantêm planas mesmo após o carregamento;
- Aderência perfeita entre os materiais evitando deformações relativas entre o reforço e o concreto;
- É desconsiderada a deformação por esforço cisalhante na camada adesiva, uma vez que possui pequena espessura;
- É admitido como máxima deformação no concreto o valor de 3,0‰;
- A resistência à tração no concreto deve ser desprezada; e
- Admite-se o comportamento elástico linear do material em FRP até a sua ruptura.

Os diferentes ambientes podem afetar a durabilidade das fibras e, conseqüentemente, reduzir o valor das propriedades mecânicas dos materiais em FRP. Logo, a ACI 440.2R (ACI, 2017) recomenda a utilização de coeficientes de redutores relacionados ao ambiente (C_E), conforme apresenta a Tabela 8.

Tabela 8: Coeficiente de exposição ambiental

Ambiente de Exposição	Fibras	Coeficientes de reduções ambientais (C_E)
Ambientes Internos	CFRP	0,95
	GFRP	0,75
	AFRP	0,85
Ambientes Externos	CFRP	0,85
	GFRP	0,65
	AFRP	0,75
Ambientes Agressivos	CFRP	0,85
	GFRP	0,50
	AFRP	0,70

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

Vale ressaltar que o ambiente interno pode ser configurado por um local coberto e protegido das intempéries, o ambiente externo um local sem proteção, porém com baixa agressividade ambiental e, por fim, o ambiente agressivo compreendido com a presença de agentes com alto potencial destrutivo para os elementos, tais como agentes químicos e umidade.

Primeiramente, determina-se a tensão de tração máxima de projeto (f_{fu}) por meio da Equação 2.21 em que f_{fu}^* é a tensão de tração garantida pelo fabricante ou determinada por ensaios experimentais e C_E é o coeficiente de redução ambiental, obtido na Tabela 8.

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* \quad 2.21$$

Seguindo o mesmo raciocínio é possível calcular, conforme a Equação 2.22, a deformação máxima de projeto (ε_{fu}) em que ε_{fu}^* é a deformação máxima do FRP.

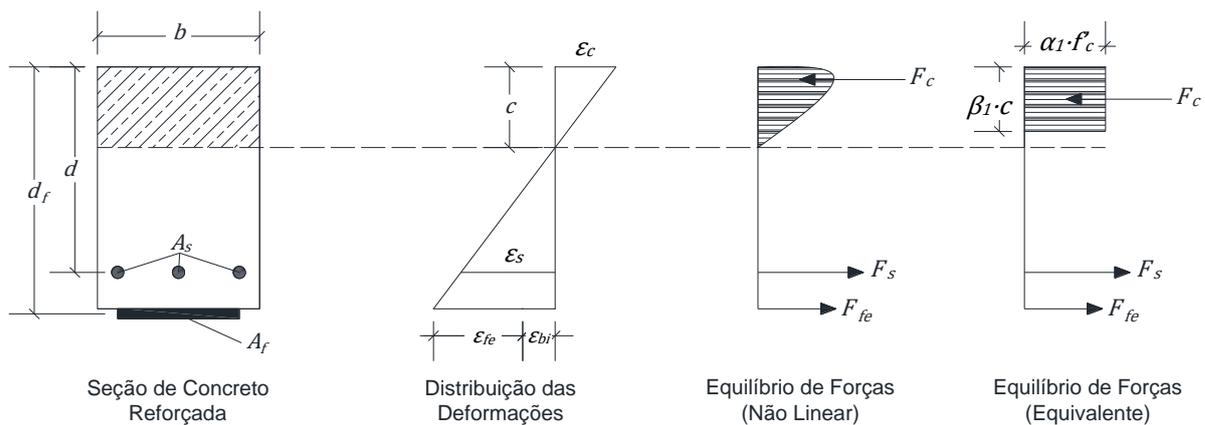
$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^* \quad 2.22$$

Mediante descrito nas hipóteses iniciais, o comportamento do material compósito de FRP é considerado por toda sua vida útil presente no regime elástico linear, possibilitando, assim, a utilização da Lei de *Hooke* para o cálculo do seu módulo de elasticidade (E_f) por meio da Equação 2.23.

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}} \quad 2.23$$

A Figura 19 apresenta o equilíbrio de forças de uma seção retangular reforçada com mantas em FRP segundo a técnica EBR, no qual b representa a base da seção retangular, d a altura útil, d_f a profundidade efetiva do reforço, c a posição da linha neutra, A_s a área de aço, A_f a área do sistema de reforço, ε_s a deformação atuante na armadura longitudinal, ε_c a deformação atuante no concreto, ε_{bi} a deformação inicial do concreto (relativo ao período anterior a aplicação do reforço), ε_{fe} a deformação efetiva de ruptura do compósito, F_c a força resultante de compressão no concreto, F_s é a força na resultante de tração na armadura longitudinal, F_{fe} a força resultante no reforço em FRP, f'_c a resistência característica do concreto, α_1 coeficiente que considera o efeito da diminuição de resistência do concreto quando submetidos a carregamentos de longa duração e β_1 o coeficiente de correção da linha neutra, determinado conforme a 2.13.

Figura 19: Diagramas de tensões e deformações para uma viga em concreto armado de seção retangular reforçada com FRP conforme a ACI 440.2R (ACI, 2017)



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

A fim de impedir que a ruptura aconteça governado pela a propagação das fissuras a ACI 440.2R (ACI, 2017) recomenda que se limite em 90% a deformação máxima no material compósito (ε_{fd}), conforme apresenta a Equação 2.24, em que n é o número de camadas do utilizada de FRP e t_f é a espessura do material de reforço.

$$\varepsilon_{fd} = 0,41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \leq 0,9 \cdot \varepsilon_{fu} \quad 2.24$$

Em seguida é arbitrado a posição inicial de linha neutra (c), permitindo calcular a deformação efetiva no material de reforço (ε_{fe}), limitando seu módulo ao valor máximo de

deformação (ε_{fd}), mediante a Equação 2.25 e também a tensão de ruptura efetiva (f_{fe}), conforme a Equação 2.26.

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd} \quad 2.25$$

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \quad 2.26$$

O cálculo da deformação atuante na armadura longitudinal de aço (ε_s) é efetuado conforme a Equação 2.27, sendo obtida por meio de semelhança de triângulos do diagrama de distribuições das deformações (Figura 19).

Sabendo a deformação na armadura e também o seu módulo de elasticidade (E_s), determina-se a tensão na armadura longitudinal (f_s) seguindo a lei de *Hooke*, conforme apresenta a Equação 2.28. Vale ressaltar que a tensão na armadura longitudinal deve ser limitada a tensão de dimensionamento do aço (f_y).

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right) \quad 2.27$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y \quad 2.28$$

Assim como a deformação atuante na armadura longitudinal, a deformação no concreto tem origem na semelhança de triângulos apresentado no diagrama de distribuição das deformações (Figura 19) e pode ser calculado conforme a Equação 2.29.

Vale frisar que a ACI 440.2R (ACI, 2017) impõem 3‰ como sendo o limite máximo para a deformação do concreto.

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{c}{d_f - c} \right) \leq 3\text{‰} \quad 2.29$$

Posteriormente, ao cálculo das deformações (no FRP, armadura longitudinal e concreto) realiza-se a compatibilização de forças determinando o valor real da posição da linha neutra. Esta etapa é necessária, visto que, a verificação relativa ao estado limite último ocorre de maneira iterativa, caso o valor arbitrado, anteriormente, seja diferente do real, é necessário arbitrar outra posição e assim recomeçar a rotina de cálculo.

Para determinação da posição da linha neutra real (Equação 2.33), são necessários determinar os coeficientes α_1 (Equação 2.30) e β_1 (Equação 2.31), sendo esses relacionados

com a máxima deformação no concreto não confinado (ε'_c) obtido por meio da Equação 2.32, em que E_c é o módulo de elasticidade do concreto.

$$\alpha_1 = \left(\frac{3 \cdot \varepsilon'_c \cdot \varepsilon_c - (\varepsilon_c)^2}{3 \cdot \beta_1 \cdot (\varepsilon'_c)^2} \right) \quad 2.30$$

$$\beta_1 = \left(\frac{4 \cdot \varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6 \cdot \varepsilon'_c - 2 \cdot \varepsilon_c} \right) \quad 2.31$$

$$\varepsilon'_c = \left(\frac{1,71 \cdot f'_c}{E_c} \right) \quad 2.32$$

$$c = \left(\frac{A_s \cdot f_s + A_f \cdot f_{fe}}{\alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} \right) \quad 2.33$$

Em seguida, determina-se o momento nominal resistente (M_n), conforme a Equação 2.34 no qual Ψ_f é o coeficiente de minoração da resistência do reforço, cujo valor definido por norma é de 0,85 para estruturas fletidas.

$$M_n = A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \left(\frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \right) + \Psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot \left(d_f - \left(\frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \right) \quad 2.34$$

Por fim, é efetuado o cálculo do momento resistente (M_u) mediante a Equação 2.35. Porém, a ACI 440.2R (2017) e a ACI 318 (ACI, 2019) recomendam a utilização do fator de redução (ϕ), relacionado com a ductilidade das estruturas, este fator pode ser obtido, conforme a Equação 2.36, sendo (ε_{sy}) máxima deformação do aço no regime elástico.

$$M_u = \phi \cdot M_n \quad 2.35$$

$$\phi = \begin{cases} 0,90 & \text{para } \varepsilon_s \geq 0,005 \\ 0,65 + \left(\frac{0,25 \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0,005 - \varepsilon_{sy}} \right) & \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0,005 \\ 0,65 & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad 2.36$$

3. METODOLOGIA

Neste capítulo foram detalhados todos os procedimentos, equipamento e técnicas utilizadas para execução das atividades presentes durante a pesquisa. O programa experimental consiste na avaliação da possível degradação de vigas com e sem a presença do sistema de reforço em CFRP ensaiadas tanto a flexão em três pontos como também o seu arrancamento (*pull-out test*). Além disso, foram caracterizados, seguindo as respectivas normas, os materiais constituintes da viga em concreto armado.

3.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Segundo Sarti Junior (2020), diversos fatores podem influenciar diretamente o comportamento das vigas em concreto armado reforçadas com FRP tais como a resistência à compressão do concreto, a geometria dos elementos, a quantidade de armadura, o tipo e quantidade de fibras presentes nos compósitos, o tipo de resina, a técnica de aplicação do reforço e o ambiente ao qual será submetido durante toda a sua vida útil.

Neste contexto, o programa experimental buscou investigar o comportamento das vigas com e sem a presença do sistema de reforço em ambiente úmido e temperatura controlada, para isso a pesquisa foi dividida em três etapas. A primeira consiste nos ensaios de caracterização dos materiais, enquanto segunda pauta-se nos ensaios à flexão em três pontos e em ensaios de arrancamento (*pull-out*) realizados nas vigas. A terceira etapa compreende a comparação teórica das capacidades máximas de carga e deformações para os modelos de vigas seguindo as recomendações normativas da NBR 6118 (ABNT, 2014) e ACI 318 (ACI, 2019) para vigas sem a presença do sistema de reforço, e da ACI 440.2R (ACI, 2017) para vigas reforçadas com CFRP.

A Tabela 9 apresenta um resumo do programa experimental sendo utilizado para identificação de cada viga o padrão $V_{x_y_z_w}$, em que “x” é o número do elemento ensaiado (1 ou 2), “y” corresponde ao ambiente onde foi mantido podendo ser laboratorial (LAB, de *Laboratory*, em língua inglesa) ou exposto ao protocolo de degradação acelerado (ACP, de *Accelerated Conditioning Protocol*, em língua inglesa), “z” refere a presença ou não do sistema de reforço (0, vigas de concreto armado sem reforço e CFRP, vigas de concreto armado com a presença do reforço) e, por fim, o “w” que corresponde ao período de análise.

Tabela 9: Resumo do programa experimental

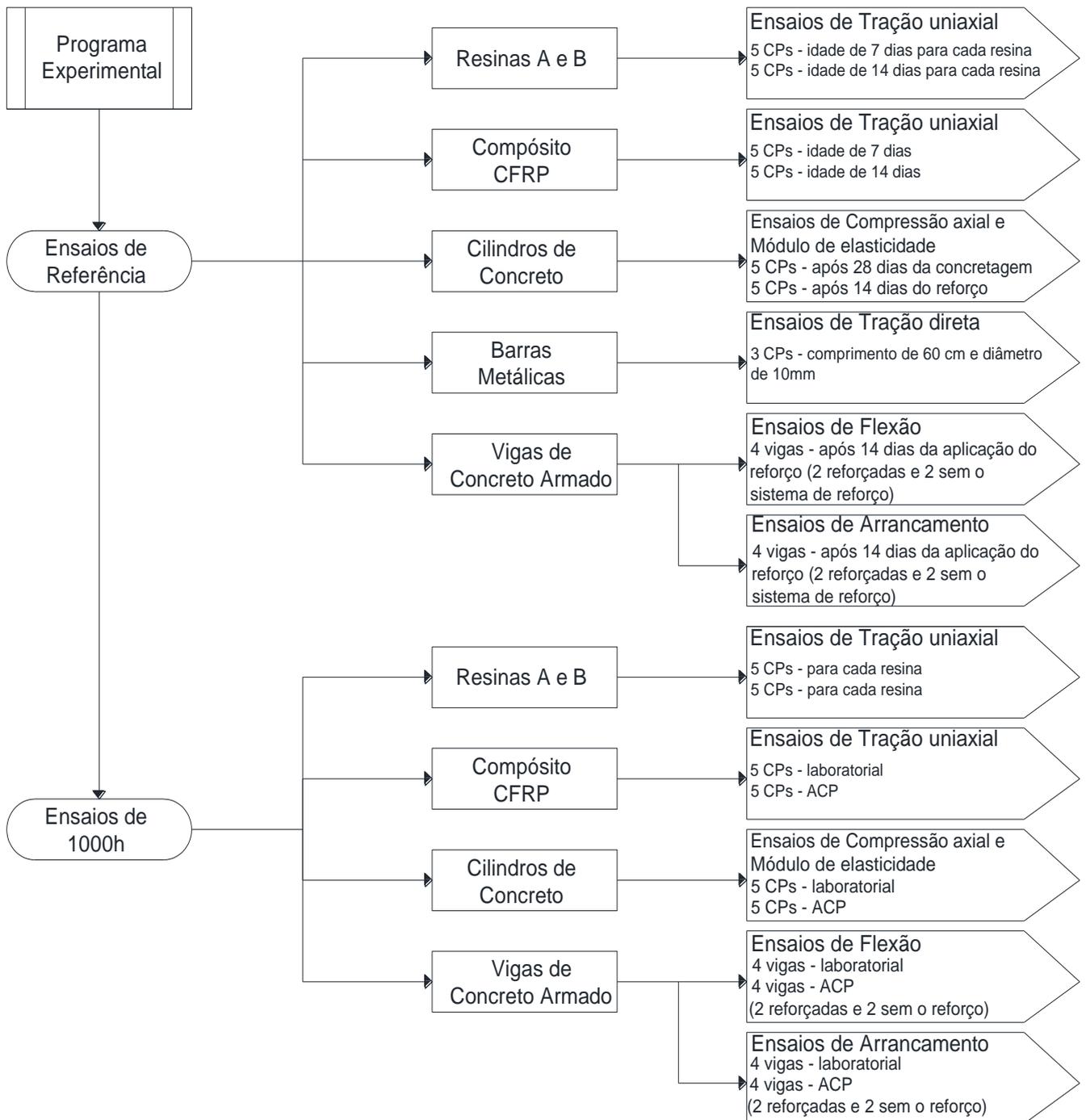
Identificação	Ambiente de exposição	Idade do ensaio	Quantidade	Realização do ensaio
V1_LAB_0_14d V2_LAB_0_14d V1_LAB_CFRP_14d V2_LAB_CFRP_14d	Laboratorial	14 dias após a aplicação do reforço	4	Sarti Junior (2020)
V1_LAB_0_1000h V2_LAB_0_1000h V1_LAB_CFRP_1000h V2_LAB_CFRP_1000h	Laboratorial	1000 horas após a aplicação do reforço	4	Sarti Junior (2020)
V1_ACP_0_1000h V2_ACP_0_1000h V1_ACP_CFRP_1000h V2_ACP_CFRP_1000h	Tanque com umidade e temperatura constante de 50±3°C	1000 horas após a aplicação do reforço	4	
V1_LAB_0_5000h V2_LAB_0_5000h V1_LAB_CFRP_5000h V2_LAB_CFRP_5000h	Laboratorial	5000 horas após a aplicação do reforço	4	Próprio autor
V1_ACP_0_5000h V2_ACP_0_5000h V1_ACP_CFRP_5000h V2_ACP_CFRP_5000h	Tanque com umidade e temperatura constante de 50±3°C	5000 horas após a aplicação do reforço	4	
V1_LAB_0_10000h V2_LAB_0_10000h V1_LAB_CFRP_10000h V2_LAB_CFRP_10000h	Laboratorial	10000 horas após a aplicação do reforço	4	Trabalho futuro
V1_ACP_0_10000h V2_ACP_0_10000h V1_ACP_CFRP_10000h V2_ACP_CFRP_10000h	Tanque com umidade e temperatura constante de 50±3°C	10000 horas após a aplicação do reforço	4	

Fonte: Próprio autor

Como observado na Tabela 9, esta pesquisa é uma continuação do estudo iniciado por Sarti Junior (2020), o qual realizou toda a concretagem e aplicação do reforço, além de executar os ensaios de caracterização dos materiais e análises de degradação (concreto/adetivo/FRP) para os períodos de referência (14 dias) e 1000h (42 dias).

A fim de melhor representar as atividades elaboradas por Sarti Junior (2020) a Figura 20 apresenta um fluxograma dos trabalhos desenvolvidos em seu mestrado.

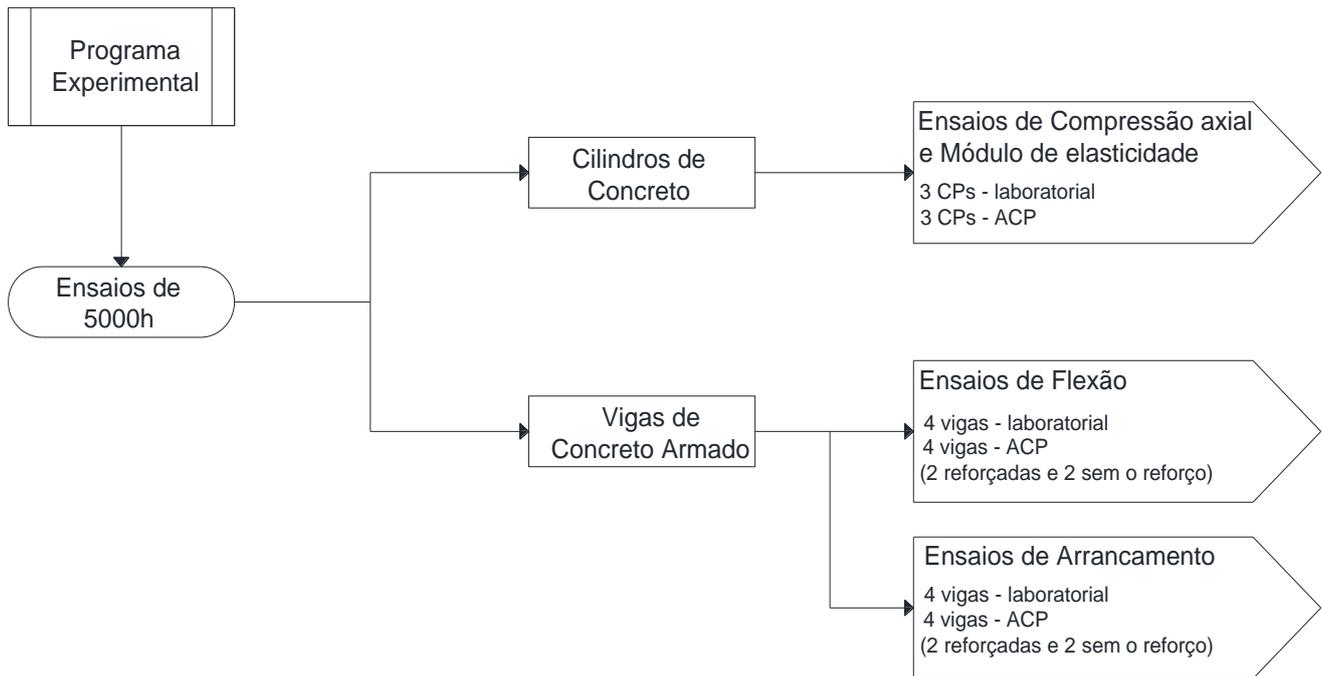
Figura 20: Fluxograma das atividades desenvolvidas por Sarti Junior (2020)



Fonte: Adaptado de Sarti Junior (2020)

Seguindo o mesmo raciocínio, a Figura 21 apresenta o fluxograma que apresenta a campanha experimental realizada nesta pesquisa, a qual continuou as análises de degradação do sistema concreto/adetivo/FRP, ampliando o período de exposição das vigas (com e sem o sistema de reforço) para 5000 horas segundo a mesma metodologia por Sarti Júnior (2020)

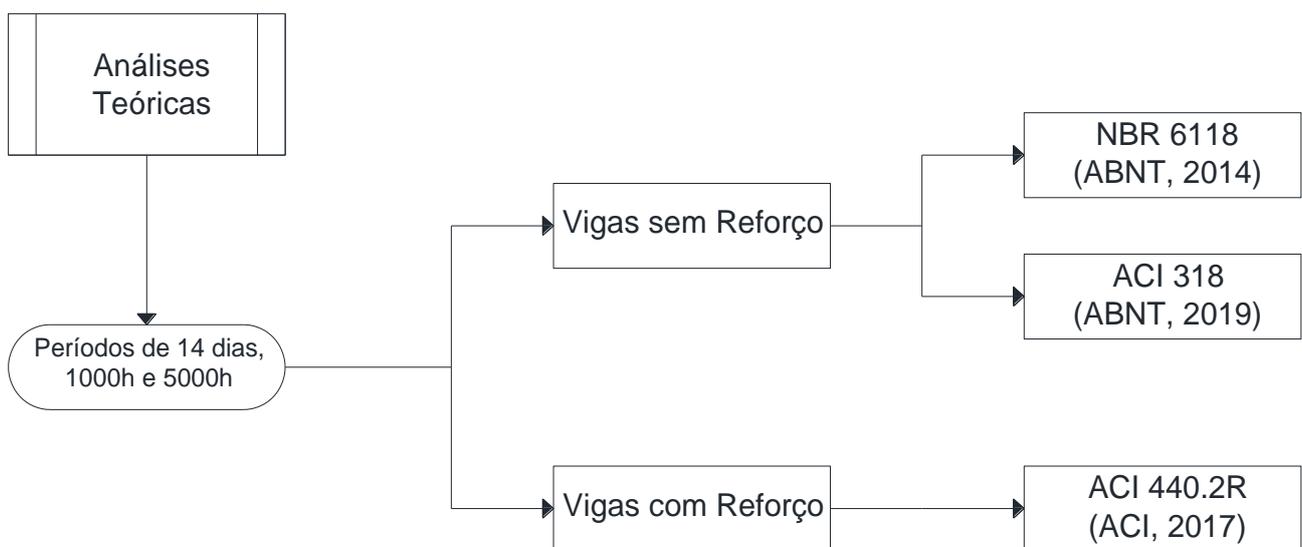
Figura 21: Fluxograma das atividades relativas a este programa experimental



Fonte: Próprio autor

Além do programa experimental foram realizadas análises teóricas comparando-se a capacidade de carga, obtidas com o uso de modelos normativos, aos resultados obtidos nos ensaios experimentais. A Figura 22 apresenta um fluxograma que resume as recomendações normativas utilizadas para cada modelo de viga, conforme a presença ou ausência do sistema de reforço.

Figura 22: Fluxograma das atividades relativas às análises teóricas



Fonte: Próprio autor

3.2 VIGAS EM CONCRETO ARMADO

A elaboração das vigas e a concretagem foi realizada no laboratório NETPRE (Núcleo de Estudos e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto) que se localiza dentro Universidade Federal de São Carlos. Segundo Sarti Junior (2020) a concretagem foi executada com auxílio de formas poliméricas conforme ilustra a Figura 23, onde aplicou-se em sua superfície um material desmoldante a base de silicone. Para o posicionamento das armaduras fez-se uso de espaçadores plásticos do tipo circular com raio de 15mm, como ilustrado na Figura 23b. Segundo o autor, adotou-se a classe de agressividade ambiental I, com baixo risco de deterioração, por se tratar de um ambiente interno e seco.

Figura 23: (a) Formas poliméricas, (b-c) posicionamento das armaduras, (d) transporte do concreto até as formas, (e) adensamento do concreto e (f) nivelamento e regularização da superfície do concreto



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



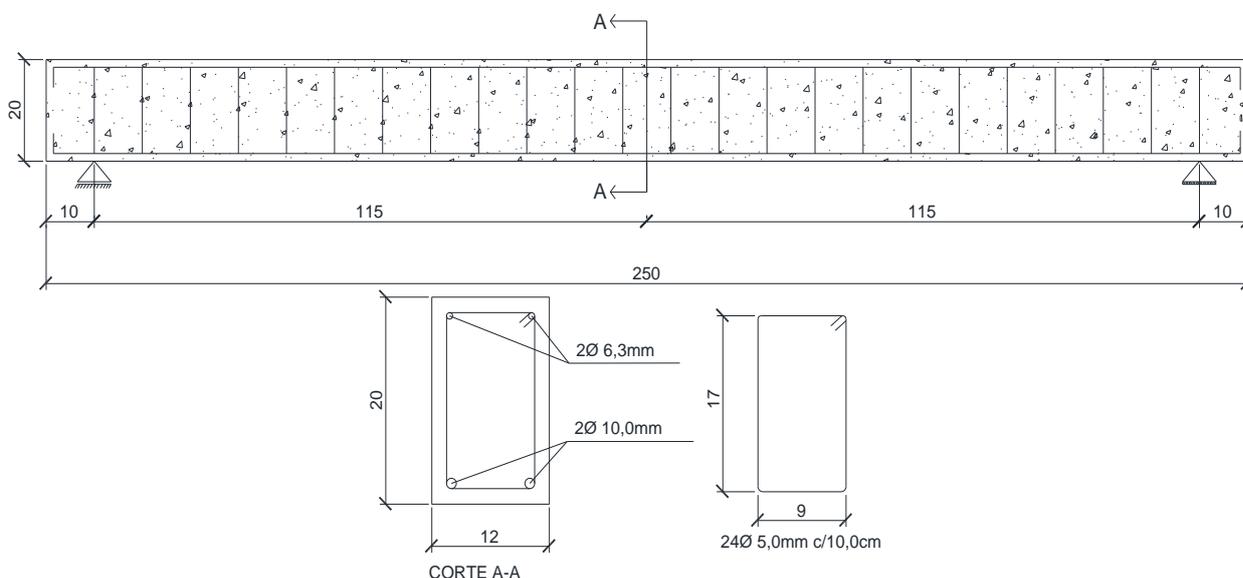
(f)

Fonte: Sarti Junior (2020)

Sarti Junior (2020) relata que o concreto utilizado para confecção das vigas foi do tipo usinado fornecido pela concreteira CONSTROESTE, localizada na cidade de São Carlos – SP. A resistência característica à compressão exigida foi de 30MPa com dimensão máxima do agregado de 19mm, com consumo de cimento de 221,5kg/m³, resultando em um traço (cimento: areia grossa: brita nº1) igual à 1: 5,45: 5,87. Conforme indica a NBR 12655 (ABNT, 2015), em ambientes com classe de agressividade I, determina-se um consumo de cimento mínimo de 260,0kg/m³, destacando que o concreto fornecido apresentou um consumo inferior ao exigido por norma.

O programa experiencial completo é composto por 28 vigas (sendo quatro de referência, oito para os ensaios de 1000 horas, oito para ensaios de 5000 horas e oito para os ensaios de 10000 horas) com dimensões de 12cm x 20cm x 250cm, armadas à flexão, com duas barras de aço CA-50 com diâmetro de 10mm e dois porta estribos com diâmetros de 6,3mm. Além disso, considerando uma possível ruptura por cisalhamento, foram utilizados estribos de aço do tipo CA-60, com diâmetros de 5mm espaçados a cada 10cm. A Figura 24 apresenta o projeto dimensional e as características das vigas em concreto armado.

Figura 24: Projeto dimensional das vigas em concreto armado. Unidades em cm



Fonte: Adaptado de Ferreira (2019)

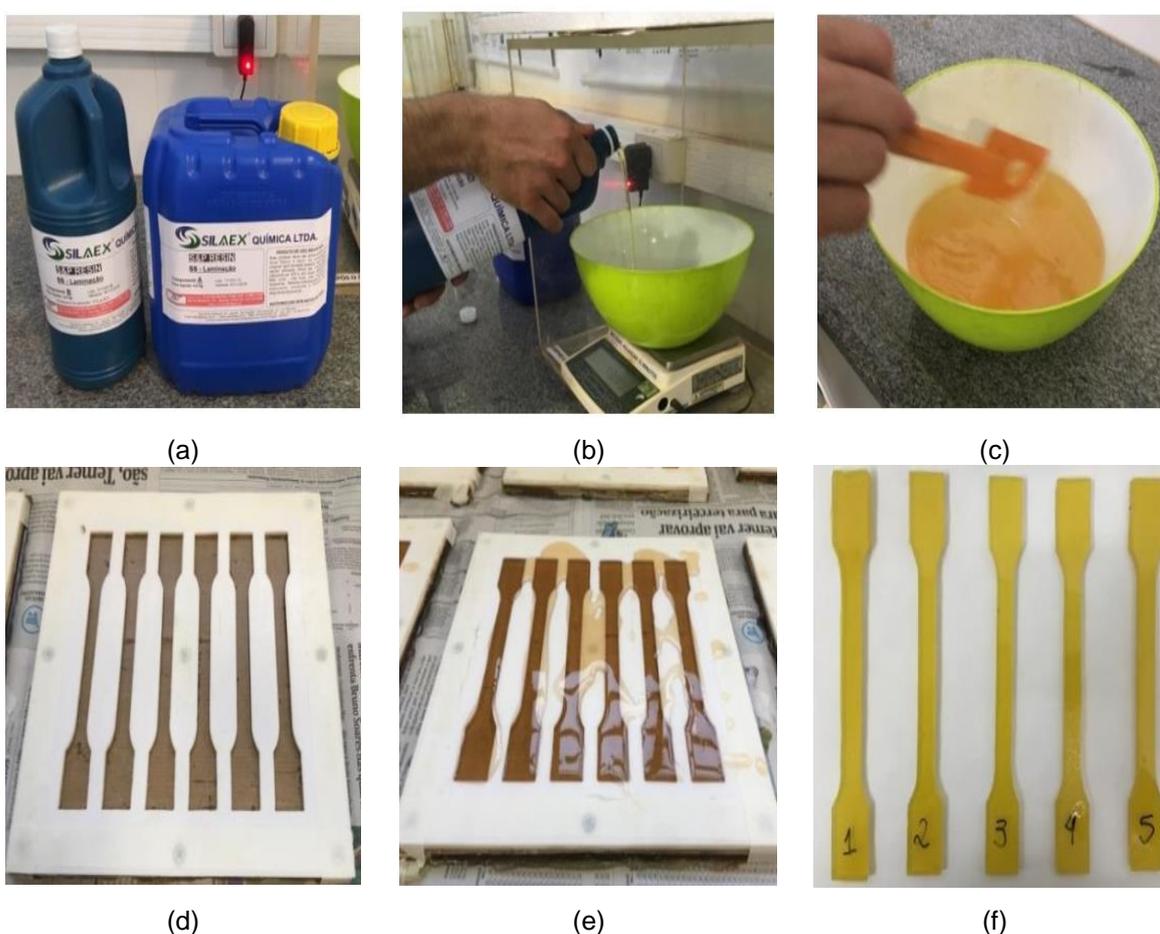
3.3 RESINAS

A confecção dos corpos de provas das resinas epoxídicas bi-componentes do tipo *primer* e de saturação, designadas respectivamente por resinas A e B, foram todas realizadas por Sarti Junior (2020), tendo como base as diretrizes normativas da ISO 527-1 (ISO, 2012) e da ISO 527-2 (ISO, 2012). O autor pautou-se na pesquisa iniciada por Escobal (2017) ao qual pertence ao grupo de estudos de materiais compósitos da UFSCar, cujo objetivo foi analisar

a degradação destas resinas, por meio de tração direta uniaxial, para corpos de provas expostos ao ambiente laboratorial, com umidade constante e também ao intemperismo.

