

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

**ESTUDO SOBRE A SUBSTITUIÇÃO DE ARMADURA METÁLICA
POR BARRAS DE GFRP EM VIGAS DE CONCRETO ARMADAS À
FLEXÃO QUANDO SUBMETIDAS AO ATAQUE ACELERADO DE
IONS CLORETO**

Amanda Duarte Escobal Mazzú

São Carlos
2020

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

**ESTUDO SOBRE A SUBSTITUIÇÃO DE ARMADURA METÁLICA
POR BARRAS DE GFRP EM VIGAS DE CONCRETO ARMADAS À
FLEXÃO QUANDO SUBMETIDAS AO ATAQUE ACELERADO DE
IONS CLORETO**

Amanda Duarte Escobal Mazzú

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

Área de Concentração: Estruturas e Geotecnia

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

Coorientadora: Prof^a. Dr^a. Fernanda Giannotti da Silva Ferreira

São Carlos
2020



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

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

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado da candidata Amanda Duarte Escobal Mazzú, realizada em 28/02/2020:

Prof. Dra. Gláucia Maria Dalfré
UFSCar

Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian
UFSCar

Prof. Dr. José Manuel de Sena-Cruz
UMinho

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

Prof. Dra. Gláucia Maria Dalfré

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, Valdemir e Evanilda, e ao meu esposo Gustavo dedico este trabalho porque sem seu apoio nada disso seria possível.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Deus por ter me amado primeiro, me direcionado e capacitado para o desenvolvimento deste trabalho. Porque Dele, por Ele e para Ele são todas as coisas! À Ele a glória agora e sempre!

Agradeço aos meus pais, Valdemir e Evanilda, pelo apoio, suporte, colo, carinho e amor dispensados a mim. Obrigada pela oportunidade que me deram de estudar e por investirem em mim. Sem vocês este trabalho não seria possível!

Agradeço ao meu esposo, Gustavo, por ter me amparado em todas as vezes que a caminhada se tornou mais difícil, por não me deixar desistir e por acreditar que eu sou capaz. Obrigada pelo amor, pelo companheirismo e ajuda na parte prática desta pesquisa.

Agradeço aos meus irmãos, Caio e André, por todos os momentos de descontração e diversão. Vocês fazem tudo se tornar mais leve!

Agradeço aos meus sogros, Neusa e Cláudio, pelo apoio e carinho sempre dispensado a mim, ao Augusto e ao Carlos que prestaram auxílio quando mais precisei.

Agradeço à minha orientadora, Prof^a. Dr^a. Gláucia pela atenção, paciência e orientação dispensada para a realização deste trabalho. Agradeço por estar presente em todas as fases desta pesquisa, auxiliando com seus conhecimentos e com a força física necessária nos momentos de ensaio.

Agradeço à minha coorientadora, Prof^a. Dr^a. Fernanda pela contribuição para a realização desta pesquisa.

Agradeço aos técnicos José Roberto e Ricardo pela paciência e auxílio na execução dos ensaios e no desenvolvimento das atividades experimentais deste trabalho.

Agradeço ao Luiz Antonio, Camila e Fabrício que tanto ajudaram em todas as atividades referentes à pesquisa, contribuindo com seu conhecimento e força física, além da amizade que me garantiu ótimos momentos de descontração.

Agradeço ao Laboratório de Sistemas Estruturais, ao Núcleo de Estudo e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto e ao Laboratório de Materiais e Componentes pelo uso do espaço, dos equipamentos e materiais que permitiram a execução desta pesquisa.

Agradeço à empresa Metro Modular pelo empréstimo das formas plásticas utilizadas.

Agradeço à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) pela bolsa de fomento que possibilitou a realização deste trabalho.

Por fim, agradeço a todos os Professores e Técnicos do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e do Departamento de Engenharia Civil pelo apoio para que este trabalho pudesse ser realizado.

MAZZÚ, Amanda D. E. **Estudo sobre a substituição de armadura metálica por barras de GFRP em vigas de concreto armadas à flexão quando submetidas ao ataque acelerado de íons cloreto.** 2020. 190p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.

O uso de estruturas de concreto armado com barras de aço é recorrente na indústria da construção civil no Brasil. Entretanto, materiais alternativos são estudados devido à existência de problemas relacionados à utilização deste tradicional sistema construtivo, como a corrosão das armaduras metálicas, a exposição das estruturas a ambientes agressivos e a ambientes nos quais a neutralidade magnética é necessária. Dentre estes materiais, uma maior atenção é dada aos Polímeros Reforçados com Fibras (FRPs, *Fiber Reinforced Polymers*), que apresentam alta resistência mecânica e boa resistência a agentes de agressividade ambiental, materiais não metálicos capazes de substituir as armaduras de aço em estruturas de concreto armado. Neste sentido, este trabalho visa estudar a substituição das barras de aço por barras de GFRP (fibras de vidro) em vigas de concreto armado, analisando-se, ao longo do tempo, o comportamento mecânico e a durabilidade frente ao ataque de cloretos. Para isso, foram moldadas vigas de concreto armadas com barras de aço e de GFRP, das quais quatro foram utilizadas como referência, quatro foram mantidas durante 1000h em ambiente laboratorial e quatro foram expostas ao ataque de cloretos, durante 1000h, por meio de sua imersão em solução de NaCl com concentração de 3,5 % mantida a uma temperatura de (50 ± 3) °C, conforme as recomendações do ACI 440.9R (2015). Tais vigas foram posteriormente submetidas a ensaios de flexão de três pontos, a fim de se obter e comparar a capacidade resistente, o deslocamento vertical e o modo de ruptura apresentado pelas vigas. O ingresso de íons cloreto no concreto foi avaliado por meio de ensaio colorimétrico para determinação da profundidade de penetração de cloretos, de forma a detectar a possível corrosão das armaduras. Os resultados obtidos por meio dos ensaios de flexão de três pontos foram comparados aos resultados teóricos obtidos por meio da utilização das disposições do ACI 440.1R (2015) para o dimensionamento de vigas armadas com barras de GFRP e do ACI 318 (2019) e ABNT NBR 6118 (2014) para o dimensionamento de vigas armadas com barras de aço. Os resultados demonstraram uma redução na rigidez das vigas pela substituição de armadura de aço por barras de GFRP em cerca de 66 %, 72 % e 70 % para as vigas referência e mantidas em ambiente laboratorial e expostas a cloretos, respectivamente. As vigas armadas com barras de GFRP resistiram a uma força máxima cerca de 27 % superior à resistida pelas vigas armadas com barras de aço. Não foram observadas grandes alterações na rigidez e na força máxima resistida pelas vigas armadas com barras de aço e de GFRP expostas ao ataque de cloretos, entretanto, houve um aumento da deformabilidade, uma vez que as deformações no concreto e nas armaduras das vigas expostas à cloretos foram maiores do que para as vigas mantidas em ambiente laboratorial, considerando uma mesma força aplicada. Conclui-se que uma exposição acelerada de 1000h ao ataque de íons cloreto ainda não foi suficiente para causar alterações no comportamento das vigas de concreto armado com barras de aço e de GFRP, sendo ainda necessário avaliar os resultados a serem obtidos após 3000h e 10000h de exposição, os quais fazem parte da continuação desta pesquisa. Com relação à utilização dos modelos de cálculo do ACI 318 (2019) e ABNT NBR 6118 (2014) para vigas armadas com barras de aço e do ACI 440.1R (2015) para vigas armadas com barras de GFRP, conclui-se que estes preveem a capacidade resistente e o modo de ruptura com segurança.

Palavras-chave: aço, GFRP, concreto, durabilidade, ingresso de cloretos.

MAZZÚ, Amanda D. E. **Study on the replacement of steel reinforcement by GFRP bars in reinforced concrete beams when subjected to an accelerated chloride attack.** 2020. 190p. Dissertation (Master's in Civil Engineering) – Federal University of São Carlos, São Carlos, 2020.

The use of reinforced concrete structures with steel bars is recurrent in the construction industry in Brazil. However, alternative materials are studied due to the existence of problems related to the use of this traditional constructive system, such as the corrosion of metallic reinforcements, the exposure of structures to aggressive environments and to environments in which magnetic neutrality is necessary. Among these materials, huge attention is given to Fiber Reinforced Polymer (FRP), which have high mechanical strength and good resistance to environmental aggressiveness agents, nonmetallic materials capable of replacing steel reinforcement in reinforced concrete structures. In this sense, this work aims to study the replacement of steel bars by GFRP bars in reinforced concrete beams, analyzing, over time, the mechanical behavior and durability against the chloride attack. For this purpose, concrete beams reinforced with steel bars and GFRP bars were molded, of which four were used as a reference, four were kept for 1000h in a laboratory environment and four were exposed to the chloride attack, for 1000h, through their immersion in NaCl solution with 3,5% concentration maintained at the temperature of (50 ± 3) °C, according to the recommendations of ACI 440.9R (2015). These beams were subsequently subjected to three-point bending tests, in order to obtain and compare the resistant capacity, the vertical displacement and the rupture mode presented by the beams. The entrance of chlorine ions to the concrete was evaluated by means of a colorimetric test to determine the chloride penetration depth, in order to detect the possible corrosion of the reinforcement. The results obtained by the three-point bending tests were compared to the theoretical results obtained by using the provisions of ACI 440.1R (2015) for the design of beams reinforced with GFRP and ACI 318 (2019) and ABNT NBR 6118 (2014) for the design of beams reinforced with steel bars. The results showed a reduction in the stiffness of the beams by replacing steel reinforcement with GFRP bars by about 66 %, 72 % and 70 % for the reference beams and maintained in the laboratory environment and exposed to chlorides, respectively. The beams reinforced with GFRP bars resisted a maximum force about 27 % greater than that the beams with steel bars. No major changes were observed in the stiffness and maximum strength resisted by beams reinforced with steel bars and GFRP bars exposed to chloride attack, however, there was an increase in deformability, since the deformations in concrete and reinforcement of beams exposed to chlorides were higher than for beams maintained in a laboratory environment, considering the same applied force. It was concluded that an accelerated exposure of 1000h to the chlorine ions attack has not yet been sufficient to cause changes in the behavior of reinforced concrete beams with steel bars and GFRP bars, being necessary to evaluate the results to be obtained after 3000h and 10000h of exposure, which are the continuation of the current research program. Regarding the use of the calculation models of ACI 318 (2019) and ABNT NBR 6118 (2014) for beams reinforced with steel bars and ACI 440.1R (2015) for beams reinforced with GFRP bars, it is concluded that these standards provide safe values of capacity and conducted to the experimental observed failure modes.

Keywords: steel, GFRP, concrete, durability, chloride attack.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Motivação do início dos estudos sobre a aplicação do FRP.....	22
Figura 2: Diagrama esquemático do processo de fabricação das barras de FRP (Pultrusão)	29
Figura 3: Representação esquemática da estrutura do FRP.....	30
Figura 4: Classificação das barras de FRP.....	31
Figura 5: Diagramas tensão x deformação do aço convencional e dos polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP), aramida (AFRP), basalto (BFRP) e vidro (GFRP).....	32
Figura 6: Protocolo de acondicionamento acelerado proposto pelo ACI 440.9R para barras de FRP.....	42
Figura 7: Fator de redução da resistência em função da taxa de armadura de FRP.....	48
Figura 8: Diagrama aproximado retangular para esmagamento do concreto.....	49
Figura 9: Diagrama equivalente para ruptura da barra de FRP.....	51
Figura 10: Diagrama equivalente para ruptura balanceada.....	53
Figura 11: Tensão elástica e distribuição da deformação.....	61
Figura 12: Esquema das vigas ensaiadas por Confrere <i>et al.</i> (2016) – unidades em milímetros.....	62
Figura 13: Fluxograma da metodologia utilizada para as análises teóricas.....	66
Figura 14: Fluxograma da metodologia utilizada no programa experimental.....	67
Figura 15: Seções transversais das vigas de concreto armadas com barras de aço (a) e armadas com barras de GFRP (b) – medidas em centímetros.....	74
Figura 16: (a) armadura composta por barras de aço; (b) barras de GFRP avulsas; (c) detalhe da amarração da armadura e (d) armaduras montadas.....	75
Figura 17: (a) formas plásticas com desmoldante; (b) posicionamento das armaduras; (c) detalhe das armaduras com espaçadores; (d) moldes dos corpos de prova; (e) ensaio de abatimento de tronco de cone; (f) lançamento do concreto; (g) regularização e adensamento do concreto e (h) desforma das vigas.....	76
Figura 18: (a) Localização, (b) Ambiente interno ao NETPRE e (c) Vigas mantidas em ambiente laboratorial.....	77
Figura 19: (a) Local de montagem do tanque; (b) montagem do tanque; (c) vigas posicionadas e (d) dimensões do tanque (medidas em centímetros).....	78
Figura 20: Sistema de aquecimento da solução de NaCl.....	79
Figura 21: Aferição de temperatura com termômetro digital em variados pontos.....	80
Figura 22: Imagem termográfica do tanque com solução de cloretos.....	80
Figura 23: Esquema de ensaio das vigas de concreto armado (unidades em cm).....	81
Figura 24: Detalhes da peça rígida de aço (dimensões em mm).....	82
Figura 25: Vista lateral do dispositivo de ensaio.....	82
Figura 26: Fixação da peça rígida de aço e composição final do dispositivo.....	83
Figura 27: Configuração de ensaio de flexão de três pontos.....	83
Figura 28: (a-b) apoios feitos com massa plástica e (c) aplicação de carga durante o ensaio	84
Figura 29: (a) marcação do centro da armadura; (b) lixamento da superfície da barra; (c) posicionamento do extensômetro; (d) colagem do extensômetro; (e) extensômetro colado; (f) soldagem do fio aos terminais do extensômetro; (g) isolamento dos terminais do extensômetro com massa para calafetar e (h) proteção do extensômetro.....	85
Figura 30: (a) lixamento da superfície de concreto; (b) extensômetro colado.....	86
Figura 31: Posicionamento dos extensômetros no concreto e na armadura longitudinal.....	86
Figura 32: Instrumentação para medida do deslocamento da viga, do aparato metálico e rotação dos apoios.....	87
Figura 33: Detalhes do posicionamento dos transdutores de deslocamento para medida (a) do deslocamento vertical da viga, (b) da rotação dos apoios e (c) do deslocamento vertical do aparato metálico.....	87

Figura 34: Ensaio de caracterização do concreto: (a) resistência à compressão e (b) determinação do módulo de elasticidade	88
Figura 35: (a) ensaio de tração direta realizado em barras de aço e (b) modo de ruptura das barras de aço	89
Figura 36: (a-b) ensaio de tração direta realizado em barras de GFRP ancoradas por tubos de aço e alumínio.....	89
Figura 37: Configuração das amostras de GFRP para ensaio de tração direta.....	90
Figura 38: Corpo de prova (a) e face lateral da viga (b) após aspersão da solução de nitrato de prata.....	90
Figura 39: Gráfico de capacidade resistente <i>versus</i> taxa de armadura obtido variando-se a quantidade de barras	96
Figura 40: Gráfico de capacidade resistente <i>versus</i> taxa de armadura obtido variando-se o diâmetro das barras	98
Figura 41: Gráfico de capacidade resistente <i>versus</i> resistência à compressão do concreto	99
Figura 42: Gráfico de capacidade resistente <i>versus</i> taxa de armadura para vigas armadas com barras de aço e GFRP com diâmetros equivalentes.....	103
Figura 43: Curvas médias de tensão x deformação de barras de aço mantidas em ambiente laboratorial e ao ataque de cloretos	105
Figura 44: Ensaio piloto para caracterização das barras de GFRP: (a) ruptura do tubo de aço e (b-c) escorregamento da barra e do adesivo.....	106
Figura 45: Gráfico de força <i>versus</i> deformação no concreto (a) e na armadura (b) para as vigas V_LAB_S_45d	109
Figura 46: Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento vertical para as vigas V_LAB_S_45d....	109
Figura 47: Gráfico de força <i>versus</i> deformação no concreto (a) e força <i>versus</i> deformação na armadura (b) para as vigas V_LAB_GFRP_45d.....	110
Figura 48: Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento vertical para as vigas V_LAB_GFRP_45d	110
Figura 49: Gráfico de força <i>versus</i> deformação no concreto (a) e força <i>versus</i> deformação na armadura (b) para as vigas V_LAB_S_1000h	111
Figura 50: Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento vertical para as vigas V_LAB_S_1000h	112
Figura 51: Gráfico de força <i>versus</i> deformação no concreto (a) e força <i>versus</i> deformação na armadura (b) para as vigas V_LAB_GFRP_1000h.....	113
Figura 52: Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento vertical para as vigas V_LAB_GFRP_1000h.....	113
Figura 53: Gráfico de força <i>versus</i> deformação no concreto (a) e força <i>versus</i> deformação na armadura (b) para as vigas V_ACP_S_1000h.....	114
Figura 54: Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento vertical para as vigas V_ACP_S_1000h	115
Figura 55: Gráfico de força <i>versus</i> deformação no concreto para as vigas V_ACP_GFRP_1000h	116
Figura 56: Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento vertical para as vigas V_ACP_GFRP_1000h	116
Figura 57: Gráfico de força <i>versus</i> deformação no concreto (a) e força <i>versus</i> deformação na armadura (b) para as vigas V_LAB_S_45d e V_LAB_GFRP_45d.....	117
Figura 58: Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento vertical para as vigas V_LAB_S_45d e V_LAB_GFRP_45d.....	118
Figura 59: Gráfico de força <i>versus</i> deformação no concreto (a) e força <i>versus</i> deformação na armadura (b) para as vigas V_LAB_S_1000h e V_LAB_GFRP_1000h.....	119
Figura 60: Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento vertical para as vigas V_LAB_S_1000h e V_LAB_GFRP_1000h	119
Figura 61: Gráfico de força <i>versus</i> deformação no concreto (a) e força <i>versus</i> deformação na armadura (b) para as vigas V_LAB_S_45d e V_LAB_S_1000h	121
Figura 62: Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento vertical para as vigas V_LAB_S_45d e V_LAB_S_1000h.....	121

Figura 63: Gráfico de força <i>versus</i> deformação no concreto (a) e força <i>versus</i> deformação na armadura (b) para as vigas V_LAB_GFRP_45d e V_LAB_GFRP_1000h	122
Figura 64: Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento vertical para as vigas V_LAB_GFRP_45d e V_LAB_GFRP_1000h	122
Figura 65: Gráfico de força <i>versus</i> deformação no concreto (a) e força <i>versus</i> deformação na armadura (b) para as vigas V_ACP_S_1000h e V_ACP_GFRP_1000h.....	123
Figura 66: Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento vertical para as vigas V_ACP_S_1000h e V_ACP_GFRP_1000h	124
Figura 67: Gráfico de força <i>versus</i> deformação no concreto (a) e força <i>versus</i> deformação na armadura (b) para as vigas V_LAB_S_1000h e V_ACP_S_1000h.....	125
Figura 68: Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento vertical para as vigas V_LAB_S_1000h e V_ACP_S_1000h.....	125
Figura 69: Gráfico de força <i>versus</i> deformação no concreto (a) e força <i>versus</i> deformação na armadura (b) para as vigas V_LAB_GFRP_1000h e V_ACP_GFRP_1000h.....	126
Figura 70: Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento vertical para as vigas V_LAB_GFRP_1000h e V_ACP_GFRP_1000h	127
Figura 71: Curvas médias de força <i>versus</i> deslocamento vertical de todas as vigas	128
Figura 72: Fissuras e esmagamento do concreto de viga armada com barras de aço (a-c), esmagamento do concreto de viga armada com barras de GFRP (d) e ruptura das barras de GFRP (e-f)	129
Figura 73: Padrão fissuratório das vigas	130
Figura 74: Corpos de prova cilíndricos de concreto (a) antes e (b) após a aspersão de nitrato de prata e (c) medida da profundidade de penetração de cloretos.....	131
Figura 75: Profundidade de penetração de cloretos nas vigas (a) V1_ACP_S_1000h, (b) V2_ACP_S_1000h, (c) V1_ACP_GFRP_1000h, (d) V2_ACP_GFRP_1000h e (e) V1_LAB_GFRP_1000h	132
Figura 76: Diagrama retangular equivalente – ACI 318 (2019)	149
Figura 77: Diagrama retangular equivalente – ABNT NBR 6118 (2014).....	154
Figura 78: Diagrama retangular equivalente para esmagamento do concreto – ACI 440.1R (2015)	158
Figura 79: Gráfico de força <i>versus</i> rotação dos apoios (a), força <i>versus</i> deslocamento do perfil metálico (b) e força <i>versus</i> tempo (c) para as vigas V_LAB_S_45d	173
Figura 80: Gráfico de força <i>versus</i> rotação dos apoios (a), força <i>versus</i> deslocamento do perfil metálico (b) e força <i>versus</i> tempo (c) para as vigas V_LAB_GFRP_45d	174
Figura 81: Gráfico de força <i>versus</i> rotação dos apoios (a), força <i>versus</i> deslocamento do perfil metálico (b) e força <i>versus</i> tempo (c) para as vigas V_LAB_S_1000h.....	175
Figura 82: Gráfico de força <i>versus</i> rotação dos apoios (a), força <i>versus</i> deslocamento do perfil metálico (b) e força <i>versus</i> tempo (c) para as vigas V_LAB_GFRP_1000h	176
Figura 83: Gráfico de força <i>versus</i> rotação dos apoios (a), força <i>versus</i> deslocamento do perfil metálico (b) e força <i>versus</i> tempo (c) para as vigas V_ACP_S_1000h.....	177
Figura 84: Gráfico de força <i>versus</i> rotação dos apoios (a), força <i>versus</i> deslocamento do perfil metálico (b) e força <i>versus</i> tempo (c) para as vigas V_ACP_GFRP_1000h	178

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Classes de agressividade ambiental (CAA) segundo a ABNT NBR 6118 (2014) .	24
Tabela 2: Correspondência entre classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal segundo a ABNT NBR 6118 (2014)	24
Tabela 3: Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto segundo a ABNT NBR 6118 (2014) e ABNT NBR 12655 (2015).....	24
Tabela 4: Teor máximo de íons cloreto para proteção das armaduras do concreto segundo a ABNT NBR 12655 (2015).....	27
Tabela 5: Propriedades das resinas termoendurecíveis mais utilizadas em FRP.....	30
Tabela 6: Propriedades das fibras de carbono, vidro, aramida e basalto	31
Tabela 7: Fator ambiental de redução para variadas fibras e condições de exposição	45
Tabela 8: Espessuras mínimas recomendadas para vigas não protendidas e lajes unidirecionais	57
Tabela 9: Tensões limite de ruptura por fluência em armaduras de FRP	61
Tabela 10: Dimensões, armaduras e propriedades das vigas.....	62
Tabela 11: Comparação entre resultados experimentais e teóricos.....	63
Tabela 12: Comparação entre resultados obtidos por Confrere <i>et al.</i> (2016)	64
Tabela 13: Propriedades mecânicas das barras de GFRP fornecidas pelo fabricante	70
Tabela 14: Programação dos ensaios.....	72
Tabela 15: Capacidade resistente de vigas armadas com barras de aço determinada segundo os procedimentos da ABNT NBR 6118 (2014).....	92
Tabela 16: Capacidade resistente de vigas armadas com barras de aço determinada segundo os procedimentos do ACI 318 (2019)	93
Tabela 17: Capacidade resistente de vigas armadas com barras de GFRP determinada segundo os procedimentos do ACI 440.1R (2015)	94
Tabela 18: Capacidade resistente de vigas com diferentes números de barras.....	96
Tabela 19: Capacidade resistente de vigas com barras de diferentes diâmetros.....	97
Tabela 20: Capacidade resistente de vigas com diferentes resistências à compressão do concreto	99
Tabela 21: Capacidade resistente de vigas expostas e não expostas à água e intempéries	100
Tabela 22: Capacidade resistente de vigas com armadura de aço e de GFRP com diâmetros equivalentes e diferentes números de barras.....	102
Tabela 23: Propriedades mecânicas do concreto utilizado	104
Tabela 24: Propriedades mecânicas do aço utilizado	105
Tabela 25: Resultados obtidos por meio de ensaios teste de tração direta em amostras de barras de GFRP.....	107
Tabela 26: Resumo dos resultados experimentais das vigas com barras de aço e GFRP .	108
Tabela 27: Resultados obtidos de profundidade de penetração de cloretos nos corpos de prova de concreto	132
Tabela 28: Comparação entre resultados teóricos e experimentais	134
Tabela 29: Propriedades da barra de FRP.....	148
Tabela 30: Propriedades do concreto e dimensões das vigas	148
Tabela 31: Determinação do modo de ruptura e capacidade resistente.....	148
Tabela 32: Propriedades da barra de aço	152
Tabela 33: Propriedades do concreto	152
Tabela 34: Dimensões da viga.....	152
Tabela 35: Cálculo da profundidade da linha neutra	152
Tabela 36: Cálculo da capacidade resistente e força máxima.....	153
Tabela 37: Propriedades da barra de aço	155
Tabela 38: Propriedades do concreto	155
Tabela 39: Dimensões da viga.....	155
Tabela 40: Cálculo da profundidade da linha neutra	156

Tabela 41: Cálculo da capacidade resistente.....	156
Tabela 42: Determinação da deformação nos materiais e da força máxima	156
Tabela 43: Propriedades da barra de GFRP – Parte 1.....	160
Tabela 44: Propriedades da barra de GFRP – Parte 2.....	160
Tabela 45: Propriedades do concreto	161
Tabela 46: Dimensões da viga.....	161
Tabela 47: Determinação do modo de ruptura.....	161
Tabela 48: Cálculo da capacidade resistente e força máxima.....	162
Tabela 49: Propriedades da barra de aço e do concreto.....	163
Tabela 50: Dimensões da viga.....	163
Tabela 51: Cálculo da profundidade da linha neutra	163
Tabela 52: Cálculo da capacidade resistente.....	164
Tabela 53: Propriedades da barra de GFRP	164
Tabela 54: Propriedades do concreto e dimensões da viga.....	164
Tabela 55: Determinação do modo de ruptura e cálculo da capacidade resistente.....	165
Tabela 56: Propriedades da barra de aço e do concreto.....	165
Tabela 57: Dimensões da viga.....	165
Tabela 58: Cálculo da profundidade da linha neutra	166
Tabela 59: Cálculo da capacidade resistente.....	166
Tabela 60: Propriedades da barra de GFRP e do concreto	166
Tabela 61: Dimensões da viga.....	167
Tabela 62: Determinação do modo de ruptura e cálculo da capacidade resistente.....	167
Tabela 63: Propriedades da barra de aço e do concreto.....	167
Tabela 64: Dimensões da viga.....	168
Tabela 65: Cálculo da profundidade da linha neutra	168
Tabela 66: Cálculo da capacidade resistente.....	168
Tabela 67: Propriedades da barra de GFRP e do concreto	168
Tabela 68: Dimensões da viga.....	169
Tabela 69: Determinação do modo de ruptura e cálculo da capacidade resistente.....	169
Tabela 70: Propriedades da barra de GFRP e do concreto	169
Tabela 71: Dimensões da viga.....	170
Tabela 72: Determinação do modo de ruptura e cálculo da capacidade resistente.....	170
Tabela 73: Propriedades da barra de aço e do concreto.....	170
Tabela 74: Dimensões da viga.....	171
Tabela 75: Cálculo da profundidade da linha neutra	171
Tabela 76: Cálculo da capacidade resistente.....	171
Tabela 77: Propriedades da barra de GFRP e do concreto	172
Tabela 78: Dimensões da viga.....	172
Tabela 79: Determinação do modo de ruptura e cálculo da capacidade resistente.....	172

1. INTRODUÇÃO	15
1.1 OBJETIVOS	16
1.1.1 Geral	16
1.1.2 Específicos.....	16
1.2 JUSTIFICATIVA	17
1.3 PROBLEMA DE PESQUISA	19
1.4 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS	21
2. REVISÃO DA LITERATURA	22
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	22
2.2 DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO	23
2.2.1 Especificações da ABNT NBR 6118 (2014).....	23
2.2.2 Corrosão pela ação de cloretos	25
2.3 POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS (FIBER REINFORCED POLYMERS – FRPs)	28
2.3.1 Processo de fabricação	28
2.3.2 Classificação	29
2.3.3 Propriedades mecânicas	31
2.3.4 Comparação entre fibras de vidro, carbono, aramida e basalto	35
2.3.5 Durabilidade Dos FRPs	36
2.3.6 Protocolo de Acondicionamento acelerado – ACI 440.9R (2015)	38
2.3.7 Aplicação das barras de FRP	42
2.4 PRESCRIÇÕES DO ACI 440.1R (2015)	42
2.4.1 Estado Limite Último (ELU)	43
2.4.2 Fator Ambiental de Redução	44
2.4.3 Dimensionamento à flexão	45
2.4.4 Estado Limite de Serviço (ELS)	55
2.4.5 Ruptura por fluência e fadiga.....	60
2.5 APLICAÇÃO DO MODELO DE DIMENSIONAMENTO	61
2.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	65
3. METODOLOGIA	66
3.1 ANÁLISES TEÓRICAS	68
3.1.1 Dimensionamento das vigas.....	68
3.1.2 Estudo paramétrico do dimensionamento.....	69
3.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL	71
3.2.1 Características das vigas de concreto armado	73
3.2.2 Confeccção das vigas de concreto armado.....	74
3.2.3 Ambientes de exposição.....	76
3.2.4 Ensaio de flexão de três pontos.....	80
3.2.5 Instrumentação das vigas de concreto armado	84
3.2.6 Caracterização dos materiais utilizados.....	88
3.2.7 Avaliação da influência do ataque de cloretos	90
3.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS	91
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO	92

4.1	Análises teóricas	92
4.1.1	Dimensionamento das vigas armadas com barras de aço.....	92
4.1.2	Dimensionamento das vigas armadas com barras de GFRP.....	93
4.1.3	Estudo paramétrico do dimensionamento.....	94
4.2	Programa experimental	103
4.2.1	Caracterização dos materiais.....	103
4.2.2	Vigas de concreto armadas com barras de aço e de GFRP.....	107
4.2.3	Determinação da profundidade de penetração de cloretos.....	131
4.2.4	Comparação entre resultados teóricos e experimentais.....	133
5.	CONCLUSÕES	136
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	141
	REFERÊNCIAS	142
	APÊNDICE A	148
	A.1 – APLICAÇÃO DO MODELO DE DIMENSIONAMENTO:.....	148
	A.2 – DIMENSIONAMENTO DE VIGAS ARMADAS COM BARRAS DE AÇO:.....	149
	A.3 – DIMENSIONAMENTO DE VIGAS ARMADAS COM BARRAS DE GFRP:.....	157
	A.4 – ESTUDO PARAMÉTRICO DO DIMENSIONAMENTO:.....	163
	APÊNDICE B	173
	ANEXO I	179

1. INTRODUÇÃO

Ao longo de muito tempo acreditou-se que a alcalinidade do concreto protegia as armaduras metálicas das estruturas convencionais de concreto, e que, desta forma, as armaduras de aço não sofriam processos corrosivos e obtinham-se estruturas duráveis. Entretanto, quando expostas a ambientes agressivos tais como ambientes industriais, marinhos, com grande variação de temperatura, umidade e nível de água, as armaduras de aço das estruturas de concreto armado podem apresentar corrosão, mesmo com o pH da solução contida dos poros do concreto sendo alcalino, podendo levar ao deslocamento do concreto de cobertura, colocando, assim, as armaduras de aço em exposição direta às condições de agressividade ambiental, acelerando o processo de degradação do aço.

Camacho (2011) afirma que é preciso dispensar uma atenção especial à fase de projeto da estrutura, para que se obtenha uma durabilidade controlada e para que manutenções excepcionais, reparos ou reforço estrutural não sejam necessários, pelo menos durante a vida útil de projeto da estrutura.

Diante deste cenário e com vistas à melhoria do desempenho das estruturas, materiais alternativos começaram a ser estudados, destacando-se a utilização de polímeros reforçados com fibras (de sigla internacional FRP – *Fiber Reinforced Polymer*), materiais que apresentam elevada resistência mecânica e boa resistência a agentes de agressividade ambiental, capazes de substituir os materiais convencionais utilizados nas técnicas tradicionais de reforço estrutural e o aço utilizado como armadura em estruturas de concreto armado. Segundo Hollaway (2003), estes materiais são utilizados desde várias décadas na indústria automobilística, eletrônica e aeroespacial, e agora encontram-se disponíveis na indústria da construção civil.

De acordo com o *ACI COMMITTEE 440* (2008), os FRPs, quando comparados aos materiais tradicionais como o concreto e o aço, permitem conceber sistemas mais resistentes à agressividade do meio ambiente, podendo constituir soluções globalmente mais econômicas e duráveis.

Issa e Elzeiny (2011) afirmam que o rápido crescimento no uso das armaduras de FRP nas estruturas de concreto armado é devido à excelente resistência à corrosão, alta resistência à tração e à sua neutralidade magnética. Segundo os autores, este material apresenta alta resistência e módulo de elasticidade quando comparado a seu peso, características que, juntamente às demais vantagens mencionadas, podem levar

a uma maior segurança na utilização e maior vida útil, bem como podem proporcionar economias na fabricação, equipamentos e custos de manutenção.

Os polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP), vidro (GFRP), aramida (AFRP) e basalto (BFRP) são os mais utilizados. Dentre estes, Teng *et al.* (2003) afirmam que o GFRP (em forma de mantas, barras ou laminados formados por fibras de vidro impregnadas com polímero, manta ou tecido em fibras de vidro) e o CFRP (em forma de mantas, barras ou laminados formados por fibras de carbono impregnadas com polímero, manta ou tecido em fibras de carbono) são os mais comumente utilizados.

Neste trabalho será estudada a aplicação de barras de GFRP em substituição às armaduras metálicas em estruturas de concreto armado por meio da avaliação do comportamento mecânico de vigas armadas à flexão com barras de GFRP e com barras de aço convencionais. Além disso, a durabilidade destes elementos quando expostos ao ataque de cloretos também será avaliada.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 GERAL

Este trabalho apresenta como objetivo principal avaliar a viabilidade da substituição de armadura metálica por barras de GFRP em estruturas de concreto armado, tendo em vista o comportamento mecânico e a durabilidade quanto ao ataque de cloretos.

1.1.2 ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Compreender e aplicar o modelo de dimensionamento de vigas armadas com barras de GFRP apresentado pelo ACI 440.1R (2015), comparando-se os valores teóricos com resultados experimentais obtidos em literatura;
- Analisar os efeitos da modificação dos parâmetros envolvidos no dimensionamento de vigas armadas com barras de aço e GFRP, variando-se a quantidade e o diâmetro das barras, a resistência à compressão do concreto e a condição de exposição das vigas e considerando-se a utilização de diâmetros equivalentes;

- Comparar o comportamento mecânico obtido experimentalmente e o comportamento mecânico teórico previsto com base nas disposições da ACI 440.1R (2015) para vigas de concreto armadas à flexão com barras de GFRP;
- Comparar o comportamento mecânico obtido experimentalmente e o comportamento teórico previsto com base nas disposições da ACI 318 (2019) e ABNT NBR 6118 (2014) para vigas de concreto armadas à flexão com barras de aço;
- Analisar e comparar o comportamento mecânico experimentalmente apresentado por vigas de concreto armadas à flexão com barras de aço e vigas de concreto armadas à flexão com barras de GFRP;
- Analisar e comparar o comportamento mecânico experimentalmente apresentado por vigas de concreto armadas à flexão com barras de aço e barras de GFRP mantidas sob a influência do ataque acelerado de cloretos; e
- Identificar a presença ou não de processo corrosivo desencadeado pela exposição ao ataque de cloretos em vigas armadas à flexão com barras de aço e GFRP.

1.2 JUSTIFICATIVA

A utilização de barras de aço como armadura ativa e passiva em estruturas de concreto armado é muito comum na indústria da construção civil no Brasil. Segundo Lima e Prado (2014), isto se deve ao baixo custo de execução de uma obra em concreto armado com barras de aço quando comparado ao custo de execução de estruturas metálicas, além da existência de normas bem definidas para a aplicação deste sistema construtivo.

Entretanto, vários são os problemas encontrados nestas tradicionais estruturas de concreto armado, principalmente os relacionados à corrosão de armaduras pelo ataque de cloretos ou pela carbonatação, gerando a necessidade de se estudar a aplicação de novas tecnologias.

Bertolini (2010) afirma que a ação do ambiente sobre as estruturas de concreto armado pode causar um dano progressivo na estrutura, sendo que este dano pode ser físico, devido ao efeito da temperatura, químico, devido às substâncias presentes no ambiente, ou mecânico, dado pelo efeito da abrasão ou das cargas aplicadas na estrutura. No caso de danos do tipo físico, existe a degradação direta do concreto, tanto

na pasta de compostos de cimento quanto nos agregados. Esta degradação do concreto possibilita a corrosão das armaduras. Em outros casos, a corrosão das armaduras é determinada pelo ambiente, sendo que o concreto pode ser afetado em outro momento. A causa mais frequente de degradação em estruturas de concreto armado é a corrosão das armaduras.

Se colocadas sob a influência de ambientes industriais, marinhos e de grande variação de temperatura e umidade, as estruturas de concreto armado convencionais podem sofrer deterioração, com destacamento do concreto de cobertura e consequente exposição das armaduras, podendo ocorrer considerável perda de seção do aço e até mesmo a ruína da estrutura.

Bertolini (2010) afirma que, além da carbonatação e da penetração de cloretos, a corrosão das armaduras de aço pode ser provocada por correntes de fuga ou fragilização por hidrogênio, no caso de aços de alta resistência empregados em estruturas de concreto protendido.

Ao contrário do que a princípio se acreditava, não basta apenas existir uma camada de cobertura de concreto para que as armaduras estejam protegidas da influência da agressividade do ambiente. Tendo em vista que, ao longo do tempo, agentes agressivos penetrarão na camada de cobertura de concreto, podendo atingir as armaduras e comprometer o funcionamento da estrutura, é necessário que a espessura desta camada e que as propriedades mecânicas do concreto utilizado sejam compatíveis com a agressividade do ambiente. A utilização de concretos com alta relação água/cimento e, conseqüentemente, alta porosidade, a utilização de concretos com resistência à compressão não condizente com a agressividade do ambiente, e o não atendimento à espessura de cobertura especificado em projeto, são fatores que influenciam diretamente a durabilidade da armadura de aço e da estrutura como um todo.

Conforme afirma Head *et al.* (2015), no ano de 1997 a Lei de Eficiência do Transporte Intermodal de Superfície (ISTEA – *Intermodal Surface Transportation Efficiency Act*) gastou 2,5 bilhões de dólares com o *Highway Bridge Replacement Program* (Programa de Substituição de Pontes Rodoviárias), sendo a maioria dos fundos destinados à substituição ou reabilitação de tabuleiros de pontes que foram deteriorados por problemas de corrosão das armaduras. Os autores ainda afirmam que das cerca de 600.000 pontes dos Estados Unidos, mais de 25% são classificadas como estruturalmente deficientes e funcionalmente obsoletas, sendo necessários cerca de 9,4 bilhões de dólares por 20 anos para reparar essas pontes.

Com relação ao Brasil, segundo Oliveira, Greco e Bittencourt (2019), em um inventário realizado pelo DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura em

Transportes), 66% dos danos observados nas 4725 pontes registradas estão associados à corrosão das armaduras de aço e a degradação do concreto.

Segundo Head *et al.* (2015), ao longo do tempo foram desenvolvidas novas técnicas e materiais com vistas à minimizar os problemas relacionados à corrosão das armaduras de aço, tais como a utilização de barras revestidas com epóxi, armaduras e cordoalhas de aço galvanizadas, armaduras revestidas com uma combinação de zinco e epóxi, armaduras de aço inoxidável ou apenas revestidas com aço inoxidável e a utilização das armaduras de FRP.

Segundo Tavares (2006), vantagens como maior durabilidade, menor massa e a não existência de campo eletromagnético são conseguidas por meio da substituição das armaduras de aço por barras de FRP. Gonçalves (2013) afirma que as barras de GFRP apresentam uma densidade entre 1,25 e 2,10 g/cm³, sendo, aproximadamente, 25% da densidade das barras de aço convencionais (7,90 g/cm³). Além do mais, estes materiais não sofrem corrosão, conforme afirma José (2013).

De acordo com o ACI 440.9R (2015), se corretamente projetados e fabricados, os FRPs podem prover uma vida útil mais longa e menores custos de manutenção do que quando aplicadas armaduras de aço convencional nas estruturas de concreto armado.

A aplicação de materiais tradicionais em estruturas complexas ou excepcionais tais como um reservatório submetido a um ambiente de grande agressividade ou uma instalação hospitalar com uma unidade de ressonância magnética, pode afetar a durabilidade e a funcionalidade da estrutura (CAMACHO, 2011). Além disso, grande parte das grandes cidades do Brasil estão localizadas em regiões litorâneas, as quais apresentam maiores índices de corrosão nas armaduras metálicas devido a ação do ambiente mais agressivo. Desta maneira, a aplicação de barras não metálicas em estruturas de concreto pode minimizar e até evitar estes problemas.

1.3 PROBLEMA DE PESQUISA

Segundo Felix *et al.* (2018), a confiabilidade e a durabilidade de estruturas de concreto armado são fatores importantes para o desenvolvimento sustentável e o crescimento econômico da sociedade moderna. Os autores ainda afirmam que, em uma época de recursos públicos limitados, a gestão da durabilidade da infraestrutura civil envolve gastos significativos e requer que sejam tomadas decisões difíceis para o estabelecimento de prioridades de manutenção, reabilitação e substituição. Oliveira *et al.* (2017) afirmam que para se minimizar os custos e potencializar a eficiência dos

serviços de recuperação e reforço estrutural, é de extrema importância o conhecimento sobre o estado das estruturas, principalmente as que apresentam sintomas de manifestações patológicas.

Oliveira *et al.* (2007) afirmam que os custos de manutenção das estruturas são bastante significativos, podendo ultrapassar 40% do custo de execução de uma obra. Além disso, as perdas com reabilitação de obras deterioradas, considerando-se apenas a corrosão das armaduras, podem atingir um percentual entre 1,25% e 3,5% do PIB de países em desenvolvimento. Ueda e Takewaka (2007) afirmam que, em 2004, somente a Alemanha dispôs um montante de aproximadamente 90 bilhões de euros com manutenção e reparo de estruturas de concreto armado, sendo que a parcela dos gastos com reparo e manutenção é superior a 15% do gasto total da indústria da construção civil, em muitos países.

Segundo Grochoski e Helene (2008), as estruturas de concreto armado têm potencial para apresentar vida útil superior a 50 anos. Entretanto, observa-se que tais estruturas apresentam deterioração precoce, exigindo intervenção corretiva significativa devido à corrosão das armaduras já aos 10 ou 15 anos. Deficiências no conhecimento dos materiais, na concepção, projeto, construção e manutenção das estruturas podem acarretar grandes perdas diretas e indiretas para a sociedade, uma vez que os custos sociais e econômicos indiretos são de mais difícil avaliação, não constam nas estatísticas e em alguns casos são irressarcíveis (GROCHOSKI E HELENE, 2008).

Assim, tendo em vista os gastos com manutenção, recuperação e reforço das estruturas de concreto armado ao longo de sua vida útil, o estudo de novos materiais e sistemas construtivos se faz necessário. Neste cenário enquadra-se a aplicação de armaduras não metálicas de FRP, tendo em vista que uma de suas principais características é a resistência à corrosão pela ação de agentes agressivos.

Além disso, a utilização de barras de FRP ainda não é comum quando comparada à utilização de armadura de aço e, segundo Tavares (2006), os procedimentos de dimensionamento definidos ainda serão muito discutidos e modificados, como no caso do concreto armado com armadura de aço convencional, cujas normas de dimensionamento são atualizadas com certa frequência. Os Estados Unidos, Canadá e Japão já desenvolveram normas para o dimensionamento de estruturas armadas com barras de FRP, mas o Brasil ainda não possui uma norma própria, apesar de já existir um Grupo de Trabalho numa parceria ABECE/IBRACON para o desenvolvimento de uma recomendação nacional.

Desta forma, espera-se, com este trabalho, contribuir para o melhor entendimento sobre o comportamento deste material quando aplicado como armadura em estruturas de concreto armado expostas a ambientes agressivos.

1.4 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

Este trabalho é dividido em cinco capítulos. O primeiro capítulo faz uma introdução ao tema a ser estudado, abordando o conteúdo de forma geral e explicitando a motivação que levou ao interesse pelo desenvolvimento desta pesquisa. Além disso, este capítulo traz o objetivo principal e os objetivos específicos que se desejaram atingir com este trabalho, bem como a problemática desta pesquisa. Este capítulo é finalizado com a apresentação da estruturação do trabalho.

No segundo capítulo apresenta-se a revisão bibliográfica sobre o tema em questão, reunindo informações sobre os FRPs, seu processo de fabricação, classificações e características deste material, aspectos de durabilidade e o método de dimensionamento prescrito pela recomendação ACI 440.1R (2015), incluindo o Estado Limite Último (ELU) e o Estado Limite de Serviço (ELS), além de apresentar a aplicação deste método de dimensionamento.

A metodologia utilizada ao longo do desenvolvimento deste trabalho é apresentada no terceiro capítulo, abrangendo as análises teóricas e o programa experimental proposto, enquanto o quarto capítulo apresenta os resultados obtidos, bem como as discussões sobre estes resultados.

O quinto capítulo apresenta as conclusões que puderam ser obtidas após o desenvolvimento desta pesquisa, seguidas da apresentação das referências bibliográficas consultadas.

Por fim, são apresentados os Apêndices e Anexos que auxiliam na compreensão do conteúdo deste trabalho.

2. REVISÃO DA LITERATURA

Para melhor entendimento sobre o contexto do desenvolvimento deste trabalho, a seguir são expostos os principais conceitos relacionados ao tema a ser estudado: aspectos de durabilidade de estruturas de concreto armado, propriedades, características e classificações dos FRPs. Também são apresentadas a metodologia de cálculo presente na recomendação ACI 440.1R (2015) e a aplicação desta metodologia, comparando-se resultados teóricos e experimentais encontrados na literatura.

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Após o término da Segunda Guerra Mundial houve um aumento significativo da utilização do FRP (COUTO, 2007). Estes materiais, comumente utilizados na indústria eletrônica, aeroespacial e automobilística, passaram a ser aplicados também na indústria da construção civil. Tavares (2006) afirma que a introdução do FRP na construção civil foi lenta. Sua primeira aplicação em estruturas de concreto se deu por volta dos anos 50, havendo algumas pesquisas nos anos 60 nos EUA e nos anos 70 na Europa e no Japão. Influenciados pelo aumento dos problemas de corrosão em armaduras de aço, investidores e pesquisadores de todo o mundo começaram a ser atraídos para este tema ao final dos anos 80. A Figura 1 apresenta a motivação do estudo destes materiais em diferentes partes do mundo.

Figura 1: Motivação do início dos estudos sobre a aplicação do FRP



Fonte: Tavares (2006)

As armaduras não metálicas já são utilizadas em países como EUA, Japão, Canadá e Inglaterra. Segundo Couto (2007), no Brasil a aplicação de armaduras de FRP pode ser vantajosa, tendo em vista a corrosão das armaduras das estruturas de concreto localizadas em regiões litorâneas e a corrosão das armaduras causada pelas ondas magnéticas nas linhas de metrô. A utilização deste tipo de material também pode ser vantajosa em obras hospitalares devido à necessidade da aplicação de materiais que não sejam condutores magnéticos. As armaduras metálicas apresentam interferência em campos magnéticos e devem ser evitadas em estruturas nas quais a neutralidade magnética é primordial, tais como instalações hospitalares de ressonância magnética, estações de transmissão e recepção de dispositivos e sistemas ferroviários de levitação magnética, sendo estes últimos muito utilizados no Japão (CAMACHO, 2011).

2.2 DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

2.2.1 ESPECIFICAÇÕES DA ABNT NBR 6118 (2014)

As estruturas de concreto armado podem ser duráveis quando expostas a ambientes de alta agressividade, desde que sejam utilizados materiais de boa qualidade, dosados de forma adequada, que sejam executadas corretamente e acompanhadas, efetuando-se manutenções preventivas. Entretanto, a realidade encontrada é bem diferente. Erros de projeto e execução, falta de acompanhamento e manutenção, utilização de materiais de baixa qualidade e desconsideração da agressividade do ambiente no momento do projeto são problemas frequentes.

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), as estruturas de concreto armado devem ser projetadas e executadas levando-se em consideração as condições ambientais do local onde será consolidada a estrutura, mantendo sua segurança e pleno funcionamento durante sua vida útil. Assim, esta norma apresenta algumas diretrizes para a durabilidade das estruturas de concreto, relacionando às condições de agressividade ambiental, apresentadas na Tabela 1, aspectos de projeto, como a espessura da camada de cobrimento de concreto, conforme apresentado na Tabela 2, e aspectos como a qualidade do concreto utilizado, conforme apresentado na Tabela 3. A norma ainda direciona cuidados que devem ser tomados com relação à drenagem de água proveniente de chuva ou limpeza sobre a superfície das estruturas, utilização de formas arquitetônicas e estruturais adequadas, correto detalhamento das armaduras, controle de fissuração e até mesmo inspeções e manutenções preventivas. Na Tabela

3 são apresentados, ainda, os consumos mínimos de cimento Portland por metro cúbico de concreto estabelecidos pela ABNT NBR 12655 (2015) de acordo com a classe de agressividade do ambiente no qual a estrutura estará inserida.

Tabela 1: Classes de agressividade ambiental (CAA) segundo a ABNT NBR 6118 (2014)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014)

Tabela 2: Correspondência entre classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal segundo a ABNT NBR 6118 (2014)

Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
	I	II	III	IV
	Cobrimento nominal (mm)			
Laje	20	25	35	45
Viga/Pilar	25	30	40	50
Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014)

Tabela 3: Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto segundo a ABNT NBR 6118 (2014) e ABNT NBR 12655 (2015)

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
Consumo de cimento Portland por metro cúbico de concreto (kg/m ³)	CA e CP	≥ 260	≥ 280	≥ 320	≥ 360

CA – Componentes e elementos estruturais de concreto armado
CP – Componentes e elementos estruturais de concreto protendido

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014) e ABNT NBR 12655 (2015)

Ainda que sejam obedecidas tais diretrizes, as estruturas de concreto armado podem acabar sofrendo deterioração causada por mecanismos de degradação relativos ao concreto, relativos à armadura e relativos à estrutura como um todo. Estes

mecanismos de degradação são listados na ABNT NBR 6118 (2014) e, para cada um deles, a norma apresenta uma forma de proceder, ainda na etapa de projeto, de forma a evitar seu surgimento e a degradação da estrutura. Dentre estes mecanismos, destaca-se a despassivação da armadura de aço, que é a ruptura da camada de óxidos que se forma ao redor da armadura, pela ação de agentes agressivos.

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), a despassivação da armadura de aço pode acontecer devido à ação do CO_2 e devido à ação de cloretos. Almeida e Sales (2018) afirmam que os íons cloreto são um dos principais responsáveis pelo processo de corrosão das armaduras metálicas, uma vez que estes íons agem rompendo pontualmente o filme passivo da armadura e acelerando a propagação do processo corrosivo.

Kölliö *et al.* (2017) comentam que a alcalinidade do concreto é causada pelas altas concentrações de óxidos de cálcio, sódio e potássio solúveis nos poros do concreto, os quais, na presença de água, formam hidróxidos que criam uma condição de alcalinidade (pH entre 12 e 13). Desta forma, o aço é protegido fisicamente e quimicamente da ação da corrosão, uma vez que existe uma camada protetora de concreto e uma película passiva na superfície da armadura.

Geiker e Polder (2016) afirmam que a corrosão das armaduras de aço é um processo eletroquímico, causado por diferenças nas concentrações de íons dissolvidos, o qual faz com que o aço apresente perda de volume, uma vez que parte deste se torna catódica e parte anódica, tornando possível a formação de materiais com volume entre 3 e 10 vezes maior que o inicial.

Desta forma, em ambientes de alta agressividade ambiental, a penetração de agentes agressivos na camada de cobertura do concreto e o contato com o aço pode causar a despassivação da armadura, expondo-a diretamente à ação destes agentes e originando o processo corrosivo, responsável por levar à fissuração, destacamento da camada de cobertura de concreto e redução da seção de aço.

2.2.2 CORROSÃO PELA AÇÃO DE CLORETOS

De acordo com Rao *et al.* (2017), a corrosão é desenvolvida em duas fases, sendo a primeira a fase de iniciação, na qual há o transporte de agentes agressivos entre os poros do concreto, resultando na redução do pH do meio, que é alcalino, e na despassivação da armadura. A segunda fase é a fase de propagação da corrosão, durante a qual há a perda de massa do aço e a formação de produtos de corrosão, os quais promovem a fissuração do concreto e podem causar, em estágios mais avançados, o destacamento do concreto de cobertura.

Segundo Graeff (2007), o período de iniciação da corrosão se estende do momento de execução da estrutura até o momento no qual ocorre a despassivação da armadura. Quando se trata especificamente da corrosão causada pela ação de íons cloreto, este período corresponde ao tempo necessário para que haja a penetração do agente agressivo no concreto de cobrimento e a sua acumulação envolvendo a armadura até que se atinja o teor crítico que causa a desestabilização da camada de passivação. Segundo a autora, durante este período não se observa a ocorrência de danos estruturais, uma vez que é muito baixa a intensidade da corrosão.

Graeff (2007) ainda afirma que a propagação corresponde ao período que se inicia após a despassivação, sendo estabelecida uma corrente de corrosão na armadura que é prejudicial a vida útil da estrutura. Ao longo do processo de propagação da corrosão, o aço começa a ser modificado, passando a apresentar a formação de óxidos de ferro expansivos que se depositam em volta da armadura e geram tensões que provocam a fissuração do concreto. As transformações químicas que passam a ocorrer reduzem a seção resistente da barra de aço, levando a formação de uma superfície corroída, fato que incide diretamente na aderência entre o concreto e o aço. Desta maneira, a evolução da corrosão na fase de propagação afeta o desempenho estrutural dos elementos de concreto armado, avançando progressivamente até que a deterioração resulte na ruptura do elemento.

Ribeiro (2018) afirma que a corrosão das armaduras ocorre na maioria das vezes na presença de água e, segundo Helene (1999), para que exista corrosão é necessário existir um eletrólito, que é o meio que permite a movimentação dos íons durante o processo corrosivo, uma diferença de potencial, que pode ser causada por diferenças de umidade, concentração salina, tensão no concreto e no aço, deve existir oxigênio e podem existir agentes agressivos, responsáveis pela quebra da película passivadora, acelerando a corrosão. O autor ainda explica que os ânions Cl^- atuam na despassivação das armaduras de aço, acelerando a corrosão sem que sejam consumidos. Desta maneira, grandes processos corrosivos podem ser desencadeados por pequenas quantidades de cloretos.

De acordo com Cascudo (1997), a desestabilização da película passivadora pode ser causada pela ação dos cloretos que podem advir do ambiente externo e alcançar a armadura por difusão ou que já podem estar contidos no concreto pela contaminação da água de amassamento, pela utilização de agregados contaminados ou até pela utilização de aditivos aceleradores de pega e endurecimento à base de cloreto de cálcio. Graeff (2007) afirma que a corrosão causada pela ação de cloretos é uma das formas mais agressivas de deterioração das estruturas de concreto armado.

Segundo Graeff (2007), mesmo que um certo nível crítico de cloretos atinja a armadura e rompa a película passivadora, não é certo que haverá o desenvolvimento de um processo de corrosão intenso ainda que a armadura esteja despassivada, uma vez que pode não haver a disponibilidade de oxigênio ou a quantidade suficiente de eletrólito.

Stanish *et al.* (1999) afirmam que a penetração dos cloretos no concreto de cobrimento é causada pela combinação dos fenômenos de difusão e convecção, propagando-se gradativamente até a superfície da armadura. Ao longo da penetração pode ocorrer o fenômeno da fixação, no qual, de acordo Graeff (2007), alguns dos íons cloreto podem se combinar a outras substâncias presentes no concreto, perdendo sua mobilidade, como no caso da reação com os aluminatos, formando os cloroaluminatos.

A despassivação da armadura acontece quando se ultrapassa um nível crítico de cloretos no concreto (GRAEFF, 2007). Alonso *et al.* (1997) afirma que não existe um consenso sobre a quantidade necessária de cloretos para que ocorra a despassivação da armadura, sendo que este fato depende de vários fatores que influenciam o processo de transporte e absorção dos cloretos no concreto, como a temperatura, umidade relativa, pH da solução dos poros, teor de cloretos solúveis, fonte de cloretos e características metalúrgicas da armadura. A ABNT NBR 6118 (2014) não faz referência ao valor limite de cloretos permitidos no concreto, apenas vetando a utilização de aditivos que contenham cloretos em sua composição. Entretanto, a ABNT NBR 12655 (2015) apresenta os teores máximos de íons cloreto no concreto de acordo com a classe de agressividade ambiental e as condições de serviço da estrutura, visando a proteção das armaduras de aço e considerando a contribuição de todos os componentes do concreto no aporte de cloretos (Tabela 4).

Tabela 4: Teor máximo de íons cloreto para proteção das armaduras do concreto segundo a ABNT NBR 12655 (2015)

Classe de agressividade	Condições de serviço da estrutura	Teor máximo de íons cloreto no concreto
		% sobre a massa de cimento
Todas	Concreto protendido	0,05
III e IV	Concreto armado exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura	0,15
II	Concreto armado não exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura	0,30
I	Concreto armado em brandas condições de exposição (seco ou protegido da umidade nas condições de serviço da estrutura)	0,40

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 12655 (2015)

De acordo com Graeff (2007), a degradação das estruturas pela ação da corrosão afeta diretamente a aderência entre o aço e o concreto, causa a redução da seção transversal da armadura, provoca o surgimento de tensões radiais de tração no concreto e seu deslocamento, altera a capacidade de resistência à tração e a ductilidade das barras de armadura. A autora afirma que quando uma barra de aço é degradada pela ação de cloretos, é comum que a corrosão obtida seja do tipo puntiforme, podendo levar a formação de pites nos quais são observadas grandes reduções de seção da armadura, comprometendo a resistência da armadura e podendo causar até mesmo sua ruptura.

Rodriguez *et al.* (1997) realizaram um estudo no qual ensaiaram vigas de concreto armado com diferentes geometrias, carregamentos e níveis de corrosão, por meio do qual concluíram que o deslocamento vertical a meio vão é maior para as vigas cujas armaduras foram afetadas pela corrosão, uma vez que a seção transversal das barras apresentaram redução, além da redução da aderência entre o concreto e o aço. Segundo os autores, além de levar a um aumento na deformabilidade, a corrosão das armaduras também causa o aumento da abertura de fissuras para a carga de serviço e a redução da carga última da estrutura.

Neste sentido, a utilização de armadura de FRP é vantajosa, uma vez que este material não sofre corrosão pela ação de íons cloreto.

2.3 POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS (*FIBER REINFORCED POLYMERS – FRPS*)

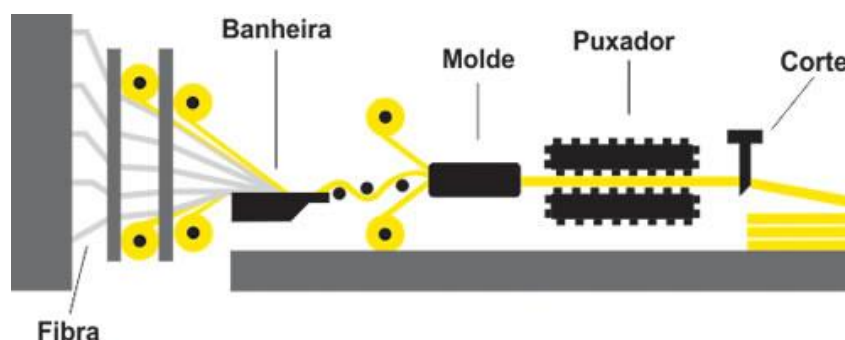
2.3.1 PROCESSO DE FABRICAÇÃO

As barras de FRP são fabricadas por meio de um processo chamado “Pultrusão”, que é realizado a uma velocidade de 0,9 m/min e que produz barras de seção transversal constante e comprimento limitado somente pelo transporte e o tamanho do galpão da fábrica. Este processo consiste no banho dos filamentos de fibra com resina (polímero), catalisador e aditivos. Durante este banho as fibras são impregnadas, o excesso de resina líquida é removido e, posteriormente, as fibras são estiradas para a formação do perfil desejado (COUTO, 2007). A Figura 2 apresenta um esquema do processo de fabricação das barras.

Como as fibras apresentam uma superfície extremamente reagente com a água, estas podem ser facilmente danificadas durante o manuseio. Desse modo, um filme protetor é aplicado, aumentando também o poder de adesividade da fibra na matriz

polimérica. Essa suscetibilidade ao meio ambiente deve ser levada em consideração mesmo depois das fibras estarem envolvidas com o polímero pois qualquer falha no processo de produção pode acarretar danos aos produtos.

Figura 2: Diagrama esquemático do processo de fabricação das barras de FRP (Pultrusão)



Fonte: Stratus (2020)

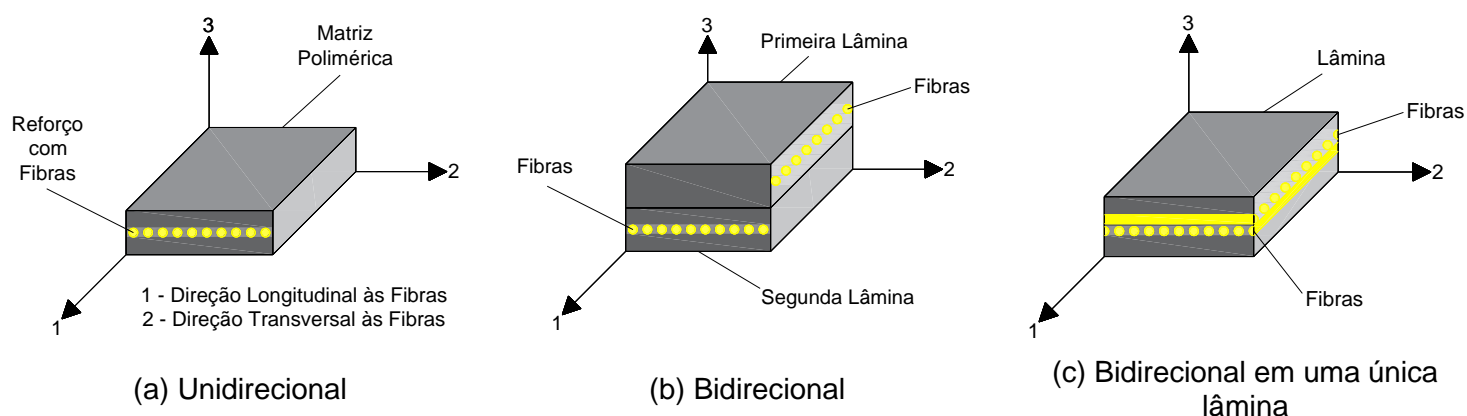
2.3.2 CLASSIFICAÇÃO

Micali (2010) classifica as fibras de acordo com sua disposição na matriz polimérica. São três as classes propostas pelo autor: FRP unidirecional, no qual as fibras trabalham em apenas uma direção, ou seja, são resistentes e rígidas em uma direção (direção das fibras) e sem resistência nas outras duas direções; FRP bi ou multidirecional, no qual as fibras trabalham em conjunto com a lâmina em uma única direção, sendo que as lâminas podem ser justapostas em uma ou mais direções, formando um polímero reforçado com fibras bi ou multidirecionais; e FRP bi ou multidirecional em uma mesma lâmina, sendo também possível trabalhar com compósito bi ou multidirecional por lâmina, ou seja, o compósito é formado por lâminas cujas fibras são bi ou multidirecionais. A Figura 3 ilustra esta classificação.

Barros (2004) afirma que a matriz polimérica possui a função de garantir que as fibras funcionem em conjunto, fornecendo proteção contra ambientes agressivos, danos mecânicos e fenômenos de instabilidade. A matriz, na maioria das vezes, é composta por resinas termoendurecíveis do tipo epóxi, uma vez que estas conferem boa aderência à maior parte dos materiais, boa resistência mecânica em ambientes agressivos e não absorvem água.

Além da resina do tipo epóxi, segundo Sawpan *et al.* (2014), também são bastante utilizados o poliéster e a resina éster vinílica, as quais apresentam as propriedades físicas e mecânicas apresentadas na Tabela 5.

Figura 3: Representação esquemática da estrutura do FRP



Fonte: Adaptado de Micali (2010)

Tabela 5: Propriedades das resinas termoendurecíveis mais utilizadas em FRP

Propriedade	Resina		
	Poliéster	Éster vinílica	Epóxi
Densidade (g/cm ³)	1,1 – 1,4	1,1 – 1,3	1,2 – 1,3
Temperatura de transição vítrea (°C)	100,0	110,0	120,0
Resistência à tração (MPa)	34,5 – 103,5	73,0 – 81,0	55,0 – 130,0
Módulo de Elasticidade (MPa)	2,1 – 3,4	3,0 – 3,3	2,8 – 4,1
Alongamento (%)	2,5	6,0	8,0

Fonte: Adaptado de Benmokrane *et al.* (2017a) e ISIS (2007)

As propriedades mecânicas do FRP são influenciadas pela escolha das fibras e resina, pela orientação das fibras, por efeitos dimensionais, controle de qualidade da produção e pelo tipo e duração do carregamento, temperatura e umidade (ACI 440.1R, 2015). As fibras mais utilizadas são as de carbono, vidro, aramida e, mais atualmente, as fibras de basalto. Na Tabela 6 constam os valores de propriedades das fibras de carbono, vidro, aramida e basalto, sendo as fibras de vidro do tipo E para o caso de apresentarem baixa condutividade elétrica, do tipo S para o caso de apresentarem alta resistência e do tipo AR para o caso de serem álcali-resistentes.