Logo, de acordo com as norma citadas, foram confeccionados cinco corpo de provas com auxílio de moldes em teflon para cada resina, ambiente de exposição e período de tempo. A Figura 25 apresenta a sequência metodológica empregada por Ferreira (2019), cuja pesquisa tinha o objetivo de avaliar a degradação das vigas reforçadas à flexão com mantas de CFRP quando expostas ao intemperismo.

Figura 25: (a) Componentes, (b) pesagem dos componentes, (c) mistura mecânica, (d-e) moldes de teflon antes e depois do lançamento da resina e (f) aspecto final dos corpos de prova



Fonte: Ferreira (2019)

Sarti Junior (2020) confeccionou 80 corpos de provas, sendo 40 para resinas do tipo A e 40 para resinas do tipo B, aos quais foram mantidos em ambientes laboratoriais (NETPRÉ – Núcleo de Estudos e Tecnologia em Pré-Moldados de concreto) e expostos à degradação acelerada (Tanque de degradação), conforme resume a Tabela 10. Vale ressaltar que os corpos de prova foram colocados no tanque de degradação acelerada após o período de cura total, considerando como sendo 14 dias após sua moldagem.

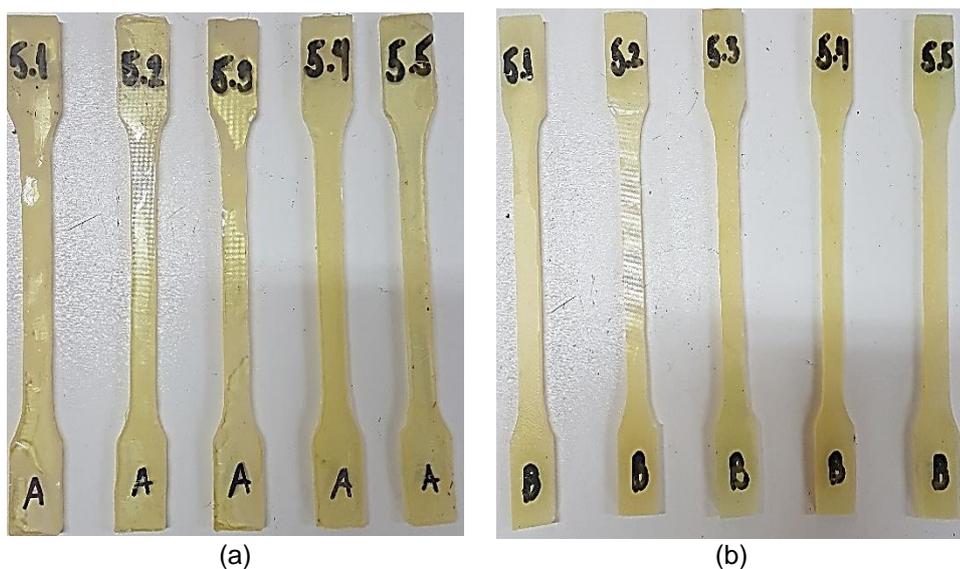
Tabela 10: Resumo da campanha experimental das resinas epoxídicas

Idades	Resina A		Resina B	
	Laboratorial	Tanque	Laboratorial	Tanque
7 dias ¹	5	-	5	-
14 dias ¹	5	-	5	-
1000h ¹	5	5	5	5
5000h ²	5	5	5	5
10000h ³	5	5	5	5

¹Ensaio de caracterização realizados por Sarti Junior (2020); ²Ensaio previstos para o presente trabalho, porém impossibilitados de serem executados devido à pandemia; ³Ensaio de caracterização realizados em trabalhos futuros.

Fonte: Adaptado de Sarti Junior (2020)

A nomenclatura adotada para os corpos de provas referentes as resinas epoxídicas seguiram o padrão definido: na parte superior a designação p.k, sendo “p” referente a idade as quais foram ensaiadas, “k” o número do elemento (variando de 1 a 5) e na parte inferior a indicação do tipo de resina (A ou B), conforme o apresentado na Figura 26.

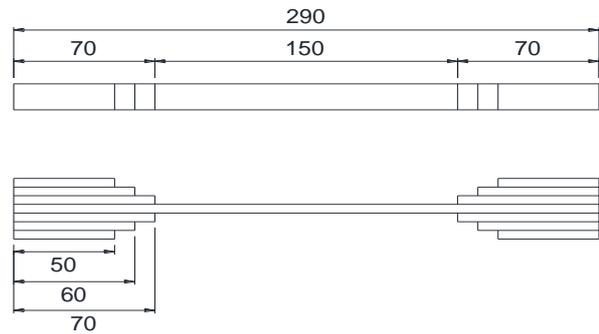
Figura 26: (a) Corpos de prova resina A e (b) Corpos de prova resina B

Fonte: Próprio autor

3.4 COMPÓSITO DE CFRP

A moldagem dos corpos de prova relativos aos CFRP também foi toda efetuada por Sarti Junior (2020) seguindo as recomendações da norma ISO 527-5 (ISO, 2009), a qual estabelece padrões específicos referentes a geometrias e dimensões dos modelos. A Figura 27 apresenta tanto as dimensões recomendadas como também um conjunto real dos corpos de prova em CFRP.

Figura 27: Geometria e dimensões dos corpos de prova para compósitos em CFRP. Unidades em mm



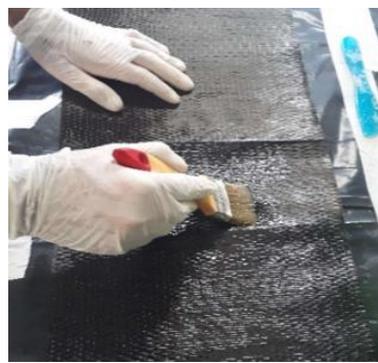
Fonte: Ferreira (2019)

Sarti Junior (2020) afirma que foram utilizados mantas do tipo C-Sheet 240 com gramaturas de 300g/m tanto na elaboração dos corpos de prova como também na aplicação do sistema de reforço das vigas em concreto armado. Além disso, utilizou-se do sistema de cura *"in situ"* em que tanto o compósito quanto a resina (neste caso a resina de saturação, tipo B) são curados no próprio local de aplicação, isto porque, as fibras e as resinas são fornecidas separadamente. A Figura 28 apresenta a sequência metodológica utilizada para elaboração dos corpos de prova em CFRP.

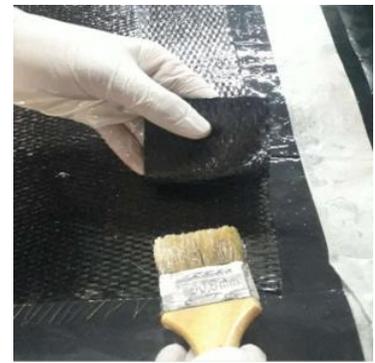
Figura 28: (a) Corte da manta, (b) impregnação da resina tipo B na manta, (c) impregnação da resina tipo B na área das amarras, (d) posicionamento das camadas na região das amarras, (e) alinhamento da manta e (f) aspecto final dos corpos de prova em CFRP



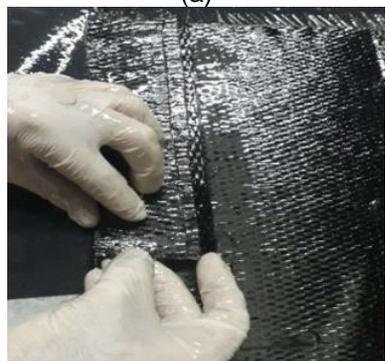
(a)



(b)



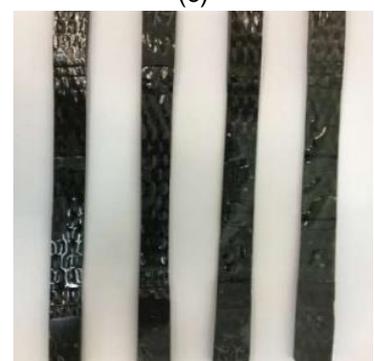
(c)



(d)



(e)



(f)

Fonte: Sarti Junior (2020)

Sarti Junior (2020) confeccionou 40 corpos de prova sendo 25 mantidos em ambiente laboratorial (LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais) e 15 expostos a degradação acelerada (Tanque de degradação), conforme resumo apresentado na Tabela 10. Vale ressaltar que, assim como as resinas, os corpos de prova de CFRP foram inseridos no tanque de degradação acelerada após o período de cura total (também considerado como sendo 14 dias após a moldagem dos corpos de prova).

Tabela 11: Resumo da campanha experimental dos corpos de prova de CFRP

Idades	Corpos de Prova de CFRP	
	Laboratorial	Tanque
7 dias ¹	5	-
14 dias ¹	5	-
1000h ¹	5	5
5000h ²	5	5
10000h ³	5	5

¹Ensaio de caracterização realizados por Sarti Junior (2020); ²Ensaio previstos para o presente trabalho, porém impossibilitados de serem executados devido à pandemia; ³Ensaio de caracterização realizados em trabalhos futuros.

Fonte: Adaptado de Sarti Junior (2020)

3.5 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Neste item serão discutidos os ensaios de caracterização para obtenção das propriedades mecânicas do concreto e aço, tanto para o ambiente em condições naturais como também os expostos ao protocolo de degradação acelerada.

3.5.1 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

As propriedades mecânicas analisadas no concreto foram a resistência à compressão axial e o módulo de elasticidade seguindo as indicações apresentadas pelas normas NBR 5739 (ABNT, 2018) e NBR 8522 (ABNT, 2017), respectivamente.

A moldagem dos corpos de prova foi realizada junto a concretagem das vigas seguindo as diretrizes definidas pela NBR 5738 (ABNT, 2015), originando modelos no formato cilíndrico com dimensões de 10cm x 20cm, aos quais foram armazenados tanto no ambiente laboratorial como também no tanque de degradação após o período de cura, para que pudessem ser ensaiados na mesma idade que as vigas (Figura 29).

Vale pontuar que tanto as vigas como também os corpos de provas foram cobertos com uma lona plástica durante seu período de cura visando a redução da perda de água por evaporação, diminuindo, assim, os efeitos de retração devido às reações exotérmicas presentes na fase de endurecimento do concreto.

Figura 29: (a) Corpo de prova mantidos em ambiente laboratorial e (b) mantidos no tanque de acondicionamento acelerado



Fonte: Próprio autor

Para a realização dos ensaios foram retificadas as superfícies superiores e inferiores de cada corpo de prova, possibilitando uma melhor distribuição de tensões no momento da aplicação da carga. Também foram realizadas a aferição dos diâmetros dos corpos de prova cilíndricos com auxílio do paquímetro, tal como apresenta a Figura 30.

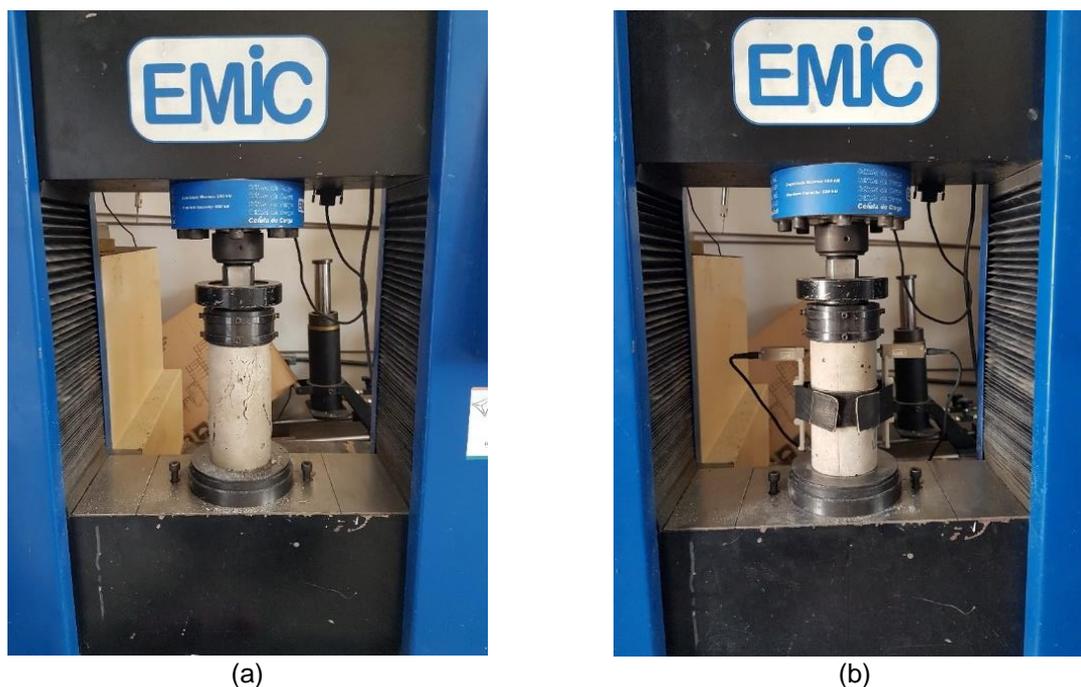
Figura 30: (a) Retificação de corpos de prova e (b) aferição do diâmetro dos corpos de prova



Fonte: Próprio autor

Os ensaios de compressão axial e módulo de elasticidade foram realizados no Laboratório de Sistemas Estruturais (LSE), o qual se localiza nas dependências da Universidade Federal de São Carlos. Para isso utilizou-se da máquina de ensaio universal do modelo DL 60000, da empresa EMIC, cuja capacidade máxima de carga é de 600kN, conforme apresenta a Figura 31a. Para os ensaios de módulo de elasticidade foram utilizados extensômetros eletrônicos removíveis da marca EMIC com comprimento de leitura 150mm, fixados na face lateral dos corpos de prova (Figura 31b).

Figura 31: (a) Ensaio de resistência à compressão e (b) de módulo de elasticidade



Fonte: Próprio autor

A Tabela 12 apresenta um resumo da campanha experimental relativa aos corpos de prova de concreto elaborados considerando os períodos de referência (28 dias), 1000 horas, 5000 horas e 10000 horas. Vale ressaltar que devido à problemas na moldagem, alguns corpos de prova foram descartados resultando em apenas 3 corpos de prova para as idades de 5000h e 10000h, impossibilitando a utilização de 5 amostras conforme o recomendado na norma.

Tabela 12: Resumo dos corpos de prova de concreto

Ambiente de exposição	Tipo de ensaio	Previsão de ensaio	Quantidade de corpos de prova
Referência	Compressão axial e módulo de elasticidade	28 dias após a concretagem ¹	5
Laboratorial	Compressão axial e módulo de elasticidade	1000h ¹	5
		5000h ²	3
		10000h ³	3
Tanque de degradação	Compressão axial e módulo de elasticidade	14 dias após a aplicação do reforço ¹	5
		1000h ¹	5
		5000h ²	3
		10000h ³	3
Total			32

¹Ensaio realizado por Sarti Junior (2020); ²Ensaio realizado no presente trabalho; ³Ensaio realizado em trabalhos futuros.

Fonte: Adaptado de Sarti Junior (2020)

3.5.2 CARACTERIZAÇÃO DO AÇO

As barras metálicas foram ensaiadas no Laboratório de Sistemas Estruturais (LSE), sendo suas propriedades mecânicas avaliadas por meio do ensaio de tração direta normatizado pela NBR 6892-1 (ABNT, 2018), obtendo os valores de tensão, deformação e módulo de elasticidade do aço.

Para realização do ensaio foram utilizados 3 corpos de prova com diâmetro de 10mm e comprimento de 60cm cada e para aferição dos dados fez-se uso de extensômetros eletrônicos da marca EMIC com comprimento de leitura de 150mm posicionados no centro de cada barra, conforme a Figura 32.

Figura 32: (a) Ensaio de tração direta e (b) aspecto final das amostras



Fonte: Próprio autor

Vale ressaltar que o ensaio de caracterização foi realizado por Sarti Junior (2020) para o período de referência relacionado aos modelos mantidos em condições naturais.

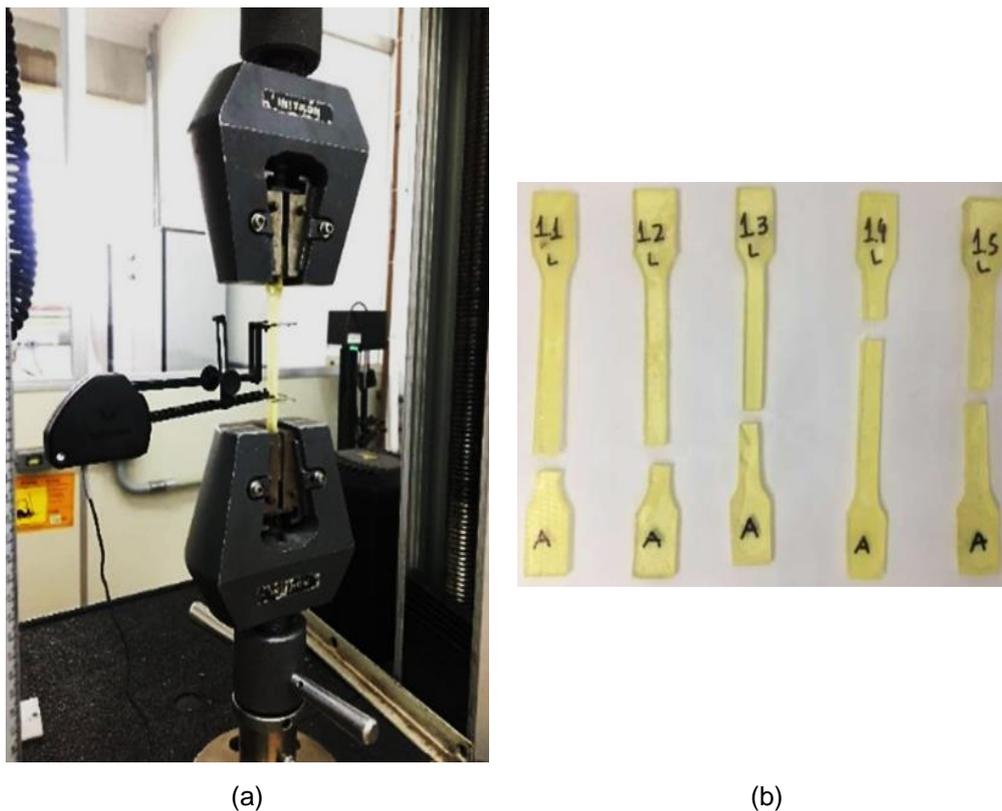
3.5.3 CARACTERIZAÇÃO DA RESINA EPOXÍDICA

Os ensaios de caracterização das resinas para as idades de referência e 1000h foram efetuados por Sarti Junior (2020) no Laboratório de Polímeros do Departamento de Engenharia de Materiais (DEMa), o qual também se localiza na Universidade Federal de São Carlos (UFSCar). Os ensaios contaram com auxílio da máquina de ensaio universal

(INSTRON modelo 5569), sendo aplicado controle de deslocamento com taxa constante de 2mm/min, conforme o apresentado na Figura 33.

A caracterização para idade de 5000h não foi realizada devido à indisponibilidade de agendamento dos ensaios no laboratório de polímeros. Essa situação ocorreu devido ao aumento das medidas restritivas a fim de combater a disseminação do coronavírus no estado de São Paulo.

Figura 33: (a) Ensaio de tração uniaxial e (b) corpos de provas após o ensaio



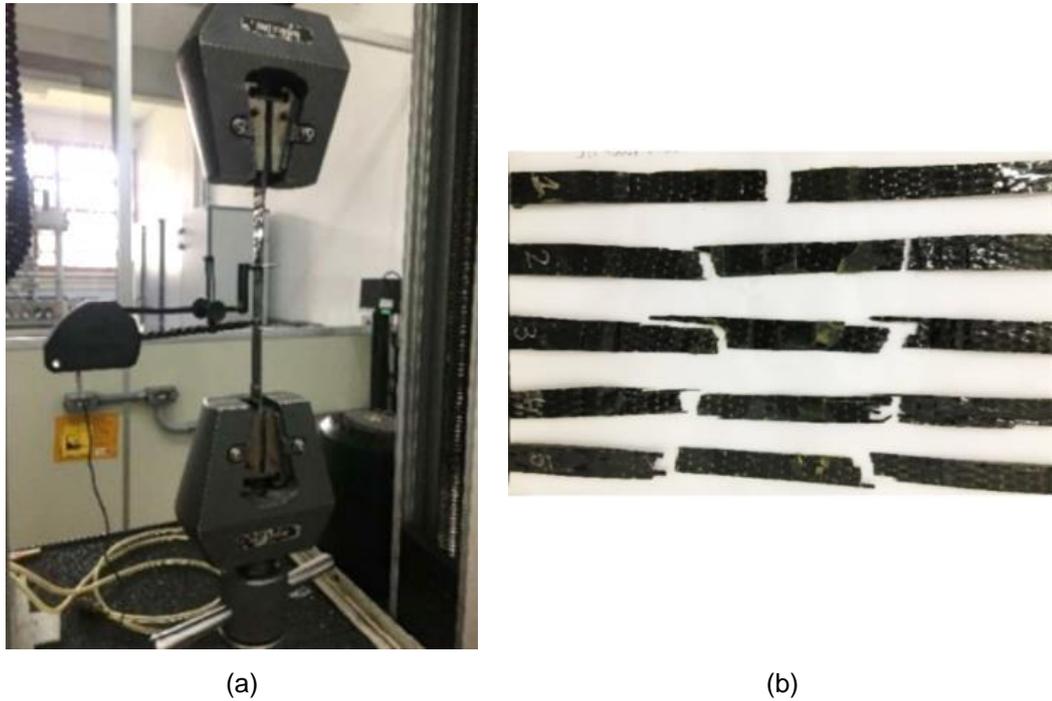
Fonte: Sarti Junior (2020)

3.5.4 CARACTERIZAÇÃO DO COMPÓSITO EM CFRP

Assim como os ensaio de tração uniaxial das resinas, os ensaios de caracterização dos CFRP para idades de referência e 1000h, foram efetuados por Sarti Junior (2020) no DEMa, com auxílio da máquina de ensaio universal (INSTRON modelo 5569), seguindo a taxa constante de aplicação de deslocamento de 2mm/min, conforme apresenta a Figura 34.

Os ensaios de tração uniaxial para idade de 5000h das resinas não foram realizados devido à indisponibilidade de agendamento no laboratório de polímeros devido ao aumento das medidas restritivas no estado de São Paulo a fim de combater a disseminação do coronavírus.

Figura 34: (a) Ensaio de tração uniaxial e (b) corpos de provas após do ensaio

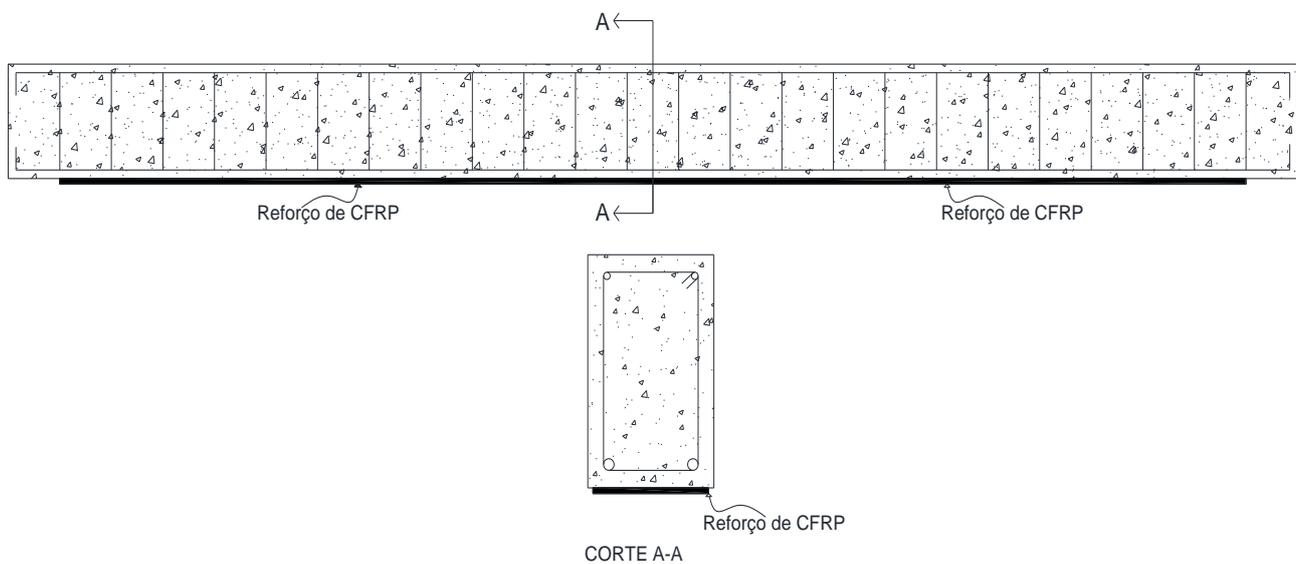


Fonte: Sarti Junior (2020)

3.6 APLICAÇÃO DO REFORÇO

A técnica utilizada para aplicação do sistema de reforço foi a EBR na região de momentos fletores positivos. Assim, mantas em CFRP foram aplicadas na zona tracionada da viga (parte inferior), conforme apresenta a Figura 35.

Figura 35: Posicionamento do reforço em CFRP



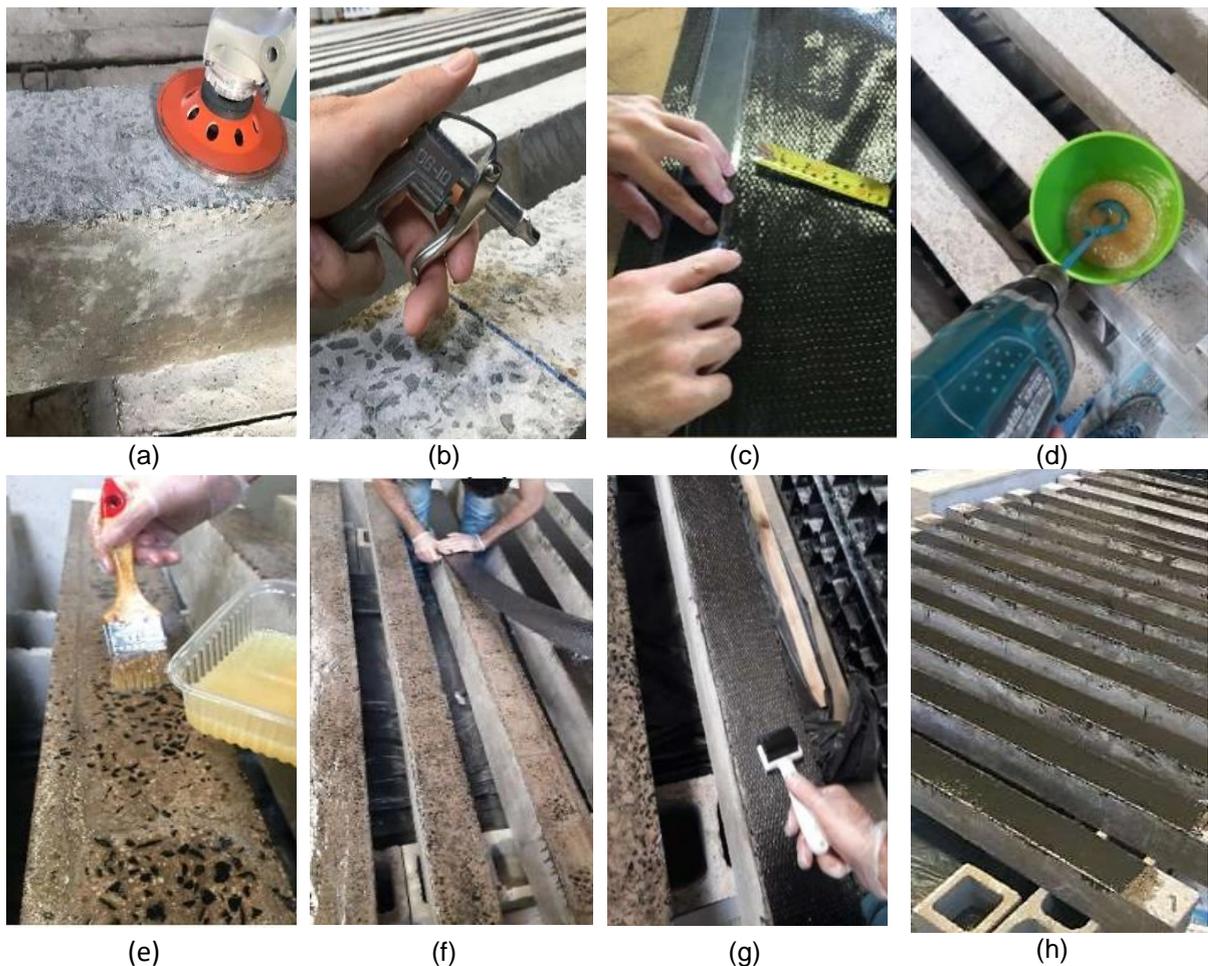
Fonte: Adaptado de Ferreira (2019)

Para a aplicação das mantas, inicialmente foi realizado o desbaste da camada superficial das vigas até a exposição dos agregados com o uso de uma esmerilhadeira, seguido da limpeza das partículas sólidas com auxílio de ar comprimido.

Após o tratamento da camada superficial foi elaborada a mistura da resina do tipo *primer* e catalisador, com o uso de uma misturador acoplado em uma furadeira durante 3 minutos conforme indica o fabricante. A finalidade da aplicação da resina tipo *primer* é regularizar a superfície melhorando a aderência do FRP com o substrato de concreto. Na sequência foram realizados os cortes e a impregnação da resina nas mantas, finalizando com a colagem externa do FRP com a resina de saturação (do tipo B).

Vale ressaltar, que a colagem das mantas ocorreu após 40 minutos da aplicação da resina tipo *primer*. A Figura 36 apresenta os procedimentos para aplicação do reforço das mantas em CFRP por meio da técnica EBR.

Figura 36: (a) Desbaste da superfície do concreto, (b) limpeza dos resíduos sólidos, (c) corte das mantas, (d) mistura mecânica, (e) aplicação da resina *primer*, (f) alinhamento e posicionamento das mantas em CFRP, (g) aplicação da resina de saturação e (h) aspecto final das vigas reforçadas



Fonte: Adaptado de Sarti Junior (2020)

3.7 AMBIENTE DE EXPOSIÇÃO

Neste item serão apresentados os dois ambientes (laboratorial em condições naturais – LAB, e o tanque de acondicionamento acelerado - ACP) onde foram mantidas as vigas, com e sem a presença do reforço, juntamente com os corpos de prova analisados nessa pesquisa (concreto).

O ambiente escolhido para alojar os modelos laboratoriais (LAB) foi o laboratório NETPRE, e o ambiente definido para a elaboração do tanque de acondicionamento acelerado foi a oficina mecânica, ambos pertencentes as dependências do departamento de Engenharia Civil (DECiv) da UFSCar, conforme o mapa de localização representado na Figura 37.

Figura 37: Localização dos laboratórios



Fonte: Adaptado de Google Maps (2021)

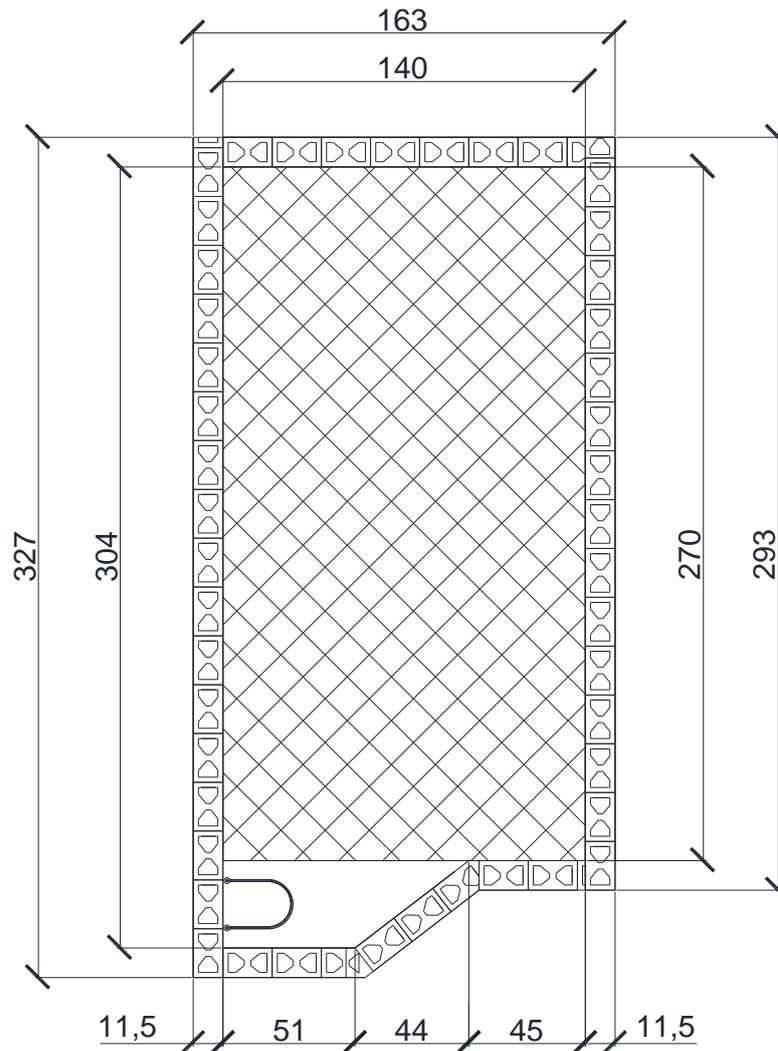
O ambiente laboratorial tinha como característica principal a proteção contra intempéries, pois consiste em um local fechado e coberto, evitando a entrada de agentes que poderiam desencadear um processo de degradação não desejado tanto nos corpos de prova como também nas vigas.

O tanque de acondicionamento acelerado foi elaborado conforme as prescrições normativas da ACI 440.9R (ACI, 2015), tendo a temperatura controlada por meio de termostato e aferida regularmente, apresentando-se na ordem de $50 \pm 3^{\circ}\text{C}$, como recomendado.

O tanque foi construído no formato prismático, contendo uma área total aproximada de $4,0\text{m}^2$ e um espaço de $0,25\text{m}^2$ destinado a locação do sistema de aquecimento, conforme apresenta a Figura 38. Possuía estrutura provisória composta por blocos cerâmicos com

dimensões 11,5cm x 19cm x 19cm, sem a utilização de argamassa sendo revestido com lonas plásticas tanto na parte inferior para evitar eventuais vazamentos quanto na parte superior com a finalidade de diminuir a perda de água por evaporação e limitar o ingresso de poeira e animais.

Figura 38: Projeto dimensional do tanque de acondicionamento. Unidades em cm



Fonte: Próprio autor

Para realizar o aquecimento e manutenção da temperatura conforme propõem a ACI 440.9R (ACI, 2015), fez-se uso de um sistema contendo resistência elétrica tubular de imersão com 2000W de potência do tipo “U”, ligada a uma rede elétrica vertical com tensão fornecida de 220V e termostato de 30A, cuja função era de regular a temperatura interna.

A Figura 39 apresenta tanto o ambiente laboratorial como também o tanque de acondicionamento acelerado. Vale ressaltar que semanalmente foi aferida a altura de lâmina de água no tanque, mantendo-se um padrão de 14cm de altura, ao qual resulta em um volume útil aproximado de 560l.

Figura 39: (a-b) Vigas no ambiente laboratorial, (c) sistema de movimentação interno das vigas, (d) tanque de acondicionamento descoberto, (e) tanque de acondicionamento coberto com a lona plástica, (f) sistema elétrico vertical, (g) sistema de aquecimento, (h) aferição da temperatura e (i) correção da lâmina de água



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)



(h)



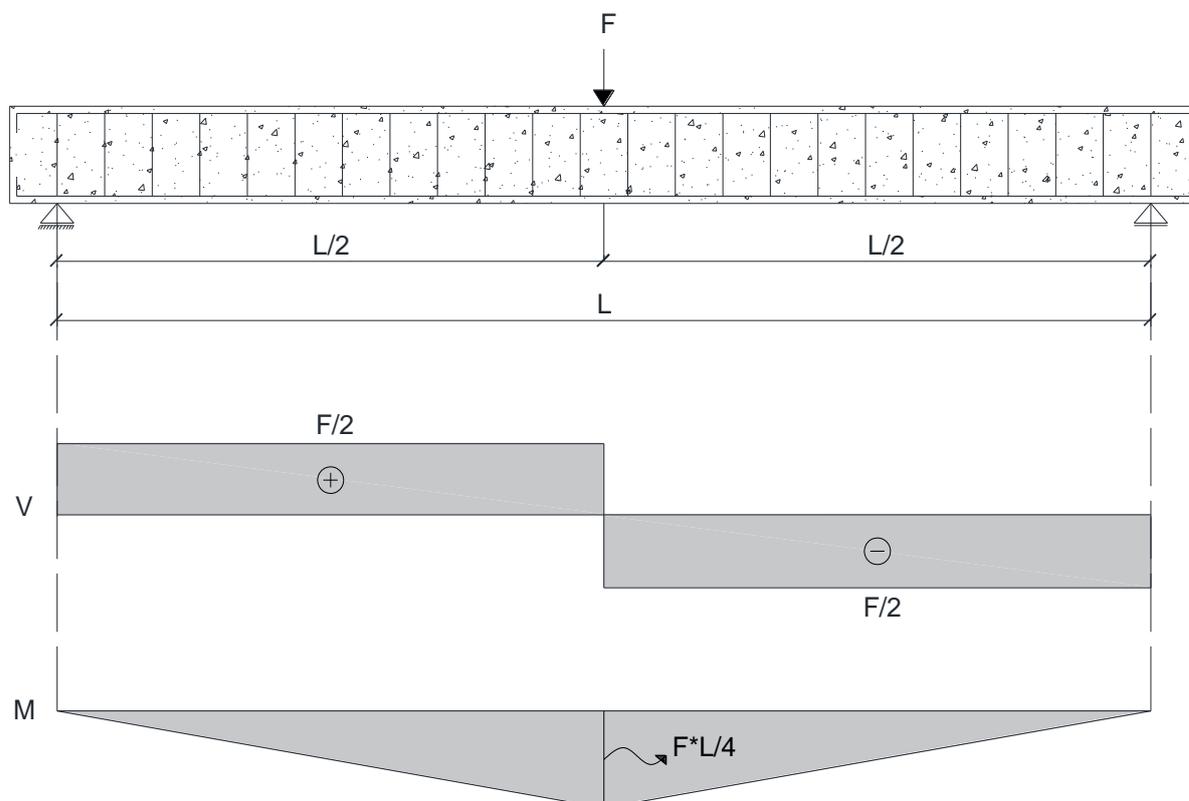
(i)

Fonte: Próprio autor

3.8 INSTRUMENTAÇÃO E ENSAIOS DE FLEXÃO NAS VIGAS

Os ensaios de flexão em três pontos nas vigas fundamentam-se na aplicação gradativa de uma força controlada com taxa constante de deslocamento de 1,00mm/min até a ruptura das vigas reforçadas e considerando um critério de parada do registro de informações para um deslocamento vertical de 50 mm relativo as vigas não reforçadas. A Figura 40 apresenta o esquema utilizado no ensaio à flexão de vigas biapoiadas juntamente com os diagramas característicos de esforço cortante (V) e momento fletor (M).

Figura 40: Esquema de ensaio das vigas em concreto armado



Fonte: Adaptado de Ferreira (2019)

Foram realizados os ensaios para as vigas com idades de 5000h (conforme apresentado na Tabela 9) para os dois ambientes apresentados, na Figura 41. Vale destacar que as vigas presentes no tanque de degradação foram ensaiadas dentro de um período de até cinco horas após sua retirada, a fim de evitar variações nos resultados, tal como o recomendado pela norma ACI 440.9R (ACI, 2015).

Figura 41: Ensaio de flexão das vigas em concreto armado reforçadas com mantas de CFRP: (a) Vista frontal e (b) lateral



(a)

(b)

Fonte: Próprio autor

Os ensaios de flexão foram realizados no laboratório LSE da UFSCar. Inicialmente, foram realizadas as instrumentações das vigas mantidas em ambiente laboratorial, e posteriormente, à medida que se decorriam os ensaios (das vigas laboratoriais), eram efetuadas, simultaneamente, as instrumentações das vigas recém retiradas do tanque de modo que não fosse extrapolado o limite de cinco horas após a sua retirada.

Para a realização da leitura das deformações no concreto, fez-se uso de extensômetros elétricos (SG) do modelo PA-06-1500BA-120-L com resistência de 120Ω e leitura máxima de 50 mm, produzidos pela empresa EXCEL SENSORES, o qual é identificado como nomenclatura SG1. Para sua fixação foi realizado o desbaste da superfície do concreto até a exposição dos agregados com auxílio de uma esmerilhadeira, e o SG foi colado com cola do tipo araldite no centro superior da viga em concreto armado (entre os apoios executados em massa plástica), permitindo melhor distribuição de carga no momento da execução do ensaio, conforme ilustra a Figura 42.

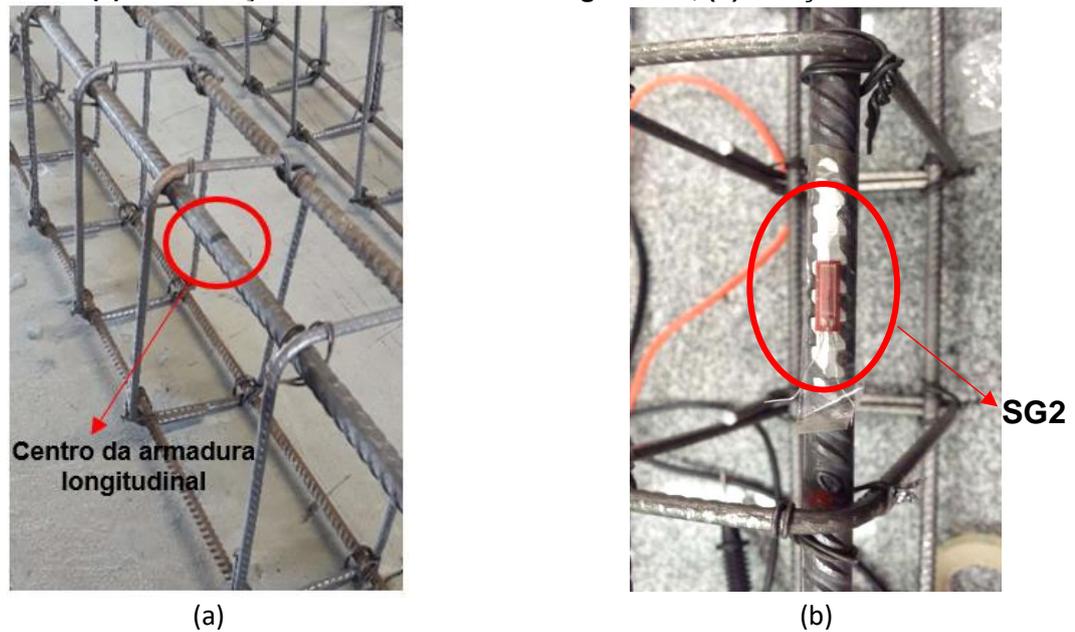
Figura 42: (a) Regularização da superfície do concreto, (b) determinação do centro da viga, (c) aplicação da massa plástica, (d) aspecto final do apoio para distribuição de carga, (e) colagem do extensômetro elétrico e (f) extensômetro elétrico posicionado



Fonte: Próprio autor

Para leitura da deformação nas armaduras longitudinais, Sarti Junior (2020) realizou a fixação dos extensômetros elétricos do modelo KGF-10-120-C1-11 com resistência de 120Ω e leitura máxima de 10mm, produzidos pela empresa KYOWA. Estes extensômetros foram posicionados no centro de uma das armaduras longitudinais, antes da concretagem das vigas, sendo adotada a nomenclatura de SG2, tal como ilustrado na Figura 43.

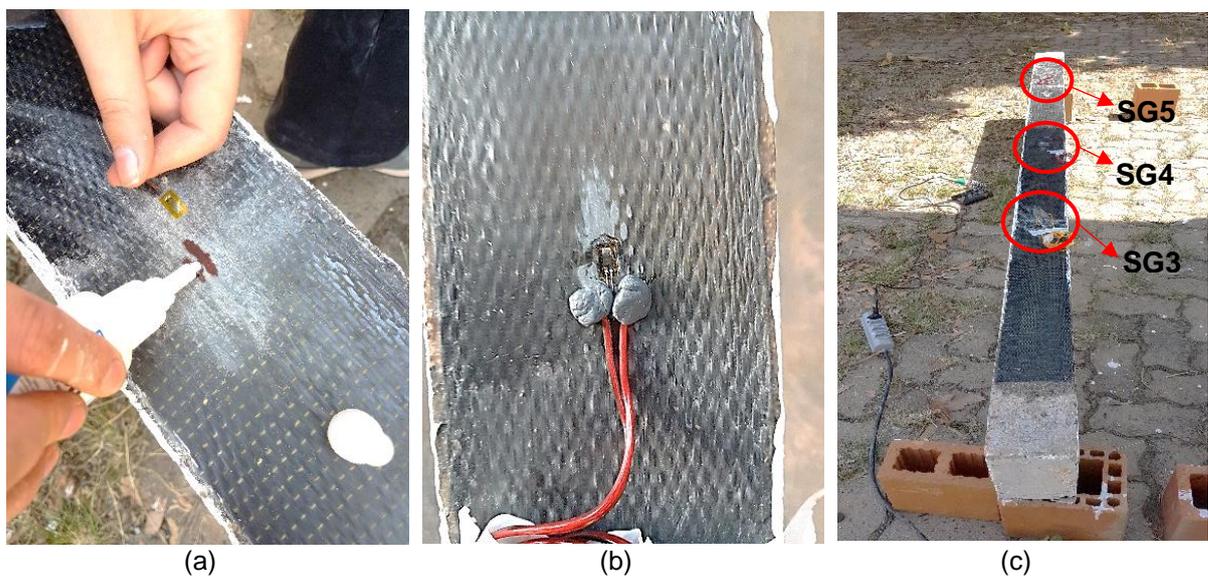
Figura 43: (a) Demarcação do centro da barra longitudinal, (b) Fixação do extensômetro



Fonte: Adaptado de Sarti Junior (2020)

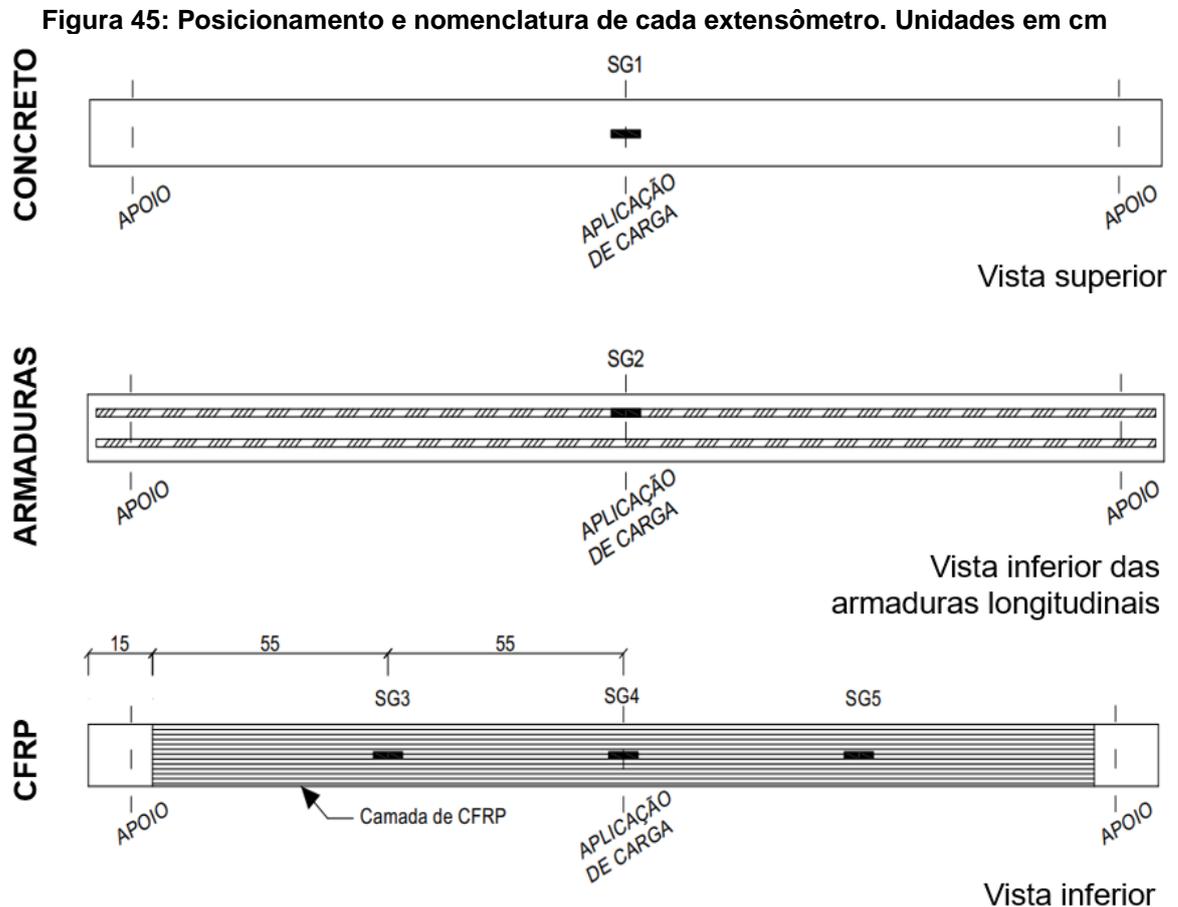
Para leitura das deformações dos compósitos em CFRP utilizou-se, também, extensômetros elétricos do modelo KGF-10-120-C1-11 com resistência de 120Ω e leitura máxima de 10mm, produzidos pela empresa KYOWA. Para facilitar a fixação dos extensômetros, foi lixada a superfície do compósito e demarcado o seu centro. Posteriormente, foram posicionados três extensômetros distantes 55cm entre si, permitindo a leitura da deformação tanto no centro do reforço (SG4) como também a um quarto dos vãos livres (SG3 e SG5), conforme ilustra a Figura 44.

Figura 44: (a) Colagem do extensômetros no local demarcado, (b) extensômetro fixado no reforço e (c) aspecto final



Fonte: Próprio autor

A Figura 45 apresenta uma síntese do posicionamento de cada extensômetro juntamente com suas respectivas nomenclaturas.



Fonte: Adaptado de Ferreira (2019)

A seguir serão listados os equipamentos utilizados para realização dos ensaios de flexão e apresentados na Figura 46.

- Aparato metálico utilizado como suporte para o posicionamento da viga em concreto armado na máquina de ensaio universal;
- Máquina de ensaio universal da marca EMIC e modelo DL 60000, para aplicação da força ao meio vão;
- Célula de carga com capacidade de 600kN e resolução de 0,1kN acoplada na máquina de ensaio universal;
- Célula de carga externa com capacidade de 200kN e resolução de 0,01kN;
- Sistema de aquisição de dados da marca LYNX e modelo ADS-2000, utilizado para medir as deformações dos extensômetros posicionados nas armaduras longitudinais, no concreto e no sistema de reforço em CFRP;

- Dois transdutores de deslocamento (LVDT 130306, apoio fixo e LVDT 130302, apoio móvel) posicionados nas duas extremidades da viga, a fim de aferir a rotação dos apoios, possuindo campo de leitura de 25mm ($\pm 0,01$ mm);
- Dois transdutores de deslocamento (LVDT 130305, apoio fixo e LVDT 130304, apoio móvel) posicionados nas duas extremidades do perfil metálico, alinhados aos apoios, com a finalidade de aferir o deslocamento do aparato metálico, possuindo campo de leitura de 25mm ($\pm 0,01$ mm); e
- Um transdutor de deslocamento vertical (LVDT HS100 50257529) posicionado no centro da viga e fixado com auxílio de um suporte externo para aferição do deslocamento a meio vão, possuindo campo de leitura de 100mm ($\pm 0,01$ mm).

Figura 46: (a) Perfil metálico, (b-c) máquina de ensaio universal com o perfil metálico, (d) células de cargas, (e) sistema de aquisição de dados, (f) LVDT 130302 - apoio móvel, (g) LVDT 130304 - apoio móvel e (h) LVDT HS100 50257529



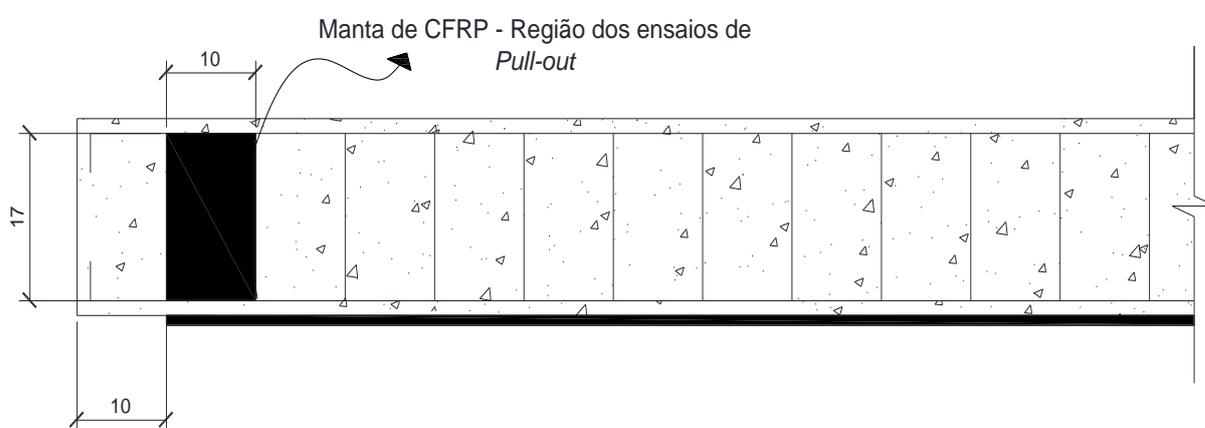
Fonte: Próprio autor

3.9 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO (*PULL-OUT*)

Neste programa experimental foram analisadas as tensões de aderência do reforço composto pela manta de CFRP, resina e o substrato das vigas em concreto armado, com idade de 5000h tanto para o ambiente laboratorial como também para as expostas ao protocolo de acondicionamento acelerado conforme apresentado na Tabela 9.

Durante a aplicação do sistema de reforço à flexão (zona tracionada), adicionalmente foi feita a aplicação de um fragmento do reforço com dimensões de 10 x 17cm² na face lateral da viga. Entretanto, o código americano ACI 440.9R (ACI, 2015) recomenda o posicionamento da fração do reforço nas extremidades do elemento. Porém, devido à presença de ganchos e da armadura de ancoragem neste local, optou-se pela colagem nas faces laterais onde não havia a presença de barras e baixo quadro fissuratório no momento após a realização do ensaio de flexão. A Figura 47 apresenta o esquema e o posicionamento da manta de CFRP na face lateral da viga.

Figura 47: Aplicação de reforço para realização dos ensaios de aderência. Unidades em cm



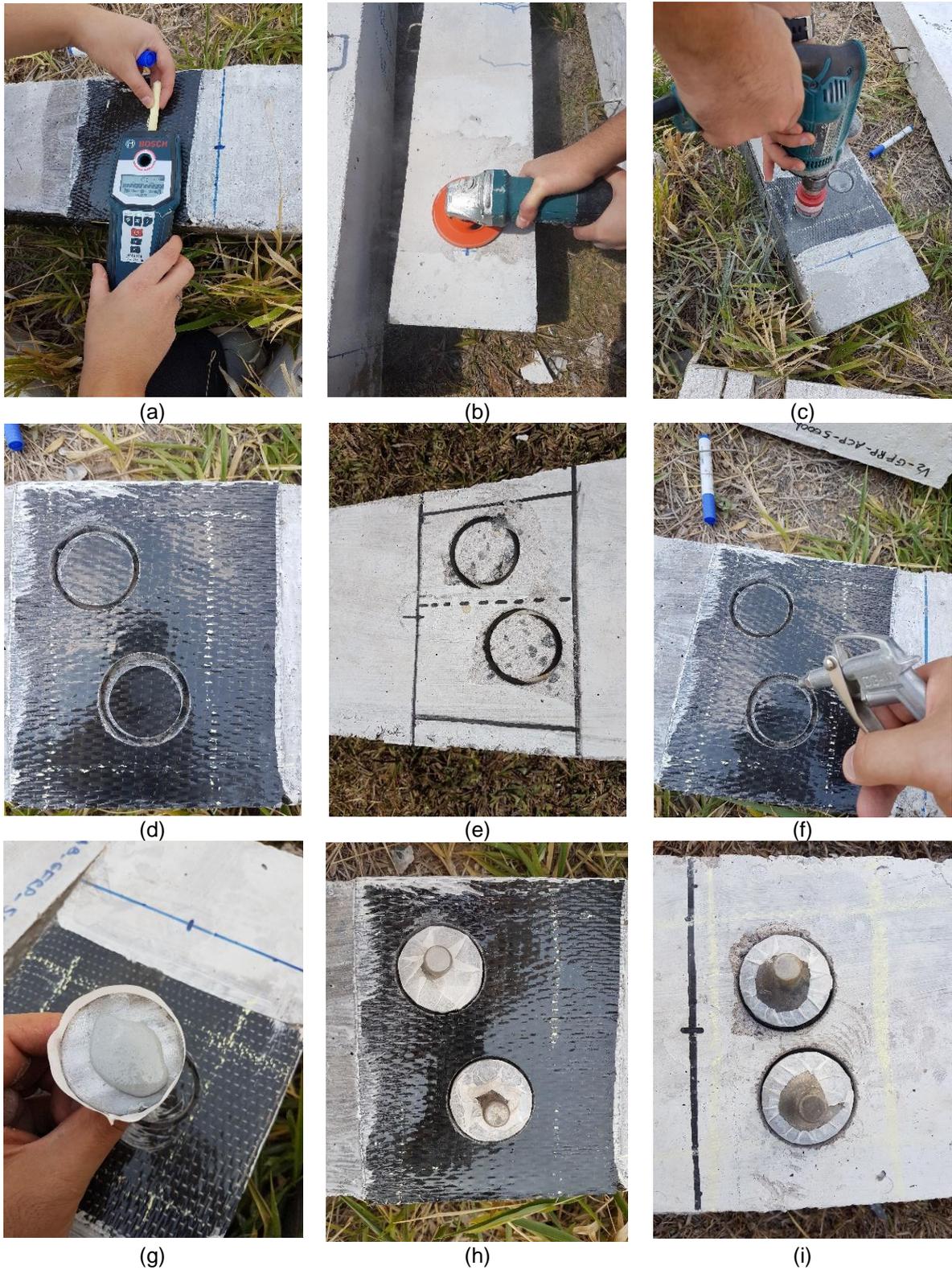
Fonte: Adaptado de Sarti Junior (2020)

Para execução do ensaio inicialmente, realizou-se a remoção da tinta aplicada na superfície das vigas sem o reforço com o uso da esmerilhadeira. Em seguida, determinou-se a posição das armaduras (longitudinais e transversais) com auxílio do pacômetro da marca BOSCH e modelo 0601081000, a fim de facilitar a marcação dos locais a serem perfurados (este procedimento foi realizado nas vigas com e sem o sistema de reforço). Posteriormente, realizou-se com o uso de uma serra copo diamantada de 50mm acoplada a uma furadeira dois furos com profundidade aproximada de 2cm e em seguida efetuou-se a limpeza com compressor de ar.

Por fim, foram coladas as pastilhas ao substrato do reforço e também do concreto, com o uso do adesivo estrutural a base de epóxi da marca COMPOUND. Vale frisar que os ensaios foram efetuados após 14 dias da fixação das pastilhas, período que contempla a cura do adesivo estrutural.

A Figura 48 apresenta os procedimentos para preparação e colagem das pastilhas para que posteriormente se realizasse o ensaio para determinação da tensão de aderência.