No trabalho de Tavares (2006), são apresentadas algumas classificações para as barras de FRP, levando-se em conta os materiais constituintes e a conformação superficial. Estas classificações constam na Figura 4.

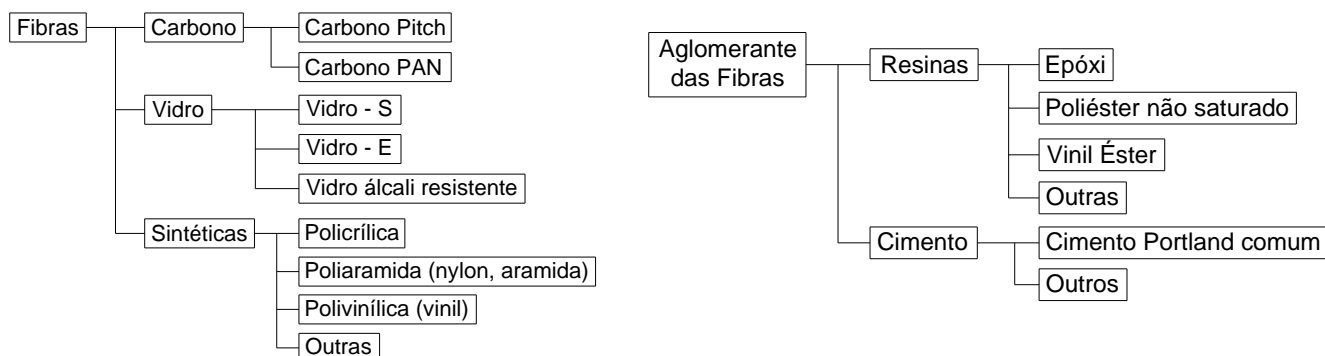
De acordo com Couto (2007), as propriedades mecânicas das fibras (sua orientação, comprimento, tipo e composição) e da matriz polimérica, juntamente com a adesão entre fibras e matriz são os fatores que mais afetam o desempenho físico dos compósitos de FRP.

Tabela 6: Propriedades das fibras de carbono, vidro, aramida e basalto

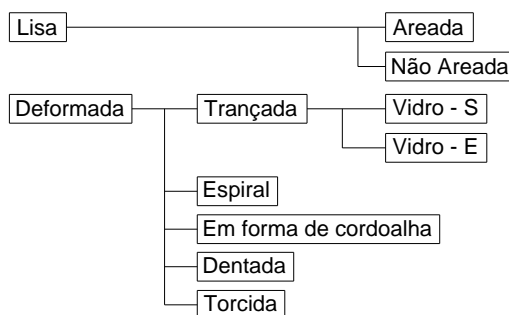
Material		Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência à tração (MPa)	Deformação última (%)
Carbono	Alta resistência	215 – 235	3500 – 4800	1,4 – 2,0
	Ultra alta resistência	215 – 235	4800 – 6000	2,0 – 2,3
	Alto módulo	350 – 500	2500 – 3100	0,5 – 0,9
	Ultra alto módulo	500 – 700	2100 – 2400	0,2 – 0,4
Vidro	E	70	1900 – 3000	3,0 – 4,5
	S	85 – 90	3500 – 4800	4,5 – 5,5
Aramida	Baixo módulo	70 – 80	3500 - 4100	4,3 – 5,0
	Alto módulo	115 – 130	3500 – 4000	2,5 – 3,5
Basalto		80 – 90	2500 – 3200	3,0 – 3,5

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

Figura 4: Classificação das barras de FRP



a) De acordo com o tipo de fibra



b) De acordo com o tipo de aglomerante

c) De acordo com o tipo de conformação superficial

Fonte: Adaptado de Tavares (2006)

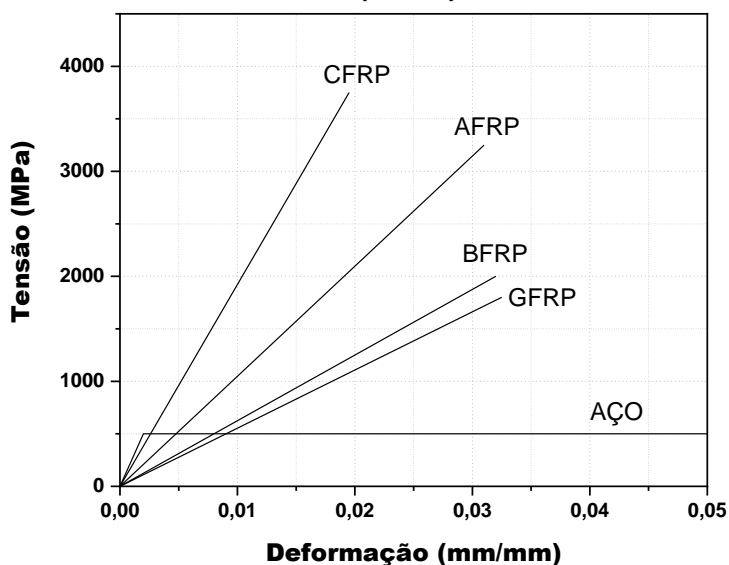
2.3.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS

As propriedades físicas e mecânicas de um material condicionam a sua utilização como material estrutural. No caso das barras de FRP, a escolha dos constituintes, a quantidade da fração de fibra e matriz, a orientação das fibras e o

processo de produção são as variáveis a serem analisadas. Além disso, efeitos dimensionais e o controle de qualidade na produção também se apresentam como fatores importantes para a determinação das propriedades das barras, que também são sujeitas às condições de carregamento, temperatura e umidade da estrutura (TAVARES, 2006).

De acordo com ACI 440.1R (ACI, 2015), as barras de FRP atingem a resistência última sem apresentar patamar de escoamento, apresentam comportamento elástico linear e ruptura brusca, como ilustra a Figura 5, além de serem anisotrópicas, segundo José (2013), o que significa dizer que a sua alta capacidade resistente é dada apenas na direção longitudinal. A resistência última depende da disposição e quantidade de fibras e do tipo de resina em cada barra. Segundo Pilakoutas *et al.* (2011), os FRPs apresentam comportamento elástico linear até a falha do material e, em geral, podem desenvolver uma resistência à tração muito maior do que o aço, embora, dependendo da fibra utilizada, seja menos rígido.

Figura 5: Diagramas tensão x deformação do aço convencional e dos polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP), aramida (AFRP), basalto (BFRP) e vidro (GFRP)



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

Conforme afirmam Wang e Belarbi (2005), devido ao comportamento elástico linear das barras de FRP, o comportamento à flexão de elementos estruturais armados com FRP não é dúctil como os elementos armados com barras de aço. Um grande esforço foi feito para melhorar a ductilidade de vigas armadas com barras de FRP, chegando a uma abordagem que diz respeito à utilização de barras híbridas de FRP, onde os materiais pseudo-dúcteis são fabricados combinando-se dois ou mais materiais de FRP para simular o comportamento elástico-plástico do aço e melhorar as

propriedades do concreto. Embora tenha mostrado sucesso nos trabalhos de pesquisa, esta abordagem não resultou em aplicações práticas, uma vez que o processo de fabricação das barras híbridas é complicado e dispendioso.

Desta forma, por serem materiais de comportamento frágil e entrarem em colapso sem indicação de ruptura, sua escolha como material estrutural por parte de projetistas não é comum (JOSÉ, 2013).

Com relação à compressão, as barras de FRP não se comportam tão bem quanto à tração. Neste caso, a ruptura está ligada à microfissuração das fibras e os valores precisos da resistência à compressão são muito dependentes das propriedades dos materiais constituintes e do volume de fibras, sendo, desta forma, difíceis de determinar. A resistência ao cisalhamento destas barras é geralmente baixa e dada pelas propriedades da matriz e distribuição local das tensões, sendo que as barras podem ser facilmente cortadas com serras comuns em direção perpendicular às fibras (COUTO, 2007).

Campana *et al.* (2013) afirmam que a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armadas com barras de aço é composta pela contribuição de vários mecanismos, sendo eles a parcela do cisalhamento resistida pelas bielas de concreto comprimido, as forças de atrito desenvolvidas ao longo do comprimento das fissuras (engrenamento dos agregados), a resistência à tração residual existente entre as fissuras inclinadas, a resistência ao cisalhamento proporcionada pela armadura longitudinal (efeito pino) e a resistência ao cisalhamento proporcionada pela armadura transversal (quando esta existir).

Fico *et al.* (2008) afirmam que, no caso de vigas de concreto armadas com barras de FRPs, as propriedades mecânicas das armaduras longitudinais ou transversais afetam os mecanismos de resistência ao cisalhamento. Segundo o ACI 440.1R (2015), ao se comparar uma seção transversal armada à flexão com barras de FRP a uma seção armada com barras de aço, totalizando a mesma área das barras de FRP, após a fissuração se observa uma menor profundidade da linha neutra devido à menor rigidez axial (produto entre a área de armadura e o módulo de elasticidade). Assim, a região de compressão da seção transversal é menor e a abertura de fissuras é maior. Como resultado, a resistência ao cisalhamento fornecida pela parcela do engrenamento dos agregados e pelo concreto comprimido é menor. Devido à maior abertura das fissuras, a resistência à tração residual entre as fissuras inclinadas e o efeito pino são reduzidos. Os autores ainda afirmam que a resistência ao cisalhamento proporcionada pelo efeito pino da armadura longitudinal de FRP pode ser negligenciada para os diâmetros de barras usuais dado que é menor do que outras contribuições de resistência ao

cisalhamento, da mesma forma que o considerado para o caso de armadura longitudinal de aço.

Segundo El-Sayed e Soudki (2011), em vigas de concreto com armadura longitudinal e transversal composta por FRPs, considera-se que as forças de cisalhamento serão resistidas pelos mesmos mecanismos apresentados por vigas de concreto armadas com armadura longitudinal e transversal de aço. Entretanto, observa-se a formação de fissuras com maior abertura e profundidade devido ao menor módulo de elasticidade do FRP quando comparado ao aço, e, desta forma, todas as componentes resistentes ao cisalhamento serão menores. Conseqüentemente, a capacidade resistente ao esforço cortante de vigas armadas com barras de FRP deve ser menor do que a apresentada por vigas armadas com barras de aço.

Conforme Camacho (2011), em estruturas armadas com barras de GFRP, o Estado Limite de Serviço (ELS) é o condicionante do dimensionamento tendo em vista que a deformação é influenciada pelo reduzido módulo de elasticidade que este material apresenta. Ainda assim, segundo Tavares (2006), o dimensionamento é baseado no Estado Limite Último (ELU), sendo que este dimensionamento é semelhante ao empregado para estruturas de concreto armado convencionais.

De acordo com Feeser e Brown (2005), uma substituição direta entre o FRP e o aço não é possível devido às diferenças nas propriedades mecânicas dos materiais. O módulo de elasticidade do FRP é muito inferior ao do aço, então são necessárias deformações maiores para desenvolver tensões de tração comparáveis na armadura. Se uma substituição direta for utilizada, as seções cuja armadura longitudinal é composta por barras de FRP apresentarão maiores deslocamentos e fissuras em comparação às seções armadas com aço.

Tavares e Giongo (2009) afirmam que em vigas armadas com GFRP, o pequeno módulo de elasticidade faz com que os deslocamentos sejam maiores para uma mesma força. Este pequeno módulo de elasticidade causa um grande aumento na taxa de armadura de GFRP necessária para que uma viga obedeça ao Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço.

Segundo Castro (1997), o módulo de elasticidade nas barras de aço pode ser considerado o mesmo para barras de diferentes fabricantes. Já para as barras de FRP, este depende dos materiais utilizados na fabricação das barras, da quantidade dos materiais utilizados e dos detalhes do processo de fabricação.

A diferença de rigidez entre elementos armados com aço e elementos armados com FRP faz com que o comportamento em serviço de cada um seja diferente. Desta forma, em elementos de concreto armados com FRP a deformação e a abertura de

fissuras serão maiores após o carregamento, quando comparados a um elemento armado com aço na mesma quantidade (TAVARES, 2006).

Como conclusão final, Couto (2007) afirma em seu estudo que a utilização de barras de GFRP é viável, mas é necessário que se utilize maiores comprimentos de ancoragem quando comparadas às barras de aço, uma vez que a sua resistência de aderência é menor, garantindo-se, desta maneira, o adequado comportamento da estrutura.

2.3.4 COMPARAÇÃO ENTRE FIBRAS DE VIDRO, CARBONO, ARAMIDA E BASALTO

Micali (2010) apresenta algumas características das fibras de carbono, aramida e vidro. As fibras de carbono eram, inicialmente, utilizadas somente em projetos aeroespaciais e hoje são aplicadas em todos os setores industriais. Estas fibras possuem as melhores características mecânicas, alto módulo de elasticidade, baixo coeficiente de dilatação térmica, são imunes a corrosão, são as mais resistentes à ação de agentes químicos e não absorvem água. Por outro lado, apresentam diferença de potencial em contato com outros materiais, baixa resistência ao impacto e, dentre as três, são as que possuem maiores custos.

Ainda segundo o autor, as fibras de aramida, que passaram a ser utilizadas na década de 70, são um composto orgânico, cuja produção segue os padrões têxteis e se divide em dois tipos: de alto e baixo módulo de elasticidade. Estas fibras possuem baixa densidade, alta resistência à tração e permitem a criação de estruturas com alta resistência ao impacto. Podem ser utilizadas na fabricação de coletes a prova de balas e na substituição do aço em pneus radiais, além de serem utilizadas como reforço na produção de compósitos para a indústria automobilística, aeronáutica e marítima. Entretanto possuem baixa resistência à compressão e dificuldades de moldagem, sendo também suscetíveis a elevadas temperaturas e raios ultravioletas. Por último, as fibras de vidro, que são as mais aplicadas como reforço na formação de materiais compósitos e em todos os setores industriais e na construção civil, apresentam vantagens como: baixo custo, boa resistência ao impacto, alta resistência à tração, alta resistência mecânica, baixa absorção de água, baixo coeficiente de dilatação térmica, boa moldagem das peças, incombustibilidade, ótimas propriedades magnéticas, possibilidade de obtenção de materiais translúcidos e resistência química a microrganismos. Contudo, possuem grande sensibilidade em meios alcalinos e menos resistência quando submetidas a ações de fadiga.

Segundo Boto (2015), as fibras de carbono apresentam o custo mais elevado, mas também os maiores módulo de elasticidade, resistência à tração e fadiga, além de relação resistência/peso muito alta. As fibras de aramida apresentam a maior relação tração/peso e o menor peso específico dentre as três, boa resistência à abrasão, impacto e resistência térmica. Já as fibras de vidro apresentam baixos módulo de elasticidade e resistência à fadiga, mas também baixo custo, alta resistência térmica e à tração.

As barras de fibra de vidro impregnada por polímero (GFRP) são constituídas por um núcleo de fibras (minerais ou sintéticas) de alta resistência estiradas e impregnadas por uma matriz polimérica (resina). Estas barras não podem ser dobradas no canteiro de obras, devendo ser fabricadas já na forma desejada (COUTO, 2007).

Nas barras de GFRP, o coeficiente de dilatação térmica linear é positivo, seja no sentido longitudinal ou transversal. Já no caso do CFRP e AFRP, este coeficiente é negativo, indicando a contração destes materiais quando há um aumento da temperatura e uma expansão no caso de diminuição da temperatura (CAMACHO, 2011).

Com relação às fibras de basalto, estas são obtidas a partir das rochas de basalto e são constituídas majoritariamente por SiO_2 , Fe_2O_3 , MgO e CaO (ACAR *et al.*, 2018). Os autores ainda afirmam que as fibras de basalto apresentam propriedades mecânicas semelhantes às fibras de vidro, com elevada resistência, rigidez e estabilidade em elevadas temperaturas.

2.3.5 DURABILIDADE DOS FRPS

Segundo o ACI 440.9R (2015), o FRP é um material compósito formado pela combinação física de dois ou mais materiais constituintes, sendo um deles um material de reforço (como no caso das fibras) e outro uma matriz polimérica (como no caso da resina). Uma das funções da resina, além de manter as fibras unidas, propiciar a transferência de esforços entre as fibras e conferir estabilidade às fibras, é proteger as fibras da ação do ambiente. No caso do GFRP, as fibras de vidro do tipo E apresentam alta resistência à tração e baixo custo, sendo, entretanto, suscetíveis à degradação pela ação da umidade e da alcalinidade sem que uma resina apropriada seja utilizada na fabricação do FRP.

Com relação a resina, de acordo com o ACI 440.9R (2015), sua durabilidade é dependente do tipo e da proporção dos componentes utilizados em sua produção, bem como do tempo de cura e das condições ambientais de exposição.

O ACI 440.9R (2015) aponta que as condições que mais afetam a durabilidade do FRP são a umidade (abrangendo a presença de água ou soluções salinas), soluções químicas, ambientes alcalinos, temperaturas extremas ou ciclos térmicos, gelo e degelo, fadiga e radiação ultravioleta.

Couto (2007) afirma que os raios ultravioletas podem causar reações químicas na matriz polimérica do FRP degradando suas propriedades. Quando as barras de FRP são utilizadas internamente às estruturas, de forma que os raios solares não incidem diretamente sobre as barras, estes danos podem não as afetar.

Conforme afirmam Reis e Juvandes (2010), fatores ambientais tais como água, cloretos, álcalis, radiações ultravioletas, ação térmica, carbonatação e ataque pelos ácidos devem ser avaliados para cada obra, obtendo-se, desta maneira, a resina mais indicada para as barras de FRP.

Segundo Tavares (2006) as limitações de fissuras em estruturas armadas com barras de FRP com o objetivo de protegê-las são desnecessárias, uma vez que estas barras são mais resistentes à corrosão que as barras de aço. As normas internacionais limitam a abertura de fissuras devido a outros aspectos, como a estética da estrutura.

Segundo D'Antino *et al.* (2018), a alcalinidade da solução contida nos poros do concreto é a principal responsável pela degradação das armaduras de GFRP. Esta degradação é devida a ação dos íons hidroxila (OH^-), que se difundem por meio da matriz polimérica e reagem com o éster das resinas, formando álcool e sal de ácido carboxílico (ZHU *et al.*, 2011), numa reação denominada hidrólise. Assim, as resinas éster vinílica e poliéster são suscetíveis à degradação pela ação da alcalinidade, enquanto as resinas do tipo epóxi pouco são afetadas pela reação de hidrólise. Segundo Arabi *et al.* (2018), com o avanço da difusão dos íons hidroxila, as ligações de sílica são rompidas, causando a perda de peso e resistência das fibras de vidro.

Kamal e Boulfiza (2011) realizaram um estudo no qual avaliaram a durabilidade de barras de GFRP fabricadas com fibra de vidro tipo E e matriz éster vinílica quando submetidas a diferentes soluções alcalinas e temperaturas. Os autores observaram que para temperaturas menores que 75 °C não houve alteração na microestrutura das barras, sendo observado o descolamento as fibras e da matriz para temperatura superior a 75 °C, independentemente da solução alcalina utilizada. Segundo os autores, o descolamento observado ocorreu devido a reação de hidrólise entre as fibras e a água em elevada temperatura.

Al-Salloum *et al.* (2013) avaliaram os efeitos da exposição de barras de GFRP (vidro E e resina éster vinílica) à água potável e do mar à temperatura ambiente e à 50 °C, soluções alcalinas, ambiente salino e dois climas típicos da Arábia Saudita, sendo utilizadas barras de diversos fabricantes e períodos de seis, doze e dezoito meses. Os

autores concluíram que existem diferenças significativas entre os produtos de cada fabricante e que houve redução de 24,5% na resistência à tração da barra de GFRP após dezoito meses de exposição a ambiente alcalino, sendo este considerado o pior caso. Os autores observaram que as maiores reduções na resistência à tração foram obtidas pela exposição das barras à água e a solução alcalina, ambas a temperaturas de 50 °C.

Fergani *et al.* (2018) conduziram um programa experimental de forma a avaliar a interferência da exposição de barras de GFRP (produzidas com vidro E e resina éster vinílica) a água, água do mar e solução alcalina em temperaturas de 50 °C durante 42, 83 e 270 dias, considerando-se suas propriedades físicas e mecânicas. Segundo os autores, foram observadas reduções da resistência à tração das barras de GFRP tanto pelo descolamento entre fibras e matriz quanto pela dissolução das fibras de vidro, sendo obtidas reduções de resistência à tração da ordem de 30% após 270 dias de exposição à solução alcalina.

Chen *et al.* (2007) estudaram a durabilidade de barras de GFRP sob a ação de água, solução alcalina, solução salina e solução alcalina combinada com íons cloro à temperaturas de 40 e 60 °C durante 70 dias, sendo tais barras submetidas a ensaio de tração após o período de exposição. Foi observado que o ambiente alcalino foi o mais agressivo para as barras de GFRP, sendo que a elevação da temperatura intensificou a degradação, obtendo-se redução na resistência à tração da ordem de 0,36%.

Robert e Benmokrane (2013) afirmam que barras de GFRP envolvidas por concreto em ambiente salino perdem 30% e 23% da resistência à tração em temperaturas de 50 °C e 10 °C, respectivamente, após uma vida útil de 100 anos.

2.3.6 PROTOCOLO DE ACONDICIONAMENTO ACELERADO – ACI 440.9R (2015)

Segundo o ACI 440.9R (2015), o FRP, quando bem projetado, fabricado e instalado, se configura como um material sustentável e durável para as estruturas de concreto. Assim, é importante que se conheça as propriedades mecânicas e a durabilidade do material, para que suas potencialidades possam ser aproveitadas da melhor maneira.

De acordo com o ACI 440.9R (2015), os FRPs começaram a ser mais utilizados como armaduras em estruturas de concreto nos anos 1980. Assim, os dados a respeito de sua performance a longo prazo são limitados, tornando essencial que as possíveis vulnerabilidades relacionadas à sua durabilidade sejam identificadas e tratadas com antecedência, garantindo-se um desempenho satisfatório a longo prazo. Uma das maneiras de identificar as vulnerabilidades no comportamento dos FRPs a longo prazo

é a aplicação de protocolos de acondicionamento acelerado. Assim, esta recomendação apresenta procedimentos para que a durabilidade do FRP seja avaliada utilizando-se de protocolos de acondicionamento acelerado (*Accelerated Conditioning Protocols - ACPs*) combinados com os ensaios padronizados para a caracterização das propriedades mecânicas. Segundo a recomendação, o objetivo dos ACPs é habilitar os fabricantes para a caracterização da durabilidade do FRP e encorajar pesquisadores e laboratórios de ensaios a adotar protocolos que permitam a obtenção e a criação de um banco de dados significativo a respeito dos testes de durabilidade dos FRPs. Tal banco de dados, gerado pela obtenção de resultados consistentes, pode contribuir para o refinamento do fator ambiental de redução proposto pelo ACI 440.1R (2015).

No contexto do ACI 440.9R (2015), a durabilidade é tratada como a medida da retenção das propriedades físicas e mecânicas do FRP quando exposto aos ambientes propostos pela recomendação. Assim, este guia recomenda procedimentos de fabricação e preparação das amostras, protocolos de acondicionamento acelerado, ensaios mecânicos e procedimentos para determinação das propriedades mecânicas residuais das amostras.

O ACI 440.9R (2015) aponta que os resultados obtidos por meio da aplicação dos protocolos de acondicionamento e dos ensaios mecânicos propostos não devem ser utilizados para prever a vida útil, mas, em conjunto com avaliações em campo, podem fornecer maior confiança para utilização do FRP. Além disso, análises físico-químicas que permitam analisar as mudanças nas propriedades físicas e químicas do material também são úteis para avaliar a degradação do material e seus constituintes após a aplicação dos ACPs descritos na recomendação.

Na recomendação ACI 440.9R (2015) é mencionado que uma das dificuldades inerentes aos ensaios de durabilidade é determinar o período necessário para que se observem mudanças nas propriedades mecânicas dos FRPs. Idealmente, para se garantir que o compósito de FRP mantenha suas propriedades mecânicas durante a vida útil da estrutura, esta deve ser monitorada no ambiente em que está inserida durante o período especificado, uma abordagem que comumente não é seguida. Conseqüentemente, os ensaios de durabilidade são realizados de maneira acelerada, de modo que o tempo de exposição seja razoável e prático.

Utilizando-se os protocolos de acondicionamento acelerado, o material estudado é envelhecido por meio da aplicação de um fator acelerador (geralmente a temperatura), de acordo com a Lei de Arrhenius. O efeito da temperatura é mais crítico porque a taxa de degradação química não é proporcional, mas aumenta exponencialmente com a temperatura (ROBERT *et al.*, 2010).

Segundo Medeiros e Helene (2008), a temperatura é um parâmetro que influencia diretamente a difusão de íons, uma vez que a elevação da temperatura tende a facilitar a mobilidade iônica e, conseqüentemente, a difusão dos íons cloreto. Neville (1997) afirma que as reações de corrosão são mais rápidas em temperaturas mais elevadas, havendo estímulos à mobilidade das moléculas, assim como muitas outras reações químicas. Ademais, de acordo com Hussain *et al.* (1996), a temperatura mais elevada também reduz a concentração de hidroxilas na solução presente nos poros do concreto, elevando a relação Cl^-/OH^- e aumentando a concentração de cloretos livres pela decomposição de cloroaluminatos.

De acordo com o ACI 440.9R (2015), como os procedimentos de acondicionamento acelerado geralmente são realizados sem uma relação direta com as condições reais e escala de tempo, as condições aceleradas podem variar das condições reais, acarretando resultados não conservadores ou excessivamente conservadores.

O AC125 (2012) especifica protocolos de acondicionamento, ensaios mecânicos e limites de retenção da resistência à umidade, água salgada, alcalinidade, raios ultravioleta e gelo e degelo. Esses protocolos de acondicionamento do AC125 (2012) são recomendados para serem aplicados ao longo de períodos entre 1000h e 10000h, os quais são muito similares aos protocolos de acondicionamento acelerado do ACI 440.9R (2015), o qual sugere a utilização de elevadas temperaturas em conjunto com a umidade ou soluções químicas para aceleração da degradação.

O principal objetivo de acondicionar corpos de prova é determinar o efeito do ambiente em suas propriedades mecânicas. Os protocolos de acondicionamento acelerado do ACI 440.9R (2015) são uma descrição do ambiente e das tensões que devem ser impostas às amostras que serão expostas durante o período de acondicionamento, podendo ser incluídos nos ambientes a umidade pela ação da água ou de soluções químicas, temperatura ou ambos, enquanto os ACPs podem ser o ambiente, imposição de tensões ou ambos aplicados simultaneamente. Assim, tal recomendação apresenta procedimentos para fabricação e preparação das amostras, protocolos de acondicionamento acelerado e ensaios mecânicos para determinação das propriedades das amostras.

A seguir são descritos os protocolos de acondicionamento acelerado apresentados no ACI 440.9R (2015).

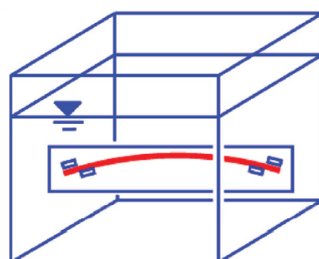
- *Standard laboratory conditions* (Condições laboratoriais padrão) – temperatura padrão de laboratório definida como (23 ± 3) °C e umidade relativa padrão de 50 ± 10 %;

- *ACP continuous immersion in water* (Imersão contínua em água) – imersão contínua em água potável a uma temperatura de (50 ± 3) °C;
- *ACP continuous exposure to humidity* (Exposição contínua à umidade) – exposição contínua a uma umidade relativa igual a 100 % a uma temperatura de (60 ± 3) °C; e
- *ACP continuous immersion in alkaline solution* (Imersão contínua em solução alcalina) – imersão contínua em solução alcalina, preparada de acordo com as recomendações da ASTM D7705/D7705M (2019), a uma temperatura de (60 ± 3) °C. A solução alcalina deve ser mantida coberta antes e durante o ensaio para prevenir sua interação com o CO₂ atmosférico e a evaporação. O pH da solução deve ser checado ao final do acondicionamento.

Segundo o ACI 440.9R (2015), apesar da ruptura da barra ser uma preocupação, o mecanismo de degradação primário das barras de FRP é o efeito da alcalinidade e da umidade na resina. Assim, esta recomendação apresenta quatro métodos de ensaio que podem ser realizados individualmente ou combinados, de maneira a se determinar os efeitos do ambiente nas propriedades mecânicas das barras de FRP, dentre os quais três são detalhados no ASTM D7705/D7705M (2019), sendo (i) acondicionamento sem imposição de tensão seguido de ensaio de tração, (ii) acondicionamento com imposição de tensão seguido de ensaio de tração e (iii) acondicionamento com imposição de tensão no interior do concreto seguido de ensaio de tração.

O quarto método, apresentado pelo ACI 440.9R (2015), consiste na indução de flexão em barras de FRP durante o acondicionamento. Para isso, segmentos de barras de FRP são flexionados, mantidos presos em um gabarito curvado e posteriormente submetidos a um protocolo de acondicionamento acelerado durante 3000h, de acordo com a Figura 6, sendo recomendado neste caso o protocolo que consiste em imersão em solução alcalina. Também é recomendada a utilização de amostras de referência, as quais devem ser mantidas sob o protocolo de exposição a condições laboratoriais padrão, de forma a se compararem a resistência à tração residual, o módulo de elasticidade e a deformação última, parâmetros obtidos após a realização de ensaio de tração, de acordo com as disposições da ASTM D7205/D7205M (2016). Após o término do protocolo de acondicionamento acelerado, a amostra deve ser retirada do gabarito e submetida a ensaio dentro de 24h.

Figura 6: Protocolo de acondicionamento acelerado proposto pelo ACI 440.9R para barras de FRP



Fonte: ACI 440.9R (2015)

2.3.7 APLICAÇÃO DAS BARRAS DE FRP

Além da aplicação das barras de FRP em substituição às armaduras de aço, é importante mencionar que este material pode ser utilizado no reforço de estruturas de concreto armado. Como Bertolini (2010) afirma, a resistência de uma estrutura existente pode precisar ser aumentada com reforços estruturais, como durante intervenções de reabilitação de estruturas degradadas ou para uma adequação sísmica, bem como para sua adequação a um novo tipo de uso ou ocupação. Desta maneira, uma técnica muito difundida de reforço é o revestimento externo da estrutura com mantas de FRPs. Nos anos 1980, estes materiais começaram a ser utilizados em formas de barras para o reforço externo de estruturas graças à sua leveza, pois assim a colocação do reforço na obra se torna mais rápida e simples, sem a necessidade de sistemas de ancoragem, como os utilizados para os sistemas de reforço metálico, uma vez que o adesivo (resina polimérica) é capaz de sustentar o reforço imediatamente.

É importante ressaltar que a maioria dos trabalhos existentes sobre a aplicação de armaduras não metálicas em substituição das armaduras de aço, utiliza barras de GFRP.

2.4 PRESCRIÇÕES DO ACI 440.1R (2015)

Durante muito tempo, as normas de projeto e dimensionamento de estruturas de concreto armado não levavam em conta o uso de outros materiais para armadura, além do aço. Assim, surgiu a necessidade do desenvolvimento de normas que considerassem a aplicação de armaduras compostas por diferentes materiais, como as barras de FRP (COUTO, 2007).

Desta forma, em 1996 foram iniciados, nos EUA, os trabalhos dos comitês ACI 440, formados pelo Instituto Americano de Concreto (ACI – *American Concrete Institute*) que deram origem a duas normas, uma que apresenta o Estado da Arte em FRP (ACI

440.R, 1996) e outra que apresenta procedimentos para dimensionamento de estruturas armadas com FRP (ACI 440.1R, 2015), segundo Tavares (2006).

Tavares (2006) também menciona a existência de um grande conservadorismo na determinação dos limites de utilização das barras de FRP, além de existirem divergências entre os procedimentos já desenvolvidos, uma vez que a maioria é baseada em alguma norma de concreto armado convencional e existem várias normas, cada uma diferente no seu modo de proceder.

A substituição de armadura metálica por armadura de FRP altera comportamentos, sendo necessário que os procedimentos de dimensionamento sejam adaptados às propriedades da armadura não metálica. Como a utilização deste tipo de armadura ainda não é comum como a utilização do aço, os procedimentos definidos ainda passarão por muitas discussões e mudanças. Sendo assim, é possível observar um conservadorismo na determinação dos limites de utilização deste material, além de divergências nos procedimentos desenvolvidos, uma vez que estes se baseiam sempre em normas de concreto armado convencional, que possuem procedimentos diferentes em cada local de aplicação. Normas para o dimensionamento de estruturas armadas com FRP foram desenvolvidas no Japão, EUA, Canadá e Europa.

Os procedimentos para dimensionamento de estruturas armadas com FRP do ACI 440.1R (2015) são baseados no ACI 318 (2019). No Canadá os procedimentos foram adicionados ao *Canadian Highway Bridge Design Code* (CHBDC) em 1998, no Japão foram adicionados ao JSCE em 1987 e na Europa o grupo FIB 0.3 desenvolveu diretrizes baseadas no modelo do *EUROCODE* de 1990.