Figura 48: (a) Determinação das armaduras, (b) remoção da tinta aplicada, (c) realização dos furos, (d) furos na manta de CFRP, (e) furos no concreto, (f) limpeza dos furos, (g) colagem das pastilhas, (h) aspecto final para vigas reforçadas e (i) aspecto final para vigas não reforçadas



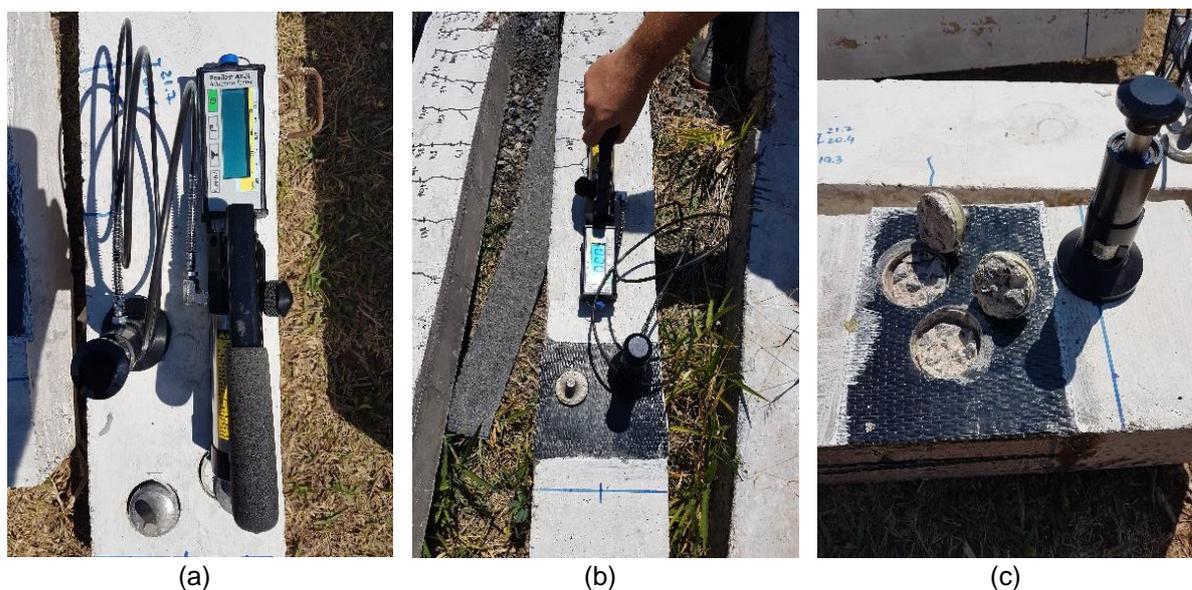
Fonte: Próprio autor

Após o período de cura, iniciou-se os ensaios de arrancamento seguindo as recomendações da norma ASTM D7522 (ASTM, 2015). O ensaio foi realizado com auxílio do

equipamento de arrancamento manual da marca DEFELSKO, modelo ATM50 com campo de leitura digital compreendido no intervalo de 0,4 a 3,3MPa ($\pm 0,01$).

A Figura 49 apresenta os procedimentos metodológicos para execução do ensaio de arrancamento.

Figura 49: (a) Equipamento de arrancamento manual, (b) execução do ensaio e (c) pastilhas arrancadas



Fonte: Próprio autor

3.10 ANÁLISES TEÓRICAS DA CAPACIDADE DE CARGA

Para realização das análises teóricas efetuou-se uma profunda revisão bibliográfica a respeito do dimensionamento de vigas fletidas conforme as recomendações tanto para as modelos sem a presença do sistema de reforço apresentados na NBR 6118 (ABNT, 2014) e na ACI 318 (ACI, 2019) como também para vigas em concreto armado reforçadas com FRP presente na recomendação da ACI 440.2R (ACI, 2017).

Este estudo pode ser visualizado tanto no item 2.7, onde se encontram os roteiros de cálculo, como também no Apêndice A, em que são apresentados exemplos práticos dos dimensionamentos.

Os modelos calculados com base nas recomendações normativas estão relacionados com as propriedades das vigas de referência presentes na pesquisa desenvolvida por Sarti Junior (2020).

A Tabela 13 resume os valores das propriedades mecânicas utilizadas, sendo f_{cm} resistência média à compressão do concreto, f_y tensão de escoamento da armadura, E_s módulo de elasticidade do aço, f_{fu} * tensão última do CFRP, E_f módulo de elasticidade do CFRP, ε_{fu} * deformação última do CFRP, t_f espessura do reforço e b_f largura do reforço. Vale

ressaltar que o módulo de elasticidade do concreto foi determinado mediante as formulação apresentadas na NBR 6118 (ABNT, 2014) e na ACI 318 (ACI, 2019), conforme as Equações apresentadas em A.1.1 e A.2.7.

Tabela 13: Resumo das propriedades mecânicas do concreto, do aço e do CFRP utilizados no dimensionamento teórico

Concreto	Aço		Reforço				
f_{cm} (MPa)	f_y (MPa)	E_s (GPa)	f_{fu}^* (MPa)	E_f (GPa)	ε_{fu}^* (‰)	t_f (mm)	b_f (cm)
32,7	565,0	196,4	2715,5	244,9	11,08	0,176	11,0

Fonte: Adaptado de Sarti Junior (2020)

O intuito principal desta análise é correlacionar a expectativa de carga e deformações dos elementos dimensionados conforme as recomendações normativas aos resultados obtidos por meio dos ensaios experimentais para os períodos de referência, 1000h e 5000h mantidos em ambiente laboratorial e expostos ao protocolo de degradação acelerado. Além disso, os cálculos foram realizados com e sem a presença dos coeficientes de segurança, permitindo verificar suas influências no resultado.

A Tabela 14 apresenta um resumo dos modelos teóricos propostos, sendo utilizado para identificação de cada um o padrão x_y_z, em que “x” refere-se a recomendação normativa (NBR - NBR 6118, A318 - ACI 318 e A440 - ACI 440.2R), “y” corresponde a utilização do sistema de reforço (0, vigas de concreto armado sem reforço e CFRP, vigas de concreto armado reforçadas) e “z” corresponde utilização dos coeficientes de redução (CS, com os coeficientes de segurança e SS, sem os coeficientes de segurança). Vale destacar que o dimensionamento proposto pela ACI 440.2R (ACI, 2017) considerada, também, a influência do ambiente de exposição da estrutura. Logo, para esta recomendação normativa foram atribuídos os valores de coeficientes ambientais (C_E) iguais a 1,00, 0,95 e 0,85, conforme indica a Tabela 8 para materiais em CFRP.

Tabela 14: Modelos analisados por métodos teóricos

Identificação	Modelo	Recomendações Normativas
NBR_0_CS NBR_0_SS	Sem sistema de reforço	NBR 6118 (ABNT, 2014)
A318_0_CS A318_0_SS		ACI 318 (ACI, 2019)
A440_CFRP_CS_1,00 A440_CFRP_SS_1,00	Com sistema de reforço em CFRP	ACI 440.2R (ACI, 2017)
A440_CFRP_CS_0,95 A440_CFRP_SS_0,95		
A440_CFRP_CS_0,85 A440_CFRP_SS_0,85		
A440_CFRP_CS_0,85 A440_CFRP_SS_0,85		

Fonte: Próprio autor

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Serão apresentados os resultados pertinentes aos ensaios de caracterização dos materiais que compõem a pesquisa após aplicação da ACP por um período de 5000h. Vale lembrar que os dados relativos aos períodos de referência (14 dias após a cura do reforço) e 1000h, foram determinados por Sarti Junior (2020), como mencionado anteriormente.

4.1.1 CONCRETO

Com auxílio da máquina de ensaio universal foram determinados a resistência à compressão e o módulo de elasticidade, tanto para as amostras mantidas em ambiente laboratorial como também as expostas à degradação acelerada presentes no tanque com água e temperatura controlada. A Tabela 15 apresenta os valores médios das propriedades mecânicas do concreto. Vale destacar que as idades apresentadas tanto no ambiente laboratorial como também no tanque de degradação, são contadas a partir do período de cura do concreto (28 dias) e do sistema de reforço (14 dias) totalizando 42 dias.

Tabela 15: Resultados das propriedades mecânicas do concreto

Ambiente	Idade (dias)	Período de exposição (horas)	Resistência média à Compressão (MPa)	Módulo de Elasticidade médio (GPa)
Referência	28 ¹	-	32,7 (6,9) *	-
	42 ¹	-	32,7 (10,2) *	-
Laboratorial	42+42 ¹	1000	33,4 (2,8) *	34,7 (1,1) *
	42+209 ²	5000	31,8 (3,4) *	32,8 (17,4) *
Tanque de degradação	42+42 ¹	1000	35,7 (2,7) *	38,2 (1,1) *
	42+209 ²	5000	36,7 (1,7) *	34,4 (0,9) *

* Coeficiente de variação = (Desvio Padrão/Média) ·100

Fonte: Sarti Junior (2020)¹ e próprio autor²

Conforme a análise da Tabela 15 para as idades apresentadas e dentro do mesmo ambiente, nota-se uma baixa variação na resistência média à compressão e no módulo de elasticidade do concreto apresentando um coeficiente de variação de 5,2% e 5,6%, respectivamente. Porém, para os modelos presentes no ambiente de exposição, verifica-se um acréscimo na resistência à compressão de 9,2% e 12,2% ao se comparar os de referência (28 dias) com os expostos ao ambiente de degradação durante os períodos de 1000h e 5000h, respectivamente.

Nota-se o incremento no módulo de elasticidade de 10,1% e 4,9% nos corpos de prova expostos ao protocolo de degradação durante os períodos de 1000h e 5000h, respectivamente, quando comparados aos mantidos em ambiente laboratorial para os mesmos períodos. Este acréscimo influenciará a rigidez da estrutura, tornando-as menos deformáveis quando submetidas aos carregamentos.

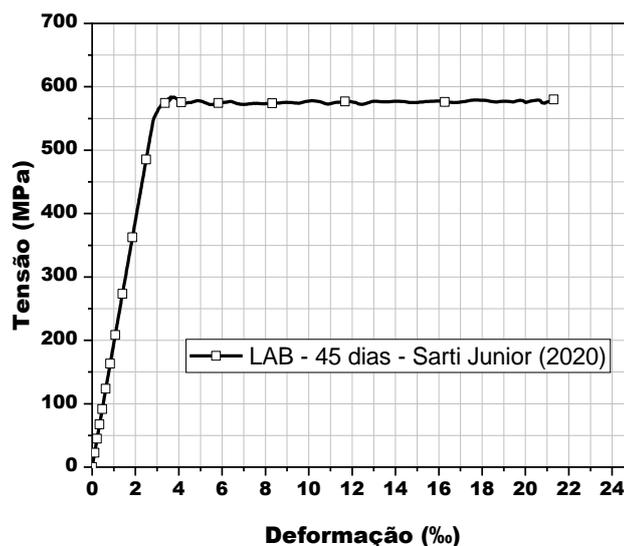
O incremento na resistência à compressão e no módulo de elasticidade podem estar relacionados ao melhor processo de cura do concreto ao serem expostos por um período maior a umidade constante e elevada temperatura, fazendo com que as reações químicas do cimento ocorressem de forma mais eficiente e diminuísse a perda prematura de água, fator este, que pode reduzir as propriedades mecânicas do concreto.

4.1.2 AÇO

Para determinação das propriedades mecânicas do aço foram efetuados ensaios de tração uniaxial com auxílio da máquina de ensaio universal na mesma data do ensaio das vigas de referência (Sarti Junior, 2020). Os resultados indicam tensão de escoamento de 565 MPa ($\pm 1,1\%$), deformação no escoamento de 3,0‰ ($\pm 1,8\%$), tensão última de 578,5 MPa ($\pm 2,8\%$) e módulo de elasticidade de 196,4 GPa ($\pm 1,0\%$).

Com os dados obtidos em laboratório, elaborou-se o diagrama de tensão *versus* deformação, possibilitando a verificação do comportamento característico do aço CA-50, como apresenta Figura 50.

Figura 50: Diagrama de tensão *versus* deformação do aço CA-50



Fonte: Adaptado de Sarti Junior (2020)

Conforme a análise da Figura 50 verifica-se o comportamento característico do aço quando submetido à tração axial, apresentando um patamar de escoamento bem definido com início na tensão aproximada de 564MPa.

Inicialmente, o aço se encontra em regime elástico, sendo toda tensão aplicada proporcional a sua deformação com módulo de elasticidade constante, permitindo que após o carregamento o material volte ao seu estado inicial obedecendo a lei de *Hooke*.

Posteriormente, após alcançada a tensão de escoamento, o aço entra em regime plástico em que a deformação se torna irreversível, não apresentando a mesma proporcionalidade entre a tensão e a deformação, seguindo este padrão até a sua ruptura. Vale destacar que a ruptura ocorreu no centro do corpo de prova após a estricção do material, resultando em cortes com ângulos aproximados de 45° nas suas extremidades (Figura 32b), sendo este modelo de ruína característico em materiais dúcteis (como o aço).

4.2 ENSAIOS DE FLEXÃO

Os ensaios à flexão em três pontos permitiram a análise do comportamento das vigas com e sem o sistema de reforço para os dois ambientes de exposição (laboratorial e tanque de degradação). Estas análises tiveram como princípios fundamentais a ductilidade, a deformação dos materiais, fissuração e o modo de ruína das vigas quando submetidos ao incremento gradual de deslocamento.

Vale destacar que foram adotados dois critérios de paradas relacionados aos carregamentos, sendo para as vigas sem o sistema de reforço um limite de deslocamento vertical de 50 mm, enquanto para as vigas com o sistema de reforço permitiu-se o carregamento até a sua falha estrutural.

A Tabela 16 resume os resultados obtidos nos ensaios a flexão das vigas presentes nesta campanha experimental com idades de 5000h (209 dias) em que F são as forças registradas, u os deslocamentos verticais e ε para as deformações nos materiais. Além disso, foram adicionados os subíndices C relativo ao concreto, S para as armaduras longitudinais e f para o sistema de reforço em CFRP.

Verifica-se na Tabela 16 ausências da leitura em alguns extensômetros decorrente a possíveis avarias e danos, tornando estes sensores mecanicamente danificados.

Tabela 16: Resumo dos dados obtidos no ensaio de flexão após 5000h

Identificação	Primeira Fissura					Escoamento da armadura longitudinal					Esmagamento do concreto					Máxima força registrada				
	F	U	ϵ_c	ϵ_s	ϵ_f	F	U	ϵ_c	ϵ_s	ϵ_f	F	U	ϵ_c	ϵ_s	ϵ_f	F	U	ϵ_c	ϵ_s	ϵ_f
	(kN)	(mm)	(‰)	(‰)	(‰)	(kN)	(mm)	(‰)	(‰)	(‰)	(kN)	(mm)	(‰)	(‰)	(‰)	(kN)	(mm)	(‰)	(‰)	(‰)
V1_LAB_0	6,2	2,1	0,2	*	-	26,0	14,2	1,2	*	-	26,9	25,2	3,5	*	-	27,3	50,0	*	*	-
V2_LAB_0	5,6	1,1	*	*	-	25,2	13,0	*	*	-	26,3	29,4	*	*	-	26,8	50,0	*	*	-
V1_LAB_CFRP	7,3	1,1	0,2	0,2	0,3	32,9	14,0	1,3	2,9	4,3	39,1	23,5	3,3	*	8,0	39,6	25,5	3,8	*	8,4
V2_LAB_CFRP	7,1	1,5	0,3	0,4	0,4	32,0	14,7	1,6	3,4	3,8	37,0	22,7	3,4	*	*	37,1	24,4	4,0	*	*
V1_ACP_0	8,3	1,9	0,3	0,6	-	24,2	11,0	1,3	*	-	25,6	22,4	*	*	-	26,1	48,0	*	*	-
V2_ACP_0	7,8	2,1	0,2	*	-	25,0	12,0	1,4	*	-	26,5	22,2	4,7	*	-	28,1	50,0	6,3	*	-
V1_ACP_CFRP	8,8	2,5	*	0,4	0,2	33,0	15,2	*	*	3,8	34,3	16,7	*	*	4,8	40,5	29,7	*	*	6,2
V2_ACP_CFRP	9,2	2,3	*	0,4	0,4	31,2	12,9	*	*	3,6	34,4	16,0	*	*	6,1	35,3	19,5	*	*	6,5

Fonte: Próprio autor

Com base nos valores apresentados na Tabela 16 foram elaborados diagramas relacionando a força *versus* a deformação dos materiais (aço, concreto e CFRP) e força *versus* deslocamento, sendo esses apresentados nos itens 4.2.1 e 4.2.2, facilitando a análise do comportamento das vigas durante o ensaio de flexão em três pontos.

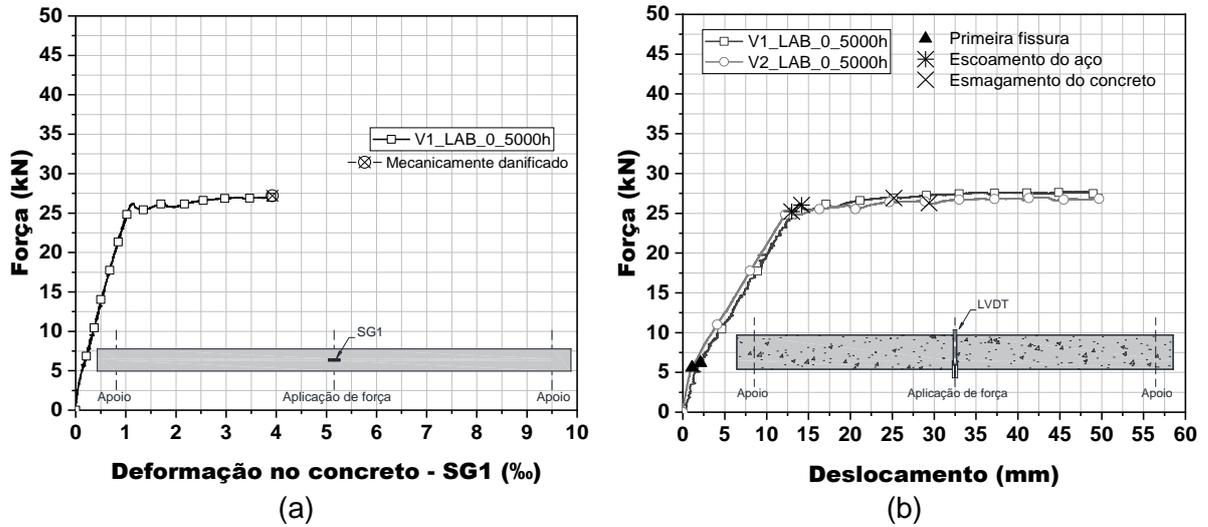
Os valores relativos aos ensaios de referência (14 dias após cura do sistema de reforço) e 1000h determinados por Sarti Junior (2020) podem ser visualizados no Anexo C.

Em complemento, no Apêndice B são apresentados os diagramas de força *versus* deslocamento do perfil metálico, força *versus* da rotação dos apoios e força *versus* tempo para cada viga ensaiada.

4.2.1 VIGAS SEM A PRESENÇA DO SISTEMA DE REFORÇO

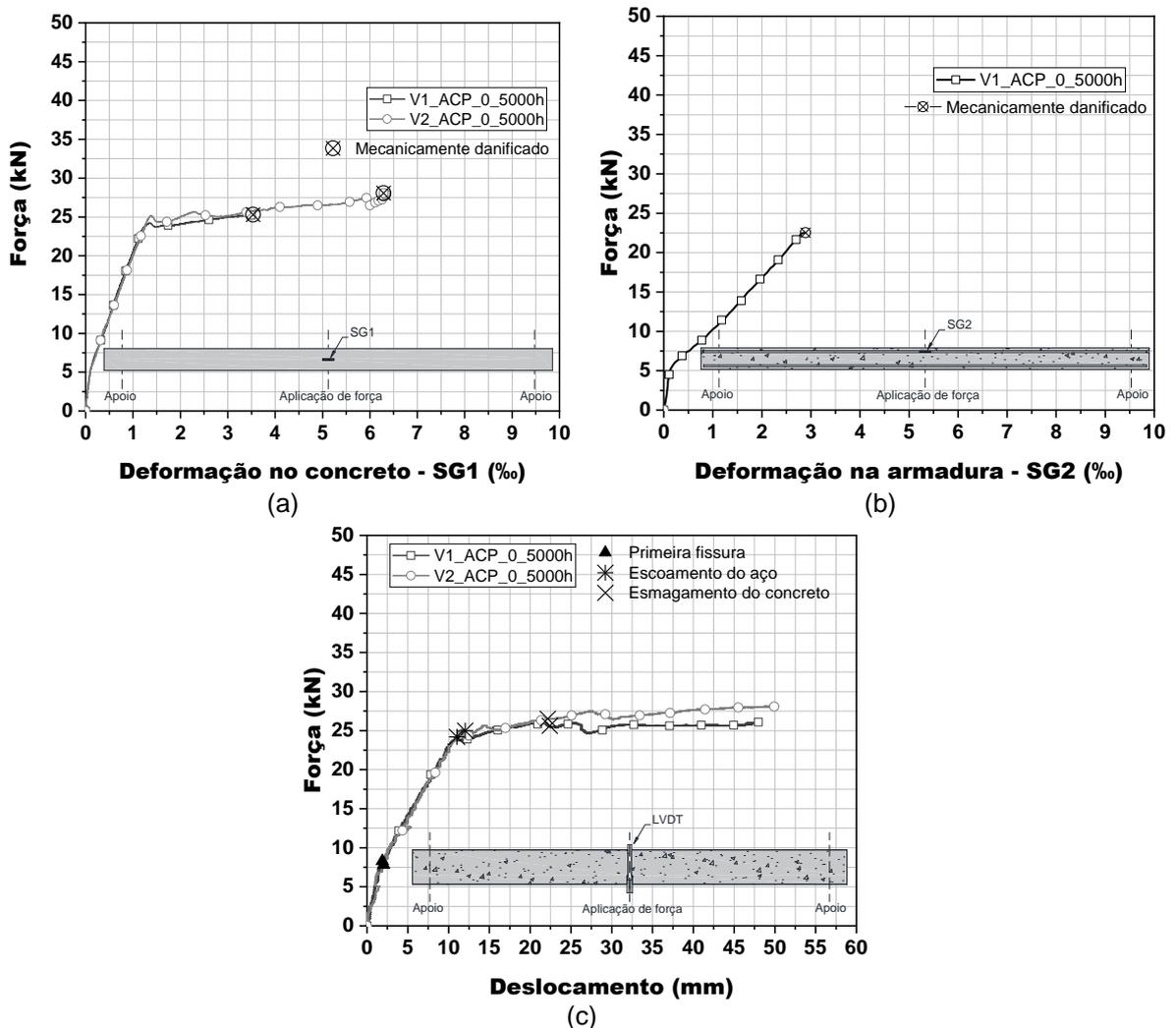
A Figura 51 apresenta os diagramas de força *versus* deformação no concreto e força *versus* deslocamento vertical das vigas V1 e V2 mantidas em ambiente laboratorial. Vale frisar que não foi possível apresentar os dados referentes a deformação das armaduras longitudinais para as vigas mantidas em laboratório pois os extensômetros foram mecanicamente danificados, impossibilitando a leitura. A Figura 52 apresenta os diagramas para o ambiente de degradação durante o período de 5000h após a sua concretagem, com a inclusão do diagrama de força *versus* deformação na armadura longitudinal para este ambiente.

Figura 51: Vigas mantidas no ambiente laboratorial sem a presença do sistema de reforço: Diagramas (a) Força versus deformação no concreto e (b) Força versus deslocamento vertical



Fonte: Próprio autor

Figura 52: Vigas mantidas no ambiente de degradação sem a presença do sistema de reforço: Diagramas (a) Força versus deformação no concreto, (b) Força versus deformação na armadura longitudinal e (c) Força versus deslocamento vertical



Fonte: Próprio autor

Conforme a análise dos diagramas de Força *versus* deslocamento apresentados na Figura 51b e na Figura 52c, nota-se o comportamento característico vigas em concreto armado em ambos os ambientes, apresentando inicialmente o estado ao qual o concreto não apresenta fissuras e mantém o comportamento elástico linear; com o incremento de carga este estado se altera iniciando a fissuração no concreto e diminuindo sua rigidez. Porém, as armaduras continuam em regime elástico, cuja deformação é diretamente proporcional a tensão atuante na barra até alcançar o último estado antes da sua ruptura, no qual o concreto apresenta fissuras próximas a sua linha neutra e rigidez reduzida, alterando o regime de elástico linear para o regime plástico.

As vigas mantidas em ambiente laboratorial ou mantidas no ACP apresentaram forças de 5,9kN e 7,9kN e deslocamentos verticais médios de 1,6mm e 1,9mm no início da fissuração do concreto, respectivamente, indicando um aumento de 33,9% na força que levou o início da fissuração dos elementos expostos ao ACP. Tais valores podem ser visualizados nos diagramas (Força *versus* deslocamento) pelo ponto de inflexão das curvas, isto devido a alteração do momento de inércia da seção mediante a fissuração do elemento.

Contudo, notou-se baixa divergência entre os valores de carregamento necessários para o início do escoamento das armaduras, com forças e deslocamentos verticais médios de 24,8kN e 12,6mm, de 24,3kN e 11,0mm para as vigas presentes no tanque, respectivamente.

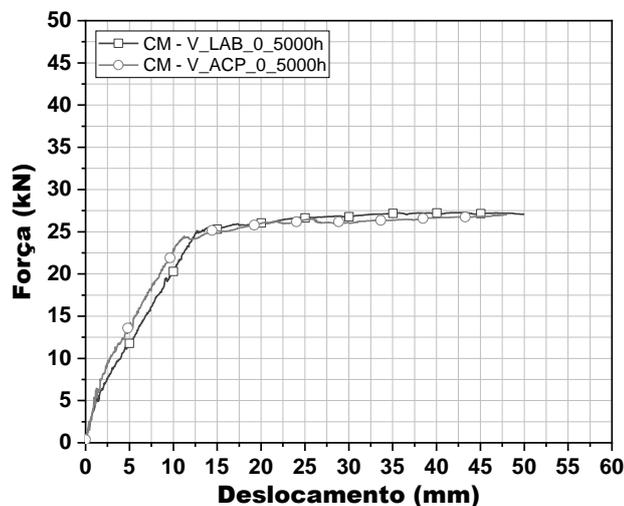
Posteriormente, verificou-se o esmagamento do concreto, apresentando em ambos os ambientes força média de 26,0kN. Contudo, para as vigas presentes no ambiente laboratorial, notou-se um deslocamento vertical médio de 27,3mm, enquanto as vigas presentes no tanque de degradação 22,3mm, no momento do início do esmagamento do concreto.

A Figura 53 relaciona a força média máxima registrada com os respectivos deslocamentos médios verticais em ambos os ambientes. Conforme sua análise verifica-se que tanto as vigas mantidas em ambiente laboratorial como também as expostas ao protocolo de degradação acelerado apresentaram similaridade no seu comportamento e na máxima capacidade de força com uma média aproximada de 27,2kN e 26,5kN, respectivamente, além de ambas apresentarem esgotamento estrutural relacionado ao escoamento das armaduras longitudinais seguido do esmagamento do concreto comprimido.

Por fim, verifica-se que a exposição das vigas não reforçadas ao ACP não alterou o comportamento característico esperado para uma viga em concreto convencionalmente armada. Além disso, apresentaram similaridades tanto na máxima capacidade de carga como também no início de escoamento das armaduras.

Porém, ressalta-se que o ambiente saturado com temperatura na ordem de 50°C (\pm 3°C) elevou a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do concreto, tornando a estrutura mais rígida e menos deformável retardando o início das fissuras.