Em estruturas armadas com barras de FRP, o dimensionamento é realizado como para as estruturas de concreto armadas com barras de aço, garantindo-se a segurança contra a ruína e a adequação às condições de utilização. Devido ao baixo módulo de elasticidade do GFRP, por exemplo, as situações de serviço são as limitantes das estruturas de concreto armadas com barras de FRP, mas, ainda assim, o dimensionamento é realizado com base no Estado Limite Último (ELU), sendo, desta forma, semelhante ao empregado para estruturas de concreto armadas com barras de aço.

2.4.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

Para o dimensionamento no ELU, a resistência de cálculo (R_d) deve ser igual ou superior às solicitações para garantir que não ocorra a ruína do elemento. Assim,

com as solicitações de cálculo (S_d) obtidas majorando-se as ações com um fator de segurança, tem-se a Equação 2.1.

$$R_d \geq S_d \quad (2.1)$$

As solicitações de cálculo são obtidas majorando-se as ações com um fator de segurança e, a partir de então, são calculados os esforços solicitantes. Com relação à resistência de cálculo, esta é obtida minorando-se a capacidade resistente de cada material, em função das propriedades individuais de cada componente, do ambiente de inserção da estrutura e a finalidade para a qual a estrutura está sendo concebida. A resistência do concreto deve ser minorada pelo mesmo coeficiente da capacidade resistente e o coeficiente da armadura é calculado a partir das propriedades da barra de FRP.

2.4.2 FATOR AMBIENTAL DE REDUÇÃO

Segundo afirma Tavares (2006), com relação à durabilidade, as estruturas de concreto armadas com barras de FRP são tratadas de forma diferente das estruturas de concreto armadas com barras de aço, uma vez que não existe mais a preocupação com a corrosão da armadura, havendo apenas a necessidade de se garantir a durabilidade da armadura e a proteção da fibra utilizada, aspectos que refletem na vida útil da estrutura. Cada norma de dimensionamento, como o ACI 440.1R (2015), a norma norueguesa NS3473, o *Canadian Highway Bridge Design Code* (CHBDC), a *Japan Society of Civil Engineers* (JSCE), a norma holandesa BISE e a FIB 9.3 (*Federation Internationale du Béton*), por exemplo, apresenta uma forma de tratamento para o coeficiente de segurança a ser utilizado no dimensionamento. Na Tabela 7, correspondente à Tabela 6.2 do ACI 440.1R (2015), constam os valores do fator ambiental de redução, coeficiente de segurança estabelecido por esta norma.

De acordo com o ACI 440.1R (2015), as propriedades das barras de FRP fornecidas pelo fabricante, tais como a resistência à tração da barra, devem ser consideradas como propriedades iniciais, sem a inclusão de efeitos de exposição ambiental a longo prazo. Assim, tendo em vista que estruturas armadas com barras de FRP permanecerão expostas a vários tipos de ambiente que podem afetar as propriedades do material, tais propriedades devem ser reduzidas por um fator que leva em conta o tipo de exposição ambiental. Os fatores de redução apresentados na Tabela

7 são estimativas conservadoras, baseadas na durabilidade de cada tipo de fibra, e que levam em consideração os efeitos da temperatura.

Tabela 7: Fator ambiental de redução para variadas fibras e condições de exposição

Condição de exposição	Tipo de fibra	Fator ambiental de redução (C_E)
Concreto não exposto à água e intempéries	Carbono	1,0
	Vidro	0,8
	Aramida	0,9
Concreto exposto à água e intempéries	Carbono	0,9
	Vidro	0,7
	Aramida	0,8

Fonte: Adaptado de ACI 440.1R (2015)

2.4.3 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

Para elementos estruturais convencionais de concreto com armadura de aço o dimensionamento é realizado visando o escoamento da barra de aço, sendo esta considerada a melhor situação de dimensionamento. Desta forma, a capacidade resistente das barras é utilizada em sua totalidade, garantindo o escoamento e, conseqüentemente, a ductilidade da estrutura. Quando o elemento é dimensionado para a utilização de toda sua capacidade resistente, é chamado de sub armado. Se a tensão solicitante for muito menor que a capacidade da armadura, o elemento é chamado super-armado, sendo que a ruína da estrutura é dada pelo esmagamento do concreto comprimido.

As barras de FRP não apresentam escoamento, uma vez que seu comportamento é considerado elástico linear e frágil quando atingem toda a sua capacidade resistente. Sendo assim, para o dimensionamento de um elemento armado com barras de FRP, não se pode levar em conta o escoamento das barras que compõe a armadura e a melhor situação de dimensionamento passa a ser a ruína do elemento por esmagamento do concreto na fibra mais comprimida. A forma mais econômica de dimensionamento é considerada quando o elemento atinge a ruína balanceada, na qual ocorrem, simultaneamente, a deformação da armadura e o esmagamento do concreto. Neste caso, a linha neutra se localiza na parte superior da altura útil da seção transversal, próxima à superfície comprimida (TAVARES, 2006).

São dois os tipos de ruína que estruturas de concreto armadas com barras de FRP apresentam: ruptura da barra de FRP e esmagamento do concreto. No primeiro

caso, a ruína é considerada repentina e brusca, devido ao fato de não existir escoamento das barras de FRP. A ruína por esmagamento do concreto é mais recomendável, pois ainda existe uma ductilidade dada pelo desenvolvimento do comportamento plástico do concreto antes da ruína (ACI 440.1R, 2015).

Algumas hipóteses devem ser consideradas para a simplificação do fenômeno real que ocorre nos elementos armados com barras de FRP:

- Seções planas permanecem planas após a deformação do elemento;
- Deformação máxima do concreto antes da ruína é de 3 ‰;
- A capacidade resistente do concreto à tração não é considerada na resistência do elemento;
- O comportamento das barras de FRP é elástico linear até a ruptura; e
- Existe aderência perfeita entre o concreto e as barras de FRP.

Considerando-se a capacidade última de resistência, o dimensionamento de um elemento consiste em majorar as ações solicitantes (aquelas às quais o elemento está submetido) e minorar a capacidade resistente, garantindo-se, de forma segura, que a capacidade resistente não será menor que as solicitações, tal como apresentado na Equação 2.2.

$$\phi \cdot M_n \geq M_u \quad (2.2)$$

Na Equação 2.2, M_n é o momento resistente do elemento (calculado com o uso das equações de equilíbrio e a compatibilidade das deformações, dependente do tipo de ruína que governa o comportamento do elemento), M_u o momento calculado partindo-se das ações às quais o elemento está submetido, já multiplicadas pelos fatores de majoração probabilísticos definidos no ACI 318 (2019), e ϕ um coeficiente que depende do tipo de ruína que governa o comportamento da peça.

Para a definição do tipo de ruína, parâmetros como a taxa de armadura de FRP do elemento e a taxa de armadura balanceada (taxa de armadura para a qual ocorrem, simultaneamente, ruptura do FRP e esmagamento do concreto) são utilizados. A taxa de armadura de FRP (ρ_f) é dada pela Equação 2.3 e a taxa de armadura balanceada (ρ_{fb}) pela Equação 2.4. Como as barras de FRP não apresentam escoamento, a taxa de armadura balanceada é calculada usando a resistência à tração de projeto.

$$\rho_f = \frac{A_f}{b \cdot d} \quad (2.3)$$

$$\rho_{fb} = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_{fu}} \cdot \frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{E_f \cdot \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \quad (2.4)$$

Na Equação 2.3, A_f é a área das barras de FRP em mm, b é a largura da viga de concreto em mm e d é a altura útil da viga de concreto, também em mm. Na Equação 2.4, β_1 é um fator de redução (com valor de 0,85 para concretos com resistência característica menor ou igual a 27,6 MPa e sofrendo reduções de 0,05 para cada 6,9 MPa extrapolado do limite de 27,6 MPa, nunca menor que 0,65), f'_c é a resistência à compressão do concreto, em MPa, E_f é o módulo de elasticidade de projeto da barra de FRP dado pelo fabricante, f_{fu} é a resistência à tração de projeto da barra de FRP e ε_{cu} é a deformação última no concreto.

Com relação à f_{fu} , tem-se a Equação 2.5, na qual $f_{fu}^* = f_{u,ave} - 3 \cdot \sigma$ é a resistência à tração da barra de FRP dada pelo fabricante ou o valor médio obtido experimentalmente para amostras teste, sendo $f_{u,ave}$ a resistência média à tração das amostras teste, σ o desvio padrão e C_E o fator ambiental de redução.

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* \quad (2.5)$$

Analogamente, têm-se as Equações 2.6 e 2.7, nas quais ε_{fu} é a deformação de ruptura de projeto da barra de FRP, $\varepsilon_{u,ave}$ é a deformação média à tração das amostras teste, σ o desvio padrão e C_E o fator ambiental de redução, podendo ainda, ε_{fu}^* ser fornecido pelo fabricante das barras de FRP.

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^* \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_{fu}^* = \varepsilon_{u,ave} - 3 \cdot \sigma \quad (2.7)$$

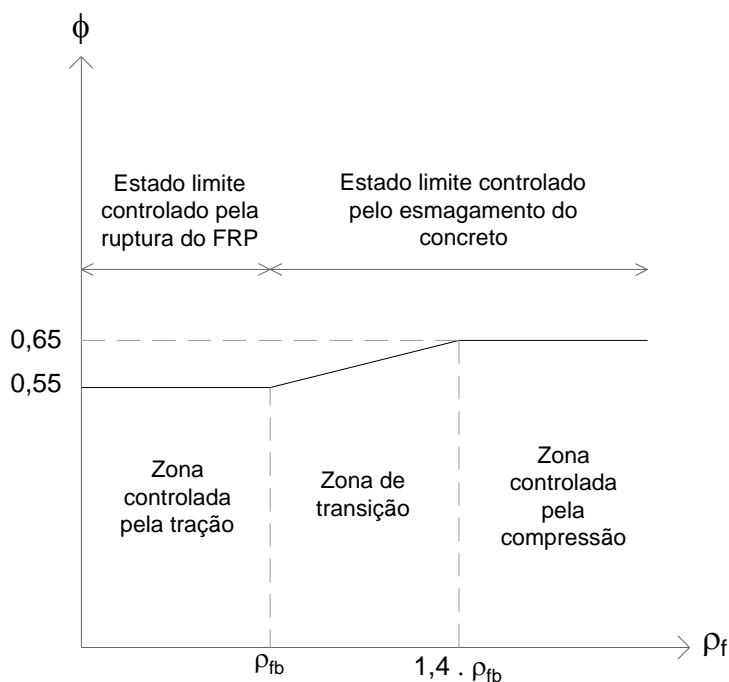
Conforme afirmam Feeser e Brown (2005), as propriedades do FRP variam mais de fabricante a fabricante do que as propriedades do aço. As barras de FRP não são padronizadas em toda a indústria de fabricação. A menos que o projetista exija um fabricante de FRP específico e um determinado tipo de especificação de barra, as barras de FRP utilizadas na construção terão propriedades diferentes das consideradas no projeto. Assim, os projetistas devem ter cuidado para especificar corretamente as propriedades necessárias das barras de FRP consideradas no projeto, de modo que sejam utilizadas barras de mesmas propriedades na execução.

O fator de redução da resistência (ϕ) utilizado na Equação 2.2 depende da razão entre a taxa de armadura de FRP (ρ_f) e a taxa de armadura balanceada (ρ_{fb}), como apresentado na Equação 2.8.

$$\phi = \begin{cases} 0,55 & \rightarrow \rho_f \leq \rho_{fb} \\ 0,3 + 0,25 \cdot \frac{\rho_f}{\rho_{fb}} & \rightarrow \rho_{fb} < \rho_f < 1,4 \cdot \rho_{fb} \\ 0,65 & \rightarrow \rho_f \geq 1,4 \cdot \rho_{fb} \end{cases} \quad (2.8)$$

A Figura 7 apresenta o gráfico do fator de redução da resistência em função da taxa de armadura de FRP. Se $\rho_f < \rho_{fb}$, a ruína é causada pela ruptura da barra e se $\rho_f > \rho_{fb}$, a ruína é causada pelo esmagamento do concreto. São três os casos possíveis para a ruína do elemento: ruína governada pelo esmagamento do concreto, ruína governada pela ruptura da barra e ruína governada pela ruptura da barra e esmagamento do concreto.

Figura 7: Fator de redução da resistência em função da taxa de armadura de FRP



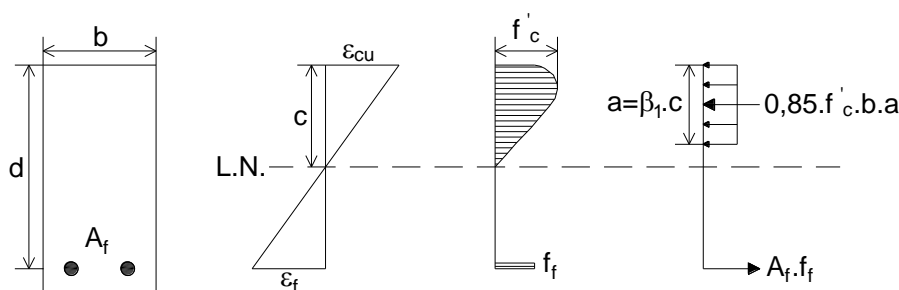
De acordo com Feeser e Brown (2005), em situações típicas de projeto com concreto armado convencional o projetista especifica uma resistência à compressão de concreto a 28 dias. Na maior parte dos casos, o concreto utilizado excede a resistência especificada. Em elementos armados com FRP, uma resistência à compressão no concreto maior do que a especificada poderia (sob certas circunstâncias) resultar em

uma mudança no modo de falha e, conseqüentemente, em uma mudança no fator de redução da resistência, alterando o valor de $\phi \cdot M_n$, utilizado para a comparação com as ações solicitantes.

2.4.3.1 Ruína governada pelo esmagamento do concreto

Quando $\rho_f > 1,4 \cdot \rho_{fb}$, o diagrama de tensões no concreto pode ser aproximado para a forma retangular apresentada no ACI 318 (2019), tal como apresentado na Figura 8.

Figura 8: Diagrama aproximado retangular para esmagamento do concreto



Fonte: Adaptado de ACI 440.1R (2015)

Assim, por meio das equações de equilíbrio e da compatibilidade das deformações, é calculada a capacidade resistente do elemento. A força resultante na barra de FRP (R_f) é descrita na Equação 2.9 (onde A_f é a área de armadura de FRP e f_f é a tensão na armadura de FRP) e o braço de alavanca (z) na Equação 2.10.

$$R_f = A_f \cdot f_f \quad (2.9)$$

$$z = d - \frac{a}{2} \quad \text{ou} \quad z = d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \quad (2.10)$$

Multiplicando-se a força resultante na armadura e o braço de alavanca definido pelo binário de forças obtém-se a resistência nominal à flexão, como mostram as Equações 2.11 a 2.19.

$$M_n = A_f \cdot f_f \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.11)$$

Assim, do equilíbrio de forças:

$$R_f = R_c \quad (2.12)$$

Portanto:

$$A_f \cdot f_f = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad (2.13)$$

Pela igualdade de forças é definido o valor da altura do diagrama retangular equivalente:

$$a = \frac{A_f \cdot f_f}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (2.14)$$

Devido ao fato do diagrama tensão *versus* deformação das barras de FRP ser elástico linear, a Lei de Hooke pode ser aplicada. Assim:

$$f_f = E_f \cdot \varepsilon_f \quad (2.15)$$

Utilizando-se a compatibilidade de deformações:

$$\frac{\varepsilon_f}{d - c} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (2.16)$$

Isolando-se o valor da deformação na armadura:

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right) \quad (2.17)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d - \frac{a}{\beta_1}}{\frac{a}{\beta_1}} \right) \quad (2.18)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot d - a}{a} \right) \quad (2.19)$$

Desta forma fica determinado o valor da tensão na armadura de FRP, em função da deformação do FRP e do diagrama equivalente de tensões, o qual é apresentado na Equação 2.20.

$$f_f = E_f \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot d - a}{a} \right) \quad (2.20)$$

Fazendo-se a substituição da altura do diagrama equivalente e isolando-se a tensão na barra, a Equação 2.20 resulta na Equação 2.21.

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{\rho_f} \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu}} - 0,5 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu} \right) \leq f_{fu} \quad (2.21)$$

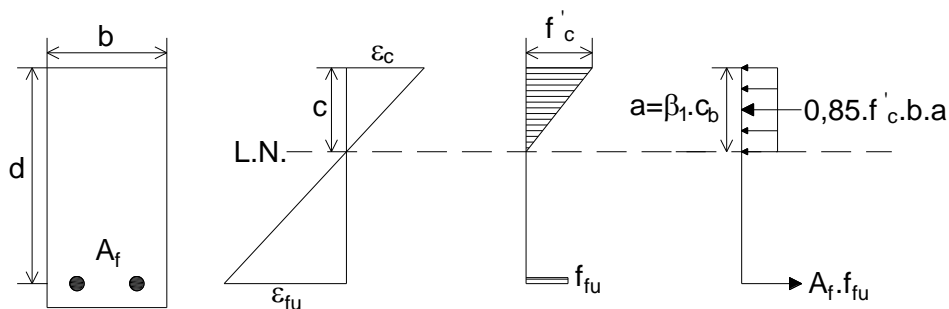
Por fim, com a tensão na barra é possível calcular o momento resistente nominal, tal como apresentada na Equação 2.22, em termos da taxa de armadura e da taxa de armadura balanceada.

$$M_n = \rho_f \cdot f_f \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \frac{\rho_f \cdot f_f}{f'_c} \right) \cdot b \cdot d^2 \quad (2.22)$$

2.4.3.2 Ruína governada pela ruptura da barra de FRP

Quando $\rho_f < \rho_{fb}$, o diagrama de tensões no concreto não pode ser aproximado para a forma retangular apresentada no ACI 318 (2019), uma vez que a deformação máxima de concreto não pode ser atingida ($\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$). Assim, um diagrama equivalente deve ser calculado, como mostra a Figura 9. Este diagrama apresenta como incógnitas a deformação final no concreto quando o FRP rompe e a distância da fibra mais comprimida à linha neutra. Os fatores α_1 e β_1 (Equações 2.23 e 2.24) que definem o diagrama retangular equivalente também são desconhecidos.

Figura 9: Diagrama equivalente para ruptura da barra de FRP



Fonte: Adaptado de ACI 440.1R (2015)

$$\alpha_1 = \frac{f_{cm}}{f_c} \quad (2.23)$$

$$\beta_1 = \frac{a}{c} \quad (2.24)$$

Para efeito de simplificação, uma vez que a análise do diagrama envolvendo todas as variáveis é muito complexa, a resistência nominal à flexão pode ser dada pela Equação 2.25.

$$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \quad (2.25)$$

Para uma dada seção o produto $\beta_1 \cdot c$ varia dependendo das propriedades do material e da relação da taxa de armadura de FRP. Para uma seção controlada pelo Estado Limite de Ruptura de FRP, o valor máximo para este produto é $\beta_1 \cdot c_b$ e é atingido quando a deformação máxima de 0,003 no concreto é atingida, tal como apresentado nas Equações 2.26 e 2.27.

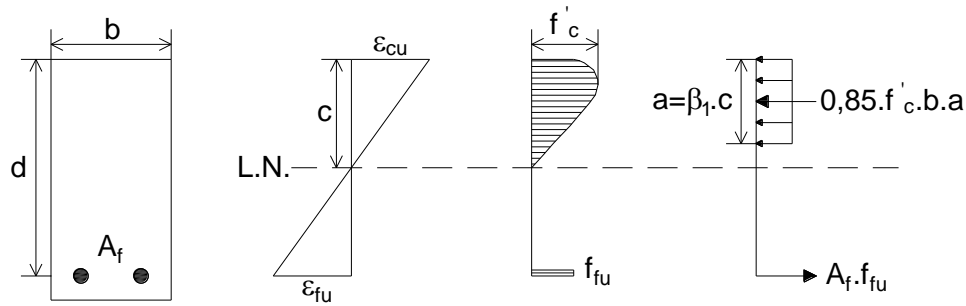
$$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c_b}{2} \right) \quad (2.26)$$

$$c_b = \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{fu}} \right) \cdot d \quad (2.27)$$

2.4.3.3 Ruína governada pela ruptura da barra e esmagamento do concreto

Este caso é uma forma mais conservadora de se considerar a ruína governada pela ruptura da barra de FRP, no qual a linha neutra é levada para um ponto onde ocorra a ruína governada pelos dois fatores em conjunto. Se $\rho_f < \rho_{fb} < 1,4 \cdot \rho_{fb}$, o dimensionamento é dito balanceado e a ruína da estrutura acontece pela ruptura da barra e esmagamento do concreto simultaneamente (Figura 10).

Figura 10: Diagrama equivalente para ruptura balanceada



Fonte: Adaptado de ACI 440.1R (2015)

Assim, sabendo-se que $c = a/\beta_1$, têm-se as Equações 2.28 e 2.29.

$$\frac{\varepsilon_{fu}}{d - c} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (2.28)$$

$$c = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) \cdot d \quad (2.29)$$

O momento resistente será o menor valor entre o momento do bloco de tração e o momento do bloco de compressão, como apresenta a Equação 2.30.

$$M_n \leq \begin{cases} A_f \cdot f_{fu} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \end{cases} \quad (2.30)$$

2.4.3.4 Armadura mínima

O limite mínimo de armadura é calculado apenas para a situação em que a ruína do elemento é governada pela ruptura da barra de FRP ($\rho_f < \rho_{fb}$), e é utilizado para evitar a ruptura por fissuração do concreto, tal como apresentado na Equação 2.31.

$$\phi \cdot M_n \geq M_{cr} \quad (2.31)$$

Com $\phi = 0,55$ e a multiplicação da equação do ACI 318 (2019) existente para a armadura de aço por 1,64 ($0,9/0,55 = 1,64$), tem-se, como apresentado na Equação 2.32.

$$A_{f,\min} = \frac{0,41 \cdot \sqrt{f_c}}{f_{fu}} \cdot b_w \cdot d \geq \frac{2,3}{f_{fu}} \cdot b_w \cdot d \quad (2.32)$$

2.4.3.5 Camadas múltiplas de barras e diferentes tipos de FRP

Segundo Tavares (2006), numa seção com ruptura controlada pela tração, presume-se que as armaduras de aço escoem quando se utiliza o método de concepção de resistência para calcular a resistência à flexão nominal de elementos com barras de aço dispostas em múltiplas camadas. Consequentemente, pressupõe-se que a força de tensão atue no centro de gravidade das barras com uma magnitude igual à área de armadura vezes a tensão de escoamento do aço.

Como os materiais de FRP não possuem região plástica, o esforço em cada camada de barras de FRP variará dependendo da distância do eixo neutro.

A utilização de diferentes tipos de FRP tem influência na variação da tensão das barras. Essas situações exigem que a tensão nas barras de FRP seja determinada pela compatibilidade das deformações, e, caso exista falta de informação sobre as distâncias, deve ser considerada a barra mais distante da linha neutra e não a distância a partir do centro de gravidade das barras (ACI 318, 2019). Desta forma, a fibra mais distante da linha neutra é a responsável pelo controle da ruína de todas as camadas. Para além disto, pode-se, também, realizar a combinação entre barras de FRP, posicionadas numa camada mais externa do elemento estrutural a ser analisado, e barras de aço convencionais em armaduras adjacentes. Tal combinação contribuiria para a redução de deslocamentos verticais em elementos armados com barras de GFRP, por exemplo.

2.4.3.6 Redistribuição dos momentos fletores

Tavares (2006) afirma que, devido ao fato de não existir plastificação nos elementos armados com barras de FRP, como ocorre com os elementos armados com barras de aço, é impossível a redistribuição dos momentos fletores.

2.4.3.7 Armadura de compressão

Segundo Tavares (2006), as barras de FRP possuem baixa resistência à compressão e são sujeitas à grande variação em comparação à sua resistência à tração. Assim, para o dimensionamento esta resistência deve ser ignorada, não sendo

recomendada, desta forma, a utilização destas barras em elementos comprimidos. Para além disso, a armadura de compressão em vigas deve ser evitada, embora existam situações nas quais é impossível evitar, como no caso de barras guia para estribos e apoio de vigas contínuas. Nestes casos, o confinamento é a solução para a variabilidade da resistência à compressão da barra de FRP.

2.4.4 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

Elementos de concreto armados com barras de FRP apresentam uma rigidez após a fissuração menor do que elementos armados com barras de aço. Consequentemente, deformações pela ação das cargas de serviço são maiores e podem acabar controlando o projeto. De maneira geral, os elementos armados com barras de FRP podem acabar não satisfazendo os critérios estabelecidos para a deformação e a abertura de fissuras.

A capacidade de serviço pode ser definida como o desempenho satisfatório em condições de cargas de serviço e pode ser descrita em termos de dois critérios:

- **Fissuração:** A largura excessiva das fissuras é indesejável por razões estéticas e outras que podem danificar ou deteriorar o concreto estrutural.
- **Deformação:** As flechas devem estar dentro de limites aceitáveis impostos pela utilização da estrutura.

De acordo com Tavares (2006), uma vez que existe diferença de rigidez entre elementos armados com barras de aço e elementos armados com barras de FRP, a verificação dos limites de serviço não pode ser a mesma para estes elementos. Após o carregamento, um elemento armado com barras de FRP apresentará maior deformação e maior abertura de fissuras devido à sua menor rigidez.

2.4.4.1 Fissuração

As barras de FRP são resistentes à corrosão, portanto, maiores aberturas de fissuras podem ser toleradas em comparação às barras de aço, dado que a corrosão das armaduras é a principal razão para o controle da abertura de fissuras.

Existem duas metodologias de projeto que proporcionam o controle da abertura de fissuras de elementos submetidos à flexão: um procedimento direto no qual a abertura de fissuras é calculada e um procedimento indireto no qual é especificado um espaçamento máximo entre barras. O ACI 440.1R (2015) faz uso do segundo procedimento no qual é determinado o máximo espaçamento necessário entre barras

para atingir o estado limite de serviço requerido para a fissuração, baseado nas propriedades das barras de FRP e na tensão nas barras de FRP correspondente aos níveis de carga de serviço.

As estimativas máximas de espaçamento entre barras de FRP da ACI 318 (2019) são derivadas da formulação de largura de fenda desenvolvida por Frosch (1999). Para ser consistente com o ACI 318 (2019), o controle de fissura por flexão em vigas de concreto armadas com barras de FRP e em lajes unidirecionais pode ser conseguido especificando um espaçamento entre barras de FRP máximo dado pela Equação 2.33, onde w é a largura máxima permitida para as fissuras em mm, f_{fs} a tensão no FRP devido às cargas de serviço em MPa, k_b um coeficiente dependente da ligação e c_c o cobrimento em mm.

$$s_{\text{máx}} = 1,15 \cdot \frac{E_f \cdot w}{f_{fs} \cdot k_b} - 2,5 \cdot c_c \leq 0,92 \cdot \frac{E_f \cdot w}{f_{fs} \cdot k_b} \quad (2.33)$$

Para o nível de tensão da barra de FRP selecionada e o limite de largura de fissura, a avaliação do espaçamento máximo de barras da Equação 2.33 baseia-se em um valor de d_c (espessura de cobertura de concreto medida a partir da extremidade tracionada até o centro da barra mais próxima) que esteja em conformidade com a Equação 2.34. Se um maior valor de d_c for necessário devido a requisitos de durabilidade específicos ou qualquer outro motivo e o limite máximo de largura de fissuras não pode ser relaxado, então é preciso reduzir o nível de tensão nas barras de FRP. Isso pode ser feito, por exemplo, aumentando a quantidade de reforço à flexão. Sendo f_{fs} a tensão de serviço do FRP, tem-se:

$$d_c \leq \frac{E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \beta \cdot k_b} \quad (2.34)$$

O termo k_b é um coeficiente que explica o grau de aderência entre a barra de FRP e o concreto circundante. Para barras de FRP que têm um comportamento de ligação semelhante a barras de aço não revestidas, k_b é assumido igual a 1,0. Para barras de FRP com um comportamento de ligação inferior ao aço, k_b é maior que 1,0 e para barras de FRP que têm um comportamento de ligação superior ao aço, k_b é menor do que 1,0.

Este procedimento permite o controle de diferentes níveis de fissuras por flexão, abrangendo fissuras muito estreitas em estruturas localizadas em ambientes agressivos

ou onde é necessária a estanqueidade e situações onde fissuras mais largas podem ser aceitáveis dada a maior resistência à corrosão das barras de FRP.

2.4.4.2 Deformação

De forma geral, as disposições do ACI 318 (2019) para o controle de deflexão estão preocupadas com deflexões que ocorrem em níveis de serviço sob cargas estáticas imediatas e sustentadas e não se aplicam a cargas dinâmicas como terremotos, ventos passageiros ou vibração de máquinas. São fornecidos pelo ACI 318 (2019) dois métodos para o controle de deflexões de membros de flexão unidirecional: o método indireto de impor a espessura mínima do membro e o método direto de limitar as deflexões calculadas.

A rigidez variável, a natureza elástica flexível e as características particulares de ligação do reforço de FRP, são aspectos que fazem com que elementos armados com barras de FRP sejam mais sensíveis às variáveis que afetam a deflexão do que elementos reforçados com armaduras de aço em condições idênticas de tamanho e disposição. As deflexões em elementos armados com barras de FRP tendem a serem maiores devido a menor rigidez associada a este tipo de material. Sendo assim, o ACI 440.1R (2015) recomenda o uso do método direto de controle de deflexão, sendo utilizadas as espessuras mínimas recomendadas pelo método indireto, dadas na Tabela 8, apenas para a concepção inicial do projeto, uma vez que as dimensões dos elementos precisam ser revisadas com base nos limites das deflexões calculadas. Os valores da Tabela 8 são baseados em um limite de deflexão de serviço suposto de $L/240$ sob a carga total de serviço de taxas de armadura assumidas de $2,0 \cdot \rho_{fb}$ e $3,0 \cdot \rho_{fb}$ para lajes e vigas, respectivamente.

Tabela 8: Espessuras mínimas recomendadas para vigas não protendidas e lajes unidirecionais

Elemento	Espessura mínima (h)			
	Simplemente apoiado	Uma extremidade contínua	Ambas as extremidades contínuas	Em balanço
Lajes maciças unidirecionais	L/ 13	L/17	L/22	L/5,5
Vigas	L/ 10	L/12	L/16	L/4

Fonte: Adaptado de ACI 440.1R (2015)

Uma seção não fissurada tem um momento de inércia igual ao momento de inércia bruto, I_g . A fissuração ocorre quando o momento máximo sob a ação da carga de serviço (M_a) excede o momento de fissuração (M_{cr}), causando uma redução na rigidez do elemento. O momento de inércia da seção fissurada (I_{cr}) para um elemento retangular é calculado para uma seção fissurada transformada usando uma análise elástica dada pelas Equações 2.35 e 2.36, na qual n_f corresponde à razão entre o módulo de elasticidade das barras de FRP e o módulo de elasticidade do concreto.

$$I_{cr} = \frac{b \cdot d^3}{3} \cdot k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2 \cdot (1 - k)^2 \quad (2.35)$$

$$k = \sqrt{2 \cdot \rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2} - \rho_f \cdot n_f \quad (2.36)$$

A rigidez à flexão global ($E_c \cdot I$) de um elemento fissurado varia entre $E_c \cdot I_g$ e $E_c \cdot I_{cr}$ dependendo da magnitude do momento de serviço aplicado e da extensão de fissuração ao longo do elemento. Branson (1965) introduziu o conceito de um momento de inércia efetivo (I_e) para permitir uma transição gradual de I_g a I_{cr} .

Como foi demonstrado por Bischoff (2005), a equação de Branson superestima a rigidez do elemento quando a razão I_g/I_{cr} do elemento é maior que aproximadamente 3 ou 4. Isso corresponde à maioria das vigas de concreto armadas com barras de FRP que tipicamente possuem uma razão I_g/I_{cr} entre 5 e 25. Sendo assim, a equação de Branson subestima a deflexão de elementos de concreto armados com barras de FRP.

Bischoff (2005) propôs uma expressão alternativa para o momento de inércia efetivo (I_e) que funciona igualmente bem para os elementos de concreto com armaduras de aço e de FRP, sem a necessidade de fatores de correção empíricos. A expressão original de Branson representa uma média ponderada da rigidez dos elementos não fissurados e fissurados ($E_c \cdot I$), enquanto a abordagem proposta por Bischoff representa uma média ponderada de flexibilidade ($1/(E_c \cdot I)$). A expressão proposta por Bischoff (2005) é modificada, como mostra a Equação 2.37, para incluir um fator adicional γ para explicar a variação da rigidez ao longo do comprimento do elemento. O fator γ depende das condições de carga e contorno e explica o comprimento das regiões não fissuradas do elemento e a mudança de rigidez nas regiões fissuradas. No lugar de uma análise mais abrangente, como sugerido por Bischoff e Gross (2011), o fator pode ser tomado como $\gamma = 1,72 - 0,72 \cdot (M_{cr}/M_a)$,

que é o resultado da integração da curvatura ao longo do comprimento de uma viga simplesmente apoiada com uma carga uniformemente distribuída.

$$I_e = \frac{I_{cr}}{\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2 \cdot \left[1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right]} \leq I_g \text{ onde } M_a \geq M_{cr} \quad (2.37)$$

O momento de fissuração deve ser calculado conforme a Equação 2.38, onde y_t é a distância do eixo do centroide da seção bruta, excluindo-se o reforço, à face tracionada em mm e λ o fator de modificação que reflete a redução das propriedades mecânicas do concreto leve.

$$M_{cr} = \frac{0,62 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot I_g}{y_t} \quad (2.38)$$

Quando M_a (máximo momento no elemento devido à carga de serviço) é menor que M_{cr} (momento de fissuração) mas a diferença entre os dois valores é pequena, a variação inerente à resistência à tração do concreto e a restrição do encolhimento devido ao reforço ainda podem causar a fissuração da sessão. Nesses casos, as deflexões serão significativamente subestimadas pelo uso de propriedades da seção bruta.