Figura 53: Diagrama de força média versus deslocamento vertical para os modelos sem a presença do sistema de reforço em ambos os ambientes



Fonte: Próprio autor

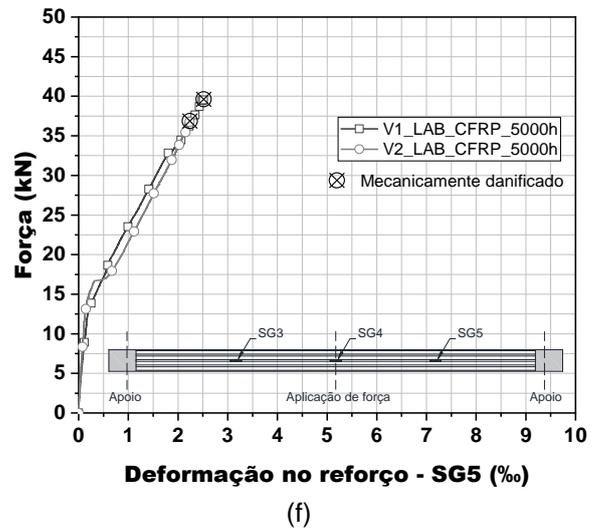
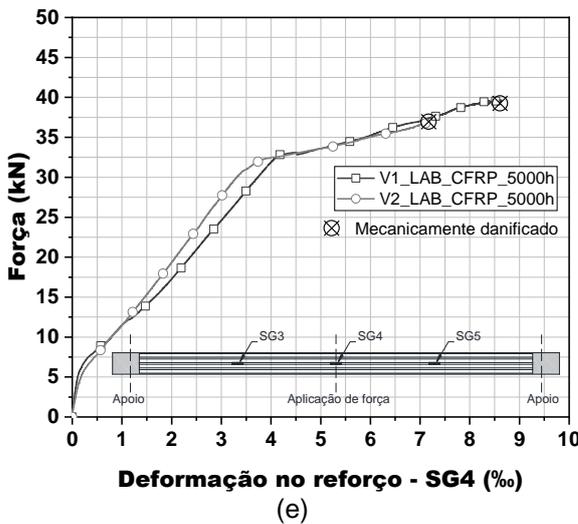
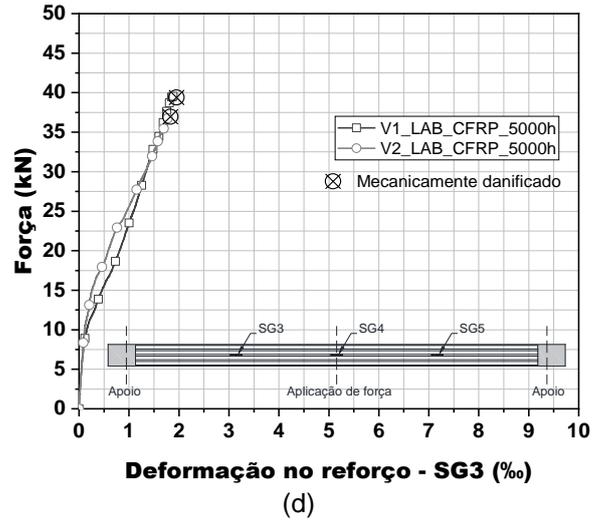
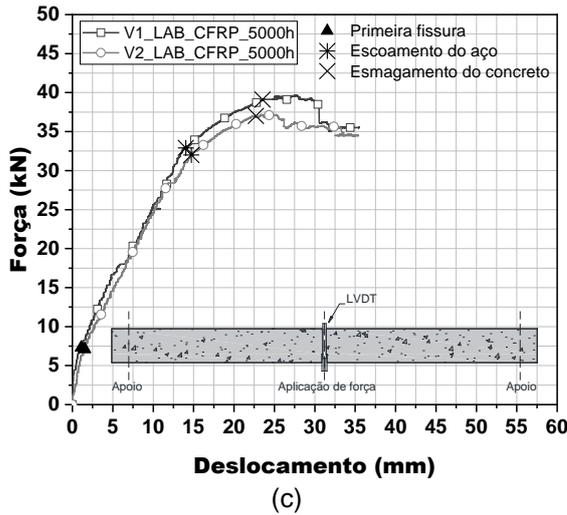
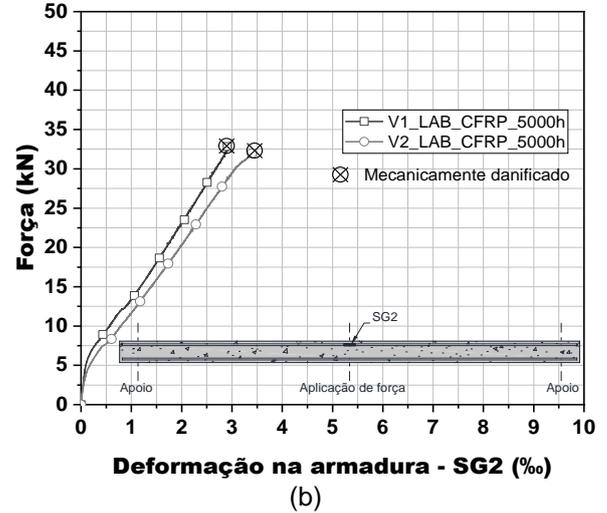
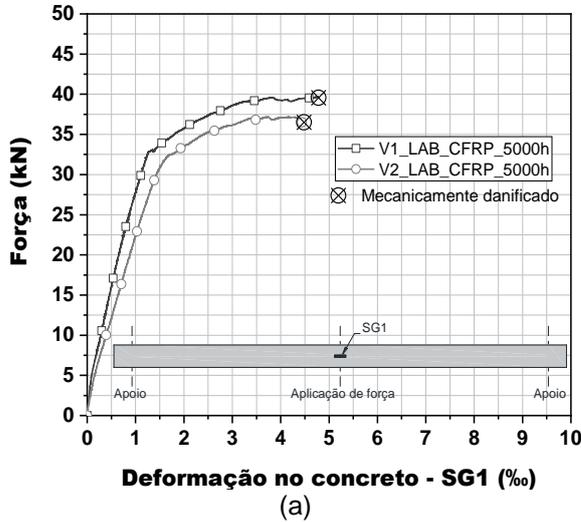
4.2.2 VIGAS REFORÇADAS COM CFRP

De maneira análoga ao apresentado nas vigas não reforçadas, as Figura 54 e 55 exibem os diagramas de Força *versus* deformação no concreto, Força *versus* deformação na armadura longitudinal, Força *versus* deslocamento vertical, Força *versus* deformação no sistema de reforço (SG3), Força *versus* deformação no sistema de reforço (SG4) e Força *versus* deformação no sistema de reforço (SG5) relacionadas com as vigas V1 e V2 reforçadas com mantas de CFRP mantidas em ambiente laboratorial e expostas ao ambiente de degradação no tanque com umidade constante e temperatura controlada para o período de 5000h após a sua concretagem, respectivamente.

Vale lembrar que para a aferição da deformação do reforço foram posicionados três extensômetros cujas posições são apresentadas na Figura 45.

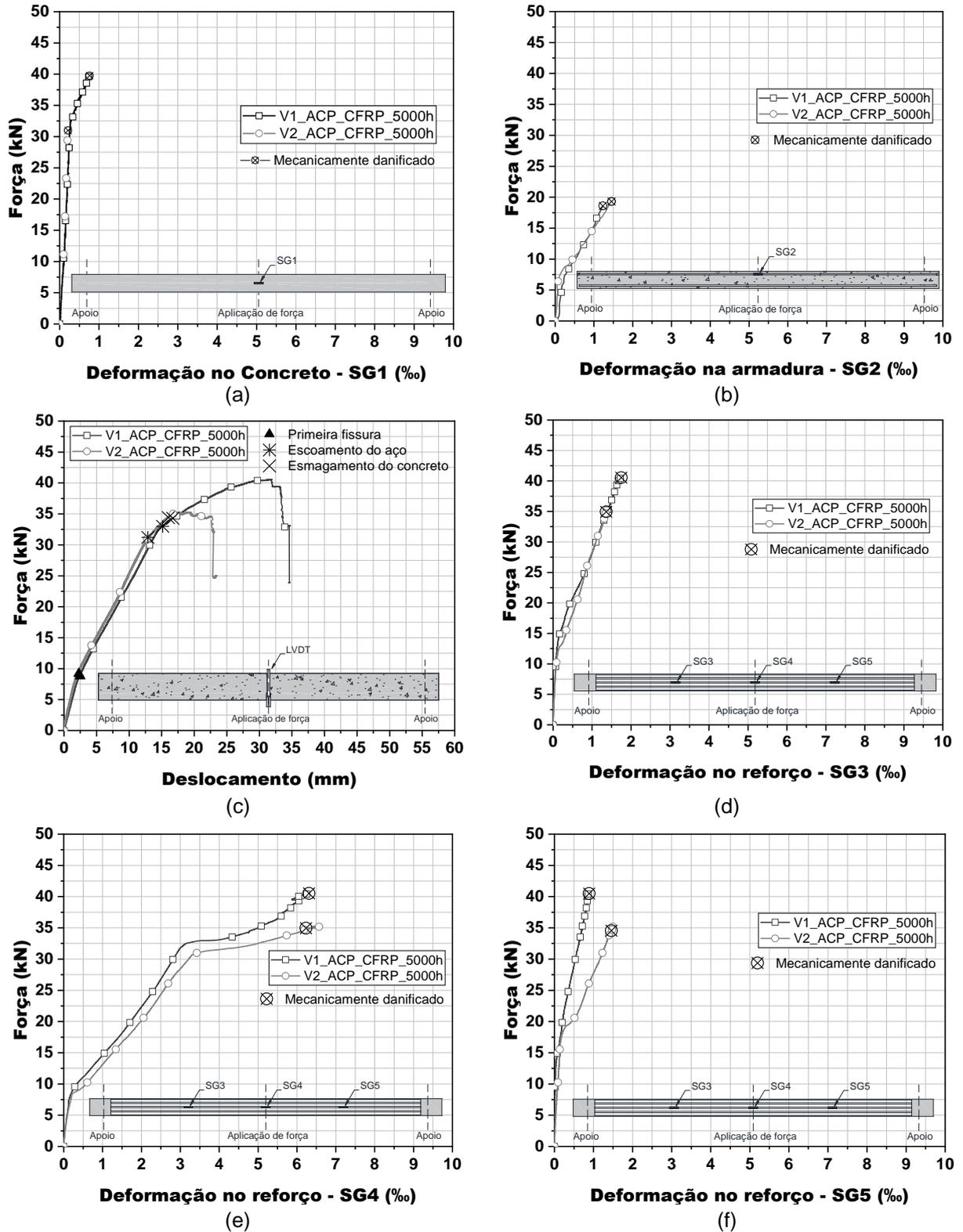
Em complemento, a Figura 56 compara os dois ambientes de estudo desta pesquisa (laboratorial e tanque de degradação). Para isso são apresentados os diagramas de Força *versus* deslocamento de todas as vigas V1/V2, o diagrama de Força média *versus* deslocamento médio e o diagrama que de Força média *versus* deformação média do reforço na posição central (SG4).

Figura 54: Vigas mantidas no ambiente laboratorial com a presença do sistema de reforço: Diagramas (a) Força versus deformação no concreto, (b) Força versus deformação na armadura longitudinal, (c) Força versus deslocamento vertical, (d) Força versus deformação no reforço (SG3), (e) Força versus deformação no reforço (SG4) e (f) Força versus deformação no reforço (SG5)



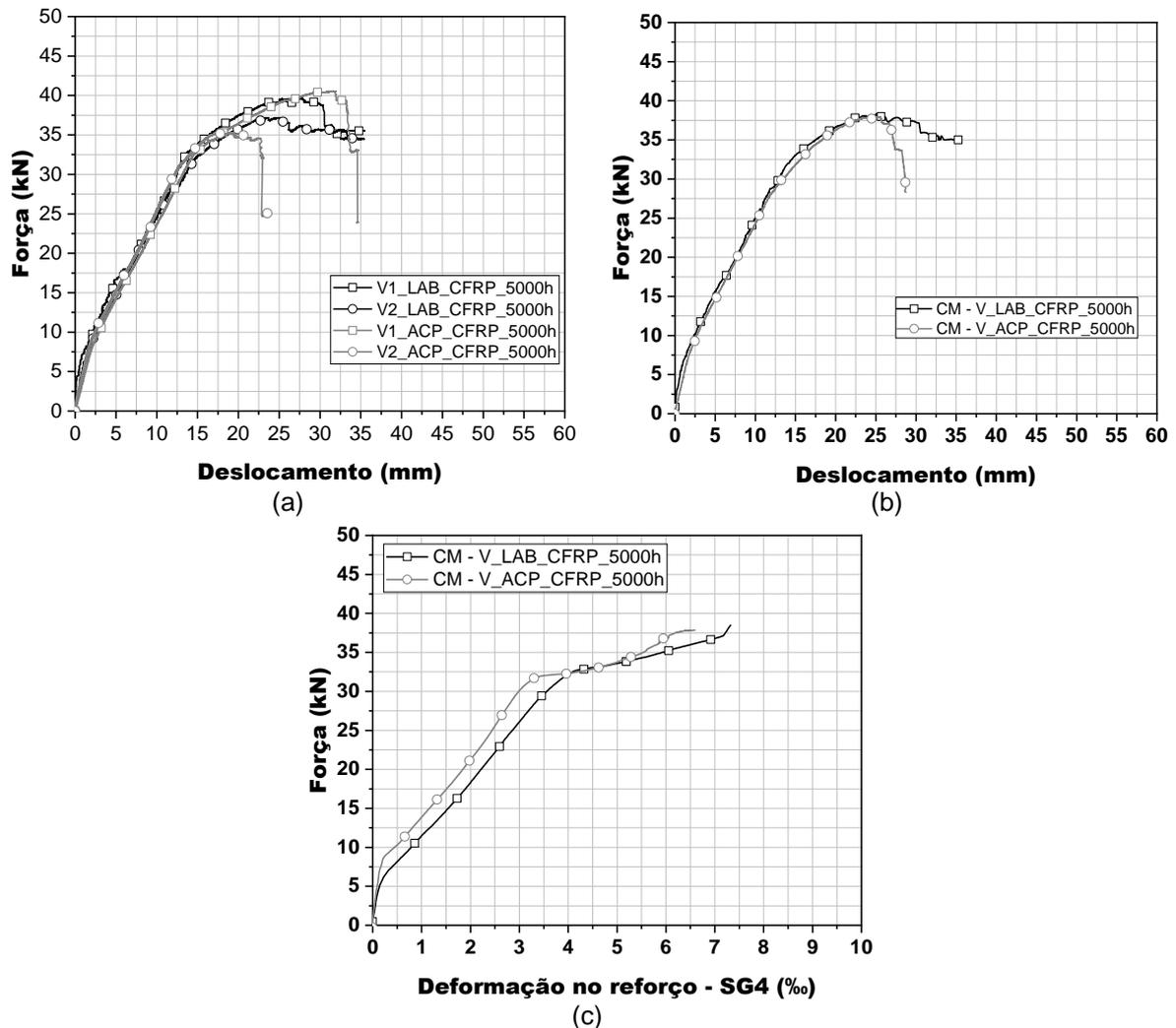
Fonte: Próprio autor

Figura 55: Vigas mantidas no ambiente de degradação com a presença do sistema de reforço: Diagramas (a) Força versus deformação no concreto, (b) Força versus deformação na armadura longitudinal, (c) Força versus deslocamento vertical, (d) Força versus deformação no reforço (SG3), (e) Força versus deformação no reforço (SG4) e (f) Força versus deformação no reforço (SG5)



Fonte: Próprio autor

Figura 56: Diagramas (a) Força versus deslocamento vertical para todos os modelos com a presença do sistema de reforço em ambos os ambientes, (b) Força média versus deslocamento vertical média e (c) Força média versus deformação média na posição central



Fonte: Próprio autor

Pela análise dos diagramas de Força versus deslocamento presentes na Figura 54c e Figura 55c nota-se o comportamento característico de vigas em concreto armado reforçadas externamente segundo a técnica EBR.

Em ambos os ambientes foi possível a identificação da ocorrência dos mesmos três estados comportamentais verificados nas vigas não reforçadas, contudo, após o escoamento da armadura, verifica-se que o sistema de reforço contribuiu para que a estrutura continuasse a apresentar acréscimo de carga, com comportamento elástico linear. Tal fato pode ser visualizado pela ampliação do traçado retilíneo nos diagramas de Força versus deslocamento vertical, enquanto as vigas não reforçadas apresentam o patamar de escoamento relativo as armaduras longitudinais de aço.

Com relação ao aparecimento das fissuras as vigas mantidas em ambiente laboratorial ou mantidas no tanque de degradação apresentaram forças médias 7,3kN e 8,6kN e deslocamentos médios de 1,3mm e 2,1mm no início da fissuração do concreto,

respectivamente, fornecendo um incremento de 17,8% na força necessária para iniciar o processo de fissuração do concreto. De maneira análoga, ao verificado nos diagramas das vigas não reforçadas, tais valores podem ser visualizados nos diagramas (Força *versus* deslocamento) no ponto de inflexão das curvas.

Com relação ao início do escoamento das armaduras longitudinais, foram necessários carregamentos médios aproximados de 32,0kN e 28,6kN, com deslocamentos verticais médios de 14,1mm e 12,3mm para as vigas mantidas em ambiente laboratorial ou expostas a degradação, respectivamente.

Após o escoamento das armaduras iniciou-se o esmagamento do concreto para forças médias aproximadas de 38,0kN e deslocamentos médios verticais de 23,1mm para os modelos mantidos no ambiente laboratorial, enquanto os modelos expostos ao protocolo de degradação acelerada apresentaram forças médias aproximadas de 34,0kN e deslocamentos verticais médios de 16,4mm.

Vale destacar que a ruína estrutural da maioria das vigas reforçadas ocorreu por destacamento do sistema de reforço juntamente com o substrato de concreto, porém, a viga V2_ACP_CFRP_5000h apontou seu esgotamento estrutural diferente dos demais modelos, apresentando o descolamento do reforço sem a retirada do substrato do concreto e, conseqüentemente, fez com a sua ruína fosse almejada de forma prematura quando comparado aos demais modelos como visualizado na Figura 56a. Tal fato pode estar relacionado ao possível início de falha na aderência entre compósito e o substrato de concreto devido à pela degradação do sistema de reforço no ambiente úmido e com temperatura controlada ou a problemas relacionados durante a aplicação do sistema de reforço. Para o melhor entendimento sugere-se a realização de ensaios para idades superiores, possibilitando a verificação da ocorrência desse modo de ruína nas demais vigas.

Devido a essa discrepância no modo de ruptura os modelos de V1_ACP_CFRP_5000h e V2_ACP_CFRP_5000h, apresentaram um coeficiente de variação percentual e redução da máxima da capacidade de carga de 6,9% e 12,8%, respectivamente.

A Figura 56b apresenta o diagrama de Força média *versus* deslocamento vertical médio o qual compara diretamente a influência dos ambientes no comportamento das vigas reforçadas. Com relação as vigas mantidas em ambiente laboratorial ou mantidas no tanque de degradação verificaram-se forças médias 38,3kN e 37,9kN e máximos deslocamentos verticais médios de 35,5mm e 28,7mm, respectivamente. Nota-se, portanto, uma variação percentual e redução do máximo carregamento de 0,5% e 1,0%, respectivamente. Porém, apesar da pequena variação quando comparado a capacidade de força média, devido à falha prematura observada no modelo V2_ACP_CFRP_5000h, os deslocamentos médios verticais apresentaram variações percentuais mais acentuadas de 10,5%, com redução de 19,1% entre os ambientes analisados.

A Figura 56c apresenta o diagrama de força média *versus* deformação média no reforço em CFRP para o extensômetro localizado na posição central (SG4), ponto de maior deslocamento de vigas biapoiadas com carregamento concentrado no meio do vão. Para as vigas mantidas em ambiente laboratorial ou mantidas no tanque de degradação apresentaram deformações máximas de 7,3‰ e 6,6‰, respectivamente, apresentando uma redução de 9,9% entre as deformações. Tal fato é decorrente ao processo de fissuração do concreto, tendo início em carregamentos menores para as vigas mantidas no ambiente laboratorial, e assim, solicitando o esforço de forma prematura ao qual influenciou seu comportamento até o momento de falha.

Outro ponto a ser observado na Figura 56c é que para ambos os ambientes o sistema de reforço continuou contribuindo para o ganho de carga na estrutura, tal fato pode ser visualizado com as curvas que se mantêm crescentes mesmo após as armaduras longitudinais escoarem, com cerca de 32,5kN.

Por fim, conclui-se que a exposição das vigas reforçadas ao ambiente de degradação acelerado afetou o comportamento característico esperado de uma viga em concreto armado reforçada com manta em CFRP, devido a possibilidade de ocorrência do destacamento prematura do sistema de reforço como visto na viga V2_ACP_CFRP_5000h. Além disso, verificou-se que o ambiente de degradação retardou o surgimento das primeiras fissuras e acelerou o início do escoamento das armaduras metálicas e o esmagamento do concreto. Porém, vale ressaltar a necessidade de novos ensaios em idades superiores para que se possa inferir com maior clareza a ocorrência ou não do processo de degradação no conjunto viga e sistema de reforço.

4.3 COMPARAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO SISTEMA DE REFORÇO PARA VIGAS COM IDADE DE 5000H

A Figura 57 apresenta os diagramas de Força *versus* deslocamentos verticais relativos as curvas médias das vigas com e sem a presença do sistema de reforço em ambos os ambientes estudados.

Os diagramas permitem comparar o máximo carregamento entre as vigas com e sem a utilização do sistema de reforço, além de verificar, assim como discutido na literatura, a alteração no comportamento das vigas reforçadas quando submetidas à flexão que, devido à natureza dos elementos em FRP, ampliam o regime elástico linear reduzindo o patamar de escoamento apresentado pelas armaduras longitudinais em aço. Além disso, notou-se que as vigas reforçadas tiveram o modo de ruína governado pela falha do sistema de reforço (destacamento ou descolamento) enquanto para as vigas sem o sistema de reforço o modo

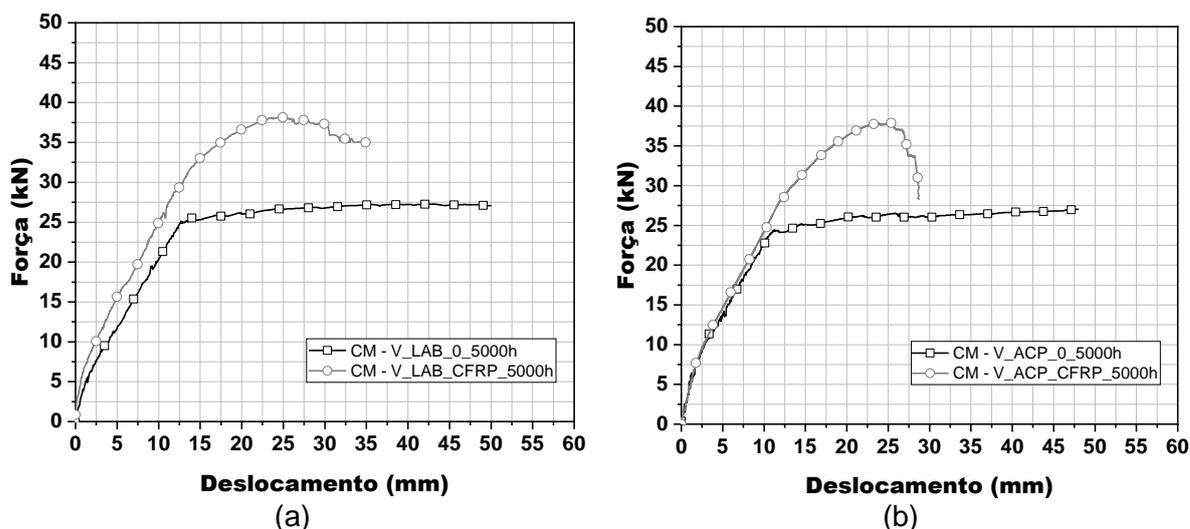
de ruína ocorreu por meio do escoamento excessivo do aço seguido do esmagamento do concreto comprimido.

Com relação a vigas não reforçadas verifica-se o aparecimento das primeiras fissuras para as forças médias de 5,9kN e 7,9kN enquanto as vigas reforçadas apresentam 7,3kN e 8,6kN, para o ambiente laboratorial e exposto ao protocolo de degradação acelerada, respectivamente. Dessa forma, ao se comparar os modelos com e sem a presença do reforço dentro do mesmo ambiente, observa-se um incremento de carga necessário para início da fissuração de 23,7% e 8,8%. Tal fato está relacionado com a presença do sistema de reforço que restringe a perda da inércia nos elementos, promovendo a redução das fissuras.

Com relação ao início de escoamento das armaduras nota-se para as vigas sem reforço um carregamento necessário de 24,8kN e 24,3kN enquanto as vigas reforçadas apresentaram 32,0kN e 28,6kN, para o ambiente laboratorial e exposto ao protocolo de degradação acelerada, respectivamente. Dessa forma, ao se comparar os modelos com e sem a presença do reforço dentro do mesmo ambiente, observa-se um incremento de carga necessário para o início do escoamento das armaduras de 29,0% e 17,7%, respectivamente.

As vigas sem o sistema de reforço apresentaram forças máximas registradas de 27,2kN e 26,5kN, enquanto as vigas reforçadas apresentaram 38,3kN e 37,9kN, resultando em um incremento de carga de 40,1% e 43,0% para o ambiente laboratorial e exposto ao protocolo de degradação acelerada, respectivamente.

Figura 57: Diagramas (a) Força média versus deslocamento vertical para vigas mantidas em ambiente laboratorial e (b) Força média versus deslocamento vertical para vigas mantidas no tanque de degradação



Fonte: Próprio autor

Logo, conclui-se que o sistema de reforço em CFRP, retarda o aparecimento de fissuras e escoamento das armaduras longitudinais, além de aumentar em aproximadamente 41,5% a capacidade resistente de carga.

4.4 MODO DE RUÍNA DAS VIGAS E ANÁLISE DA FISSURAÇÃO

Com relação as vigas não reforçadas, tanto mantidas no ambiente laboratorial como também expostas ao protocolo de degradação acelerado apresentaram o modelo de ruína pautado no esmagamento do concreto na zona comprimida (superior), seguido do escoamento das armaduras longitudinais. Note-se que tal ruína, era esperada para uma viga projetada no domínio 2 a qual deve apresentar ruptura dúctil conforme o apresentado nos modelos de dimensionamento previstos nesta pesquisa.

Vale relembrar que o critério de parada utilizado para o ensaio foi estabelecido quando os deslocamentos verticais de 50 mm fossem atingidos. Assim, pode-se inferir que até este limite as armaduras não colapsaram e nem levaram a ruptura da estrutura, porém, ficou evidente a elevada fissuração no concreto. A Figura 58 apresenta o aspecto final das vigas não reforçadas.

Figura 58: (a-b) Vigas não reforçadas após aplicação da carga e (c-d) Esmagamento do concreto nas vigas não reforçadas



Fonte: Próprio autor

O modo de ruptura das vigas reforçadas manteve-se constante em quase todas as vigas, sendo caracterizado pelo descolamento do sistema de reforço, acompanhado com o destacamento do substrato do concreto no centro da viga, conforme apresenta a Figura 59.

A ruptura ocorreu de maneira frágil, antecedida por pequenos estalos iniciados para forças com valores próximas ao colapso do sistema de reforço, geralmente resultavam em fortes estalos no momento do destacamento do concreto.

Figura 59: Modelo de ruptura com destacamento do concreto

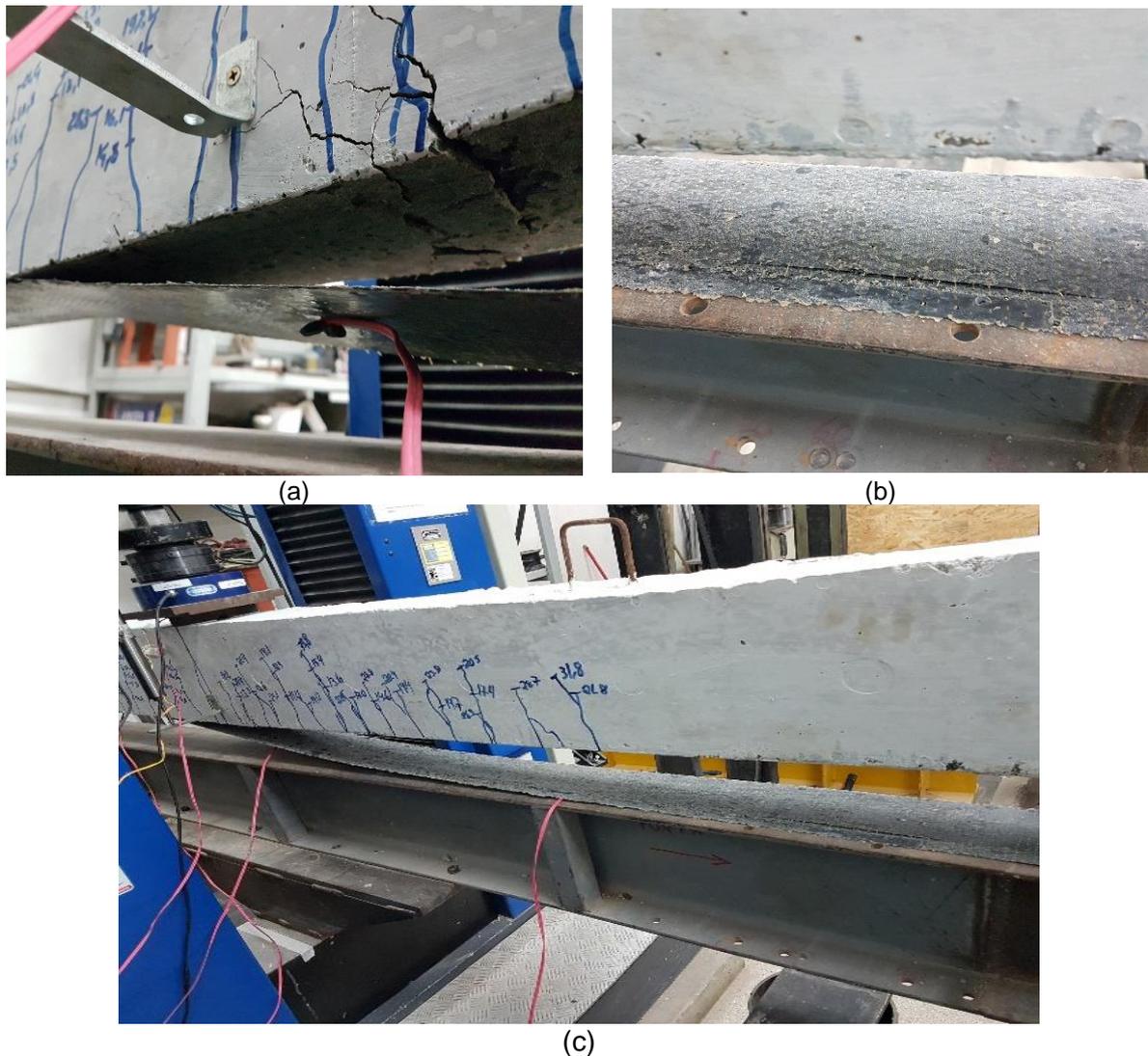


Fonte: Próprio autor

Contudo, para o modelo V2_ACP_CFRP_5000h, assim como mencionado anteriormente, notou-se uma alteração no modo de ruptura, sendo neste caso a ruína da peça

verificada pelo descolamento do sistema de reforço sem o descolamento do substrato de concreto, conforme apresenta a Figura 60. Vale frisar que para este modelo o estrondo no momento da ruptura teve seu impacto sonoro reduzido (quando comparado aos demais) além de apresentar seus primeiros estalos segundos antes do colapso final com força próxima de 35,0kN (Figura 55c).

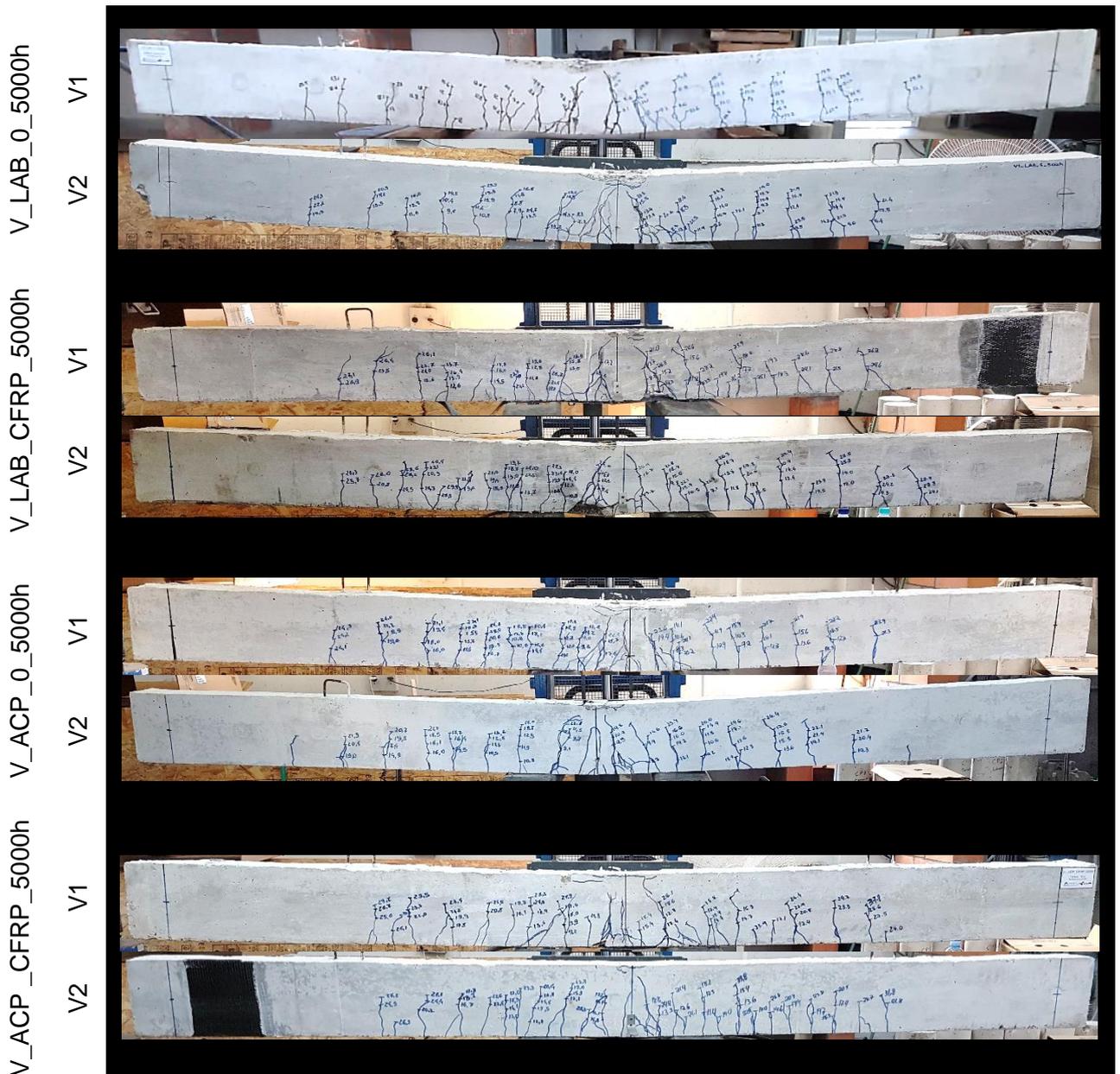
Figura 60: Modo de ruptura sem o descolamento do concreto (a-c)



Fonte: Próprio autor

Em relação ao quadro fissuratório, verificaram-se padrões característicos para vigas biapoiadas fletidas com carregamento no meio vão, isto é, fissuras verticais iniciando na parte central da viga e à medida que se incrementava o carregamento, se propagavam em direção aos apoios com inclinações próximas à 45° devido à ação conjunta do momento fletor e da força cortante (Figura 13a). A Figura 61 apresenta um comparativo do padrão fissuratório após os ensaios de flexão em três pontos para cada modelo (em ambos os ambientes com e sem a presença do sistema de reforço) durante o período de exposição 5000h (209 dias).

Figura 61: Padrão fissuratório para vigas (V1/V2) em ambos os ambientes



Fonte: Próprio autor

Assim como discutido no item 4.3 a presença do reforço retardou o início das fissuras quando comparados aos modelos não reforçados, além ampliar o regime elástico das armaduras, fazendo com que maiores carregamentos fossem aplicados para se iniciar o escoamento do aço.

Com relação ao padrão fissuratório verificou-se, conforme a análise da Figura 61, que os modelos não reforçados apresentam fissuras mais espaçadas, com menores ramificações e formato mais verticalizado quando comparados aos modelos reforçados. Porém, em ambos os casos, segue o padrão característico para elementos fletidos. Além disso, as vigas submetidas ao protocolo de degradação tiveram seu início de surgimento das fissuras

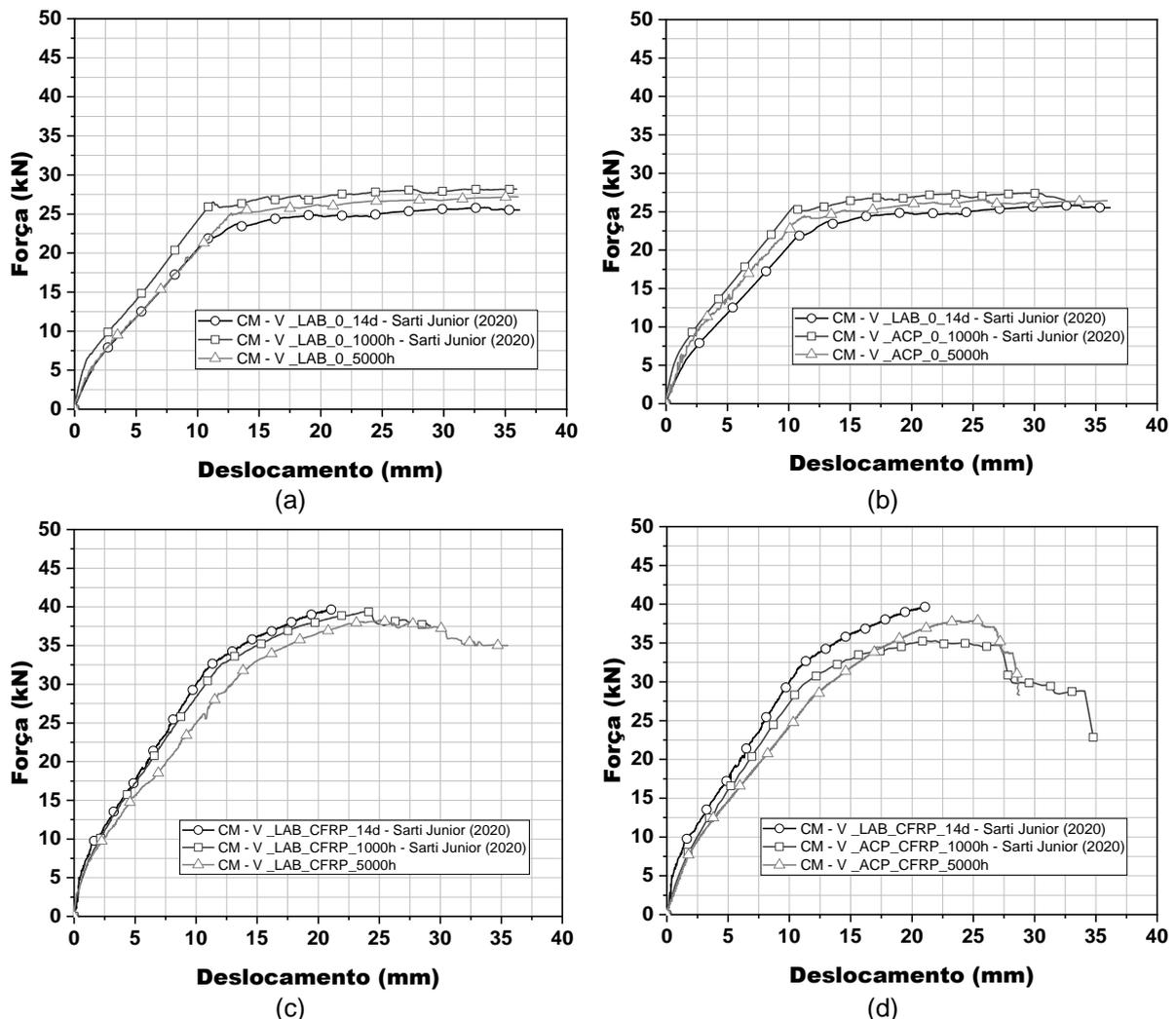
retardado quando comparados aos modelos laboratoriais, porém, não se notaram diferenças significativas relacionada ao formato e propagação das fissuras.

O padrão fissuratório relacionado com as vigas de referência e 1000h são apresentados no Anexo D, nos quais não se constataram alterações na distribuição e propagação das fissuras quando comparados aos modelos de 5000h.

4.5 COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE FLEXÃO ENTRE AS IDADES DE REFERÊNCIA, 1000H E 5000H

A Figura 62 apresenta os diagramas médios Força *versus* deslocamento para as vigas sem e com a presença do sistema de reforço relacionadas com as idades de referência (14 dias após a cura do sistema de reforço), 1000h e 5000h, tanto para os modelos mantidos no ambiente laboratorial como também expostos ao protocolo de degradação acelerado.

Figura 62: Diagramas (a) Força média *versus* deslocamento para vigas sem o reforço mantidas em ambiente laboratorial e (b) no ambiente de degradação; Diagramas (c) Força média *versus* deslocamento para vigas reforçadas mantidas em ambiente laboratorial e (d) no ambiente de degradação



Fonte: Próprio autor e Sarti Junior (2020)

Conforme a análise da Figura 62a-b, observa-se que, independentemente do meio e do tempo de exposição, as vigas apresentaram os três estágios característicos para concretos convencionalmente armados, assim como discutido anteriormente no item 4.2.1.

Com relação ao aparecimento das primeiras fissuras relacionadas com as vigas sem a presença do sistema de reforço, nota-se que os modelos expostos ao ambiente de degradação (CM-V_ACP_0_1000h e CM - V_ACP_0_5000h) apresentaram as primeiras fissuras nas forças médias de 6,2kN e 7,9kN, resultando em incrementos de 47,6% e 88,1%, respectivamente, tendo como referência a viga CM-V_LAB_0_14d que apresentou o surgimento das fissuras de na força média de 4,2kN. Essa diferença entre os carregamentos para o início da fissuração está relacionada com o aumento da resistência à compressão do concreto (Tabela 15), quando exposto ao ACP.

O escoamento das armaduras das vigas sem o reforço em CFRP e mantidas em ambiente úmido com temperatura controlada foi de 25,5kN e 24,3kN para CM-V_ACP_0_1000h e CM-V_ACP_0_5000h, resultando em incrementos de 16,4% e 11,0%, respectivamente, quando comparado a CM-V_LAB_0_14d que teve suas armaduras longitudinais escoando com força média de 21,9kN.

Com relação a máxima capacidade de carga, verificou-se pouca discrepância dos valores, apresentando um coeficiente de variação de 2,4%, para as forças médias de 25,8kN, 27,4kN e 26,5kN, relacionado as vigas CM-V_LAB_0_14d, CM-V_ACP_0_1000h e CM-V_ACP_0_5000h. Logo, tais valores resultaram em incrementos de carga de 6,0% e 2,6%, ao se comparar as vigas expostas ao ACP por 1000h e 5000h com a de referência, respectivamente.

Portanto, verifica-se que as vigas em concreto armado com barras longitudinais de aço quando expostas ao protocolo de degradação acelerado proposto pela ACI 440.9R (ACI, 2015) apresentam o surgimento das fissuras retardado, devido, principalmente, ao aumento na resistência à compressão do concreto, influenciando diretamente no escoamento das armaduras os quais necessitam de maiores carregamentos para alterar seu regime de elástico linear para o plástico. Contudo, notou-se baixa variação na máxima capacidade de carga entre os ambientes, nos quais apresentaram resistência superiores a viga de referência. Logo, destaca-se que para ambos os períodos de exposição no ACP (1000h e 5000h), não foi verificado degradação ocasionada pelo meio nas vigas sem a presença do sistema de reforço. Segundo Graeff (2007) para que ocorra a corrosão das armaduras metálicas é necessário a presença de oxigênio e ao se utilizar da imersão contínua das vigas em água potável dificultou sua penetração, desacelerando o processo de corrosão.

Mediante a análise da Figura 62c-d, verifica-se a presença dos três estados característicos para vigas em concreto armado reforças com CFRP, conforme discutido no item 4.2.2. Porém, nota-se que o ambiente úmido e temperatura controlada pode ter

acarretado a degradação do sistema de reforço, tal fato pode ser observado na alteração do modo de ruptura da viga V2_ACP_CFRP_5000h, o qual teve sua falha prematura e modo de ruína pautado no descolamento do sistema de reforço, indicando possíveis falhas na ligação. A degradação no sistema de reforço tem maior ênfase na resina epoxídica devido a absorção da umidade levando a diminuição da temperatura vítrea e, conseqüentemente, alterações nas suas características físicas, conforme discutido na literatura por Banea, Silva e Campilho (2011), Fernandes *et al.* (2015) e Dalfré (2016). Logo, verifica-se reduções de 11,8% e 4,8% na capacidade de carga dos modelos CM-V_ACP_CFRP_1000h e CM-V_ACP_CFRP_5000h, que apresentaram forças máximas de 35,1kN e 37,9kN, quando comparados ao modelo de referência (CM-V_ACP_CFRP_14d) cujo máximo carregamento foi de 39,8kN. Vale ressaltar que o período de exposição de 5000h no ACP apresentou força média (entre V1/V2) superior ao obtido com 1000h com incremento aproximado de 8,0%. Logo, destaca-se que a análise não se deve pautar apenas na média das capacidades resistentes, devendo analisar o modo de ruína, ductilidade e fissuração para cada modelo.

Com relação ao aparecimento das primeiras fissuras relacionadas as vigas reforçadas, verifica-se que os modelos expostos ao ambiente de degradação (CM-V_ACP_CFRP_1000h e CM-V_ACP_CFRP_5000h) apresentaram as primeiras fissuras nas forças médias de 7,6kN e 8,6kN, resultando em incrementos de 31,0% e 48,3%, respectivamente, tendo como referência a viga CM-V_LAB_CFRP_14d que apresentou o surgimento das fissuras de na força média de 5,8kN.

O escoamento das armaduras das vigas reforçadas e mantidas no ambiente úmido com temperatura controlada foi de 29,7kN e 28,6kN para CM-V_ACP_CFRP_1000h e CM-V_ACP_CFRP_5000h, resultando em reduções de 1,6% e 5,3%, respectivamente, quando comparado a CM-V_LAB_CFRP_14d que teve suas armaduras longitudinais escoando com força média de 30,2kN. Além disso, vale destacar que os modelos expostos ao ACP durante os períodos de 1000h e 5000h apresentaram deslocamentos verticais no momento do escoamento das armaduras superiores (12,0% e 23,0%, respectivamente) ao modelo de referência.

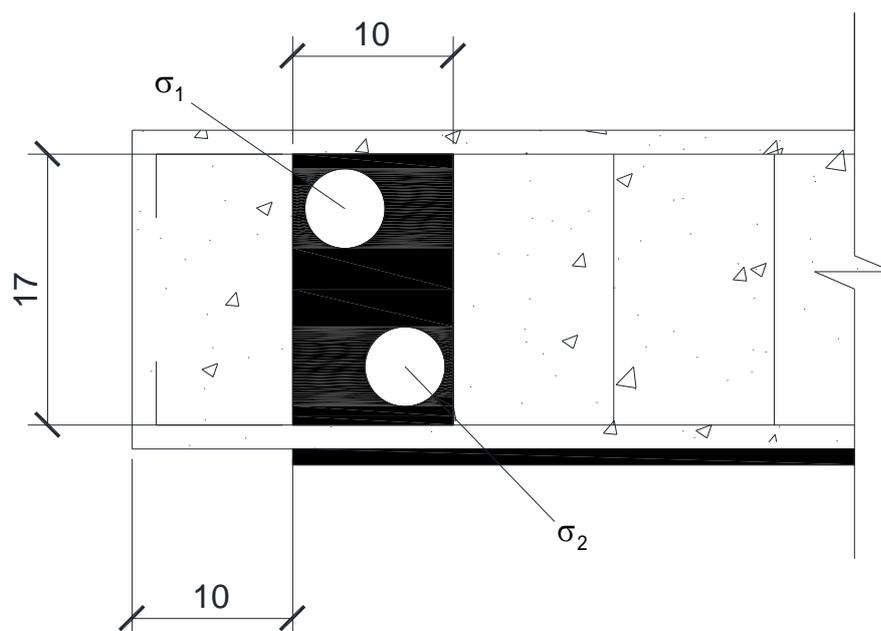
Portanto, verifica-se que as vigas em concreto armado reforçadas com CFRP quando expostas ao protocolo de degradação acelerado proposto pela ACI 440.9R (ACI, 2015) apresentam sua máxima capacidade de carga reduzida, podendo ser resultado de uma possível degradação no sistema de reforço, com ênfase na matriz polimérica. Além disso, reduzem a força necessária para iniciar o escoamento das armaduras enquanto retardam o surgimento das primeiras fissuras. Por fim, vale destacar a necessidade de se efetuar novos ensaios a fim de verificar o comportamento e o modo de ruína para idades superiores podendo inferir com maior clareza os efeitos ocasionados por um ambiente úmido e com temperatura controlada em vigas reforçadas com CFRP, ao longo do tempo.

4.6 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO (*PULL-OUT*)

A Tabela 17 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de arrancamento (*pull-out*) para o período de 5000h (209 dias) de exposição nos dois ambientes (laboratorial e tanque de degradação) tanto para as vigas reforçadas como também para os modelos sem a presença do sistema de reforço. Nesta tabela são identificados o modo de ruptura da ligação adesivo/reforço/concreto, atribuindo as letras S para destacamento do sistema de reforço aderido ao substrato de concreto e I ao descolamento do reforço na interface do concreto. Além disso, são apresentadas as tensões de aderência nas quais foram divididas conforme a região de fixação das pastilhas (Figura 63), onde σ_1 tensão de aderência na parte superior da viga e σ_2 tensão de aderência na parte inferior que manteve contato direto com a água em temperatura elevada no ambiente de exposição, σ_{m1} a média da tensão de aderência entre as vigas na posição superior e σ_{m2} média da tensão de aderência entre as vigas na posição inferior.

Vale ressaltar que os resultados das resistências de aderência apresentados na Tabela 17 se pautou nas áreas efetivas (regiões apenas aderidas ao substrato de concreto ou no sistema de reforço em CFRP). Para isto, utilizou-se de imagens fotográficas das pastilhas e com auxílio do *software AutoCad 2019* da fabricante *Autodesk*, realizou-se a aferição das áreas efetivas, conforme apresenta a Figura 65b.

Figura 63: Regiões de posicionamento das pastilhas. Unidades em cm



Fonte: Próprio autor

Tabela 17: Resultados do modo de ruptura e tensões de aderência para as vigas com 5000h

Identificação	Idade (horas)	Modo de ruptura	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_{m1} (MPa)	σ_{m2} (MPa)
V1_LAB_0_5000h	5000	S (100%)	2,3	2,7	1,9 (18,0)	2,3 (16,6) *
V2_LAB_0_5000h		S (100%)	1,6	1,9		
V1_LAB_CFRP_5000h		S (100%)	2,7	2,1	2,6 (4,2)	2,0 (3,5) *
V2_LAB_CFRP_5000h		S (100%)	2,5	1,9		
V1_ACP_0_5000h	5000	S (100%)	---	2,4	2,9 (0,0)	2,6 (6,3) *
V2_ACP_0_5000h		S (100%)	2,9	2,7		
V1_ACP_CFRP_5000h		S (34%) e I (66%)	2,3	1,7	2,3 (2,8)	1,8 (7,2) *
V2_ACP_CFRP_5000h		S (100%)	2,4	1,9		

*Coeficiente de variação (%); --- amostra descartada por apresentar ruptura apenas no adesivo estrutural de colagem.

Fonte: Próprio autor

A Figura 64 apresenta o aspecto final das pastilhas (com aderência completa ao substrato de concreto) para os modelos com e sem a presença do sistema de reforço, após serem efetuados os ensaios de arrancamento.

Figura 64: (a-b) Aspecto final das pastilhas com o sistema de reforço e (c-d) Aspecto final das pastilhas sem o sistema de reforço



(a)



(b)



(c)



(d)

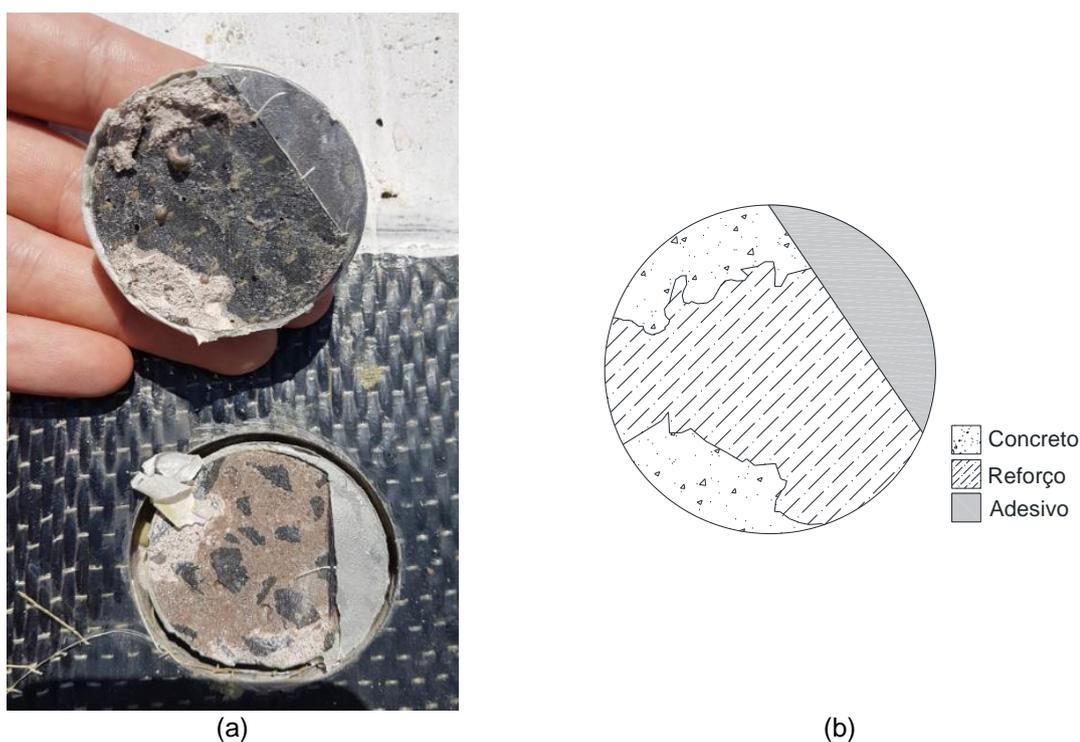
Fonte: Próprio autor

Vale pontuar que não foram realizadas as comparações com os ensaios efetuados por Sarti Junior (2020) para idade de 1000h, pois o autor não especificou os valores pertinentes as regiões superior e inferior, logo a análise pautou-se entre os resultados de 5000h e de referência.

Mediante a análise da Tabela 17 nota-se que em todas as vigas sem o reforço, independentes do meio aos quais foram mantidas, apresentaram o mesmo modo de ruptura que consiste na pastilha completamente aderida ao substrato de concreto. Além disso, nota-se que as vigas mantidas ao ACP, apresentaram maiores valores de resistência aderente quando comparado ao ambiente laboratorial, com incrementos de 52,6% e 13,0%, entre as regiões 1 e 2, respectivamente. Quando comparado a idade de referência (14 dias após a cura do reforço estrutural) verificou-se, também, resultados superiores relacionados as vigas expostas ao ACP, com incrementos de 45,0% e 30,0%, entre as regiões 1 e 2, respectivamente. Este fato, pode estar associado ao aumento da resistência e módulo de elasticidade do concreto quando exposto ao protocolo de degradação acelerado.

Com relação as vigas reforçadas verificaram-se a alteração no modo de ruptura da pastilha inferior da viga V1_ACP_CFRP_5000h com 34,0% da área efetiva aderida ao substrato de concreto e 66,0% aderida ao sistema de reforço, como apresenta a Figura 65. Vale pontuar que este modelo apresentou 84,0% da área da pastilha como sendo efetiva para os cálculos de tensão de aderência.

Figura 65: Ensaio de arrancamento modelo V1_ACP_CFRP_5000h



Fonte: Próprio autor

Essa diferença no modo de ruptura da pastilha inferior pode indicar, conforme visto anteriormente, o início de um processo de degradação no sistema de reforço, reduzindo a sua aderência em 10,0% quando comparado com a mesma posição da pastilha na viga mantida em ambiente laboratorial por 5000h. Além disso, quando comparado com a idade de referência, verificou-se reduções na tensão de aderência de 17,8%% e 35,7%, entre as regiões 1 e 2, respectivamente. Essa redução na tensão aderente entre os períodos de referência e 5000h e também a mudança no modo de ruína observado nos ensaios de flexão em um dos modelos expostos ao protocolo de degradação, podem indicar possíveis degradações no sistema de reforço, ocasionado pela perda na resistência da ligação concreto/resina/CFRP.

Porém, vale ressaltar a importância dos ensaios em idades superiores para melhor entendimento do processo de degradação em vigas reforçadas com CFRP.

4.7 COMPARAÇÃO DAS VIGAS EXPERIMENTAIS COM AS ANÁLISES TEÓRICAS

A análise teórica relacionada a expectativa de carga das vigas em concreto armado sem a presença do reforço seguiu as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) e da ACI 318 (ACI, 2019), enquanto para os modelos reforçados com CFRP, pautou-se na ACI 440.2R (ACI, 2017), permitindo em ambos os casos a comparação dos modelos normativos com os resultados obtidos experimentalmente para os períodos de referência, 1000h e 5000h.

A Tabela 18 resume os valores para cada recomendação normativa sendo c ou x a posição da linha neutra, ε_c a deformação no concreto, ε_s a deformação na armadura longitudinal, ε_f a deformação no sistema de reforço, M_{max} o máximo momento resistente e F_{max} a máxima força concentrada (aplicada a meio vão).

Vale destacar que no Apêndice A são apresentados os memoriais de cálculo com o dimensionamento de um modelo para cada recomendação normativa.

Tabela 18: Resumo dos resultados obtidos pela análise teórica

Identificação	C ou X (cm)	ε_c (‰)	ε_s (‰)	ε_f (‰)	M_{max} (kN.cm)	F_{max} (kN)
NBR_0_CS	4,05	3,01	10,00	---	1224,99	21,30
NBR_0_SS	3,32	2,35	10,00	---	1434,38	24,95
A318_0_CS	3,26	3,00	13,12	---	1290,94	22,45
A318_0_SS	3,26	3,00	13,12	---	1434,38	24,95
A440_CFRP_CS_1,00	4,62	3,00	8,37	9,91	1896,79	32,99
A440_CFRP_SS_1,00	4,62	3,00	8,37	9,91	2235,13	38,87
A440_CFRP_CS_0,95	4,58	2,84	8,02	9,48	1874,76	32,60
A440_CFRP_SS_0,95	4,58	2,84	8,02	9,48	2205,52	38,36
A440_CFRP_CS_0,85	4,54	2,52	7,19	8,48	1817,26	31,60
A440_CFRP_SS_0,85	4,54	2,52	7,19	8,48	2129,19	37,03

Fonte: Próprio autor e Sarti Junior (2020)

Pela análise da Tabela 18, verifica-se baixa divergência dos valores de máxima força calculada, com coeficiente de variação de 6,8% entre as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) e ACI 318 (ACI, 2019) enquanto a ACI 440.2R (ACI, 2017) resultou em 8,3%.

Com relação a máxima capacidade de força das vigas sem o reforço, nota-se que a NBR 6118 (ABNT, 2014) quando aplicado os coeficientes de segurança apresenta valor inferior a ACI 318 (ACI, 2019), com redução de 5,1%. No entanto, ao se comparar os modelos sem o coeficiente de segurança, verifica-se que em ambas as recomendações normativas o valor do máximo carregamento se iguala, obtendo-se exatamente o mesmo valor para os modelos analisados.

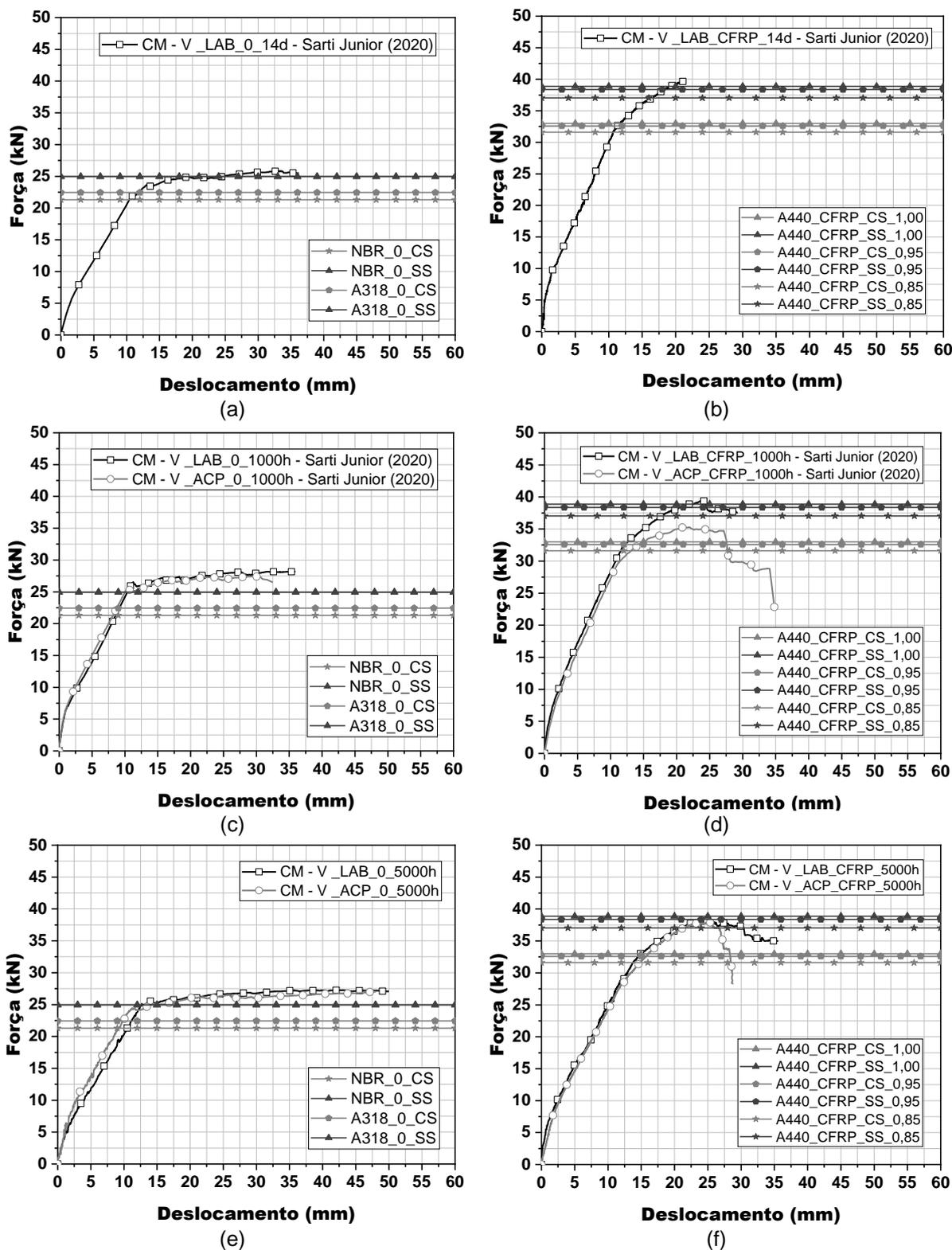
Com relação a deformação do aço, para os modelos não reforçados, verifica-se que em ambas as recomendações normativas a armadura longitudinal entrou em escoamento, cujo valor é limitado pela norma brasileira em 10,0‰ (domínio 2), diferentemente da norma americana que não impõem limite de deformação, levando a obtenção da deformação de 13,1‰ com o uso da formulação apresentada pela norma ACI 318 (ACI, 2019). Além disso, notou-se que ambas as recomendações atenderam as deformações limites de esmagamento do concreto, onde valores inferiores ou iguais a 3,5‰ e 3,0‰ para NBR 6118 (ABNT, 2014) e ACI 318 (ACI, 2019), respectivamente, foram obtidos.