Quando as deflexões são estimadas através de cálculo, o projetista deve comparar as deflexões calculadas aos limites aceitáveis definidos como parte dos critérios de projeto.

As deflexões de curto prazo (deflexão instantânea sob a ação de cargas de serviço) de um elemento armado com FRP podem ser calculadas usando o momento efetivo de inércia do elemento armado com FRP e as técnicas de análise estrutural usuais.

A magnitude da deflexão em longo prazo pode ser várias vezes a deflexão de curto prazo, e as deflexões de curto e longo prazo sob cargas de serviço devem ser consideradas no projeto. O aumento na deflexão de longo prazo é função da geometria do elemento (área de armadura e tamanho do elemento), características de carga (idade do concreto no momento do carregamento e magnitude e duração da carga sustentada) e características do material (módulos elásticos do concreto e do FRP, fluência e encolhimento do concreto, formação de novas fissuras e ampliação das fissuras existentes).

Os dados sobre as deflexões dependentes do tempo de elementos reforçados com FRP devido à fluência e encolhimento indicam que as curvas tempo *versus* deflexão dos elementos reforçados com FRP e aço têm a mesma forma básica, portanto, a mesma abordagem fundamental para estimar a deflexão de longo prazo pode ser utilizada. De acordo com o ACI 318 (2019), a deflexão de longo prazo devida à fluência e ao encolhimento, $\Delta_{(cp+sh)}$ pode ser calculada como mostram as Equações 2.39 e 2.40. O parâmetro λ_{Δ} reduz ξ porque a armadura de compressão não é considerada para elementos armados com FRP ($\rho_f' = 0$). Os valores de ξ são dados no ACI 318 (2019) e $(\Delta_i)_{sus}$ é dado pelas deformações imediatas, em mm.

$$\Delta_{(cp+sh)} = \lambda_{\Delta} \cdot (\Delta_i)_{sus} \quad (2.39)$$

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho_f'} \quad (2.40)$$

O ACI 440.1R (2015) recomenda que um fator de modificação de 0,6 seja aplicado à Equação 2.39. Assim, para aplicações típicas, a deflexão de longo prazo de elementos de concreto armados com barras de FRP pode ser determinada pela Equação 2.41.

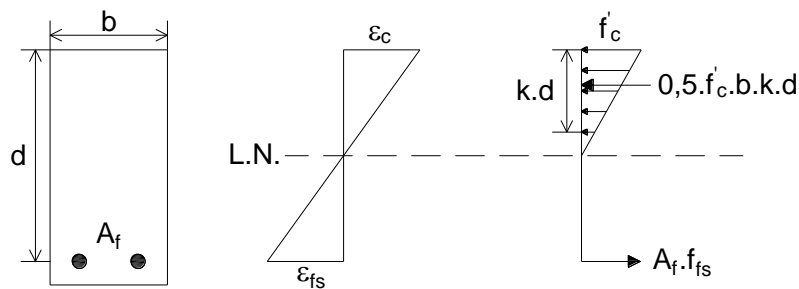
$$\Delta_{(cp+sh)} = 0,6 \cdot \xi \cdot (\Delta_i)_{sus} \quad (2.41)$$

2.4.5 RUPTURA POR FLUÊNCIA E FADIGA

Para evitar a ruptura por fluência dos elementos armados com barras de FRP submetidas continuamente a tensões ou falhas devido a tensões cíclicas e fadiga dos elementos com armadura de FRP, os níveis de tensão na armadura de FRP sob essas condições devem ser limitados. Como esses níveis de tensão estarão dentro da faixa elástica do elemento, as tensões podem ser calculadas por meio de uma análise elástica, como mostra a Figura 11.

Devem ser impostos limites de tensão aos elementos armados com barras de FRP para evitar que ocorra falha devido à ruptura do FRP. O nível de tensão no reforço de FRP pode ser calculado usando a Equação 2.42, com $M_{s,sus}$, igual ao momento devido a todas as cargas sustentadas (cargas permanentes e a porção sustentada da carga acidental).

Figura 11: Tensão elástica e distribuição da deformação



Fonte: Adaptado de ACI 440.1R (2015)

$$f_{fs,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d \cdot (1-k)}{I_{cr}} \quad (2.42)$$

O momento de inércia da seção fissurada, I_{cr} , e a proporção da profundidade efetiva até a profundidade do eixo neutro elástico, k , são calculados pelas Equações 2.35 e 2.36. Os valores para níveis seguros de tensões sustentadas são apresentados na Tabela 9. Esses valores são baseados nos limites de tensão de ruptura por fluência estabelecidos na seção 4.3.1 do ACI 440.1R (2015) com um fator de segurança imposto de $1/0,60$.

Se a estrutura for submetida a regimes de fadiga, a tensão no FRP deve ser limitada aos valores dados na Tabela 9. A tensão no FRP pode ser calculada usando a Equação 2.42, substituindo $M_{s,sus}$ pelo momento devido a todas as cargas sustentadas mais o momento máximo induzido em um ciclo de carga de fadiga.

Tabela 9: Tensões limite de ruptura por fluência em armaduras de FRP

Tipo de fibra	GFRP	AFRP	CFRP
Tensão limite de ruptura por fluência ($f_{fs,sus}$)	$0,20 \cdot f_{fu}$	$0,30 \cdot f_{fu}$	$0,55 \cdot f_{fu}$

Fonte: Adaptado de ACI 440.1R (2015)

2.5 APLICAÇÃO DO MODELO DE DIMENSIONAMENTO

Para que se possa avaliar a proximidade entre os resultados obtidos experimentalmente e os resultados obtidos por meio da aplicação do modelo de dimensionamento de estruturas armadas com barras de FRP apresentado no ACI 440.1R (2015), primeiramente foi necessária a assimilação deste modelo. Para isso, buscou-se na literatura trabalhos experimentais que envolvessem a utilização de vigas

armadas com barras de FRP, possibilitando a aplicação do modelo de dimensionamento para estas vigas e a comparação entre os resultados teóricos e experimentais.

Assim, selecionou-se o trabalho de Confrere *et al.* (2016), onde vigas de concreto armado com barras de GFRP e CFRP com seção transversal de 250 x 400 mm, comprimento de 4,3 m, vão livre entre apoios de 4 m e cobrimento de concreto de 25 mm foram ensaiadas. Foram escolhidas duas vigas para o cálculo e compreensão do modelo, uma armada com 4 barras de GFRP com diâmetro de 16 mm (FIG-[4d16]) e uma armada com 4 barras de CFRP com diâmetro de 15 mm (FIC-[4d15]).

A Tabela 10 apresenta as dimensões, armaduras e propriedades de cada uma das vigas. A resistência à compressão e o módulo de elasticidade foram obtidos experimentalmente, sendo os valores obtidos também apresentados na Tabela 10, na qual f_{ck} é a resistência à compressão do concreto, E_c é o módulo de elasticidade do concreto, f_{fu}^* é a resistência à tração da barra de FRP dada pelo fabricante e E_f é o módulo de elasticidade da barra de FRP dado pelo fabricante. A Figura 12 apresenta um esquema das vigas ensaiadas pelos autores.

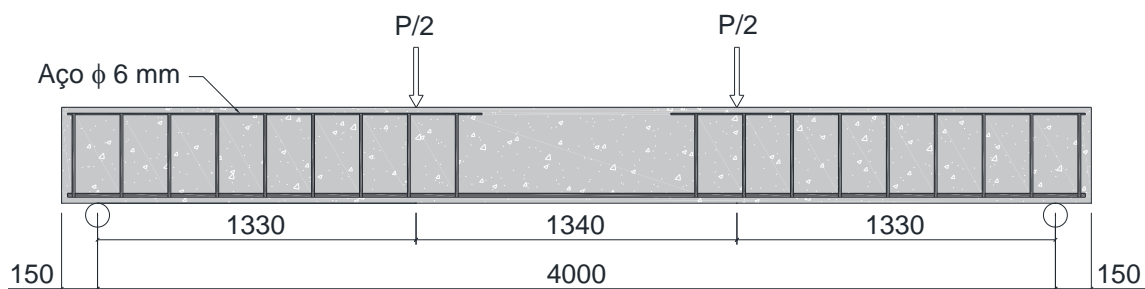
A Tabela 11 apresenta os resultados teóricos de capacidade resistente obtidos por meio da utilização do modelo de dimensionamento disposto no ACI 440.1R (2015), calculados com e sem a consideração de coeficientes de segurança relativos ao modo de ruptura e às condições de exposição das vigas (ϕ e C_E , respectivamente). Também são apresentados na Tabela 11 os resultados experimentais obtidos por Confrere *et al.* (2016). Os resultados teóricos completos constam no Apêndice A.1.

Tabela 10: Dimensões, armaduras e propriedades das vigas

Viga	Tipo de fibra	Armadura longitudinal (mm)	Armadura transversal (mm)	f_{ck} (MPa)	E_c (GPa)	f_{fu}^* (MPa)	E_f (GPa)
FIG-[4d16]	GFRP	4 ϕ 16	ϕ 12,5 c/ 120	13,6	17,5	683	48
FIC-[4d15]	CFRP	4 ϕ 15	ϕ 6 c/ 80	17,2	19,7	2300	130

Fonte: Adaptado de Confrere *et al.* (2016)

Figura 12: Esquema das vigas ensaiadas por Confrere *et al.* (2016) – unidades em milímetros



Fonte: Adaptado de Confrere *et al.* (2016)

Tabela 11: Comparação entre resultados experimentais e teóricos

Viga	Material	Experimental	Teórico		
		M_{exp} (kN.m)	M_n (kN.m)	ϕ	M_u (kN.m)
FIG-[4d16]	GFRP ($C_E = 0,8$)	101,3	81,73	0,65	53,13
	GFRP ($C_E = 1,0$)		81,73	0,65	53,13
FIC-[4d15]	CFRP ($C_E = 1,0$)	133,3	131,39	0,65	85,40

Fonte: Próprio autor

Na Tabela 11, C_E é o coeficiente de redução das propriedades das barras de FRP considerado igual a 0,8 e 1,0 para vigas armadas com barras de GFRP e CFRP não expostas à água e às intempéries, respectivamente. Também foi considerado um C_E igual a 1,0 para as vigas armadas com barras de GFRP visando uma melhor comparação entre resultados teóricos e experimentais, uma vez que, em laboratório, as condições ambientais são controladas. Nesta tabela, M_{exp} é a capacidade resistente obtida experimentalmente, M_n é a capacidade resistente obtida por meio da utilização do modelo de dimensionamento proposto no ACI 440.1R (2015) sem a aplicação de coeficiente de segurança, ϕ é o coeficiente de segurança calculado em função do modo de ruptura da viga e M_u é a capacidade resistente após a aplicação do coeficiente de segurança.

Observando-se a Tabela 11 é possível notar que os resultados obtidos por meio do modelo de cálculo são inferiores aos obtidos experimentalmente, mostrando que as disposições do ACI 440.1R (2015) resultam em capacidades resistentes conservadoras e a favor da segurança.

Nota-se que a capacidade resistente de dimensionamento, obtida multiplicando-se a capacidade resistente obtida teoricamente pelo coeficiente de segurança, é bastante inferior a capacidade resistente obtida experimentalmente, sendo quase a metade no caso das vigas armadas com barras de GFRP. Desta forma, a utilização do ACI 440.1R (2015) para dimensionamento de estruturas armadas com barras de FRP é segura, uma vez que subestima a real capacidade resistente do elemento estrutural. Nota-se, ainda, que a utilização do coeficiente de redução das propriedades das barras de FRP em função da condição de exposição do elemento estrutural não altera a capacidade resistente obtida por meio da aplicação do ACI 440.1R (2015), tendo em vista que os resultados obtidos com e sem a sua utilização são iguais.

Deve-se levar em conta que as propriedades das barras de FRP utilizadas no dimensionamento são as propriedades fornecidas pelo fabricante, portanto, estes valores podem não condizer com os valores de resistência à tração e módulo de elasticidade que seriam obtidos por meio de ensaios. Desta forma, os resultados obtidos

teórica e experimentalmente poderiam ser mais próximos caso os valores das propriedades das barras de FRP utilizados no dimensionamento tivessem sido determinados por meio de ensaios.

Confrere *et al.* (2016) também realizaram a comparação entre os resultados experimentais e os resultados obtidos aplicando-se o modelo de cálculo do ACI 440.1R (2015). A Tabela 12 apresenta uma comparação das relações entre taxa de armadura (ρ_f) e taxa de armadura balanceada (ρ_{fb}) e entre momento teórico (M_n e M_u) e momento experimental obtidos (M_{exp}) pelos autores e no presente trabalho.

Tabela 12: Comparação entre resultados obtidos por Confrere *et al.* (2016)

Viga	Material	Confrere <i>et al.</i> (2016)		Presente trabalho		
		ρ_f / ρ_{fb}	M_n / M_{exp}	ρ_f / ρ_{fb}	M_n / M_{exp}	M_u / M_{exp}
FIG-[4d16]	GFRP ($C_E = 0,8$)	3,55	0,83	2,42	0,81	0,52
	GFRP ($C_E = 1,0$)			3,62	0,81	0,52
FIC-[4d15]	CFRP ($C_E = 1,0$)	10,01	0,98	9,98	0,99	0,64

Fonte: Próprio autor

Analisando-se a Tabela 12 é possível notar que os resultados teóricos obtidos por Confrere *et al.* (2016) se aproximam bastante dos resultados teóricos obtidos neste trabalho sem a utilização de coeficiente de redução das propriedades das barras de FRP ($C_E = 1,0$), tendo em vista que as relações ρ_f / ρ_{fb} e M_n / M_{exp} foram muito próximas. A utilização de C_E igual a 0,8 para as vigas armadas com barras de GFRP resultou em diferença na relação ρ_f / ρ_{fb} , tendo sido menor do que a obtida sem a consideração de C_E . Com relação à capacidade resistente, a consideração ou não do coeficiente C_E não culminou em diferenças nos resultados.

Assim, após as análises efetuadas neste capítulo, o processo de cálculo proposto pelo ACI 440.1R (2015) foi assimilado e considerado corretamente empregado, tendo em vista que os resultados de capacidade resistente obtidos teoricamente foram próximos e a favor da segurança da estrutura. Recomenda-se que sejam utilizados os resultados experimentais das propriedades da barra de FRP para o dimensionamento da estrutura quando for possível a execução de ensaios para determinação da resistência à tração e módulo de elasticidade, garantindo-se uma maior aproximação do real comportamento da estrutura.

Desta maneira, os resultados a serem obtidos experimentalmente neste trabalho serão posteriormente comparados com as previsões obtidas por meio da utilização do modelo de dimensionamento proposto pelo ACI 440.1R (2015) sem a utilização do

coeficiente de segurança ϕ , visando uma melhor comparação entre resultados teóricos e experimentais.

2.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

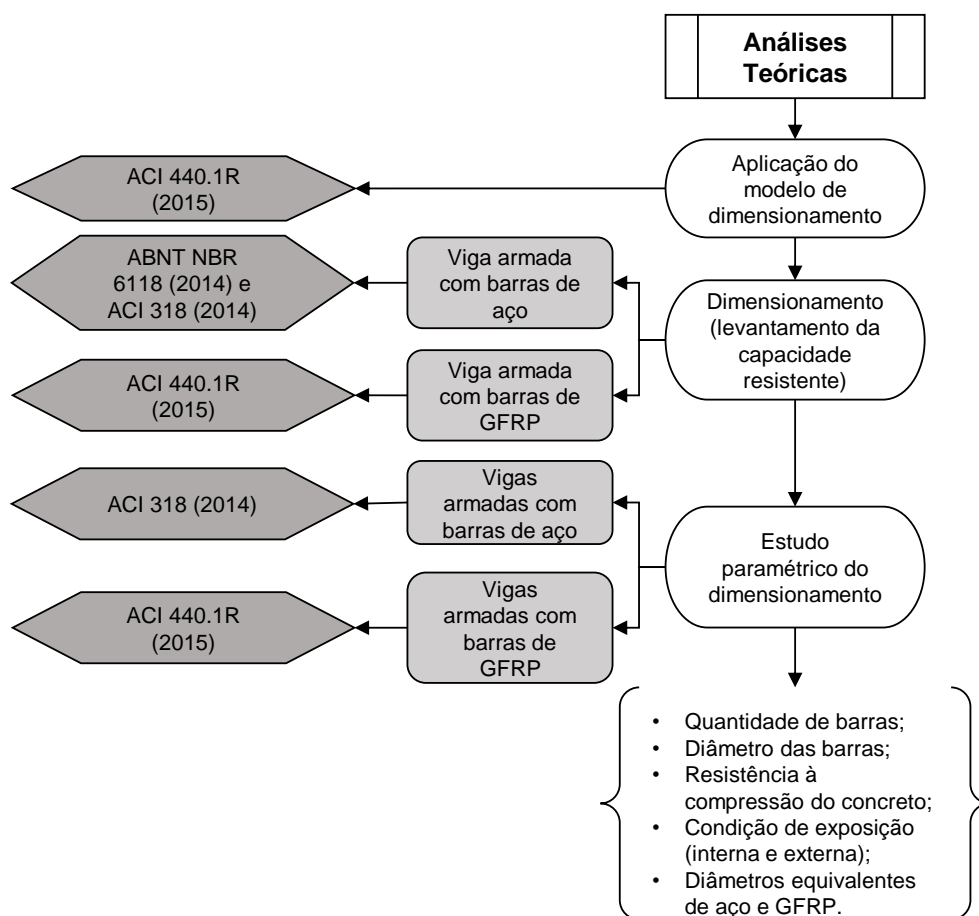
Neste capítulo foi apresentada a revisão da literatura sobre o tema a ser estudado, abrangendo aspectos de durabilidade de estruturas de concreto, o processo de produção, classificação, características e durabilidade das barras de FRP. Além disso, foram apresentadas as disposições do ACI 440.1R (2015) para o dimensionamento de estruturas de concreto armadas com barras de FRP, os coeficientes de segurança e todo o procedimento de cálculo. Por fim, foi realizada a aplicação do modelo de dimensionamento apresentado, a qual serviu para estudo e assimilação da metodologia empregada.

3. METODOLOGIA

O presente trabalho é composto por duas etapas. A primeira etapa compreende a realização de estudo paramétrico, baseado no uso de modelos teóricos de dimensionamento de vigas de concreto armado com barras de aço e barras de GFRP, para melhor compreensão sobre o comportamento teórico do elemento estrutural. A segunda etapa compreende a realização de um programa experimental com vistas a analisar o comportamento mecânico e a durabilidade de vigas de concreto armadas com barras de aço e GFRP.

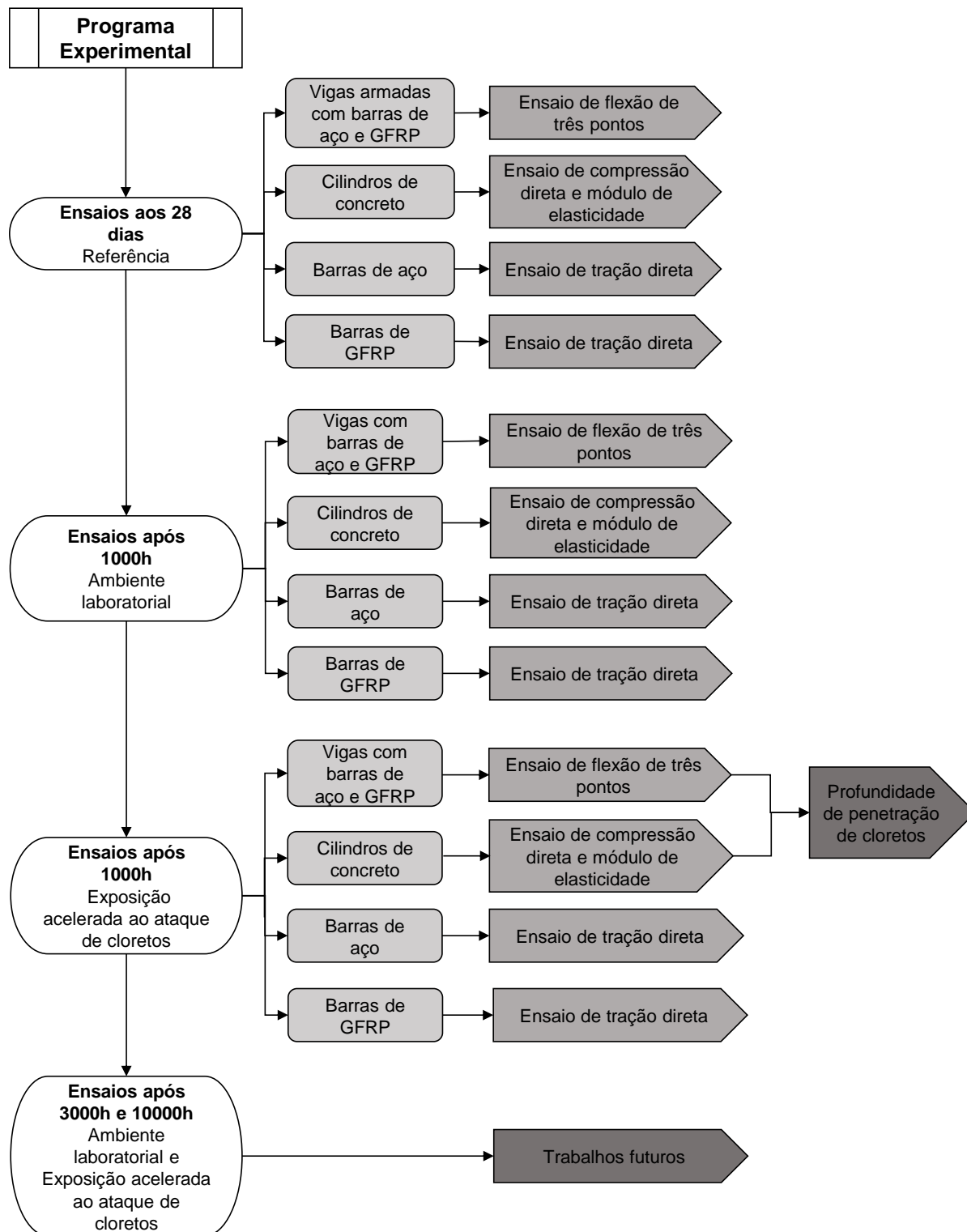
Assim, neste capítulo é apresentada a metodologia utilizada tanto na realização das análises teóricas quanto no desenvolvimento do programa experimental. As Figuras 13 e 14 apresentam os fluxogramas com a metodologia empregada, tanto para a análise teórica quanto da experimental, respectivamente.

Figura 13: Fluxograma da metodologia utilizada para as análises teóricas



Fonte: Próprio autor

Figura 14: Fluxograma da metodologia utilizada no programa experimental



Fonte: Próprio autor

3.1 ANÁLISES TEÓRICAS

Antes de se iniciar as análises teóricas, primeiramente, foi realizado o estudo da aplicação do modelo de dimensionamento proposto pela norma ACI 440.1R (2015), apresentado no item 2.5 deste trabalho. Para isso, buscou-se trabalhos experimentais presentes na literatura que abordassem a utilização de armadura de GFRP em vigas de concreto armado. Assim, foi selecionado o trabalho de Confrere *et al.* (2016), e os resultados experimentalmente obtidos pelos autores foram comparados com os resultados teóricos obtidos com o uso das disposições do ACI 440.1R (2015) para a previsão da capacidade resistente das vigas ensaiadas pelos autores.

Desta forma, tendo-se compreendido o modelo de dimensionamento, foi possível prosseguir com as análises teóricas propostas neste trabalho, mais especificamente a previsão de carga das vigas a serem posteriormente ensaiadas e a influência dos parâmetros envolvidos no dimensionamento.

3.1.1 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

Um dos objetivos secundários deste trabalho é comparar os resultados obtidos por meio do dimensionamento de estruturas armadas com barras de aço e de GFRP e o seu comportamento mecânico real, o qual foi experimentalmente obtido.

Neste sentido, foram dimensionados dois tipos de vigas de concreto armado com dimensões de 12 x 20 x 250 cm³, vão livre de 230 cm e concreto com resistência à compressão (f_{cm}) igual aos valores médios obtidos experimentalmente para cada uma das vigas, cujas capacidades resistentes foram posteriormente comparadas a resultados experimentais.

Considerou-se que uma das vigas apresentava armadura longitudinal composta por duas barras de GFRP com diâmetro de 10 mm, f_{fu}^* de 1047 MPa e E_f de 48 GPa, enquanto a segunda apresentou armadura longitudinal composta por duas barras de aço CA-50 com diâmetro de 10 mm. As propriedades f_{fu}^* e E_f utilizadas para as barras de GFRP foram fornecidas pelo fabricante, cuja ficha técnica consta no Anexo I. As vigas apresentaram cobrimento de 15 mm e armadura transversal composta por estribos de aço CA-60 com diâmetro de 5 mm espaçados a cada 10 cm. Para as vigas armadas com barras de GFRP o dimensionamento foi realizado considerando-se vigas expostas e não expostas à água e intempéries, resultando em C_E igual a 0,8 e 0,7, respectivamente.

Para o dimensionamento da viga armada com barras de GFRP utilizou-se o processo de dimensionamento proposto pelo ACI 440.1R (2015) e apresentado no item

2.4 deste trabalho, por meio do qual a capacidade resistente foi determinada. Com relação à viga armada com barras de aço, a capacidade resistente foi determinada com base nas disposições da ABNT NBR 6118 (2014) e do ACI 318 (2019).

Para o dimensionamento das vigas armadas com barras de aço, a ABNT NBR 6118 (2014) utiliza coeficientes de minoração das propriedades dos materiais, nomeadamente a resistência à compressão do concreto e a resistência ao escoamento do aço, enquanto o ACI 318 (2019) não utiliza coeficiente de minoração das propriedades mas reduz a capacidade resistente obtida por um coeficiente de segurança determinado com base no tipo de estribo utilizado e na deformação apresentada pelo aço. Assim, neste trabalho os cálculos foram realizados sem e com a utilização dos coeficientes de redução apresentados pelos códigos de dimensionamento utilizados, de forma a se melhor aproximar os resultados obtidos à realidade obtida em laboratório, mas também obter os valores que seriam utilizados no caso de um projeto estrutural. Os resultados obtidos sem a aplicação dos coeficientes de segurança são apresentados no item 4, uma vez que serão utilizados para comparação com os resultados experimentais, enquanto os resultados obtidos aplicando-se os devidos coeficientes de segurança, simulando uma situação de projeto, são apresentados no Apêndice A.

Ressalta-se que, tendo em vista o que foi discutido no item 2.5 deste trabalho, foram utilizadas as propriedades mecânicas do concreto e do aço determinadas experimentalmente, mais especificamente a resistência à compressão do concreto, a resistência à tração e o módulo de elasticidade do aço, de modo a se obterem resultados teóricos mais próximos da realidade. Com relação ao GFRP, foram utilizadas as propriedades mecânicas fornecidas pelo fabricante, uma vez que não foi possível a execução de ensaio de tração nas barras de GFRP.

3.1.2 ESTUDO PARAMÉTRICO DO DIMENSIONAMENTO

Após o dimensionamento das vigas armadas com barras de aço e de GFRP, realizou-se um estudo paramétrico do dimensionamento. Para isso, tendo como base vigas com as mesmas características apresentadas no item 3.1.1, com f_{cm} igual a 30 MPa, primeiramente foi variada a quantidade de barras, considerando-se a utilização de 2 a 6 barras de aço e barras de GFRP, sendo utilizadas, no máximo, três barras por camada e espaçamento vertical de 20 mm, mantendo-se constantes os demais parâmetros envolvidos.

Posteriormente, foi variado o diâmetro das barras, considerando-se barras de aço CA-50 com diâmetros comerciais de 6,3, 10, 12,5, 20 e 25 mm e barras de GFRP com diâmetros comerciais de 6, 10, 13, 20 e 25 mm, cujas propriedades mecânicas dadas

pelo fabricante são apresentadas na Tabela 13 e na ficha técnica presente no Anexo I. As demais variáveis envolvidas nestes cálculos foram mantidas constantes.

Tabela 13: Propriedades mecânicas das barras de GFRP fornecidas pelo fabricante

Diâmetro (mm)	f_{fu}^* (MPa)	E_f (GPa)
6	1070	48
10	1747	48
13	953	48
20	876	47
25	831	46

Fonte: Adaptado de Stratus (2015)

Foi variada, ainda, a resistência à compressão do concreto considerando-se a utilização de concretos com 20, 30, 40 e 50 MPa enquanto os demais parâmetros foram mantidos constantes.

Também foi variada a condição de exposição das vigas de concreto armadas com barras de GFRP. Assim, enquanto as análises anteriormente realizadas envolveram a utilização de um fator ambiental de redução (C_E) igual a 0,8 (concreto não exposto ao ambiente, conforme apresentado na Tabela 7), foram realizadas novas análises variando-se o diâmetro das barras de GFRP e utilizando-se C_E igual a 0,7 (concreto exposto às condições ambientais).

Por fim, foi determinado o diâmetro de uma barra de aço equivalente à uma barra de GFRP com diâmetro de 13 mm, sendo este cálculo realizado com base nos módulos de elasticidade dos materiais. Posteriormente, utilizando-se vigas com a mesma seção transversal, resistência do concreto e armadura transversal já empregadas, foi realizada a determinação da capacidade resistente considerando-se a utilização de 2 a 6 barras de aço com o diâmetro equivalente determinado e 2 a 6 barras de GFRP com diâmetro de 13 mm. A determinação da capacidade resistente também foi realizada utilizando-se os procedimentos de cálculo do ACI 440.1R (2015) e ACI 318 (2019).

Cabe destacar que com relação ao estudo paramétrico do dimensionamento, foram utilizadas a resistência à tração e o módulo de elasticidade das barras de GFRP fornecidos pelo fabricante, uma vez que não foram conduzidos ensaios para determinação das propriedades de barras com todos os diâmetros utilizados nesta etapa, além de serem utilizados a resistência ao escoamento e módulo de elasticidade teóricos das barras de aço (500 MPa e 200 GPa, respectivamente).

Conforme será posteriormente discutido no tópico de resultados, a utilização da norma ABNT NBR 6118 (2014) conduz a valores de capacidade resistente mais conservadores do que os obtidos por meio da utilização das disposições do ACI 318 (2019). Entretanto, para os cálculos realizados no estudo paramétrico do dimensionamento de vigas armadas com barras de aço foi utilizado o processo de cálculo do ACI 318 (2019), uma vez que com relação às vigas armadas com barras de GFRP, todo o processo de cálculo foi realizado de acordo com o ACI 440.1R (2015), garantindo-se uma melhor comparação entre os resultados obtidos, já que os procedimentos da ACI 440.1R (2015) são adaptados da ACI 318 (2019) para o caso da utilização de armadura de FRP.

Após a obtenção dos resultados, tabelas e gráficos com os valores obtidos foram elaborados e analisados para melhor entendimento do comportamento mecânico teórico apresentado por vigas de concreto armadas com barras de GFRP em comparação a vigas de concreto armadas com barras de aço. Os resultados completos estão apresentados no Apêndice A.

3.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Considerando-se o objetivo de avaliar a viabilidade da substituição de armadura metálica por barras de GFRP em estruturas de concreto armado, tendo em vista o comportamento mecânico e a durabilidade quanto ao ataque de cloretos, foram moldadas 28 vigas de concreto armado, das quais 14 apresentaram armadura longitudinal composta por barras de aço com diâmetro de 10 mm e 14 apresentaram armadura longitudinal composta por barras de GFRP, também com 10 mm de diâmetro.

Dentre as 14 vigas armadas com barras de aço, 2 permaneceram em ambiente laboratorial e serviram como referência, sendo submetidas a ensaio de flexão de três pontos 45 dias após a concretagem, 6 permaneceram em ambiente laboratorial (ambiente interno e protegido) durante períodos de 1000h, 3000h e 10000h, e 6 permaneceram expostas ao ataque de cloretos por meio de sua imersão em tanque com solução de NaCl com concentração de 3,5 %, mantido a uma temperatura de (50 ± 3) °C, durante períodos de 1000h, 3000h e 10000h, conforme as recomendações do ACI 440.9R (2015). Analogamente, 2 das 14 vigas de concreto armadas com barras de GFRP foram mantidas em ambiente laboratorial e ensaiadas 45 dias após a concretagem, servindo como referência para as demais, 6 permaneceram em ambiente laboratorial por períodos de 1000h, 3000h e 10000h, e 6 foram expostas ao ataque de cloretos durante 1000h, 3000h e 10000h. Cabe destacar que os períodos de 1000h,

3000h e 10000h iniciaram-se após o ensaio das vigas de referência, ou seja, 45 dias após a concretagem.