Em relação aos modelos reforçados presentes nas recomendações da ACI 440.2R (ACI, 2017) verifica-se que os valores de máxima expectativa de carga para os dimensionamentos com e sem a presença dos coeficientes de segurança apresentam força média de 32,4kN e 38,1kN, respectivamente, resultando em um incremento de 17,5% para os modelos sem o coeficiente de segurança. Vale ressaltar que em todos os dimensionamentos as armaduras longitudinais escoaram com deformações superiores a 5,0 ‰.

A análise do dimensionamento proposto pela ACI 440.2R (ACI, 2017) considera a influência do meio aos elementos aplicando os coeficientes ambientais apresentados na Tabela 8. Mediante a análise da Tabela 18 verifica-se que conforme se reduz o coeficiente ambiental menor será a expectativa máxima de carga, devido à maior probabilidade de agressão do ambiente aos elementos em FRP. Tal fato pode ser visualizado ao se comparar as máximas forças do modelo com coeficiente ambiental igual 1,00 aos de 0,95 e 0,85, aos quais apresentam reduções de 1,2% e 4,2%, respectivamente.

A Figura 66 apresenta os diagramas de Força média *versus* deslocamento vertical relacionados as vigas experimentais mantidas em ambiente laboratorial e expostas ao protocolo de degradação acelerado para as idades de referência, 1000h e 5000h. Além disso, foram demarcados nos diagramas, os valores relativos as máximas expectativa de carga conforme a Tabela 18.

Figura 66: Diagramas de comparação entre as análises teóricas e experimentais em ambos os ambientes: (a-b) Força média versus deslocamento vigas de referência, (c-d) Força média versus deslocamento vigas com 1000h e (e-f) Força média versus deslocamento vigas com 5000h



Fonte: Próprio autor e Sarti Junior (2020)

Ao se verificar os diagramas (Figura 66a-c-e) relacionados as vigas sem o reforço notam-se que os limites de cargas previstos mediante os dimensionamentos propostos tanto pela NBR 6118 (ABNT, 2014) como também pela ACI 318 (ACI, 2019), considerando os coeficientes de segurança, apresentam valores de máxima força inferiores aos valores apresentados pelas vigas experimentais em todas as idades, com reduções médias de 21,1% e 16,8%, respectivamente. Para o modelo sem a presença dos coeficientes de segurança a máxima força é reduzida em 7,6% em ambas as recomendações normativas, apresentando valores próximos aos obtidos experimentalmente.

Logo, mediante as características adotadas nesta pesquisa, infere-se que o dimensionamento recomendado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) com a utilização dos coeficientes redutores forneceu resultados mais conservadores quando comparado com ACI 318 (ACI, 2019).

Com relação as vigas reforçadas (Figura 66b-d-f), verifica-se que o dimensionamento proposto pela ACI 440.2R (ACI, 2017), com os coeficientes de segurança, forneceram valores inferiores de máxima força prevista em todas as idades quando comparado aos dados experimentais, com reduções médias de 13,1%, 15,9% e 18,5% para os modelos com coeficientes ambientais iguais a 1,00, 0,95 e 0,85, respectivamente. Contudo, ao se retirar os coeficientes de segurança os valores esperados de força se aproximam ou até superam os dados máximos experimentais como pode ser visualizado na Figura 66d-f.

Logo, vale ressaltar a influência dos coeficientes ambientais juntamente com os coeficientes de segurança presentes no dimensionamento proposto pela ACI 440.2R (ACI, 2017), ao quais permitem cálculos relativamente próximos, porém, inferiores aos obtidos experimentalmente, fornecendo resultados seguros relacionados a expectativa de carga para os diversos ambientes (agressivos ou não), presentes nas aplicações cotidianas da construção civil.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta pesquisa teve por finalidade avaliar o comportamento de vigas com e sem a presença do sistema de reforço à flexão, composto por mantas de fibras de carbono (CFRP), aplicados conforme a técnica EBR, frente a exposição a ambientes definidos.

Neste contexto, o programa experimental adotou dois ambientes aos quais as vigas seriam expostas: o laboratorial, configurado para apresentar um meio protegido das intempéries e o tanque de degradação acelerada o qual impõem ambiente úmido e temperatura controlada de $50^{\circ}\text{C} \pm 3^{\circ}\text{C}$, seguindo as recomendações presentes na ACI 440.9R (ACI, 2015).

- Em relação ao concreto exposto ao protocolo de degradação durante os períodos de 1000h e 5000h, verificou-se um acréscimo na resistência à compressão de 9,2% e 12,2%, respectivamente, ao se comparar com o concreto de referência (28 dias). Além disso, verificou-se, também, o aumento no módulo de elasticidade, apresentando acréscimos de 10,1% e 4,9%, para 1000h e 5000h de exposição no ACP, respectivamente;
- Com relação as vigas não reforçadas, verificou-se que os modelos expostos ao ACP por 5000h apresentaram similaridade no comportamento ao longo do carregamento sendo observado os três estágios esperados para vigas em concreto armado, semelhanças no padrão de fissuras e o mesmo modo de ruína (pautados pelo escoamento excessivo das armaduras seguido do esmagamento do concreto comprimido). Além disso, notou-se que as vigas expostas ao protocolo de degradação acelerado por 5000h necessitaram de incrementos de carga para iniciar o processo de fissuração do concreto e o escoamento das armaduras com cerca 88,1% e 11,0%, respectivamente, quando comparado ao modelo de referência. Portanto, nota-se que as vigas em concreto armado imersas em água potável com temperatura controlada, não apresentaram efeitos destrutivos durante o período analisado;
- Em relação as vigas reforçadas, verificou-se similaridade no padrão de fissuras e na contribuição do CFRP para ampliação do regime elástico linear das estruturas (em comparação as vigas sem o reforço) independente do ambiente de exposição. Contudo, notou-se alteração no modo de ruína do modelo V2_ACP_CFRP_5000h que apresentou sua falha estrutural pautada no descolamento do sistema de reforço sem aderência ao substrato de concreto, diferentemente das demais vigas aos quais possuíram sua ruína relacionada ao destacamento do sistema de reforço aderido ao concreto. Esta alteração reduziu a ductilidade das vigas devido à falha prematura do

reforço, indicando a possibilidade de degradação na ligação CFRP/resina/concreto. Vale ressaltar que os modelos expostos ao ACP por 5000h necessitaram de incrementos de carga de 48,3% para iniciarem o processo de fissuração do concreto e apresentaram reduções na máxima força registrada de 4,8% quando comparado ao modelo de referência. Portanto, nota-se que as vigas em concreto armado reforçadas com CFRP quando imersas em água potável com temperatura controlada, apresentaram sinais que indicam possíveis efeitos destrutivos ocasionados pelo meio na ligação entre o sistema de reforço e o concreto durante o período analisado. Vale ressaltar a necessidade de se executar novos ensaios em idades superiores para melhor compreensão da propagação dos efeitos destrutivos ao longo do tempo;

- Em ambos os ambientes foi verificado a contribuição do sistema de reforço aumentando a capacidade de carga das vigas aos quais apresentaram incrementos médios de 41,5%. Em relação aos modelos das fissuras, verificou-se que as vigas reforçadas apresentam distribuições com menores espaçamentos e com maiores ramificações quando comparado as vigas não reforçadas;
- Em relação aos ensaios de arrancamento, todas as vigas sem o reforço estrutural apresentaram a ruptura da pastilha aderida ao concreto e os modelos expostos ao ACP apresentaram incrementos de 52,6% e 13,0% na tensão média de aderência nas regiões superiores e inferiores, respectivamente, quando comparado aos modelos mantidos em ambiente laboratorial;
- Com relação aos ensaios de arrancamento, notou-se alteração no modo de ruptura da pastilha em um dos modelos exposto ao ACP por 5000h, apresentando 34,0% da área efetiva aderida ao substrato de concreto e 66,0% aderida ao sistema de reforço, resultando em uma redução de 10,0% na tensão média de aderência para região inferior quando comparado com a viga mantida no ambiente laboratorial;
- Em relação as análises teóricas, verifica-se baixa variação dos resultados apresentados no dimensionamento das vigas sem o sistema de reforço entre a NBR 6118 (ABNT, 2014) e a ACI 318 (ACI, 2019), apresentando coeficiente de variação de 6,8%. Além disso, verificou-se que NBR 6118 (ABNT, 2014) apresentou valores mais conservadores quando comparado ACI 318 (ACI, 2019) com redução de 5,1% da máxima força registrada, considerando os coeficientes redutores. Ao comparar os resultados teóricos com os experimentais, nota-se que todas as vigas apresentaram suas máximas forças registradas inferiores ao previsto em cálculo, com reduções médias de 21,1% e 16,8%, para NBR 6118 (ABNT, 2014) e ACI 318 (ACI, 2019), respectivamente; e
- Com relação as análises teóricas para os modelos reforçados, determinou-se um coeficiente de variação de 8,3%, nos resultados de máxima força esperada

apresentada pela ACI 440.2R (ACI, 2017). A comparação dos resultados teóricos com os experimentais, permite inferir que a máxima força esperada, considerando os coeficientes de segurança, apresentaram resultados inferiores aos modelos experimentais com reduções médias de 13,1%, 15,9% e 18,5%, relacionados aos coeficientes ambientais de 1,00, 0,95 e 0,85. Contudo, ao se retirar os coeficientes de segurança, os valores podem superar os obtidos nos ensaios experimentais, evidenciando a importância da correta utilização dos coeficientes de segurança para as aplicações dentro da construção civil.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A aplicação de elementos em FRP, principalmente em sistemas de reforço de estruturas de concreto armado, pode ser uma alternativa que apresenta diversas vantagens relacionada a durabilidade, capacidade de carga e facilidade de aplicação. Contudo, no Brasil são poucas as pesquisas que abordam os diversos aspectos e características desses materiais. Neste contexto, sugere-se alguns temas envolvendo os materiais compósitos com ênfase no uso de fibras de carbono, a fim de potencializar sua aplicação dentro do território nacional:

- Avaliação da evolução do processo de degradação do sistema de reforço de CFRP em vigas de concreto armado imersas em água potável e temperatura controlada para idade de 10000h;
- Avaliação da durabilidade de vigas em concreto armado reforçadas com mantas de CFRP quando expostas a outros ambientes agressivos, tais como: marinho, ciclos de gelo e degelo, ciclos de umidade, saturação de CO₂ e exposição natural a ações do intemperismo;
- Elaboração de modelos numéricos de vigas em concreto armado reforçados com mantas em CFRP; e
- Análise microestrutural do CFRP para modelos mantidos imersos em água durante o tempo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADORNO, F. V.; DIAS, F. O.; SILVEIRA, J. C. O. **Recuperação e reforço de vigas de concreto armado**. 2015. 70 p. Monografia - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2015.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI COMMITTEE 318**. Building Code Requirements for Structural Concrete. United States: 2019.

_____. **ACI COMMITTEE 440. 2R**. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. United States: 2017.

_____. **ACI COMMITTEE 440. 1R**. Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars. United States: 2015.

_____. **ACI COMMITTEE 440.9R**. Guide to Accelerated Conditioning Protocols for Durability Assessment of Internal and External Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement. United States: 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.

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. Procedimento. 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.

_____. **NBR 12655**: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

AZEVEDO, D. M. M. **Reforço de estruturas de betão com colagem de sistemas compósitos de CFRP – Recomendações para Dimensionamento**. 2008. 238p. Dissertação Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil – Universidade do Porto, Porto, 2008.

BAKIS, C. E.; F. ASCE L. C. B.; BROWN, M. ASCE V. L.; COSENZA E.; DAVALOS, M. ASCE J. F.; LESKO J. J.; MACHIDA A.; RIZKALLA, F. ASCE S. H.; TRIANTAFILLOU, M. ASCE T. C. Fiber-Reinforced Polymer Composites for Construction: State of the art Review. **Journal of Composites for Construction**, v. 6, n. 2, p. 73–77, 2002.

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.

BAZLI, M., ZHAO, X-L., SINGH RAMAN, R. K., BAI, Y., AL-SAAD, S. Bond performance between FRP tubes and seawater sea sand concrete after exposure to seawater condition. **Construction and Building Materials**, v.265, p. 1-13, 2020.

BELARBI, A.; WANG, H. Bond Durability of FRP Bars Embedded in Fiber-Reinforced Concrete. **Journal of Composites for Construction**, v. 16, n. 4, p. 371–380, 2011.

CAMACHO, L. F. C. **A utilização de Varões de GFRP nas Estruturas de Betão Armado**. 2011.189p. Dissertação de Mestrado - Universidade da Madeira, Funchal, 2021.

CASCUDO, O. **O Controle da Corrosão de Armaduras em Concreto**. Inspeções e técnicas eletroquímicas. São Paulo: Pini; Goiânia, GO: Editora UFG. 237p, 1997.

COUTO, I. A. **Análise teórica e experimental do comportamento da aderência entre o concreto e barras de vidro impregnada por polímero**. 2007. 153p. Dissertação de Mestrado - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

DALFRÉ, G. M. **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.

DALFRÉ, G. M. **Flexural and shear strengthening of RC elements**. Guimarães, 2013. 432p. Tese de Doutorado – Universidade do Minho, Guimarães, 2013.

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.

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.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BETÓN. **FIB BULLETIN 40**. FRP reinforcement in RC structures. International Federation for Structural Concrete, Lausanne: 2007.

_____. **FIB BULLETIN 90**. Externally applied FRP reinforcement for concrete structures. Lausanne, 2019.

FELIX, E. F.; BALABUCH, T. J. R.; POSTERLLI, M. C.; POSSAN, E.; CARRAZEDO, R. Análise da vida útil de estruturas de concreto armado sob corrosão uniforme por meio de um modelo com RNA acoplado ao MEF. **Revista ALCONPAT**, v. 8, n. 1, pp. 1-15, 2018.

FERNANDES, P.; SILVA P.; CORREIA, L.; SENA-CRUZ, J. Durabilidade de um adesivo epóxi e um laminado de CFRP expostos a distintas condições ambientais. Em: **3º seminário sobre o projeto de reforço de estruturas de betão com FRP'S**, Guimarães, p. 8 – 15, 2015.

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

GENTIL, V. **Corrosão**. Rio de Janeiro: LTC, 3ª ed., 1996.

GOOGLE MAPS. **Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos**. Disponível em: <goo.gl/DS9eCy>. Acesso em: 20/01/2021, 2021.

GRAEFF, A. G. **Avaliação experimental e modelagem dos efeitos estruturais da propagação da corrosão em elementos de concreto armado**. 2007. 184p. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em estruturas de concreto armado. São Paulo**. 1993. Tese de Livre Docência 1993 – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

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

ISIS. **An Introduction to FRP Composites for Construction**: Educational Module nº.2 - The Canadian network of centers of excellence on intelligent sensing for innovative structures, ISIS Canada Corporation, Canada, 2006.

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, Canada, 2006.

JOHN, V. M.; SATO, N. M. N. Durabilidade dos componentes da construção. **Coletânea Habitare – Revista Construção e Meio Ambiente**. ANTAC: Porto Alegre, v.7, p.21-58, 2006.

JOSÉ, R. N. F. **Automatização do dimensionamento de elementos estruturais em betão armado com GFRP**. 2013. 141p. Dissertação de Mestrado - Universidade da Madeira, Funchal, 2013.

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

KOTYNIA, R.; SZCZECH, D.; KASZUBSKA, M. Bond behavior of GRFP bars to concrete in beam test. **International Conference on Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures AMCM'2017**, p. 401-408, 2017.

LIMA, R. S.; PRADO, F. S. **Análise numérica de vigas de concreto armadas com barras de fibra de vidro (GFRP) e aço**. Em: Seminário Mauá de iniciação científica, 6. São Caetano do Sul, 2014.

MARQUES, N. F. A. A. **Procedimentos de aplicação e controlo de qualidade para reforço com sistemas compósitos de FRP**. 2008. 168p. Dissertação de Mestrado - Universidade do Porto, Coimbra, 2008.

MAZZÚ, A. D. E. **Estudo sobre a substituição de armadura metálica por barras de GFRP em vigas de concreto armadas à flexão quando submetidas ao ataque acelerado de íons cloreto**. 2020.190p. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.

MEIRA, G. R. **Corrosão de armaduras em estruturas de concreto**: Fundamentos, diagnóstico e prevenção. João Pessoa: EditoralFPB, 2017.

MENNUCCI, M. M. **Avaliação da potencialidade de aditivos como inibidores de corrosão do aço carbono CA-50 usado como armadura de estruturas de concreto**. 2006. 119p. Dissertação de mestrado - Instituto de Pesquisas Energéticas e Nucleares (USP), São Paulo, 2006.

MONTEIRO, A. CHASTRE, C. BISCAIA, H. FRANCO N. Reforço de vigas em betão armado com armaduras exteriores de FRP. **1º Congresso de ensaios e experimentação em engenharia civil**, Universidade de Lisboa, v.15, n 40 pg.48-59, 2017.

MONTEIRO, A. **Reforço de vigas em betão armado com armaduras exteriores de FRP**. 2014. 215p. Dissertação de mestrado - Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2014.

MORAES, J. T. L. Alternativa ao aço. **Revista notícias da construção**. pg. 44 – 45, 2013.

OLIVEIRA, C. B. L., GRECO, M., & BITTENCOURT, T. N. Analysis of the Brazilian federal bridge inventory. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v.12, n.1, p1-3, 2019.

OLIVEIRA, M. C. **Análise do comportamento estrutural e durabilidade de pilares de concreto armado reforçados com manta de GFRP**. 2019.115p. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Universidade Federal de São Carlos, 2019.

OZKAN, D.; GOK, M. S.; KARAOGLANLI, A. C. Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) Composite Materials, Their Characteristic Properties, Industrial Application Areas and Their Machinability. **Engineering Design Applications III**, p. 1 - 20, 2020.

PILAKOUTAS, K.; NEOCLEOUS, K.; GUADAGNINI, M.; MATTHYS, S. Design guidelines for FRP reinforced concrete structures. **Structures and buildings**, v. 164, p. 255 - 263, 2011.

POURBAIX, M. **Atlas of electrochemical equilibrium in aqueous solutions**. Houston, NACE, 1974.

REIS, V. L. F.; JUVANDES, L. F. P. Construção de estruturas de betão armado com varões de FRP. In: **8º CONGRESSO NACIONAL DE MECÂNICA EXPERIMENTAL**, Guimarães, 2010.

ROBERT, M.; WANG, P.; COUSIN, P.; BENMOKRANE, B. Temperature as an Accelerating Factor for Long Term Durability Testing of FRPs: Should There Be Any Limitations. **Journal of Composites for Constructios**, v. 14, n. 4, pp. 361-367, 2010.

ROJAS, N. R.; ALBUQUERQUE, N. G. B. Avaliação de métodos de cálculo quanto às contribuições do reforço ao cortante de vigas de concreto armado através de colagem externa por compósitos de CFRP. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 13, n. 2, p. 99-115, 2017.

SARTI JUNIOR, L. A. **Durabilidade de vigas de concreto armado reforçadas com mantas de CFRP submetidas a degradação acelerada**. 2020. 170p. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.

SAWPAN, M. A.; MAMUN, A. A.; HOLDSWORTH, P. G. Long term durability of pultruded polymer composite rebar in concrete environment. **Materials and Design**, v. 57, pp. 616-624, 2014.

SILVA, J. R. **Reforço híbrido à flexão de vigas “T” de concreto armado com compósitos de fibras de carbono e fibras de vidro**. 2014. 276p. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2014.

TAVARES, D. H. **Análise teórica e experimental de vigas de concreto armadas com barras não metálicas de GFRP**. 2006. 128p. Dissertação de mestrado - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

TAVARES, D. H.; GIONGO, J. S. Análise teórica e experimental de vigas de concreto armadas com barras não metálicas de GFRP. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, EESC-USP, São Carlos, v.11, n. 52, p. 143-156, 2009.

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.

TUUTI, K. **Corrosion steel in concrete**. Stockolm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982.

UOMOTO, T.; MUTSUYOSHI H.; KATSUKI F.; MISRA S. Use of Fiber Reinforced Polymer Composites as Reinforcing Material for Concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 14, n. 3, p. 191–209, 2002.

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

WANG, J.; YANG, L.; YANG, J. Bond Behavior of Epoxy-Coated Reinforcing Bars with Seawater Sea-Sand Concrete. **ACI Structural Journal**, v. 117, n. 4, p. 193-208, 2020.

YAARUB, A. G. Structural behavior of fibrous SCC beams reinforced longitudinally by GFRP bars and strengthening with CFRP bonded at shear span. **Case Studies Construction Materials**, v. 13, p. 1-11, 2020.

APÊNDICES

APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO TEÓRICO DA CAPACIDADE DE CARGA

Para o cálculo teórico da capacidade de carga nas vigas em concreto armado sem a presença do sistema de reforço foi considerado os valores obtidos nos ensaios experimentais de referência realizados por Sarti Junior (2020), conforme apresenta a Tabela 13.

A.1. DIMENSIONAMENTO CONFORME A NBR 6118 (ABNT, 2014)

A seguir será apresentado a sequência de cálculo para o dimensionamento teórico conforme as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) considerando os seus respectivos coeficientes redutores de resistência.

O módulo de elasticidade secante do concreto é obtido conforme a A.1.1, em que α_e coeficiente do agregado graúdo com valor de 1,2 para basaltos e diabásio e f_{ck} resistência característica do concreto.

$$E_c = \left(\alpha_e \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \right) \cdot \left(\left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \right) \leq 1,0 \right)$$

$$E_c = \frac{\left(1,2 \cdot 5600 \cdot \sqrt{32,7\text{MPa}} \right) \cdot \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{32,7\text{MPa}}{80} \right)}{1000} = 33,9\text{GPa}$$

A.1.1

O cálculo da posição da profundidade da linha neutra (x), é realizado conforme a Equação A.1.2, cujos dados utilizados foram: A_s para a área transversal da armadura longitudinal de aço ($2\phi 10\text{mm} = 1,57\text{ cm}^2$), f_{cm} a resistência característica média do concreto com valor de 32,7 MPa, coeficiente de redução (γ_c) igual à 1,4, f_{yk} a tensão característica de escoamento do aço com valor de 565,0 MPa, coeficiente de redução do aço (γ_s) com valor de 1,15, α_c definido por 0,85 e λ com 0,8 por tratar de concreto de classe I (até 50 MPa), d a altura útil de 17,5cm e a base da seção transversal (b_w) definida por de 12cm.

$$x = \frac{A_s \cdot (f_{yk} / \gamma_s)}{\alpha_c \cdot \lambda \cdot b_w \cdot (f_{cm} / \gamma_c)} = \frac{1,57\text{cm}^2 \cdot (56,50\text{kN} / \text{cm}^2 / 1,15)}{0,85 \cdot 0,8 \cdot 12\text{cm} \cdot (3,27\text{kN} / \text{cm}^2 / 1,4)} = 4,05\text{cm}$$

A.1.2

Após efetuado o cálculo da linha neutra, deve verificar se o valor não ultrapassa o limite de 45% do valor da altura útil (7,88cm) a fim de garantir a ductibilidade da estrutura, sendo condição atendida para este caso.

Em seguida, determina-se o domínio da estrutura, para isso sabe-se que a linha neutra que separa o domínio 2 ao domínio 3 é dado $x_{2/3} = 0,259 \cdot d$ (4,53cm), logo pode-se concluir que este modelo se encontra no domínio 2.

Com isso, é possível inferir que armadura está escoando com deformação máxima determinada por norma de 10 ‰ e a deformação no concreto pode ser obtida conforme a Equação A.1.3, devendo respeitar o máximo permitido de 3,5‰.

$$\varepsilon_c = \frac{x \cdot \varepsilon_s}{d - x} = \frac{4,05\text{cm} \cdot 10\text{‰}}{17,5\text{cm} - 4,05\text{cm}} = 3,01\text{‰} \quad \text{A.1.3}$$

Posteriormente, calcula-se os momentos resistentes originados tanto pelo bloco comprimido (Equação A.1.4) como também pelo bloco tracionado (Equação A.1.5).

$$M_{dc} = \alpha_c \cdot \lambda \cdot b_w \cdot x \cdot (f_{cm} / \gamma_c) \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right) = 0,85 \cdot 0,8 \cdot 12\text{cm} \cdot 4,05\text{cm} \cdot \left(\frac{3,27 \text{ kN/cm}^2}{1,4} \right) \cdot \left(17,5 - \frac{0,8 \cdot 4,05\text{m}}{2} \right) = 1224,99 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad \text{A.1.4}$$

$$M_{ds} = A_s \cdot (f_{yd} / \gamma_s) \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right) = 1,57\text{cm}^2 \cdot \left(\frac{56,50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} \right) \cdot \left(17,5\text{cm} - \left(\frac{0,8 \cdot 4,05\text{cm}}{2} \right) \right) = 1224,99 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad \text{A.1.5}$$

O modelo estático utilizado é determinado por uma força concentrada aplicada no meio do vão de uma viga biapoiada com comprimento livre (l) de 230 cm. Logo, por meio da Equação A.1.6 é possível determinar a força máxima suportada por esta viga.

$$F_{\max} = \left(\frac{M_d \cdot 4}{l} \right) = \left(\frac{1224,99 \text{ kN} \cdot \text{cm} \cdot 4}{230\text{cm}} \right) = 21,30 \text{ kN} \quad \text{A.1.6}$$

A Tabela 19 apresenta um resumo dos resultados do dimensionamento com e sem a utilização dos coeficientes de segurança tanto do aço como também do concreto.

Tabela 19: Resultados obtidos conforme o dimensionamento proposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014)

Identificação	f_{cm} (kN/cm ²)	X (cm)	Domínio	ε_s (‰)	Verificação	ε_c (‰)	M_d (kN.cm)	F (kN)
NBR_0_CS	3,27	4,05	2	10,00	Escoando	3,01	1224,99	21,30
NBR_0_SS	3,27	3,32	2	10,00	Escoando	2,35	1434,38	24,95

Fonte: Próprio autor e Sarti Junior (2020)

A.2. DIMENSIONAMENTO CONFORME A ACI 318 (ACI, 2019)

A seguir será apresentado a sequência de cálculo para o dimensionamento teórico conforme as recomendações da ACI 318 (ACI, 2019) considerando a utilização dos coeficientes de segurança.

O módulo de elasticidade secante do concreto é obtido conforme a A.2.7, em que α_e coeficiente do agregado graúdo com valor de 1,2 para basaltos e diabásio e f_{ck} resistência característica do concreto.

$$E_c = 4733 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$E_c = \frac{4733 \cdot \sqrt{32,7}}{1000} = 27,0 \text{ GPa} \quad \text{A.2.7}$$

O cálculo da posição da profundidade da linha neutra (c) é efetuado conforme Equação A.2.9, cujos os dados utilizados foram: A_s sendo a área transversal da armadura longitudinal de aço ($2\phi 10\text{mm} = 1,57 \text{ cm}^2$), f'_c a resistência característica do concreto com valor de 32,7 MPa, f_y é a tensão característica de escoamento do aço com valor de 565,0 MPa, β_1 coeficiente determinado conforme a Equação A.2.8, d é a altura útil com valor de 17,5cm e a base da seção transversal (b_w) com valor é de 12cm.

$$\beta_1 = \begin{cases} 0,85 & \text{para } f'_c \leq 28\text{MPa} \\ 0,85 - 0,05 \cdot \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) & \text{para } 28\text{MPa} < f'_c \leq 56\text{MPa} \\ 0,65 & \text{para } f'_c > 56\text{MPa} \end{cases} \quad \text{A.2.8}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot \left(\frac{32,7 - 28}{7} \right) = 0,82$$

$$c = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot \beta_1 \cdot b \cdot f'_c} = \frac{1,57\text{cm}^2 \cdot 56,50\text{kN/cm}^2}{0,85 \cdot 0,82 \cdot 12\text{cm} \cdot 3,27\text{kN/cm}^2} = 3,26\text{cm} \quad \text{A.2.9}$$

Em seguida determina-se a deformação no aço conforme a Equação A.2.10, lembrando que a ACI 318 (ACI, 2019) restringe a deformação última do concreto (ϵ_{cu}) à 3,0‰.

$$\epsilon_s = \left(\frac{d - c}{c} \right) \cdot \epsilon_{cu} = \left(\frac{17,5\text{cm} - 3,26}{3,26\text{m}} \right) \cdot 3\text{‰} = 13,12\text{‰} \quad \text{A.2.10}$$

Após a determinação da deformação efetiva na armadura longitudinal é necessário verificar se o aço entrou em regime de escoamento, ou seja, se a deformação atuante (ϵ_s) é

superior à de início de escoamento (ε_{sy}), podendo ser verificada tal condição por meio da Equação A.2.11.

$$\varepsilon_{sy} = \left(\frac{f_y}{E_s} \right) = \left(\frac{565 \text{MPa}}{196,4 \text{MPa}} \right) = 2,87\% \quad \text{A.2.11}$$

$\varepsilon_s > \varepsilon_{sy} \rightarrow$ escoando

Posteriormente, calcula-se os momentos nominais resistentes originados tanto pelo bloco comprimido (Equação A.2.12) como também pelo bloco tracionado (Equação A.2.13).

$$M_{nc} = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot b \cdot c \cdot f'_c \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) = 0,85 \cdot 0,82 \cdot 12 \text{cm} \cdot 3,26 \text{cm} \quad \text{A.2.12}$$

$$\cdot 3,27 \text{ kN/cm}^2 \cdot \left(17,5 - \frac{0,82 \cdot 3,26 \text{m}}{2} \right) = 1434,38 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{nt} = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) = 1,57 \text{cm}^2 \cdot 56,50 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{A.2.13}$$

$$\cdot \left(17,5 \text{cm} - \left(\frac{0,82 \cdot 3,26 \text{cm}}{2} \right) \right) = 1434,38 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Após o cálculo de do momento nominal resistente, determina-se o momento resistente de cálculo por meio da Equação A.2.14, sendo ϕ o coeficiente de redução obtido conforme a Equação A.2.15.

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 1434,38 \text{kN} \cdot \text{cm} = 1290,94 \text{kN} \cdot \text{cm} \quad \text{A.2.14}$$

$$\phi = \begin{cases} 0,90 & \text{para } \varepsilon_s \geq 5\% \\ 0,65 + 0,25 \cdot \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sy}}{0,003} \right) & \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 5\% \\ 0,65 & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad \text{A.2.15}$$

O modelo estático utilizado é formado por uma força concentrada aplicada no meio do vão de uma viga biapoiada com comprimento livre (l) de 230 cm. Logo, por meio da Equação A.2.16 é possível determinar a força máxima suportada por esta viga.

$$F_{\max} = \left(\frac{M_u \cdot 4}{l} \right) = \left(\frac{1290,94 \text{ kN} \cdot \text{cm} \cdot 4}{230 \text{cm}} \right) = 22,45 \text{ kN} \quad \text{A.2.16}$$

A Tabela 20 apresenta os resultados para os demais modelos analisados, ressaltando que foram considerados nos cálculos a presença e a ausência do coeficiente de redução (ϕ).