Neste trabalho serão apresentados apenas os resultados obtidos por meio de ensaios das vigas referência e das vigas mantidas durante 1000h em ambiente laboratorial e em tanque com solução de cloretos. As demais vigas serão ensaiadas e terão seus resultados apresentados em trabalhos futuros, de modo a se contemplar o período completo de acondicionamento acelerado previsto no ACI 440.9R (2015). A Tabela 14 apresenta um resumo da programação dos ensaios a serem realizados.

Corpos de prova de concreto foram moldados e mantidos nos ambientes de exposição das vigas, sendo submetidos a ensaios para determinação da resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto. O comportamento tensão-deformação e módulo de elasticidade de corpos de prova de aço e de GFRP também foram previstos a serem determinados. Assim, barras de aço e de GFRP também foram expostas aos ambientes apresentados na Tabela 14 e ensaiadas às datas apresentadas.

Tabela 14: Programação dos ensaios

Ambiente de exposição	Previsão de ensaio (após a concretagem)	Quantidade de corpos de prova				
		Vigas		Concreto (Cilindro Ø10x20cm)	Barras de aço	Barras de GFRP
		Aço	GFRP			
Laboratorial	45 dias	2	2	3	2	2
Laboratorial	45 dias + 1000h	2	2	3	2	2
	45 dias + 3000h	2*	2*	3*	2*	2*
	45 dias + 10000h	2*	2*	3*	2*	2*
Exposição ao ataque de cloretos	45 dias + 1000h	2	2	3	2	2
	45 dias + 3000h	2*	2*	3*	2*	2*
	45 dias + 10000h	2*	2*	3*	2*	2*

* Vigas e corpos de prova a serem ensaiados em trabalhos futuros

Fonte: Próprio autor

Adotou-se uma nomenclatura das vigas com o padrão $V_x_y_z_w$, sendo x igual a 1 ou 2, referente à repetição do modelo a ser ensaiado, y igual a LAB para as vigas mantidas em ambiente laboratorial ou ACP para as vigas mantidas em tanque com solução de cloretos, z igual a S para as vigas armadas com barras de aço ou GFRP para as vigas armadas com barras de GFRP, sendo, por fim, w igual 45d para as vigas referência ou igual a 1000h, 3000h ou 10000h, correspondente à idade de ensaio das vigas.

3.2.1 CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO

O comportamento mecânico das vigas será avaliado por meio de ensaios de flexão de três pontos. Para isso, vigas de concreto armado com dimensões de 12 x 20 x 250 cm³ e vão livre entre apoios de 230 cm foram confeccionadas.

Com base na literatura apresentada, sabe-se que não é viável a substituição direta das barras de aço por barras de GFRP, sendo necessário que o diâmetro das barras de GFRP seja calculado de acordo com suas propriedades mecânicas em relação às propriedades mecânicas do aço. Entretanto, no programa experimental proposto neste trabalho foi utilizada a comparação direta entre diâmetros, sem a determinação do diâmetro equivalente de GFRP, uma vez que foi analisada a corrosão instalada nas armaduras e a utilização de diâmetros diferentes para as barras de aço e de GFRP poderia influenciar nesta análise. Assim, as vigas de concreto armadas à flexão, tanto com barras de aço CA-50 quanto com barras de GFRP, apresentaram armadura longitudinal composta por 2 barras com diâmetro de 10 mm (taxa de armadura longitudinal de 0,75 %). Como porta estribos foram utilizadas duas barras de aço CA-50 com diâmetro de 6,3 mm, e, para evitar a ruptura por cisalhamento, estribos de aço CA-60 com diâmetro de 5 mm e espaçamento de 10 cm foram utilizados para ambos os tipos de armadura longitudinal. A armadura de GFRP utilizada foi fornecida pelo fabricante STRATUS e apresenta tensão de ruptura (f_{ru}) de 1047 MPa e módulo de elasticidade (E_f) de 48 GPa, conforme ficha técnica presente no Anexo I. Segundo o fabricante, para a produção das barras de GFRP são utilizadas fibras de vidro especiais, altamente resistentes a meios alcalinos, e resina termofixa epóxi éster-vinílica, sendo a conformação superficial caracterizada por ranhuras helicoidais.

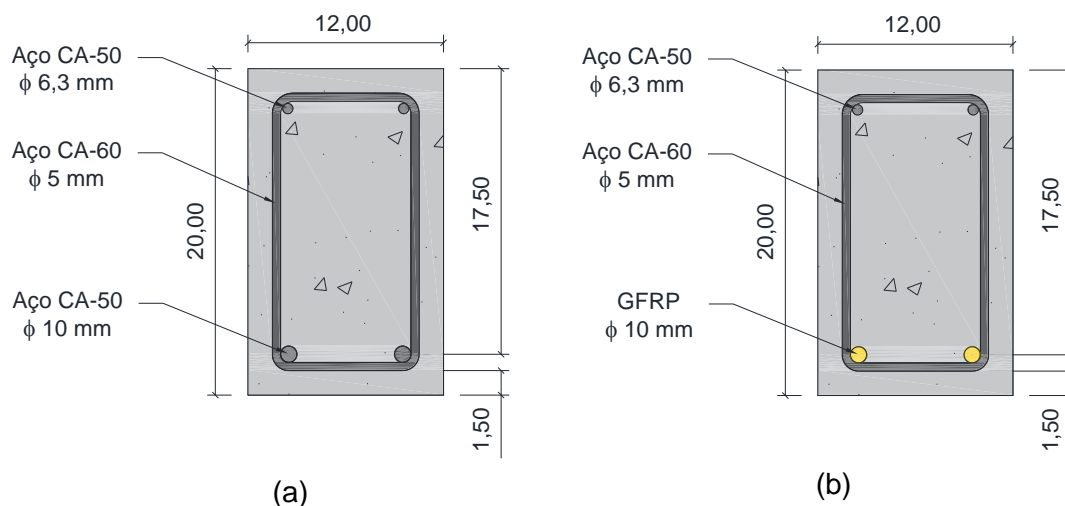
Com o intuito de se reduzir o tempo de ingresso de cloretos no concreto e justificando os menores cobrimentos muitas vezes obtidos em situação de obra devido a erros de execução, um cobrimento de 15 mm foi utilizado, menor que os cobrimentos preconizados pela ABNT NBR 6118 (2014) para estruturas de concreto armado com barras de aço, conforme apresentado nas Tabelas 1 e 2. Além disso, este menor cobrimento também se justifica no caso das armaduras de GFRP tendo em vista a boa resistência à corrosão apresentada por este tipo de material.

A Figura 15 apresenta as seções transversais das vigas de concreto armadas com barras de aço e armadas com barras de GFRP.

Sabe-se que as estruturas em concreto armadas com barras de GFRP têm potencial para serem utilizadas em ambientes de elevada agressividade ambiental (classe de agressividade ambiental IV), o que exigiria uma resistência do concreto de, no mínimo, 40 MPa, segundo preconiza a ABNT NBR 6118 (2014) e conforme apresenta

a Tabela 3. Entretanto, foi utilizada uma resistência do concreto de 30 MPa, de modo a facilitar a penetração de cloretos no concreto e melhor avaliar a influência do ataque de cloretos sobre as armaduras de aço e GFRP.

Figura 15: Seções transversais das vigas de concreto armadas com barras de aço (a) e armadas com barras de GFRP (b) – medidas em centímetros



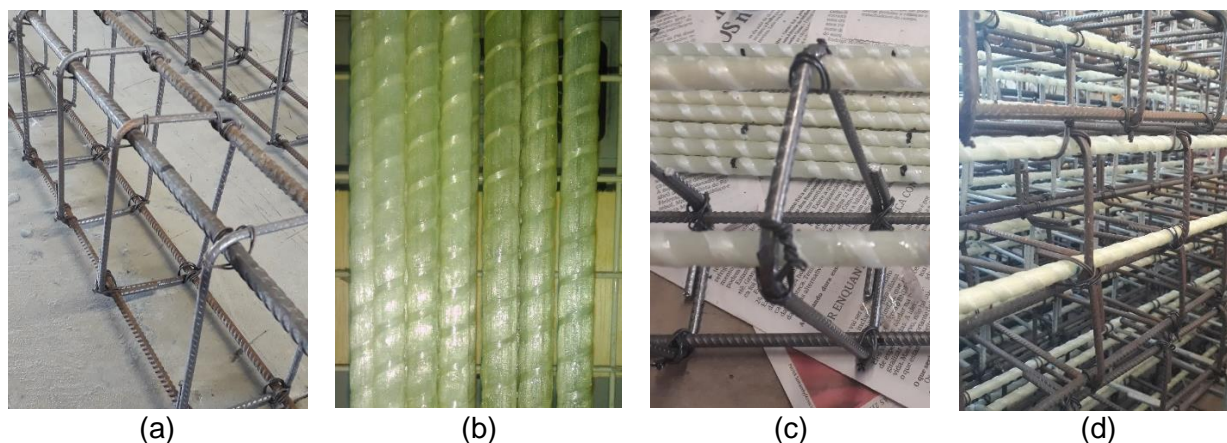
Fonte: Próprio autor

3.2.2 CONFEÇÃO DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO

As armaduras das vigas cujas armaduras longitudinais positivas são compostas por duas barras de aço foram pré-montadas pela empresa que as forneceu. Entretanto, as armaduras das vigas de GFRP foram montadas *in loco*, conforme apresentado na Figura 16. Para isso, primeiramente foi marcado o posicionamento dos estribos nas armaduras positivas e nos porta estribos com o auxílio de pincel atômico de modo a se garantir seu correto posicionamento, os quais foram posteriormente fixados em sua posição final com o auxílio de torquês e arame recozido torcido.

Ressalta-se que os estribos de aço utilizados tanto nas vigas de concreto armado com barras de aço ou barras de GFRP mantidas sob o ataque de cloretos foram protegidos da corrosão por meio da aplicação de pintura de proteção à base de epóxi rico em zinco de modo a prevenir a corrosão dos estribos metálicos, evitando que o modo de ruptura obtido por meio do ensaio de três pontos fosse governado pelo cisalhamento. Esta pintura foi aplicada com o auxílio de pincel e segundo as instruções do fabricante. Posteriormente, a amarração dos estribos protegidos à armadura longitudinal foi realizada com o uso de abraçadeiras de nylon.

Figura 16: (a) armadura composta por barras de aço; (b) barras de GFRP avulsas; (c) detalhe da amarração da armadura e (d) armaduras montadas



Fonte: Próprio autor

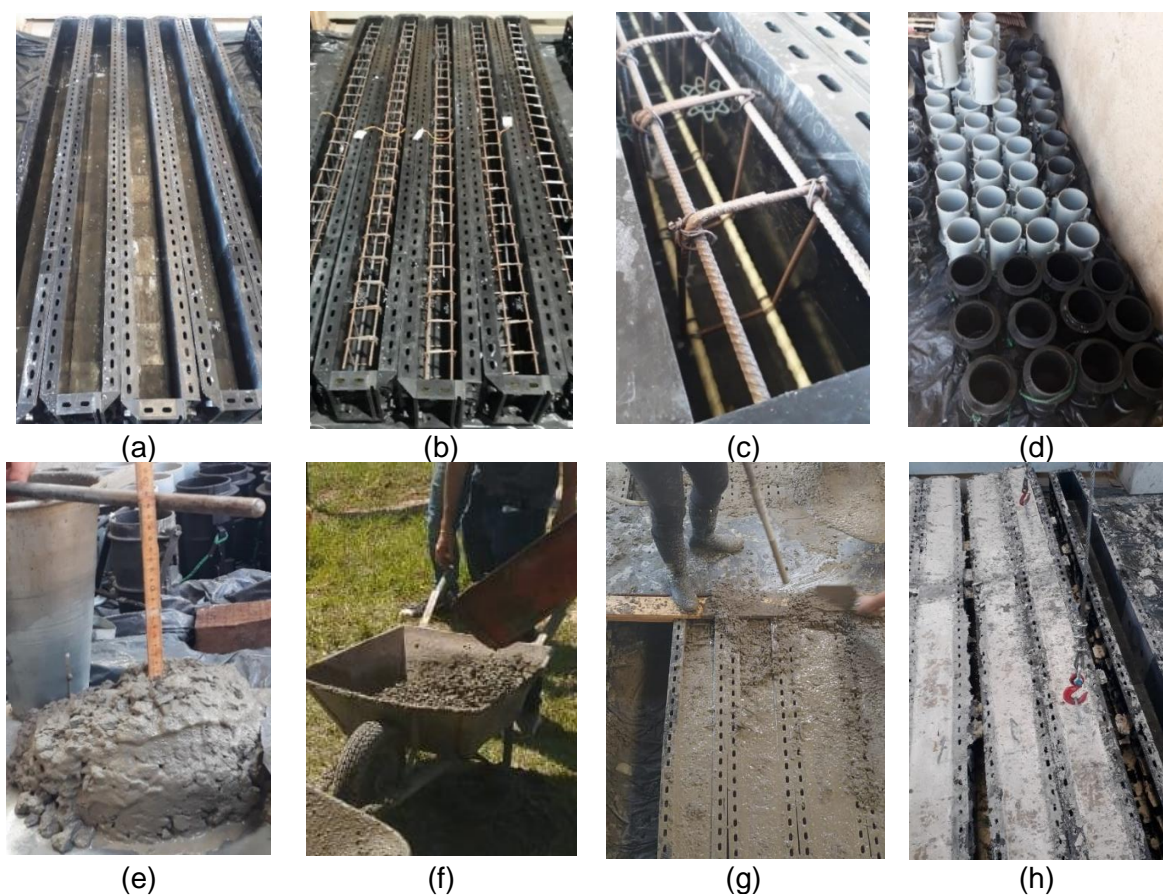
Formas poliméricas, fornecidas pela empresa METRO MODULAR, localizada em Piracicaba (SP), foram utilizadas para a moldagem das vigas de concreto armado. Previamente ao lançamento do concreto, foram posicionados espaçadores ao longo das armaduras para garantir que o cobrimento estipulado fosse respeitado. Posteriormente, uma camada de desmoldante (fornecido pela empresa) foi aplicada em todas as formas, de modo a facilitar o processo de desforma. Para além disso, o desmoldante também é especialmente formulado de modo a não degradar as formas e possibilitar seu reuso.

O concreto utilizado foi dosado em central e fornecido por meio de caminhão betoneira, facilitando, desta maneira, o processo de moldagem e possibilitando a concretagem de todos os elementos (vigas e corpos de prova) de uma só vez, diminuindo a variabilidade das características mecânicas do concreto. O concreto utilizado apresentou resistência à compressão nominal de 30 MPa, agregado graúdo com dimensão máxima característica de 19 mm e consumo de cimento de 221,52 kg/m³. Verificou-se que o concreto fornecido apresentou consumo de cimento inferior aos consumos mínimos preconizados pela ABNT NBR 12655 (2015) para as classes de agressividade I, considerada para o ambiente de exposição laboratorial, e III, considerada para o ambiente de exposição à cloretos, de acordo com a Tabela 3. Foi realizado o ensaio de abatimento de tronco de cone no concreto no início e durante a concretagem e foi realizado o adensamento mecânico do concreto, utilizando-se vibrador de imersão com agulha de 25 mm de diâmetro.

A confecção dos corpos de prova de concreto seguiu os procedimentos de moldagem e cura definidos pela ABNT NBR 5738 (2015), a qual permite a utilização de corpos de prova cilíndricos, com dimensões de 10 x 20 cm, para obtenção das propriedades mecânicas (resistência à compressão e módulo de elasticidade) deste material.

Após a concretagem, foi realizada a cura úmida das vigas e corpos de prova por um período de 7 dias, cobrindo-os com lona plástica a fim de se reduzir os efeitos da retração do concreto pela evaporação da água. Após este período de 7 dias, as vigas e corpos de prova foram desmoldados. A Figura 17 apresenta o processo de moldagem das vigas e corpos de prova.

Figura 17: (a) formas plásticas com desmoldante; (b) posicionamento das armaduras; (c) detalhe das armaduras com espaçadores; (d) moldes dos corpos de prova; (e) ensaio de abatimento de tronco de cone; (f) lançamento do concreto; (g) regularização e adensamento do concreto e (h) desforma das vigas



Fonte: Próprio autor

3.2.3 AMBIENTES DE EXPOSIÇÃO

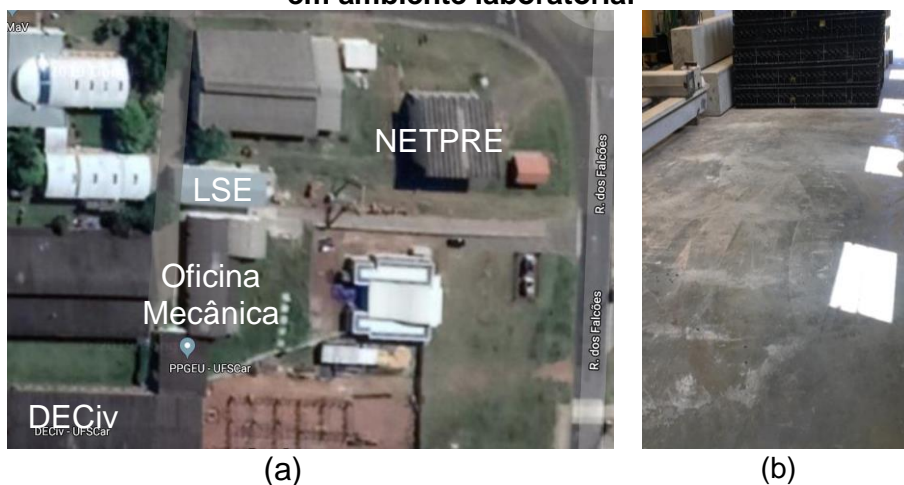
Após a moldagem das vigas e dos corpos de prova de concreto, estes foram expostos aos ambientes: (a) ambiente laboratorial (interno e protegido) e (b) tanque de acondicionamento, seguindo as recomendações do ACI 440.9R (2015), onde as amostras foram expostas ao ataque de cloretos por meio de imersão em solução de NaCl com concentração de 3,5 % e temperatura de (50 ± 3) °C. Ressalta-se que o protocolo de acondicionamento acelerado utilizado foi uma adaptação da imersão

contínua em água para o caso de solução de NaCl, sendo mantidas as condições de temperatura e umidade propostas pelo ACI 440.9R (2015).

3.2.3.1 Ambiente laboratorial

As vigas e corpos de prova expostos a ambiente laboratorial foram mantidos em ambiente protegido, interno ao Núcleo de Estudo e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto (NETPRE), localizado próximo ao Departamento de Engenharia Civil (DECiv) da UFSCar. A Figura 18 apresenta a localização e o ambiente interno do NETPRE.

Figura 18: (a) Localização, (b) Ambiente interno ao NETPRE e (c) Vigas mantidas em ambiente laboratorial



Fonte: Próprio autor

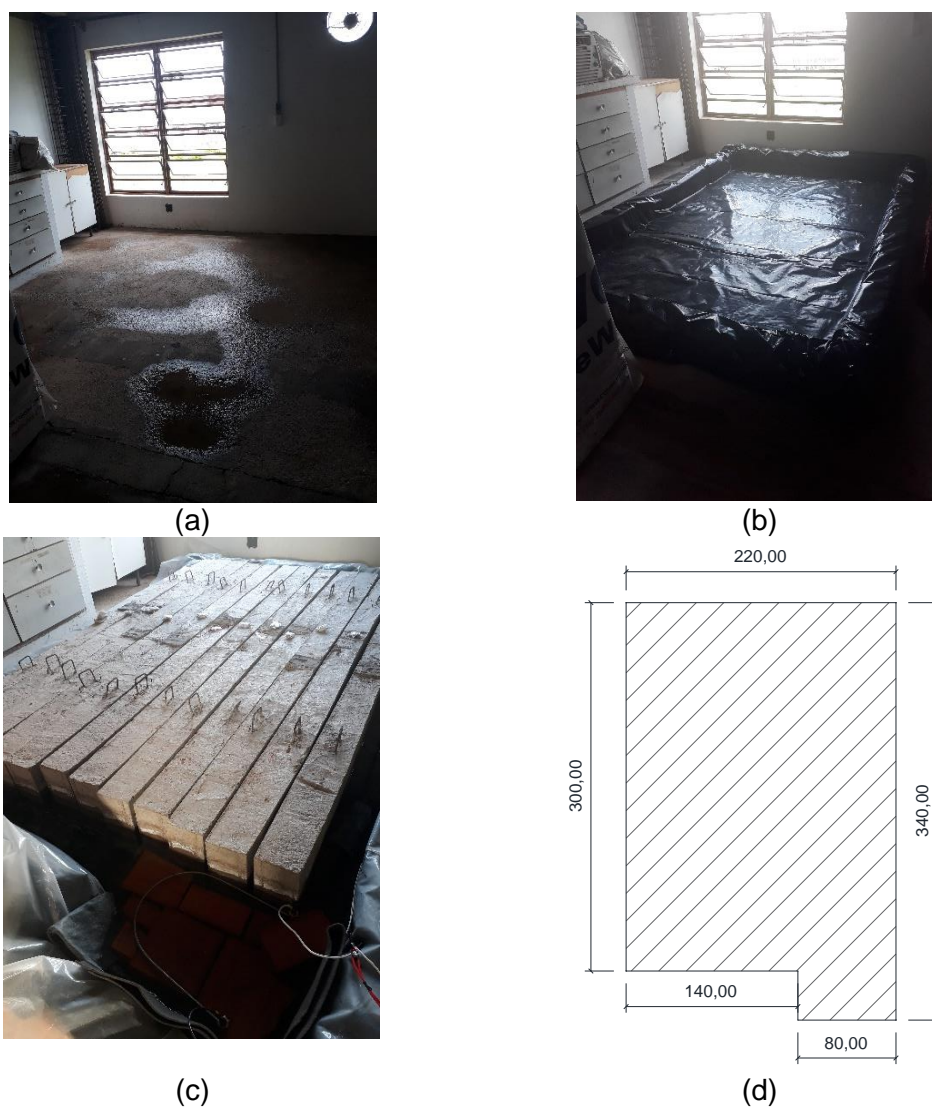
3.2.3.2 Exposição ao ataque de cloretos

As vigas expostas ao ataque de cloretos foram imersas em tanque com solução de NaCl em uma concentração de 3,5 %, mantida a uma temperatura de $(50 \pm 3) ^\circ\text{C}$, segundo as disposições do ACI 440.9R (2015). Esta norma recomenda que sejam utilizados períodos de exposição entre 1000h e 10000h. Assim, períodos de 1000h, 3000h e 10000h foram selecionados neste trabalho.

O tanque foi confeccionado no interior da oficina Mecânica do Departamento de Engenharia Civil (DECiv) da UFSCar com o uso de blocos cerâmicos justapostos com altura de 20 cm, não argamassados, os quais foram posteriormente cobertos com lona plástica, conforme o apresentado na Figura 19. Após o posicionamento das vigas e corpos de prova, o tanque foi preenchido com solução de NaCl a uma concentração de 3,5 % até atingir uma altura de lâmina d'água de 12 cm, suficiente para ingresso da solução nos poros do concreto e imersão total dos corpos de prova. As vigas foram

posicionadas sobre blocos de concreto com espessura de 4 cm, de forma a se permitir que a solução envolvesse as vigas até uma altura de 8 cm, sendo as armaduras longitudinais positivas totalmente imersas na solução. Desta forma, foi necessário um volume de solução de NaCl de aproximadamente 550 l.

Figura 19: (a) Local de montagem do tanque; (b) montagem do tanque; (c) vigas posicionadas e (d) dimensões do tanque (medidas em centímetros)



Fonte: Próprio autor

Para o aquecimento da solução, foi montado um sistema que consistiu na utilização de uma resistência de imersão de 2000 W ligada a um termostato de 30 A, responsável por manter constante a temperatura da solução em $(50 \pm 3) ^\circ\text{C}$, conforme recomendações do ACI 440.9R (2015). Por fim, o tanque foi coberto com lona plástica de forma a se minimizar a evaporação da água. A Figura 20 apresenta o sistema de aquecimento posicionado dentro do tanque, o qual também foi assentado sobre blocos

cerâmicos com espessura de 4 cm, evitando-se o contato da resistência com a lona plástica.

Figura 20: Sistema de aquecimento da solução de NaCl



Fonte: Próprio autor

A temperatura do tanque foi conferida periodicamente com o auxílio de termômetro digital e imagens termográficas, tal como apresentado nas Figuras 21 e 22. Observando-se as temperaturas indicadas no termômetro (Figura 21), é possível perceber que a temperatura da solução se mantém homogênea ao longo de todo o tanque, uma vez que cada uma das medidas apresentadas foi aferida em um canto do tanque e foram aferidas uma após a outra. Com relação à Figura 22, a região destacada em vermelho corresponde à solução de NaCl, enquanto a região em amarelo/verde corresponde a face superior das vigas imersas. Analisando-se esta imagem é possível perceber a homogeneidade da temperatura ao longo de todo o tanque.

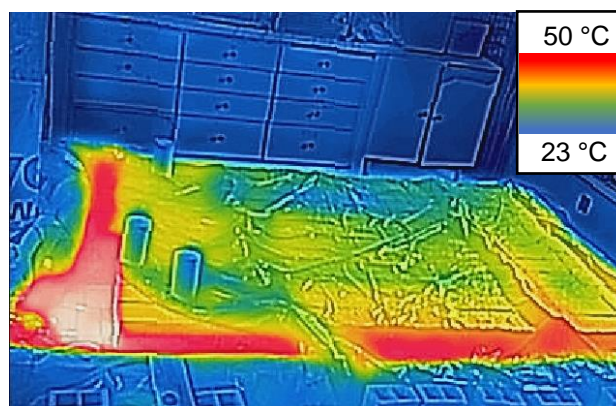
A concentração da solução de NaCl foi periodicamente conferida e corrigida por meio da coleta de amostra da solução com recipiente cuja massa foi previamente aferida, o qual foi novamente pesado, obtendo-se, desta forma, a massa do recipiente + massa de água + massa de NaCl. Posteriormente, a temperatura da solução foi elevada causando-se a evaporação da água até que restasse apenas o sal no recipiente. Após o esfriamento do recipiente, este foi novamente pesado, obtendo-se a massa do recipiente + massa de NaCl. Subtraindo-se a massa do recipiente já conhecida, obteve-se a massa de NaCl, com a qual foi possível calcular a concentração da solução no momento da coleta.

Figura 21: Aferição de temperatura com termômetro digital em variados pontos



Fonte: Próprio autor

Figura 22: Imagem termográfica do tanque com solução de cloretos



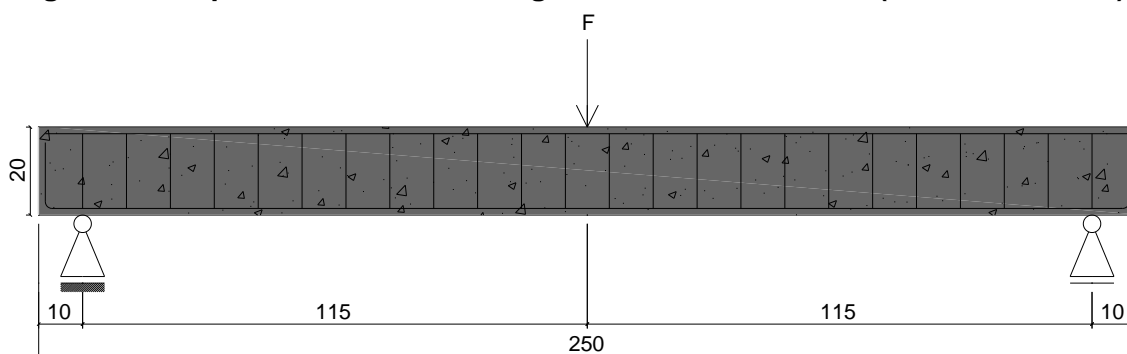
Fonte: Próprio autor

3.2.4 ENSAIO DE FLEXÃO DE TRÊS PONTOS

Por meio de ensaio de flexão de três pontos foram obtidos, após a exposição aos ambientes pré-definidos, parâmetros como a capacidade resistente das vigas, ductilidade, rigidez, modos de ruptura e deformações no concreto e na armadura

longitudinal frente a aplicação de carregamento. Este ensaio consiste na aplicação gradativa de carregamento a meio vão das vigas até que se atinja a ruptura das vigas de concreto armado simplesmente apoiadas. A Figura 23 apresenta o esquema de ensaio das vigas.

Figura 23: Esquema de ensaio das vigas de concreto armado (unidades em cm)



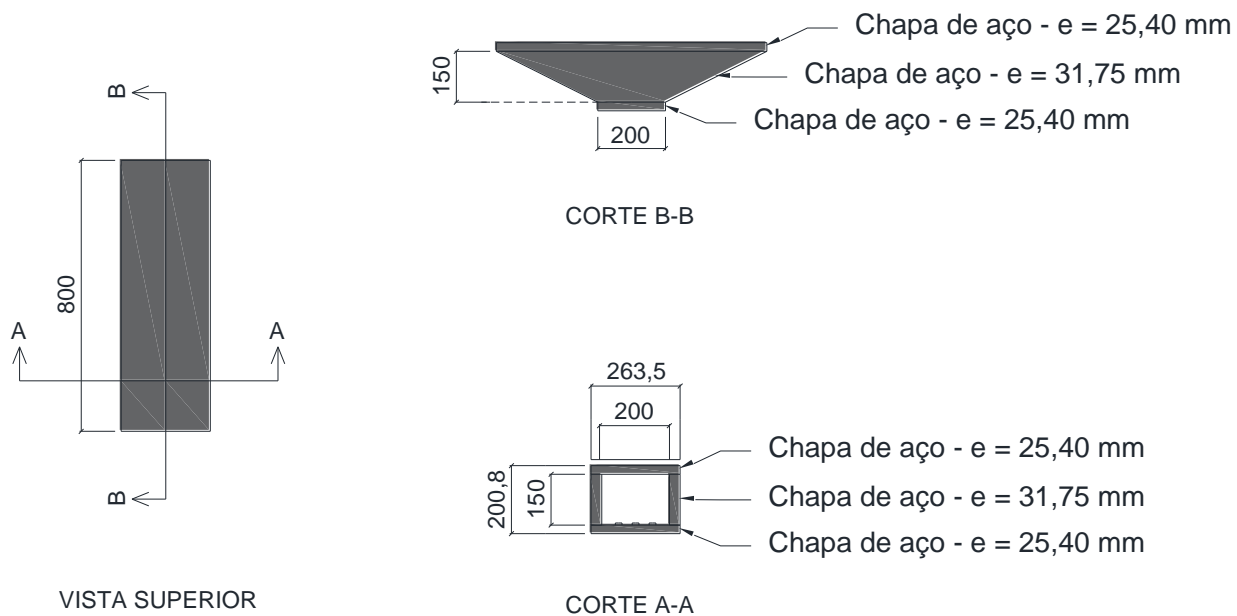
Fonte: Próprio autor

Estes ensaios foram realizados no Laboratório de Sistemas Estruturais (LSE) da UFSCar por meio da utilização de uma máquina de ensaios universal da marca EMIC, modelo DL 60000, com célula de carga de capacidade máxima igual a 600 kN e resolução de leitura igual a 0,1 kN.

O controle de deslocamento nos ensaios foi realizado por meio de transdutor interno da máquina de ensaios, atuando a uma velocidade de 1 mm/min, enquanto a força total aplicada foi medida por meio de célula de carga.