Tabela 20: Resultados obtidos conforme o dimensionamento proposto pela ACI 318 (ACI, 2019)

Identificação	f'_c (kN/cm ²)	C (cm)	ε_s (‰)	Verificação	ε_c (‰)	ϕ	M_u (kN.cm)	F (kN)
A318_0_CS	3,27	3,26	13,12	Escoando	3,00	0,90	1290,94	22,45
A318_0_SS	3,27	3,26	13,12	Escoando	3,00	-	1434,38	24,95

Fonte: Próprio autor e Sarti Junior (2020)

A.3. DIMENSIONAMENTO CONFORME A ACI 440.2R (ACI, 2017)

Para exemplificar o dimensionamento das vigas em concreto armado reforçadas, utilizou-se como modelo de laboratorial de referência com aplicação dos coeficientes de segurança e coeficiente ambiental (C_e) igual a 0,95 por se tratar de um ambiente interno e protegido (Tabela 8). As propriedades mecânicas do concreto, do aço e do CFRP estão definidas na Tabela 13.

O cálculo se inicia determinando a tensão de projeto no CFRP (f_{fu}) e sua deformação máxima de projeto (ε_{fu}) conforme as Equações A.3.17 e A.3.18, respectivamente.

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* = 0,95 \cdot 271,55 \text{ kN/cm}^2 = 257,97 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{A.3.17}$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^* = 0,95 \cdot 11,08\text{‰} = 10,53\text{‰} \quad \text{A.3.18}$$

Considerando que o reforço mantém seu comportamento no regime elástico linear por toda sua vida útil, é possível calcular por meio da Lei de *Hooke* o seu módulo de elasticidade (E_f), conforme a Equação A.3.19.

$$E_f = \left(\frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}} \right) = \left(\frac{257,97 \text{ MPa}}{10,53\text{‰}} \right) = 244,9 \text{ GPa} \quad \text{A.3.19}$$

A ACI 440.2R (ACI, 2017) limita a deformação do material em FRP, a fim de evitar a propagação de fissuras, logo estabelece ε_{fd} como deformação máxima permitida no FRP que pode ser obtido conforme a Equação A.3.20, sendo n o número de camadas de reforço utilizadas, sendo para este modelo uma camada com espessura (t_f) de 0,176mm.

$$\varepsilon_{fd} \leq \begin{cases} 0,41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \\ 0,9 \cdot \varepsilon_{fu} \end{cases} \quad \text{A.3.20}$$

$$\varepsilon_{fd} \leq \begin{cases} 0,41 \cdot \sqrt{\frac{32,7\text{MPa}}{1 \cdot 244900\text{MPa} \cdot 0,176\text{mm}}} = 0,0113 = 11,30\% \\ 0,9 \cdot 10,53 = 9,48\% \end{cases}$$

$$\therefore \varepsilon_{fd} = 9,48\%$$

Posteriormente, arbitra-se o valor inicial para a profundidade da linha neutra ($c = 4,575\text{cm}$) a fim de determinar a deformação efetiva do sistema de reforço (ε_{fe}) e a sua tensão de ruptura efetiva (f_{fe}) conforme as Equações A.3.21 e A.3.22, respectivamente. A deformação máxima do concreto (ε_{cu}) tem valor máximo definido por norma de 3‰ e ε_{bi} é a deformação existente no concreto no momento anterior a instalação do reforço, obtido por meio da uniformização dos materiais (concreto e o aço), com valor de 0,097‰.

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

$$\varepsilon_{fe} \leq \begin{cases} 3\% \cdot \left(\frac{20,0088\text{cm} - 4,575\text{cm}}{4,575\text{cm}} \right) - 0,097\% = 10,02\% \\ 9,48\% \end{cases} \quad \text{A.3.21}$$

$$\therefore \varepsilon_{fe} = 9,48\%$$

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe}$$

$$f_{fe} = 244,9\text{GPa} \cdot 9,48\% = 2321,80\text{MPa} = 232,18\text{kN} / \text{cm}^2 \quad \text{A.3.22}$$

Em seguida é determinado a tensão na armadura longitudinal (f_s) e também sua deformação (ε_s), conforme as Equações A.3.23 e A.3.24, respectivamente.

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

$$\varepsilon_s = (9,48\% + 0,097\%) \cdot \left(\frac{17,5\text{cm} - 4,575\text{cm}}{20,0088\text{cm} - 4,575\text{cm}} \right) = 8,02\% \quad \text{A.3.23}$$

$$f_s \leq \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_s \\ f_y \end{cases}$$

$$f_s \leq \begin{cases} 196,4\text{GPa} \cdot 8,02\% = 1575,13\text{MPa} \\ f_y = 565\text{MPa} \end{cases} \quad \text{A.3.24}$$

$$\therefore f_s = 565\text{MPa} = 56,5\text{kN/cm}^2$$

Seguindo o mesmo raciocínio determina-se a deformação do concreto (ε_c), conforme a Equação A.3.25.

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{c}{d_f - c} \right) \leq 3\text{‰}$$

A.3.25

$$\varepsilon_c = (9,48\text{‰} + 0,097\text{‰}) \cdot \left(\frac{4,575\text{cm}}{20,0088\text{cm} - 4,575\text{cm}} \right) = 2,84\text{‰}$$

Posteriormente, verifica-se se a posição da linha neutra arbitrada anteriormente, está de acordo com a calculada por meio das Equações A.3.26 a A.3.29. Caso os valores apresentem divergências, é necessário arbitrar outra posição e reiniciar o cálculo.

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

A.3.26

$$\varepsilon'_c = \left(\frac{1,71 \cdot 32,7\text{MPa}}{27070\text{MPa}} \right) = 0,002065 = 2,07\text{‰}$$

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

A.3.27

$$\beta_1 = \left(\frac{4 \cdot 2,07\text{‰} - 3\text{‰}}{6 \cdot 2,07\text{‰} - 2 \cdot 3\text{‰}} \right) = 0,808$$

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

A.3.28

$$\alpha_1 = \left(\frac{3 \cdot 2,07\text{‰} \cdot 3\text{‰} - (3\text{‰})^2}{3 \cdot 0,808 \cdot (2,07\text{‰})^2} \right) = 0,922$$

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

A.3.29

$$c = \left(\frac{1,57\text{cm}^2 \cdot 56,5\text{kN/cm}^2 + 0,194\text{cm}^2 \cdot 232,18\text{kN/cm}^2}{0,922 \cdot 3,27\text{kN/cm}^2 \cdot 0,808 \cdot 12\text{cm}} \right) = 4,575\text{cm}$$

Após a verificação da linha neutra, determina-se o momento nominal resistente (M_u) conforme a Equação A.3.30, cujo o coeficiente de minoração da resistência do CFRP (Ψ_f) é definido por norma com valor de 0,85.

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

$$M_n = 1,57 \text{cm}^2 \cdot 56,5 \text{kN/cm}^2 \cdot \left(17,5 \text{cm} - \left(\frac{0,808 \cdot 4,575 \text{cm}}{2} \right) \right) \quad \text{A.3.30}$$

$$+ 0,85 \cdot 0,194 \text{cm}^2 \cdot 232,18 \text{kN/cm}^2 \cdot \left(20,0088 \text{cm} - \left(\frac{0,808 \cdot 4,575 \text{cm}}{2} \right) \right) = 2083,07 \text{kN.cm}$$

Em seguida é realizado o cálculo do momento resistente (M_u) mediante a Equação A.3.31. Para isto, é necessário a utilização do fator de redução (ϕ), relacionado com a ductibilidade das estruturas, podendo ser obtido conforme a Equação A.3.32, sendo (ε_{sy}) máxima deformação do aço no regime elástico.

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 2083,07 \text{kN.cm} = 1874,76 \text{kN.cm} \quad \text{A.3.31}$$

$$\phi = \begin{cases} 0,90 & \text{para } \varepsilon_s \geq 0,005 \\ 0,65 + \left(\frac{0,25 \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0,005 - \varepsilon_{sy}} \right) & \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0,005 \\ 0,65 & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad \text{A.3.32}$$

$$\therefore \varepsilon_s = 8,02\% \rightarrow \phi = 0,9$$

Por fim, determina-se a força máxima (F_{\max}) que pode ser aplicada a meio vão de uma viga biapoiada com vão livre (l) de 230cm conforme a Equação A.3.33.

$$F_{\max} = \left(\frac{M_u \cdot 4}{l} \right) = \left(\frac{1874,76 \text{kN.cm} \cdot 4}{230 \text{cm}} \right) = 32,60 \text{ kN} \quad \text{A.3.33}$$

A Tabela 21 apresenta os resultados para os demais modelos analisados.

Tabela 21: Resultados obtidos conforme o dimensionamento proposto pela ACI 440.2R (ACI, 2017)

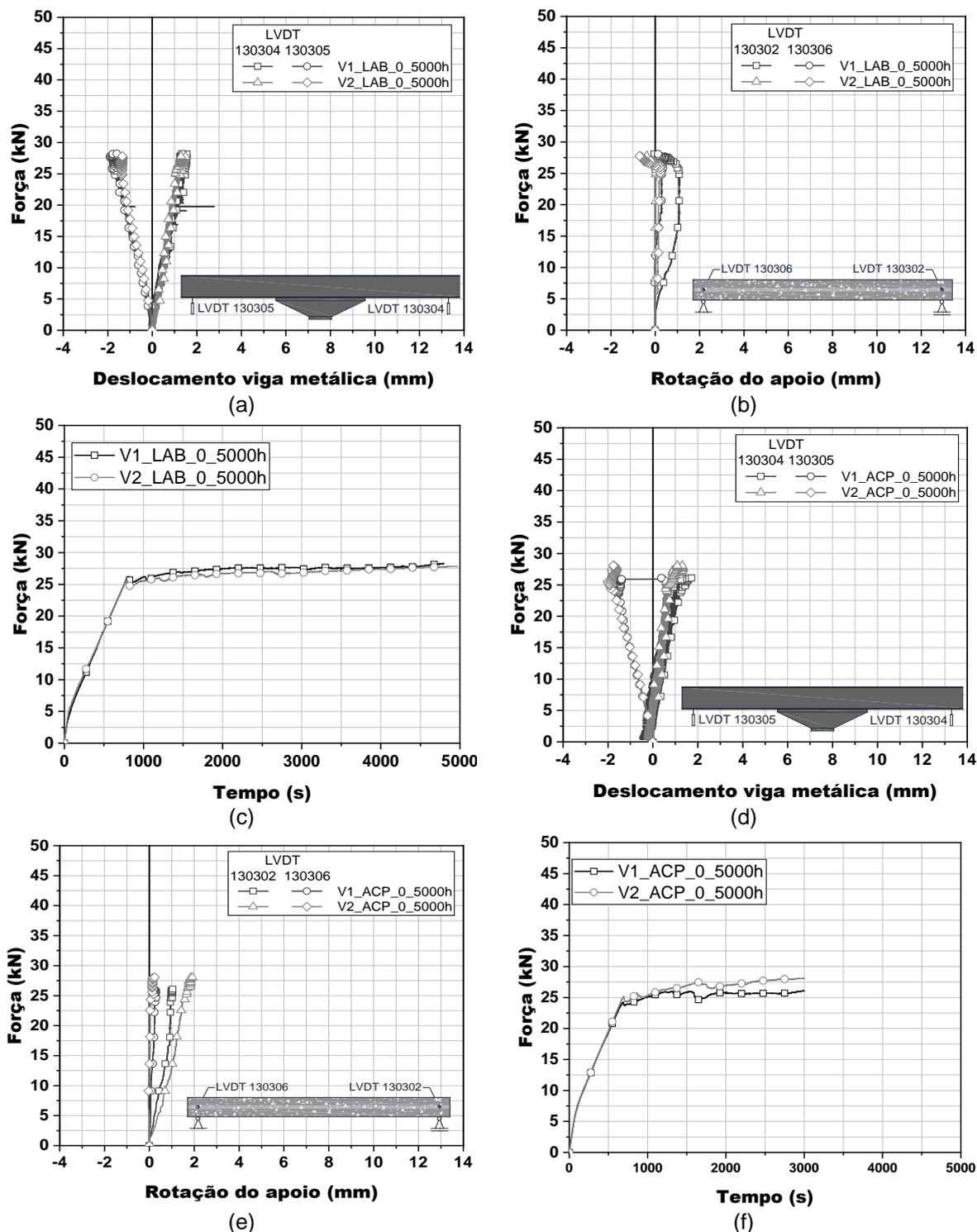
Identificação	C_e	f_{fe} (kN/cm ²)	ε_{fe} (%)	ε_c (%)	ε_s (%)	c (cm)	Ψ_f	ϕ	M_u (kN.cm)	F (kN)
A440_CFRP_CS_1,00	1,00	242,62	9,91	3,00	8,37	4,62	0,85	0,90	1896,79	32,99
A440_CFRP_SS_1,00	1,00	242,62	9,91	3,00	8,37	4,62	-	-	2235,13	38,87
A440_CFRP_CS_0,95	0,95	232,18	9,48	2,84	8,02	4,58	0,85	0,90	1874,76	32,60
A440_CFRP_SS_0,95	0,95	232,18	9,48	2,84	8,02	4,58	-	-	2205,52	38,36
A440_CFRP_CS_0,85	0,85	207,74	8,48	2,52	7,19	4,54	0,85	0,90	1817,26	31,60
A440_CFRP_SS_0,85	0,85	207,74	8,48	2,52	7,19	4,54	-	-	2129,19	37,03

Fonte: Próprio autor e Sarti Junior (2020)

APÊNDICE B – DIAGRAMAS RELATIVOS AO DESLOCAMENTO NO PERFIL METÁLICO, ROTAÇÃO NO APOIO E FORÇA VERSUS TEMPO

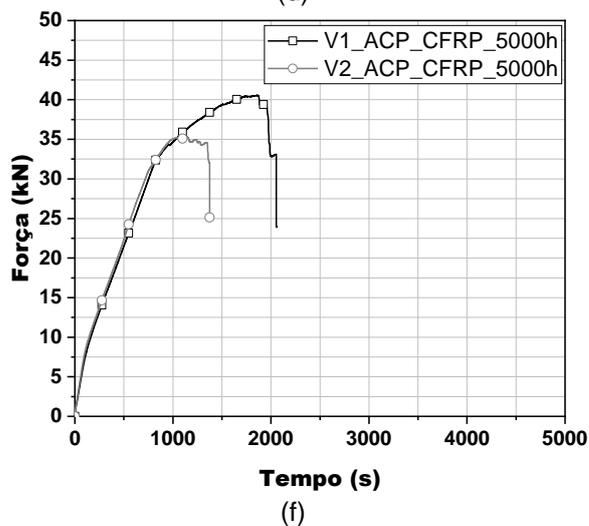
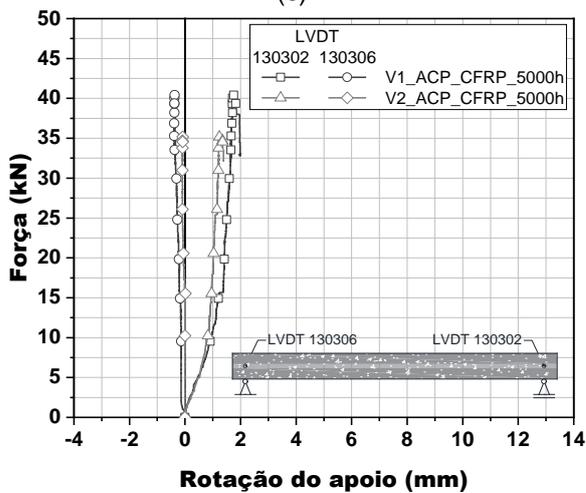
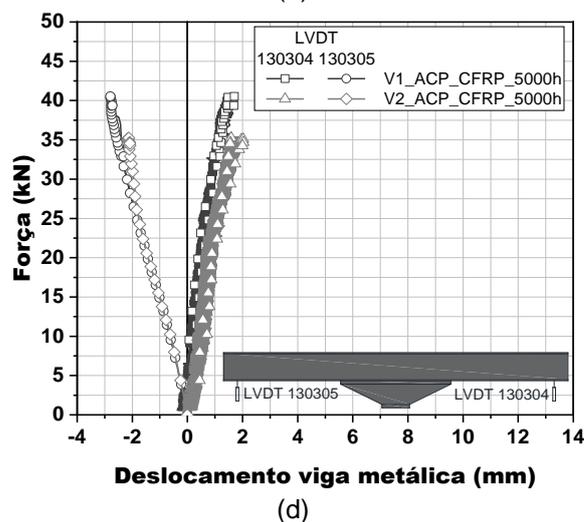
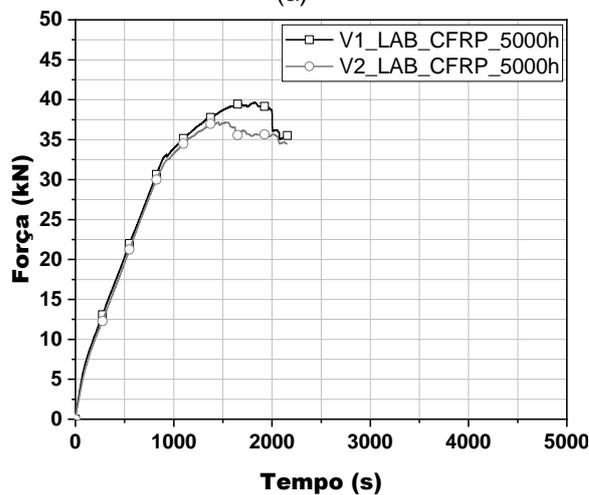
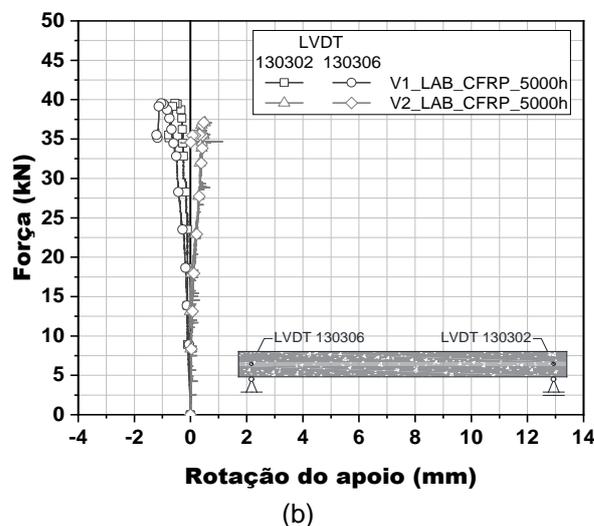
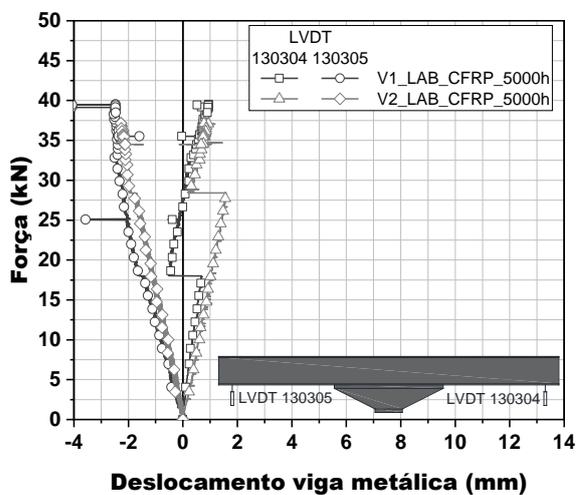
A seguir serão apresentados os diagramas complementares das vigas experimentais.

Figura 67: Diagramas complementares do modelo V1/V2_LAB_0_5000h: (a) Força versus deslocamento do perfil metálico, (b) Força versus rotação nos apoios e (c) Força versus tempo; Diagramas complementares do modelo V1/V2_ACP_0_5000h: (d) Força versus deslocamento do perfil metálico, (e) Força versus rotação nos apoios e (f) Força versus tempo



Fonte: Próprio autor

Figura 68: Diagramas complementares do modelo V1/V2_LAB_CFRP_5000h: (a) Força versus deslocamento do perfil metálico, (b) Força versus rotação nos apoios e (c) Força versus tempo; Diagramas complementares do modelo V1/V2_ACP_CFRP_5000h: (d) Força versus deslocamento do perfil metálico, (e) Força versus rotação nos apoios e (f) Força versus tempo



Fonte: Próprio autor

ANEXOS

ANEXO A – ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO DAS RESINAS REALIZADO POR SARTI JUNIOR (2020)

A Tabela 22 apresenta os valores correspondentes ao ensaio de caracterização dos corpos de provas referentes as resinas epoxídicas do tipo A (*primer*) realizado por Sarti Junior (2020).

Tabela 22: Resultados referentes ao ensaio de caracterização da Resina tipo A

Modelo	Tensão Máxima			Módulo de Elasticidade		
	Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coefficiente de Variação (%)	Média (GPa)	Desvio Padrão (GPa)	Coefficiente de Variação (%)
LAB_7dias	38,2	1,1	3,1	2,1	0,1	6,0
LAB_14dias	37,8	1,7	4,7	2,0	0,05	2,5
LAB_1000h	34,8	10,0	28,7	1,8	0,6	35,4
ACP_1000h	12,7	0,9	7,0	0,7	0,2	31,0

Fonte: Adaptado de Sarti Junior (2020)

A Tabela 23 apresenta os valores correspondentes ao ensaio de caracterização dos corpos de provas referentes as resinas epoxídicas do tipo B (saturação) realizado por Sarti Junior (2020).

Tabela 23: Resultados referentes ao ensaio de caracterização da Resina tipo B

Modelo	Tensão Máxima			Módulo de Elasticidade		
	Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coefficiente de Variação (%)	Média (GPa)	Desvio Padrão (GPa)	Coefficiente de Variação (%)
LAB_7dias	37,5	1,5	4,2	2,2	0,1	5,9
LAB_14dias	39,4	3,3	8,4	2,1	0,1	6,6
LAB_1000h	30,5	3,3	10,9	1,1	0,3	26,5
ACP_1000h	15,2	0,7	5,0	1,0	0,1	0,4

Fonte: Adaptado de Sarti Junior (2020)

ANEXO B – ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO DAS AMORTRAS DE CFRP REALIZADO POR SARTI JUNIOR (2020)

A Tabela 24 apresenta os valores correspondentes ao ensaio de caracterização dos corpos de provas em CFRP realizado por Sarti Junior (2020).

Tabela 24: Resultados referentes ao ensaio de caracterização do CFRP

Modelo	Tensão Máxima			Módulo de Elasticidade			Deformação
	Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coefficiente de Variação (%)	Média (GPa)	Desvio Padrão (GPa)	Coefficiente de Variação (%)	Última (%)
LAB_7dias	2560,2	377,5	14,7	243,1	23,8	9,8	11,8
LAB_14dias	2715,5	228,0	8,4	244,9	23,2	9,4	14,0
LAB_1000h	2603,8	557,6	21,4	236,2	18,2	7,7	17,0
ACP_1000h	2450,3	199,4	8,14	219,9	19,7	8,9	16,7

Fonte: Adaptado de Sarti Junior (2020)

ANEXO C - RESUMO DOS DADOS OBTIDOS NO ENSAIO DE FLEXÃO POR SARTI JUNIOR (2020)

A Tabela 25 apresenta os resultados referentes ao ensaio de flexão realizado por Sarti Junior (2020) em que F é o valor da força, U o deslocamento vertical, ε_c deformação no concreto, ε_s deformação no aço e ε_f deformação no reforço, relativos aos momentos de primeira fissura, escoamento da armadura longitudinal, esmagamento do concreto.

Tabela 25: Resultados referentes ao ensaio de flexão

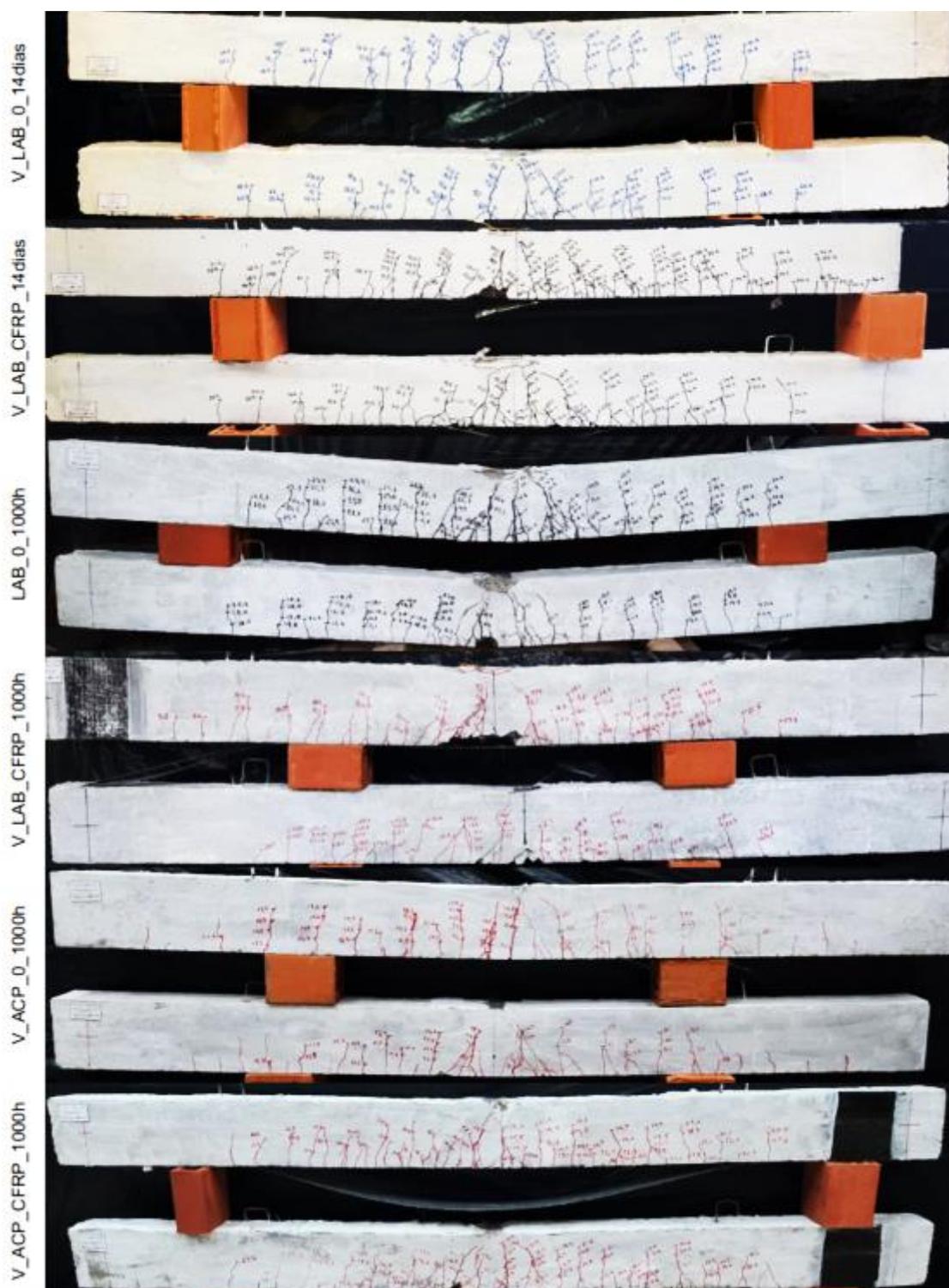
Identificação	Primeira Fissura					Escoamento da armadura longitudinal					Esmagamento do concreto					Máxima força registrada				
	F	U	ε_c	ε_s	ε_f	F	U	ε_c	ε_s	ε_f	F	U	ε_c	ε_s	ε_f	F	U	ε_c	ε_s	ε_f
	(kN)	(mm)	(‰)	(‰)	(‰)	(kN)	(mm)	(‰)	(‰)	(‰)	(kN)	(mm)	(‰)	(‰)	(‰)	(kN)	(mm)	(‰)	(‰)	(‰)
V1_LAB_0_14dias	7,0	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_LAB_0_14dias	6,9	2,5	*	*	--	24,6	13,2	*	*	---	26,0	21,2	*	*	---	26,6	33,5	*	*	---
V1_LAB_CFRP_14dias	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_LAB_CFRP_14dias	6,0	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
V1_LAB_0_1000h	6,2	1,2	-0,1	0,3	---	25,7	12,0	-1,2	2,4	---	26,8	20,7	-3,1	8,3	---	28,4	35,0	- 5,0	*	---
V2_LAB_0_1000h	6,4	1,4	-0,2	*	---	26,0	11,3	-1,1	*	---	27,5	18,2	-3,0	*	---	28,9	36,5	- 4,7	*	---
V1_LAB_CFRP_1000h	6,5	1,7	-0,1	0,6	1,2	30,0	12,2	-0,5	2,4	4,6	35,4	14,9	-3,0	*	8,0	38,8	24,2	*	14,8	11,1
V2_LAB_CFRP_1000h	7,3	1,5	-0,3	0,4	0,4	30,7	10,2	-1,5	2,2	3,5	36,2	15,2	-3,0	3,9	5,9	39,4	22,5	- 4,0	4,0	8,3
V1_ACP_0_1000h	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_ACP_0_1000h	7,2	1,4	-0,2	0,4	---	25,5	15,2	-1,5	2,3	---	26,3	22,6	*	*	---	26,9	31,8	*	*	---
V1_ACP_CFRP_1000h	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_ACP_CFRP_1000h	6,5	2,1	-0,1	0,3	0,2	28,9	10,9	-1,1	2,5	2,9	33,0	15,9	-3,0	2,5	5,7	34,5	20,6	*	*	6,5

*Extensômetros mecanicamente danificados; --- Ausência de valor

Fonte: Adaptado de Sarti Junior (2020)

ANEXO D – PADRÃO FISSURATÓRIO DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM E SEM REFORÇO PARA REFERÊNCIA E 1000h - POR SARTI JUNIOR (2020)

Figura 69: Padrão fissuratório dos modelos de referência e 1000h



Fonte: Sarti Junior (2020)

ANEXO E – RESUMO DOS DADOS OBTIDOS NO ENSAIO DE ARRANCAMENTO POR SARTI JUNIOR (2020)

A Tabela 26 apresenta os valores correspondentes ao ensaio de arrancamento para cada modelo de viga realizado por Sarti Junior (2020).

Tabela 26: Resultados referentes ao ensaio de arrancamento

Identificação	Ambiente/Idade	Modo de ruptura	Tensão de aderência (MPa)
V_LAB_0_14dias	Referência	S (100%)	2,0 (14,4) *
V_LAB_CFRP_14dias	(14dias)	S (100%)	2,8 (12,6) *
V_LAB_0_1000h	Laboratorial	S (100%)	2,1 (2,1) *
V_LAB_CFRP_1000h	(1000h)	S (100%)	2,1 (5,1) *
V_ACP_0_1000h	Degradação Acelerada	S (100%)	1,9 (4,2) *
V_ACP_CFRP_1000h	(1000h)	S (100%)	1,7 (6,1) *

S = ruptura no substrato do concreto; *Coeficiente de variação (%)

Fonte: Adaptado de Sarti Junior (2020)