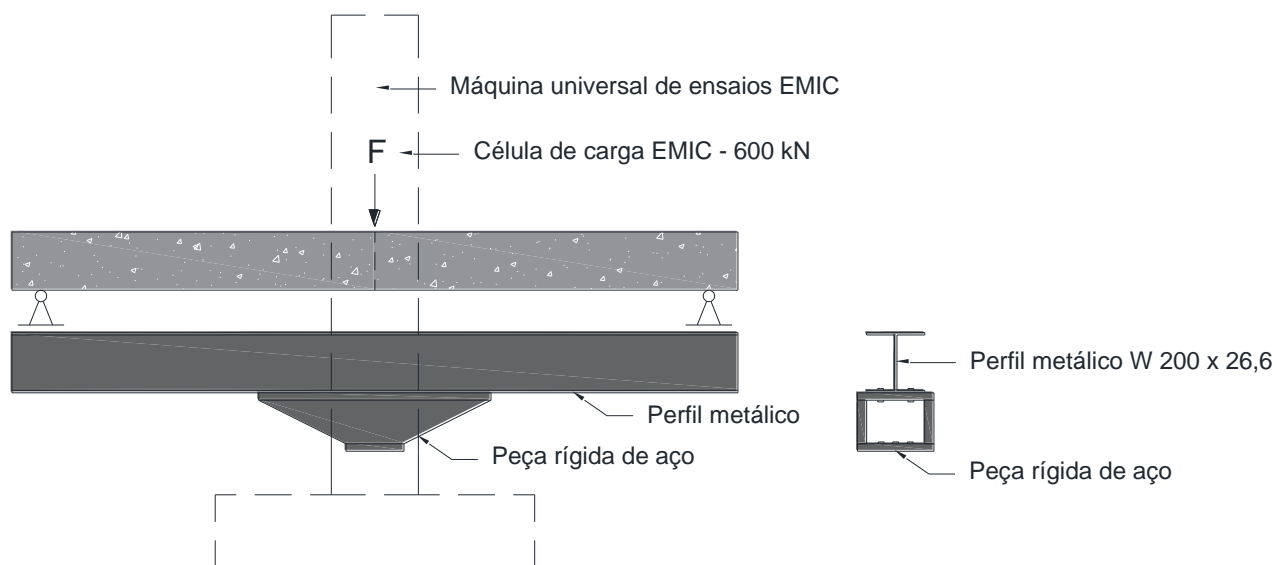
Tendo em vista que as vigas de concreto armado permaneceriam em balanço durante a execução dos ensaios de flexão de três pontos na máquina universal, foi necessária a utilização de um dispositivo que servisse como apoio para as vigas ao mesmo tempo em que exercesse esforços contrários aos aplicados pela máquina de ensaios. Este dispositivo, elaborado por Ferreira (2019), consistiu em uma peça rígida composta por chapas de aço de 31,75 mm e 25,40 mm de espessura que serviu de apoio para um perfil metálico do tipo W200 x 26,6 cm com comprimento de 250 cm. Esta peça rígida de aço foi fixada na máquina de ensaios por meio da utilização de seis parafusos sextavados de aço, do tipo M12, enquanto o perfil metálico foi simetricamente fixado na parte superior da peça rígida com a utilização de oito parafusos sextavados de aço, do tipo M10. As Figuras 24 a 26 apresentam a configuração do dispositivo, enquanto a Figura 27 apresenta a execução de um ensaio de flexão de três pontos.

Figura 24: Detalhes da peça rígida de aço (dimensões em mm)



Fonte: Adaptado de Ferreira (2019)

Figura 25: Vista lateral do dispositivo de ensaio



Fonte: Adaptado de Ferreira (2019)

Figura 26: Fixação da peça rígida de aço e composição final do dispositivo



Fonte: Próprio autor

Figura 27: Configuração de ensaio de flexão de três pontos

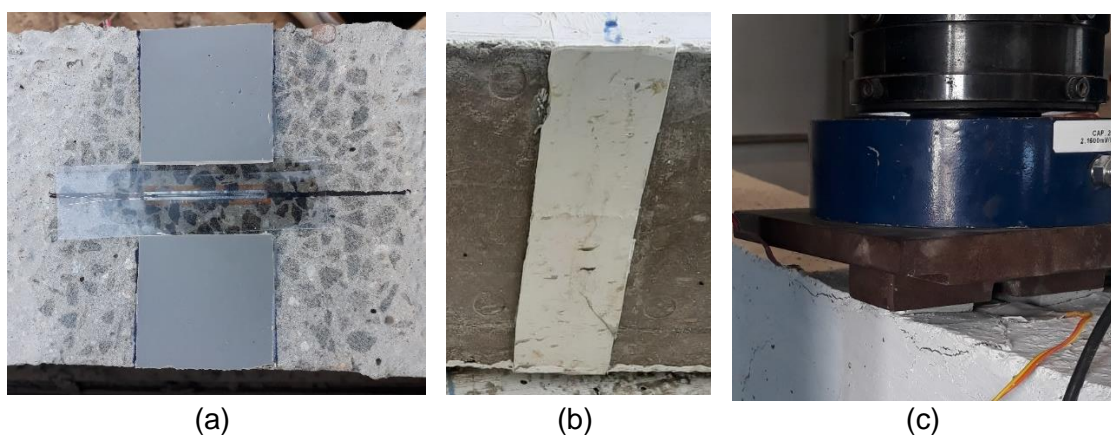


Fonte: Próprio autor

Cabe destacar que o nivelamento dos apoios e do ponto de aplicação de carga das vigas foi realizado com o uso de massa plástica, garantindo-se uma transferência

uniforme de esforços durante os ensaios. A força foi transferida da célula de carga utilizada para a viga com o auxílio de uma chapa metálica, uma vez que é necessário que a célula de carga fique totalmente em contato com a superfície e no ponto de aplicação foram utilizados extensômetros elétricos para aferição das deformações no concreto. A Figura 28 apresenta detalhes do apoio de massa plástica e da chapa metálica utilizada para transferência de força.

Figura 28: (a-b) apoios feitos com massa plástica e (c) aplicação de carga durante o ensaio



Fonte: Próprio autor

Por fim, as vigas receberam uma camada de tinta branca para facilitar a visualização e marcação das fissuras abertas ao longo dos ensaios.

A capacidade resistente das vigas armadas com barras de aço foi estimada segundo as disposições da ABNT NBR 6118 (2014) e o ACI 318 (2019), enquanto a capacidade resistente das vigas armadas com barras de GFRP foi estimada por meio da aplicação da recomendação ACI 440.1R (2015). Desta maneira, os resultados obtidos experimentalmente foram comparados entre si e com as previsões obtidas por meio da utilização dos códigos de dimensionamento.

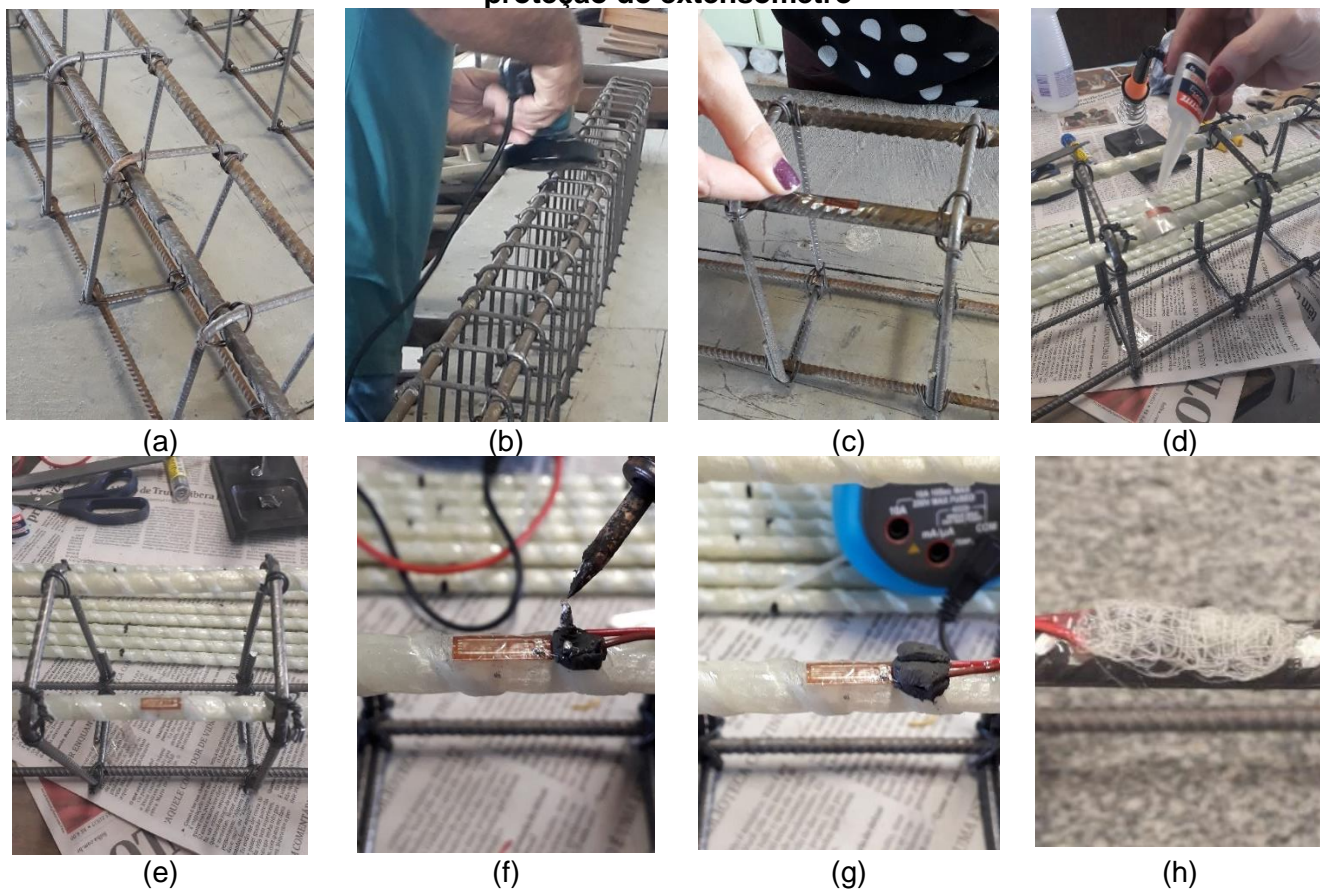
3.2.5 INSTRUMENTAÇÃO DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO

A instrumentação das vigas de concreto armado consistiu na utilização de transdutores de deslocamento (LVDTs) e extensômetros elétricos (SGs), responsáveis por registrar os deslocamentos e deformações no concreto e armadura longitudinal, os quais foram ligados a um aquisitor de dados, modelo ADS-2000, fabricado pela LYNX Tecnologia e disponível no LSE da UFSCar.

Previamente à concretagem foram fixados extensômetros elétricos do tipo KFG-10-120-C1-11 (resistência de 120 Ω e comprimento da grade de leitura de 10 mm), do

fabricante KYOWA, no centro de uma das barras da armadura longitudinal positiva para medida das deformações na armadura longitudinal (Figura 29).

Figura 29: (a) marcação do centro da armadura; (b) lixamento da superfície da barra; (c) posicionamento do extensômetro; (d) colagem do extensômetro; (e) extensômetro colado; (f) soldagem do fio aos terminais do extensômetro; (g) isolamento dos terminais do extensômetro com massa para calafetar e (h) proteção do extensômetro



Fonte: Próprio autor

Também foram utilizados extensômetros elétricos para medida da deformação na superfície do concreto, a meio vão das vigas, cuja fixação seguiu o mesmo passo a passo para fixação dos extensômetros das armaduras, apenas substituindo-se a utilização da cola adesiva instantânea pela cola epóxi. Para isso foram utilizados extensômetros do tipo BX120-50AA (11) (resistência de 120Ω e comprimento da grade de leitura de 50 mm). A Figura 30 apresenta a colagem dos extensômetros na superfície de concreto.

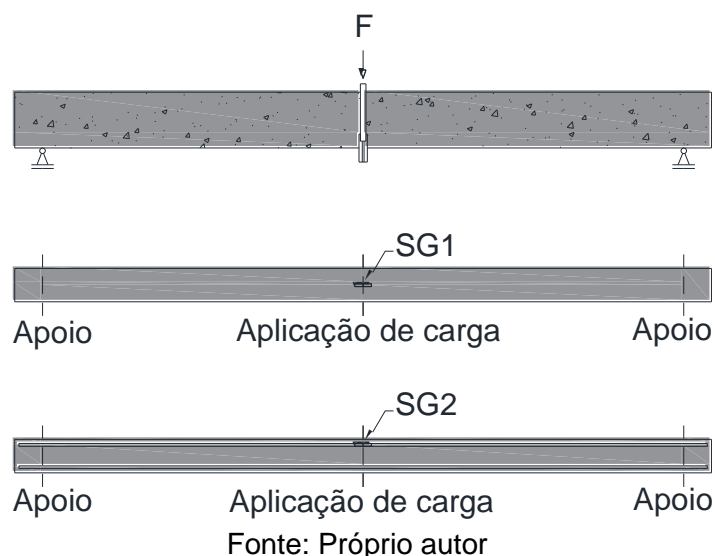
Figura 30: (a) lixamento da superfície de concreto; (b) extensômetro colado



Fonte: Próprio autor

A Figura 31 apresenta um esquema do posicionamento dos extensômetros elétricos utilizados, sendo denominado SG1 os extensômetros responsáveis pelo registro das deformações no concreto e SG2 os extensômetros responsáveis pelo registro das deformações na armadura longitudinal, respectivamente.

Figura 31: Posicionamento dos extensômetros no concreto e na armadura longitudinal



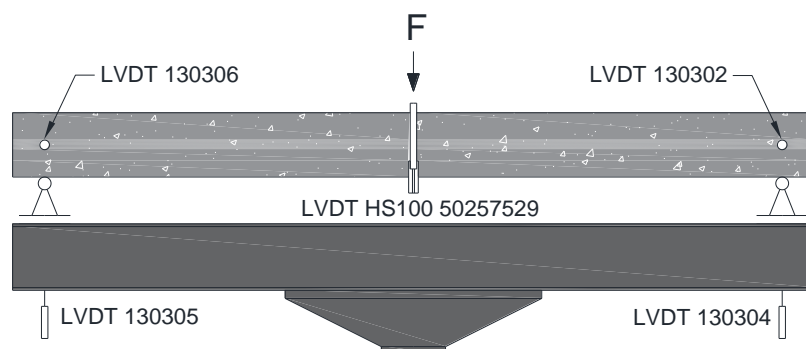
O deslocamento vertical das vigas foi obtido por meio da utilização de um transdutor de deslocamento LVDT HS100 50257529, da marca *Vishay*, com campo de leitura de 100 mm ($\pm 0,01$ mm), o qual foi posicionado a meio vão das vigas e fixado a um suporte externo.

A rotação dos apoios das vigas de concreto armado foi medida por meio da utilização de dois transdutores de deslocamento (LVDT 130306 e LVDT 130302) com

campo de leitura de 25 mm ($\pm 0,01$ mm), os quais foram posicionados na metade da altura da viga, alinhados com os apoios.

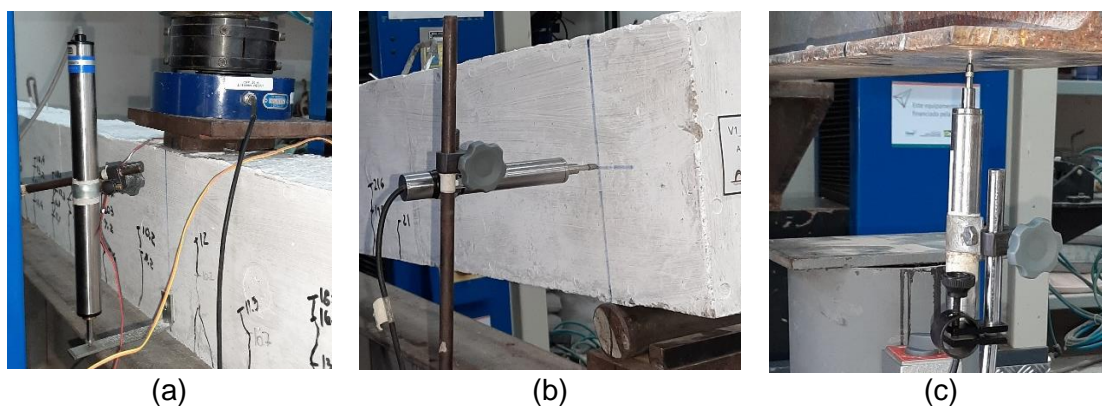
Uma vez que o aparato metálico utilizado como apoio para as vigas de concreto armado possui suas extremidades em balanço, é necessário que os deslocamentos nestas extremidades sejam descontados dos deslocamentos aferidos a meio vão das vigas. Desta maneira, foram utilizados transdutores de deslocamento (LVDT 130305 e LVDT 130304) com campo de leitura de 25 mm ($\pm 0,01$ mm), posicionados nas extremidades do perfil metálico, alinhados com os apoios da viga, para medir os deslocamentos nestes pontos. A Figura 32 ilustra a utilização dos transdutores de deslocamento, enquanto a Figura 33 apresenta detalhes do posicionamento dos transdutores de deslocamento.

Figura 32: Instrumentação para medida do deslocamento da viga, do aparato metálico e rotação dos apoios



Fonte: Próprio autor

Figura 33: Detalhes do posicionamento dos transdutores de deslocamento para medida (a) do deslocamento vertical da viga, (b) da rotação dos apoios e (c) do deslocamento vertical do aparato metálico



Fonte: Próprio autor

3.2.6 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Os ensaios dos materiais foram realizados no Laboratório de Sistemas Estruturais (LSE) da UFSCar, em uma máquina de ensaios universal da marca EMIC, modelo DL 60000, cuja célula de carga apresenta capacidade máxima de 600 kN e resolução de leitura de 0,1 kN, mesma máquina utilizada para o ensaio das vigas de concreto armado.

Os ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade foram realizados segundo as diretrizes das normas ABNT NBR 5739 (2018) e ABNT NBR 8522 (2017), respectivamente, sendo utilizados três corpos de prova utilizados para a determinação da resistência à compressão e dois para a determinação do módulo de elasticidade em cada idade (Figura 34).

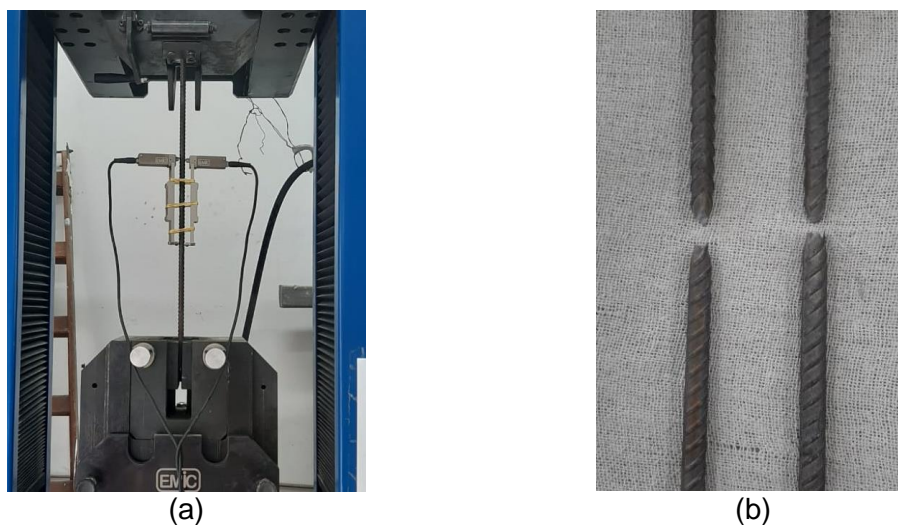
Figura 34: Ensaios de caracterização do concreto: (a) resistência à compressão e (b) determinação do módulo de elasticidade



Fonte: Próprio autor

As armaduras de aço tiveram suas propriedades obtidas por meio de ensaio de tração direta, realizado segundo a norma ABNT NBR 6892-1 (2018). Por meio deste ensaio foram obtidos o comportamento tensão-deformação e o módulo de elasticidade do material. Foram ensaiadas 2 barras para cada idade e ambiente de exposição, as quais possuíam comprimento de 60 cm e diâmetro de 10 mm. Durante a execução destes ensaios foi utilizado extensômetro eletrônico da marca EMIC, com comprimento de leitura de 150 mm e faixa de medição entre 0,0001 e 2,5 mm, instalado no centro das barras. A Figura 35 apresenta a execução de um ensaio de tração direta realizado em barras de aço e o modo de ruptura das barras.

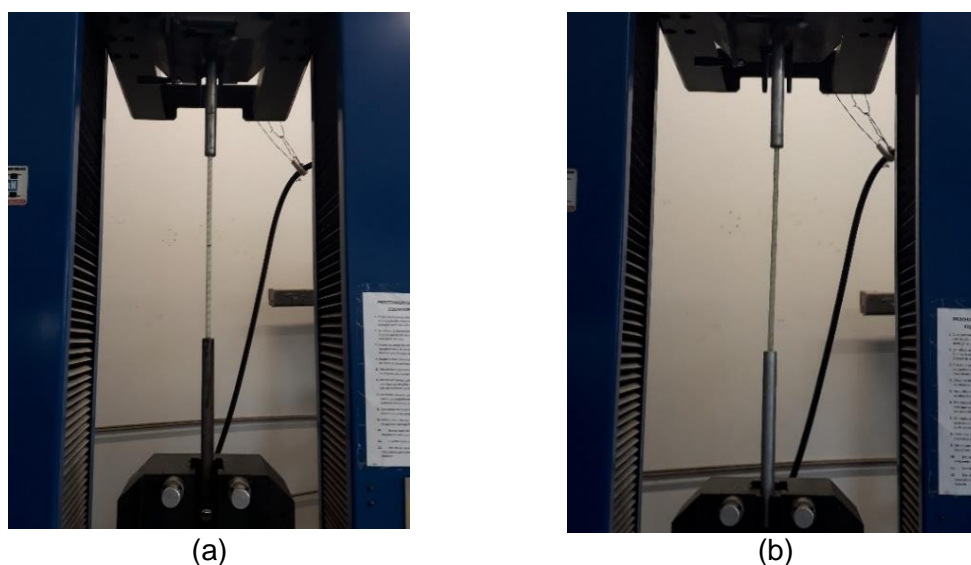
Figura 35: (a) ensaio de tração direta realizado em barras de aço e (b) modo de ruptura das barras de aço



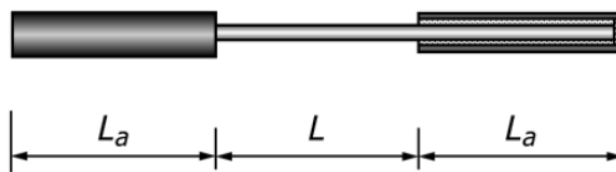
Fonte: Próprio autor

Com relação às barras de GFRP, foram realizados ensaios de tração direta segundo as diretrizes da norma ASTM D7205/D7205M (2016), a qual prevê a utilização de tubos de aço nas extremidades das armaduras, aderidos às armaduras com adesivo estrutural, para evitar o esmagamento das barras pela garra da máquina. Segundo Benmokrane *et al.* (2017b), a barra de GFRP deve ser ancorada à máquina de ensaios de forma adequada, de modo a se minimizar a concentração de tensões. A Figura 36 apresenta a execução de um ensaio de tração direta realizado em barras de GFRP e a Figura 37 apresenta um esquema da ancoragem utilizada.

Figura 36: (a-b) ensaio de tração direta realizado em barras de GFRP ancoradas por tubos de aço e alumínio



Fonte: Próprio autor

Figura 37: Configuração das amostras de GFRP para ensaio de tração direta

Fonte: ASTM D7205/D7205M (2016)

3.2.7 AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO ATAQUE DE CLORETOS

A profundidade de penetração de cloretos foi determinada pelo método colorimétrico, o qual consiste na aspersão de nitrato de prata na superfície desejada, semelhante ao método empregado para determinação da frente de carbonatação pela aspersão de fenolftaleína. Na ausência de cloretos, a coloração do concreto torna-se escura, enquanto na presença de cloretos a cor obtida é clara, como ilustra a Figura 38, na qual se pode observar a presença de uma faixa de concreto com coloração mais escura no centro do corpo de prova. Este ensaio foi realizado para determinar a profundidade de penetração de íons cloreto no concreto dos corpos de prova e nas vigas na idade de 1000h, correspondente ao ensaio de flexão de três pontos.

Figura 38: Corpo de prova (a) e face lateral da viga (b) após aspersão da solução de nitrato de prata

(a)



(b)

Fonte: Próprio autor

3.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os ensaios descritos neste capítulo foram realizados para que se obtivesse um melhor entendimento acerca do comportamento mecânico apresentado por vigas armadas com barras de aço e barras de GFRP mantidas em ambiente laboratorial e sob a exposição ao ataque de cloretos. Além disso, também pretendeu-se verificar se a barra de GFRP é realmente mais resistente a ambientes agressivos do que as barras de aço e quais os impactos dessa característica nos elementos estruturais que fazem uso destes tipos de armadura. Assim, foi possível analisar a possível vantagem da utilização do GFRP como armadura em estruturas de concreto armado como forma de minimizar ou até evitar problemas relacionados à corrosão das armaduras.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Apresentam-se a seguir os resultados obtidos durante as análises teóricas e a execução do programa experimental proposto neste trabalho. Assim, serão apresentados os resultados obtidos na idade de 45 dias (referência) e após 1000h de acondicionamento segundo protocolo apresentado na norma ACI 440.2R (2015). Ressalta-se que os resultados aqui apresentados são parte de uma análise temporal que abrangerá, ainda, ensaios após 3000h e 10000h de exposição aos ambientes citados, a serem realizados na continuidade desta pesquisa, com o objetivo de avaliar a possível degradação das vigas armadas com barras de aço em relação às vigas armadas com barras de GFRP pela ação de cloretos.

4.1 ANÁLISES TEÓRICAS

4.1.1 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS ARMADAS COM BARRAS DE AÇO

As Tabelas 15 e 16 apresentam os resultados de capacidade resistente (M), deformação no aço (ε_s), deformação no concreto (ε_c) e força máxima ($F_{m\acute{a}x}$) obtidos por meio da utilização das normas ABNT NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2019), sem a aplicação de coeficientes de segurança, de forma a se obter uma melhor aproximação com os resultados obtidos no programa experimental. Ressalta-se que a força máxima das vigas do programa experimental foi calculada considerando-se a aplicação de força concentrada a meio vão, simulando um ensaio de flexão de três pontos. A memória de cálculo dos elementos e os resultados do dimensionamento realizado com utilização dos coeficientes de minoração das propriedades e da capacidade resistente recomendados pela ABNT NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2019), simulando uma situação de projeto, podem ser encontrados no Apêndice A.2

Tabela 15: Capacidade resistente de vigas armadas com barras de aço determinada segundo os procedimentos da ABNT NBR 6118 (2014)

Viga	f_{cm} (MPa)	f_y (MPa)	E_s (GPa)	Modo de ruptura	ε_c (‰)	ε_s (‰)	M (kN·m)	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)
V_LAB_S_45d	32,79	565,35	194,33	Escoamento da armadura	2,34	10,00	14,36	24,98
V_LAB_S_1000h	33,49	563,36	197,47	Escoamento da armadura	2,27	10,00	14,34	24,94
V_ACP_S_1000h	34,60	555,85	195,80	Escoamento da armadura	2,15	10,00	14,20	24,70

Fonte: Próprio autor

Tabela 16: Capacidade resistente de vigas armadas com barras de aço determinada segundo os procedimentos do ACI 318 (2019)

Viga	f_{cm} (MPa)	f_y (MPa)	E_s (GPa)	Modo de ruptura	ϵ_c (‰)	ϵ_s (‰)	M (kN·m)	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)
V_LAB_S_45d	32,79	565,35	194,33	Escoamento da armadura	3,00	13,13	14,36	24,98
V_LAB_S_1000h	33,49	563,36	197,47	Escoamento da armadura	3,00	13,43	14,34	24,94
V_ACP_S_1000h	34,60	555,85	195,80	Escoamento da armadura	3,00	14,04	14,20	24,70

Fonte: Próprio autor

Observando-se as Tabelas 15 e 16 é possível perceber que os resultados obtidos por meio do modelo de cálculo proposto pela ABNT NBR 6118 (2014) e pelo ACI 318 (2019) são iguais com relação à capacidade resistente, uma vez que, com exceção dos coeficientes de minoração e da nomenclatura adotada para as variáveis, a formulação utilizada é igual para ambas as normas. Com relação às deformações existem pequenas diferenças devidas à imposição de máxima deformação no aço igual a 10‰ por parte da ABNT NBR 6118 (2014). Já o ACI 318 (2019) não apresenta imposição de ductilidade para a armadura de aço, mas impõe que a máxima deformação no concreto é igual a 3‰.

Estes resultados serão posteriormente comparados aos resultados experimentais das vigas de concreto armadas com barras de aço.

4.1.2 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS ARMADAS COM BARRAS DE GFRP

A previsão de carga das vigas armadas com barras de GFRP foi realizada com base nas disposições do ACI 440.1R (2015).

A Tabela 17 apresenta os resultados obtidos para a capacidade resistente (M), deformação no GFRP (ϵ_f), deformação no concreto (ϵ_c) e força máxima ($F_{m\acute{a}x}$), sem a aplicação do coeficiente de minoração proposto pelo ACI 440.1R (2015). A força máxima foi obtida considerando-se a aplicação de uma força concentrada a meio vão, assim como a configuração de um ensaio de flexão de três pontos. A memória de cálculo dos elementos e os resultados obtidos aplicando-se o coeficiente de minoração proposto pela norma podem ser encontrados no Apêndice A.3.

Pela Tabela 17 é possível notar que a consideração de vigas expostas e não expostas à água e intempéries (C_E igual a 0,7 e 0,8, respectivamente) não altera significativamente os resultados obtidos de capacidade resistente e força máxima uma vez que a ruína prevista é baseada no esmagamento do concreto e o coeficiente C_E é responsável por reduzir as propriedades da armadura. Desta forma, a pequena

alteração na capacidade e resistente e força máxima das vigas expostas e não expostas à água e intempéries está associada as diferenças apresentadas na resistência característica à compressão do concreto. Sendo assim, seriam observadas diferenças na capacidade resistente pela alteração da condição de exposição apenas se o modo de ruptura obtido fosse a ruptura da barra de FRP, como será demonstrado mais à frente, na seção 4.1.3.4.

Tabela 17: Capacidade resistente de vigas armadas com barras de GFRP determinada segundo os procedimentos do ACI 440.1R (2015)

Viga	Exposição	f_{cm} (MPa)	Modo de ruptura	ε_c (‰)	ε_f (‰)	M (kN·m)	$F_{máx}$ (kN)
V_LAB_GFRP_45d	$C_E = 0,8$	32,79	Esmagamento do concreto	3,00	12,34	14,98	26,05
V_LAB_GFRP_1000h	$C_E = 0,8$	33,49	Esmagamento do concreto	3,00	12,44	15,12	26,30
V_ACP_GFRP_1000h	$C_E = 0,7$	34,60	Esmagamento do concreto	3,00	12,59	15,34	26,67

Fonte: Próprio autor

Observando-se os resultados apresentados nas Tabelas 15 a 17, nota-se que as vigas armadas com barras de aço apresentaram capacidade resistente inferior quando não se utilizam os coeficientes de redução propostos por cada norma. Além disso, podem ser observadas alterações no modo de ruptura das vigas, que passou do escoamento do aço para as vigas armadas com barras de aço ao esmagamento do concreto para as vigas armadas com barras de GFRP, ruptura mais frágil que a anterior.

Estes resultados serão comparados aos resultados experimentais.

4.1.3 ESTUDO PARAMÉTRICO DO DIMENSIONAMENTO

Após o dimensionamento das vigas armadas com barras de aço e de GFRP, foi realizado o estudo paramétrico do dimensionamento. Para isso, tendo como base a viga de concreto armado com seção transversal 12 x 20 cm, comprimento de 2,5 m, vão livre entre apoios de 2,3 m e cobrimento de concreto de 15 mm, foram variados o material da armadura longitudinal, considerando-se a utilização de barras de aço e de GFRP, o diâmetro e a quantidade de barras de armadura longitudinal, a resistência à compressão (f_{cm}) do concreto, a condição de exposição das vigas no caso da utilização de barras de GFRP, além de ser também considerada a utilização de diâmetros equivalentes para os diferentes materiais da armadura longitudinal. Em todos os casos considerou-se armadura transversal composta por estribos de aço CA-60 com diâmetro de 5 mm, espaçados a cada 10 cm.

Os cálculos também foram realizados utilizando-se as disposições do ACI 440.1R (2015) para as vigas armadas com barras de GFRP e as disposições do ACI 318 (2019) para as vigas armadas com barras de aço, uma vez que os procedimentos de cálculo destas normas são similares.

4.1.3.1 Variação da quantidade de barras

Apresentam-se a seguir os resultados de capacidade resistente das vigas de concreto armadas com 2 a 6 barras de aço CA-50 e GFRP com diâmetro de 10 mm. Tendo em vista o espaço disponível para o posicionamento das barras, em cada camada de armadura foram dispostas no máximo 3 barras, ou seja, as vigas apresentaram no máximo 2 camadas de barras e, quando necessário, foi considerado um espaçamento vertical entre faces barras de 20 mm.

Para observar os efeitos da variação da quantidade de barras, foram mantidos fixos o diâmetro das barras, considerando-se 10 mm tanto para as barras de aço quanto para as barras de GFRP, o f_{cm} do concreto, utilizando-se 30 MPa, e a condição de exposição das vigas, considerando-se vigas protegidas da ação da água e intempéries ($C_E = 0,8$). A resistência à tração (f_{ru}) e o módulo de elasticidade (E_f) da barra de GFRP, com valores de 1047 MPa e 48 GPa, foram obtidos pela ficha técnica do fabricante, presente no Anexo I. Foram também utilizadas para os cálculos as propriedades teóricas do aço (resistência ao escoamento, f_y , de 500 MPa e módulo de elasticidade, E_s de 200 GPa).

A Tabela 18 apresenta os resultados obtidos, na qual ϕ é o diâmetro das barras e M é a capacidade resistente. A taxa de armadura foi calculada dividindo-se a área de armadura pelo produto entre a dimensão da base da seção transversal de concreto e a altura útil. Ressalta-se que os resultados de capacidade resistente apresentados não foram multiplicados pelos coeficientes de minoração da resistência presentes nas recomendações ACI 440.1R (2015) e ACI 318 (2019). O dimensionamento completo dos elementos pode ser encontrado no Apêndice A.4.

A Figura 39 apresenta o diagrama capacidade resistente em função da taxa de armadura longitudinal.

Observando-se o gráfico da Figura 39 é possível perceber que, para ambos os materiais, quanto mais barras são inseridas na seção transversal da viga, maior é a capacidade resistente apresentada pelo elemento estrutural. Entretanto, nota-se que o incremento de carga é maior quando se utiliza armadura de aço. Com exceção da seção transversal armada com duas barras de armadura, a capacidade resistente apresentada

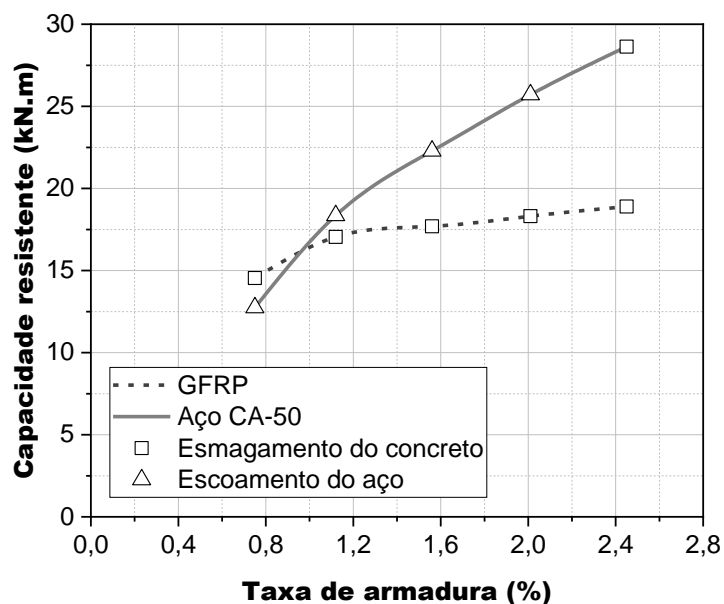
pelas vigas armadas com barras de aço é superior à apresentada pelas vigas armadas com barras de GFRP. Além disso, o modo de ruptura das vigas armadas com barras de aço é baseado no escoamento do aço enquanto o modo de ruptura das vigas armadas com barras de GFRP é baseado no esmagamento do concreto, ou seja, a ruptura da viga quando armada com barras de GFRP é frágil.

Tabela 18: Capacidade resistente de vigas com diferentes números de barras

Material	ϕ (mm)	nº barras	Taxa de armadura (%)	Modo de ruptura	M (kN·m)
GFRP	10,0	2	0,75	Esmagamento do concreto	14,54
GFRP	10,0	3	1,12	Esmagamento do concreto	17,05
GFRP	10,0	4	1,56	Esmagamento do concreto	17,69
GFRP	10,0	5	2,01	Esmagamento do concreto	18,31
GFRP	10,0	6	2,45	Esmagamento do concreto	18,90
Aço CA-50	10,0	2	0,75	Escoamento da armadura	12,74
Aço CA-50	10,0	3	1,12	Escoamento da armadura	18,35
Aço CA-50	10,0	4	1,56	Escoamento da armadura	22,28
Aço CA-50	10,0	5	2,01	Escoamento da armadura	25,71
Aço CA-50	10,0	6	2,45	Esmagamento do concreto	28,63

Fonte: Próprio autor

Figura 39: Gráfico de capacidade resistente versus taxa de armadura obtido variando-se a quantidade de barras



Fonte: Próprio autor

4.1.3.2 Variação do diâmetro das barras

Foram variados também o diâmetro das barras de aço e de GFRP, tendo como base vigas com as mesmas dimensões anteriormente apresentadas e utilizando-se C_E igual a 0,8. Para isso, foram consideradas armaduras longitudinais compostas por duas barras de aço com diâmetros de 6,3, 10, 12,5, 20 e 25 mm ou duas barras de GFRP com diâmetros de 6, 10, 13, 20 e 25 mm, cujas propriedades fornecidas pelo fabricante constam na Tabela 13 e na ficha técnica apresentada no Anexo I. Para as barras de aço também foram utilizadas as propriedades teóricas, uma vez que não foram conduzidos ensaios para determinação da resistência ao escoamento e módulo de elasticidade em barras de aço com todos os diâmetros considerados nesta seção. Parâmetros como a quantidade de barras, dimensões da viga e resistência à compressão do concreto foram mantidos constantes.

A Tabela 19 apresenta os resultados obtidos e os resultados completos podem ser conferidos no Apêndice A.4. Ressalta-se que os valores de capacidade resistente (M) das vigas armadas com barras de aço e GFRP apresentados na Tabela 19 não foram multiplicados pelo coeficiente de minoração da resistência (ϕ).

Na Figura 40 é apresentado o gráfico de capacidade resistente em função da taxa de armadura longitudinal.

Tabela 19: Capacidade resistente de vigas com barras de diferentes diâmetros

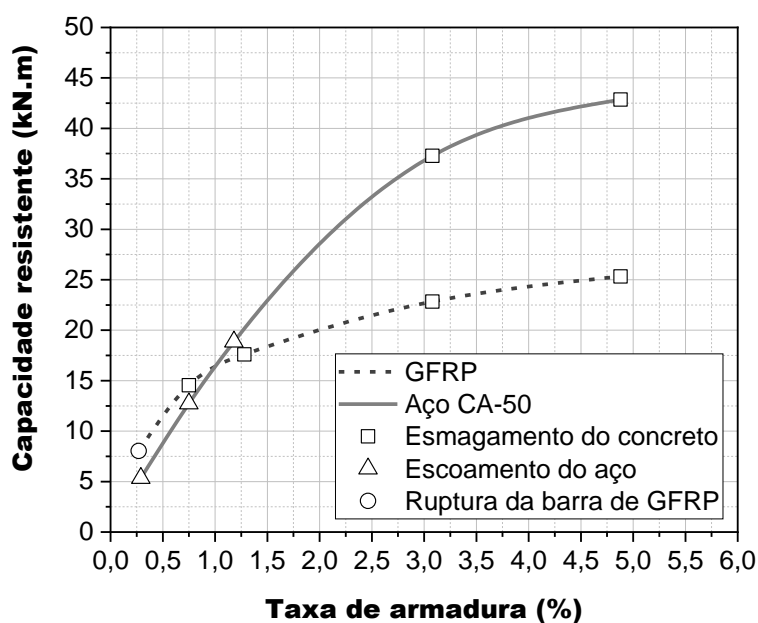
Material	ϕ (mm)	nº barras	Taxa de armadura (%)	Modo de ruptura	M (kN·m)
GFRP	6,0	2	0,27	Ruptura da barra	8,04
GFRP	10,0	2	0,75	Esmagamento do concreto	14,54
GFRP	13,0	2	1,28	Esmagamento do concreto	17,60
GFRP	20,0	2	3,08	Esmagamento do concreto	22,83
GFRP	25,0	2	4,88	Esmagamento do concreto	25,32
Aço CA-50	6,3	2	0,29	Escoamento da armadura	5,35
Aço CA-50	10,0	2	0,75	Escoamento da armadura	12,74
Aço CA-50	12,5	2	1,18	Escoamento da armadura	18,86
Aço CA-50	20,0	2	3,08	Esmagamento do concreto	37,28
Aço CA-50	25,0	2	4,88	Esmagamento do concreto	42,85

Fonte: Próprio autor

Observando-se a Figura 40 nota-se que a capacidade resistente sofre incrementos quando se aumenta o diâmetro da armadura utilizada, entretanto, os incrementos obtidos com a utilização de armadura de aço são maiores que os obtidos com a utilização de armadura de GFRP. Nota-se também que, para as vigas armadas com barras de GFRP com diâmetro de 6 mm, a capacidade resistente obtida é maior do

que a obtida com a utilização de barras de aço com diâmetro de 6,3 mm, uma vez que o modo de ruptura obtido é baseado na ruptura da barra, sendo aproveitada a maior resistência à tração fornecida por este material. Por outro lado, quando se aumenta o diâmetro das barras de GFRP, o modo de ruptura passa a ser baseado no escoamento do concreto, não sendo vantajoso do ponto de vista estrutural, dado que a grande resistência à tração da barra de GFRP não é inteiramente mobilizada, enquanto o modo de ruptura das vigas armadas com barras de aço continua a ser baseado no escoamento do aço.

Figura 40: Gráfico de capacidade resistente versus taxa de armadura obtido variando-se o diâmetro das barras



Fonte: Próprio autor

4.1.3.3 Variação da resistência à compressão do concreto

Mantendo-se a quantidade e o diâmetro das barras constantes, foi variada a resistência à compressão do concreto, tendo como base as vigas de concreto apresentadas anteriormente e considerando-se a utilização de duas barras de aço com diâmetro de 10 mm e duas barras de GFRP com diâmetro de 10 mm. Os cálculos foram realizados para concretos com resistência à compressão de 20, 30, 40 e 50 MPa. Para estas análises foram utilizados os valores das propriedades das barras de GFRP fornecidas pelo fabricante e os valores teóricos das propriedades das barras de aço.

A Tabela 20 apresenta os resultados obtidos, enquanto os resultados completos constam no Apêndice A.4. Os valores de capacidade resistente apresentados não foram minorados.

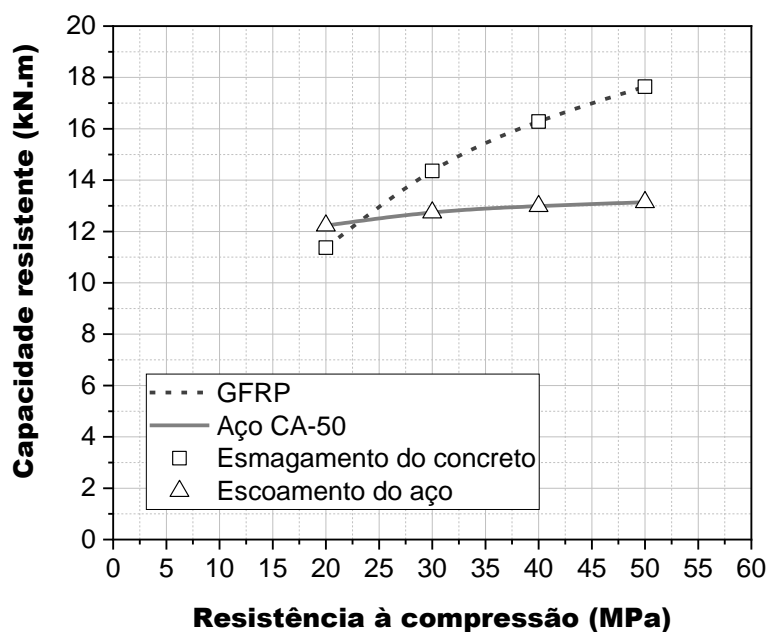
Tabela 20: Capacidade resistente de vigas com diferentes resistências à compressão do concreto

Material	f_{cm} (MPa)	Modo de ruptura	M (kN·m)
GFRP	20	Esmagamento do concreto	11,37
GFRP	30	Esmagamento do concreto	14,36
GFRP	40	Esmagamento do concreto	16,28
GFRP	50	Esmagamento do concreto	17,64
Aço CA-50	20	Escoamento da armadura	12,23
Aço CA-50	30	Escoamento da armadura	12,74
Aço CA-50	40	Escoamento da armadura	12,99
Aço CA-50	50	Escoamento da armadura	13,14

Fonte: Próprio autor

Apresenta-se na Figura 41 o gráfico de capacidade resistente em função da resistência à compressão do concreto.

Figura 41: Gráfico de capacidade resistente versus resistência à compressão do concreto



Pela análise da Figura 41 é possível perceber que a capacidade resistente aumenta com o aumento da resistência à compressão do concreto, tanto para as vigas armadas com barras de aço quanto para as vigas armadas com barras de GFRP, embora o incremento de capacidade das vigas armadas com barras de aço seja bem menor que o das vigas armadas com barras de GFRP. Esse fato é devido ao modo de ruptura apresentado pelas vigas, uma vez que este é baseado no escoamento do aço

para as vigas armadas com barras de aço, sendo a capacidade resistente obtida muito mais dependente das propriedades da armadura, e baseado no esmagamento do concreto no caso das vigas armadas com barras de GFRP, sendo a capacidade resistente obtida fortemente dependente da resistência à compressão do concreto.

Assim, com a utilização de concretos de maiores resistências, a capacidade resistente obtida com a aplicação de armadura de GFRP é maior do que a obtida com a aplicação de armadura de aço.

4.1.3.4 Variação da condição de exposição das vigas

Considerando-se a utilização de 2 barras de aço e GFRP com diferentes diâmetros, foi variada a condição de exposição das vigas. A Tabela 21 apresenta os resultados de capacidade resistente das vigas armadas com barras de GFRP consideradas expostas e não expostas à água e intempéries.

Tabela 21: Capacidade resistente de vigas expostas e não expostas à água e intempéries

Material	ϕ (mm)	nº barras	C_E	Modo de ruptura	M (kN·m)
GFRP	6,0	2	0,8	Ruptura da barra	8,04
GFRP	10,0	2	0,8	Esmagamento do concreto	14,54
GFRP	13,0	2	0,8	Esmagamento do concreto	17,60
GFRP	20,0	2	0,8	Esmagamento do concreto	22,83
GFRP	25,0	2	0,8	Esmagamento do concreto	25,32
GFRP	6,0	2	0,7	Ruptura da barra	6,98
GFRP	10,0	2	0,7	Esmagamento do concreto	14,54
GFRP	13,0	2	0,7	Esmagamento do concreto	17,60
GFRP	20,0	2	0,7	Esmagamento do concreto	22,83
GFRP	25,0	2	0,7	Esmagamento do concreto	25,32

Fonte: Próprio autor

O fator ambiental de redução (C_E) é um fator responsável por minorar as propriedades da barra de GFRP tendo como base o tipo de exposição à qual estará submetido o elemento estrutural. Assim, como pode ser visto na Tabela 21, este fator apenas resulta em diferenças na capacidade resistente das vigas quando são utilizadas barras de GFRP com diâmetro de 6 mm, uma vez que o modo de ruptura obtido é baseado na ruptura da barra, ou seja, o comportamento estrutural é mais dependente das propriedades da armadura. Entretanto, quando se aumenta o diâmetro da armadura de GFRP, o modo de ruptura passa a ser baseado no esmagamento do concreto e a

capacidade resistente obtida não sofre mudanças com a alteração do tipo de exposição das vigas, já que este modo de ruptura é mais dependente das propriedades do concreto utilizado.

4.1.3.5 Determinação do diâmetro equivalente

De acordo com Feeser e Brown (2005), não é recomendada a substituição direta entre o FRP e o aço pelas diferenças entre as propriedades mecânicas dos materiais, principalmente no módulo de elasticidade. Para o desenvolvimento do programa experimental proposto neste trabalho foi utilizada a substituição direta de forma a se melhor avaliar a durabilidade das armaduras quando expostas ao ataque de cloretos. Entretanto, foram determinadas a capacidade resistente de vigas armadas com 2 a 6 barras de aço com diâmetro equivalente a uma barra de GFRP com diâmetro de 13 mm, cuja capacidade resistente também foi determinada considerando-se a utilização de 2 a 6 barras. Para isso, foram utilizadas vigas com seção transversal de 12 x 20 cm, comprimento de 250 cm, vão livre de 230 cm, concreto com resistência à compressão de 30 MPa, vigas não expostas à água e intempéries ($C_E = 0,8$) e armadura transversal composta por estribos de aço CA-60 com diâmetro de 5 mm espaçados a cada 10 cm, além da utilização de espaçamento entre faces de barras da armadura longitudinal 20 mm quando necessário o posicionamento em mais de uma camada.

As capacidades resistentes das vigas armadas com barras de aço e de GFRP foram determinadas com base nos procedimentos da ACI 318 (2019) e ACI 440.1R (2015), respectivamente.

Para o cálculo do diâmetro equivalente, primeiramente foi realizado o cálculo da área de aço equivalente ($A_{s,eq}$) à área de uma barra de GFRP com diâmetro de 13 mm, conforme apresentado a seguir, considerando-se o módulo de elasticidade do GFRP dado na Tabela 13 (48 GPa) e o módulo de elasticidade do aço (E_s) igual a 200 GPa.

$$A_{s,eq} = \frac{A_f \cdot E_f}{E_s} = \frac{\left(\frac{\pi \cdot \phi_f^2}{4}\right) \cdot E_f}{E_s} = \frac{\left(\frac{\pi \cdot 13^2}{4}\right) \cdot 48}{200} = 31,86 \text{ mm}^2$$

Assim, sabendo-se a área de aço equivalente foi possível determinar o diâmetro de aço equivalente ($\phi_{s,eq}$), conforme apresentado a seguir.

$$A_{s,eq} = \frac{\pi \cdot \phi_{s,eq}^2}{4} \rightarrow \phi_{s,eq} = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{s,eq}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 31,86}{\pi}} = 6,37 \text{ mm}$$

Portanto, o diâmetro de barra de aço equivalente a uma barra de GFRP com diâmetro de 13 mm é 6,3 mm, o qual foi utilizado para a realização dos cálculos deste tópico.

A Tabela 22 apresenta os resultados obtidos para a capacidade resistente de vigas armadas com barras de aço e de GFRP com diâmetros equivalentes. Ressalta-se que os resultados apresentados não foram multiplicados pelo coeficiente de minoração da resistência previsto nas recomendações ACI 440.1R (2015) e ACI 318 (2019).

Tabela 22: Capacidade resistente de vigas com armadura de aço e de GFRP com diâmetros equivalentes e diferentes números de barras

Material	ϕ (mm)	nº barras	Taxa de armadura (%)	Modo de ruptura	M (kN·m)
GFRP	13,0	2	1,28	Esmagamento do concreto	17,60
GFRP	13,0	3	1,91	Esmagamento do concreto	20,40
GFRP	13,0	4	2,68	Esmagamento do concreto	20,75
GFRP	13,0	5	3,45	Esmagamento do concreto	21,18
GFRP	13,0	6	4,23	Esmagamento do concreto	21,60
Aço CA-50	6,3	2	0,29	Escoamento da armadura	5,35
Aço CA-50	6,3	3	0,44	Escoamento da armadura	7,91
Aço CA-50	6,3	4	0,61	Escoamento da armadura	9,98
Aço CA-50	6,3	5	0,78	Escoamento da armadura	11,97
Aço CA-50	6,3	6	0,95	Escoamento da armadura	13,88

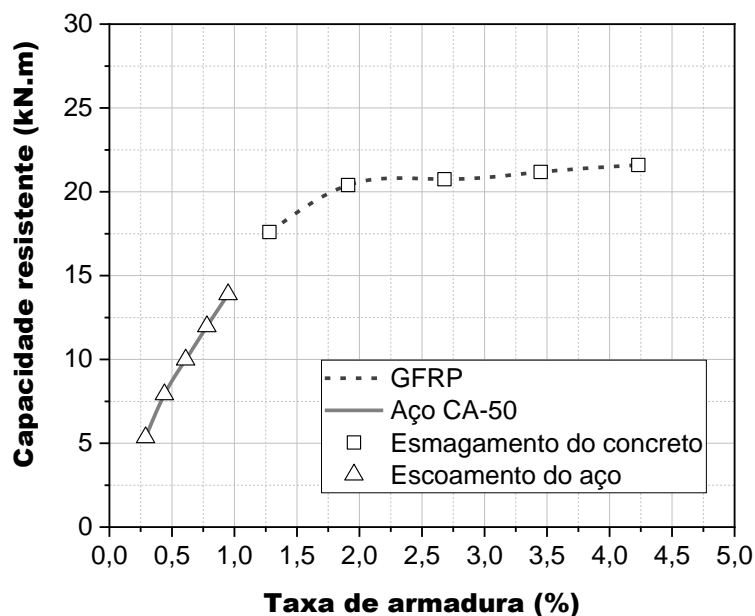
Fonte: Próprio autor

A Figura 42 apresenta o gráfico de capacidade resistente em função da taxa de armadura para as vigas com armaduras de aço e GFRP com diâmetros equivalentes. Analisando-se esta Figura é possível perceber que com a utilização de armaduras de diâmetros equivalentes, as vigas armadas com barras de aço apresentam capacidade resistente inferior à apresentada por vigas armadas com barras de GFRP, devido a maior resistência à tração do material. Observa-se que as capacidades resistentes sofrem incremento com o aumento do número de barras, embora o incremento obtido com a utilização de barras de GFRP seja menor e apresente a tendência de formação de um patamar de resistência.

Assim, após efetuadas as análises desta seção, é possível afirmar que a utilização de barras de GFRP como alternativa à utilização de barras de aço em ambientes agressivos é vantajosa do ponto de vista da capacidade resistente, uma vez que esta é próxima da capacidade resistente de vigas armadas com barras de aço, podendo ser superior no caso da utilização de diâmetros equivalente. Cabe destacar que as propriedades das barras de GFRP são mais bem aproveitadas caso o dimensionamento seja realizado de modo a se obter modo de ruptura baseado na ruptura da barra de

GFRP, ainda que este seja frágil quando comparado ao modo de ruptura obtido com a utilização de armadura de aço.

Figura 42: Gráfico de capacidade resistente versus taxa de armadura para vigas armadas com barras de aço e GFRP com diâmetros equivalentes



Fonte: Próprio autor

4.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos por meio da realização de ensaios de caracterização do concreto, aço e GFRP utilizados neste programa experimental, bem como os obtidos por meio da realização de ensaios de flexão de três pontos em vigas de concreto armadas com barras de aço e de GFRP na idade de 45 dias (referência) e mantidas por 1000h em ambiente laboratorial e em tanque com solução de cloretos segundo protocolo apresentado pela norma ACI 440.9R (2015).

4.2.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

4.2.1.1 Concreto

O concreto utilizado nesta pesquisa foi usinado, fornecido por meio de caminhão betoneira, e sua resistência à compressão nominal foi de 30 MPa. Todos os corpos de prova cilíndricos e vigas foram moldados utilizando-se o mesmo lote de concreto, de forma a se reduzir a variabilidade de suas propriedades e se possibilitar a correlação entre a resistência à compressão apresentada pelos corpos de prova e vigas.

Foi realizado o ensaio de abatimento de tronco de cone no concreto no início e durante a concretagem, obtendo-se resultados de 180 mm e 160 mm, respectivamente.

Assim, foram conduzidos ensaios de resistência à compressão em três corpos de prova cilíndricos nas idades de 28 e 45 dias após a concretagem, correspondendo a data de ensaio das vigas de referência. Nestas idades iniciais não foi possível realizar o ensaio para determinação do módulo de elasticidade do concreto. Após a realização dos ensaios de referência, os corpos de prova remanescentes foram inseridos nos ambientes pré-selecionados nesta pesquisa (laboratorial e tanque com solução de cloretos) e mantidos por um período de 1000h, sendo posteriormente submetidos a ensaios para determinação da resistência à compressão e módulo de elasticidade. Na idade de 1000h de exposição (87 dias após a moldagem), três corpos de prova foram submetidos ao ensaio de resistência à compressão, dos quais dois foram previamente utilizados para a determinação do módulo de elasticidade.

Assim, a Tabela 23 apresenta as propriedades mecânicas obtidas para os corpos de prova de referência e os corpos de prova mantidos em cada tipo de ambiente, na qual f_{ci} é a resistência à compressão obtida para cada corpo de prova, f_{cm} é a resistência à compressão média e E_{cm} é o módulo de elasticidade médio.

Tabela 23: Propriedades mecânicas do concreto utilizado

Ambiente de exposição	Idade	Amostras	f_{ci} (MPa)	f_{cm} (MPa)	E_{cm} (GPa)
LABORATORIAL	28 dias	CP1	35,31	32,76 (6,95)	-
		CP2	30,93		
		CP3	32,04		
LABORATORIAL	45 dias	CP1	29,07	32,79 (10,21)	-
		CP2	35,56		
		CP3	33,75		
LABORATORIAL	1000h (87 dias)	CP1	33,58	33,49 (2,00)	34,50 (1,17)
		CP2	34,11		
		CP3	32,78		
ATAQUE DE CLORETOS	1000h (87 dias)	CP1	34,86	34,60 (1,08)	37,84 (10,63)
		CP2	34,33		
		CP3	*		
(valor) – Coeficiente de variação (%) = (Desvio Padrão / Média).100					
* - Amostras perdidas					

Fonte: Próprio autor

Percebe-se, pela análise dos resultados obtidos para as idades de 28, 45 e 87 dias, que valores muito próximos foram obtidos, indicando que o ambiente de exposição e a idade de ensaio não tiveram influência significativa na resistência à compressão e módulo de elasticidade do material. Entretanto, observa-se que a resistência à

compressão do concreto foi levemente superior para os corpos de prova mantidos sob o ataque de cloretos, uma vez que foram mantidos submersos em solução de NaCl e a água interfere na resistência à compressão do concreto, provocando seu aumento.

4.2.1.2 Aço

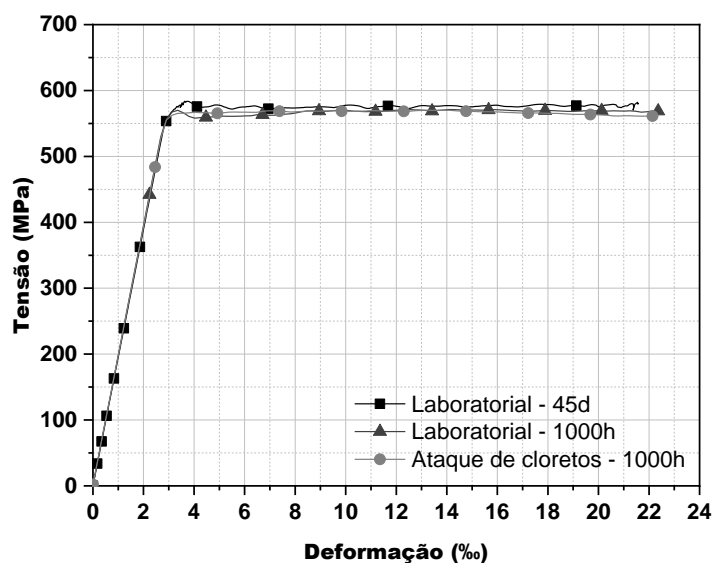
Com relação às barras de aço CA-50 utilizadas como armadura longitudinal das vigas, foram ensaiados um par de amostra de barras com diâmetro de 10 mm e comprimento de 60 cm para cada idade. Assim, na Tabela 24 são apresentados os valores médios das propriedades mecânicas determinadas experimentalmente, na qual ϕ é o diâmetro do corpo de prova, f_y é a tensão de escoamento, ϵ_{sy} é a deformação no escoamento, E_s é o módulo de elasticidade, f_u é a tensão última e ϵ_{su} é o alongamento do corpo de prova na ruptura. Na Figura 43 são apresentadas as curvas médias de tensão em função da deformação.

Tabela 24: Propriedades mecânicas do aço utilizado

Ambiente de exposição	Idade	ϕ (mm)	f_y (MPa)	ϵ_{sy} (‰)	E_s (GPa)	f_u (MPa)	ϵ_{su} (%)
Laboratorial	45 dias	10	565,35	3,07	194,33	580,86	8,87
Laboratorial	1000h (87 dias)	10	563,36	3,02	197,47	568,86	8,48
Cloretos	1000h (87 dias)	10	555,85	2,99	195,80	571,61	8,64

Fonte: Próprio autor

Figura 43: Curvas médias de tensão x deformação de barras de aço mantidas em ambiente laboratorial e ao ataque de cloretos



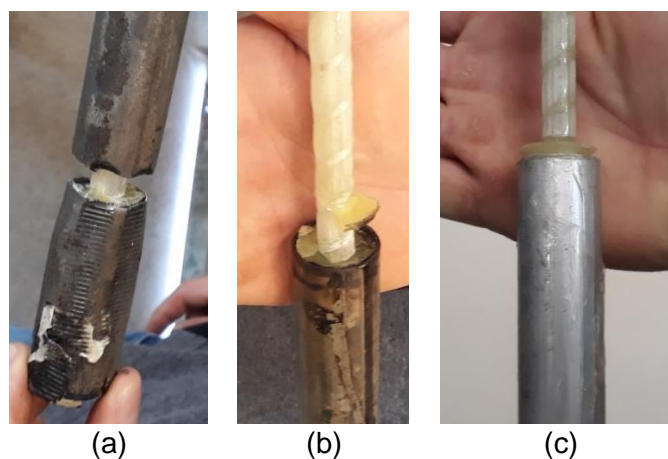
Fonte: Próprio autor

Nota-se que, apesar de serem mantidas em diferentes ambientes e serem ensaiadas em diferentes idades, as propriedades mecânicas obtidas para as diferentes amostras de barras de aço foram muito próximas, não sendo observadas grandes alterações devido à exposição a ambiente laboratorial e a tanque com solução de cloretos em uma concentração de 3,5 % e temperatura de (50 ± 3) °C durante 1000h. Ressalta-se que as barras mantidas sob o ataque de cloretos foram totalmente submersas em solução de NaCl.

4.2.1.3 GFRP

Foram realizados ensaios pilotos para a determinação das propriedades mecânicas das barras de GFRP. Para isso foram utilizados tubos de aço e alumínio com diâmetros de 15 e 25 mm para ancoragem das barras à garra da máquina de ensaios. Ao longo dos ensaios observou-se o escorregamento da resina responsável pela adesão entre a barra e o tubo metálico e até a ruptura do próprio tubo (Figura 44), mas em nenhum dos pilotos conseguiu-se atingir a ruptura da barra de GFRP.

Figura 44: Ensaio piloto para caracterização das barras de GFRP: (a) ruptura do tubo de aço e (b-c) escorregamento da barra e do adesivo



Fonte: Próprio autor

Assim, na Tabela 25 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios pilotos, na qual ϕ é o diâmetro do corpo de prova, ϕ_a é o diâmetro do tubo de ancoragem e f_{fr} é a tensão última registrada no ensaio. Na Tabela 25 é possível observar que em nenhum dos casos a tensão última obtida foi maior que a tensão de tração da barra de GFRP fornecida pelo fabricante (1047 MPa), mostrando que os testes realizados não foram eficazes. Cabe destacar que serão realizados novos ensaios, com diferentes configurações, para a determinação das propriedades mecânicas da barra de GFRP

utilizada na continuação do programa experimental, abrangendo-se, inclusive, a análise microestrutural do material.

Tabela 25: Resultados obtidos por meio de ensaios teste de tração direta em amostras de barras de GFRP

Ensaio piloto	ϕ (mm)	Material do tubo de ancoragem	ϕ_a (mm)	f_{fr} (MPa)	Modo de ruptura
1	10	Aço	25	916,16	Ruptura do tubo
2	10	Alumínio	25	153,33	Escorregamento da barra
3	10	Aço	15	656,70	Escorregamento da barra

Fonte: Próprio autor

4.2.2 VIGAS DE CONCRETO ARMADAS COM BARRAS DE AÇO E DE GFRP

Apresentam-se a seguir os resultados obtidos nos ensaios de flexão de três pontos em vigas de concreto armadas com barras de aço e de GFRP nas idades de 45 dias (referência) e após 1000h (idade de 87 dias) de exposição a ambiente laboratorial e ao ataque de cloretos.

Durante os ensaios das vigas de referência de concreto armado com barras de aço (V_LAB_S_45d) não foi utilizado um critério de parada específico, apenas aguardando-se que fosse observado o esmagamento do concreto. Após os ensaios das vigas de referência de concreto armado com barras de GFRP, os quais foram conduzidos até a ruptura da barra, observou-se que os deslocamentos das vigas atingiram cerca de 70 mm. Assim, para as demais vigas armadas com barras de aço, adotou-se como critério de parada do ensaio o momento no qual as vigas atingiram um deslocamento de 75 mm, mantendo-se como critério a ruptura da barra para as demais vigas armadas com barras de GFRP.

Assim, o comportamento das vigas de concreto armado foi analisado com base na ductilidade, deformação no aço e no concreto, modo de ruptura e capacidade resistente. Os resultados obtidos de força em função da rotação dos apoios, força em função do deslocamento do perfil metálico e força em função do tempo encontram-se no Apêndice B deste trabalho.

A Tabela 26 apresenta um resumo dos resultados obtidos para cada uma das vigas experimentalmente analisadas, onde F é a força registrada em kN, δ é o deslocamento vertical a meio vão em mm, $\varepsilon_{s/f}$ é a deformação na armadura em ‰ e ε_c é a deformação no concreto em ‰ registrada no momento em que se deu a abertura da primeira fissura, o escoamento da armadura (no caso das armaduras de aço), o esmagamento do concreto e a força máxima.

Tabela 26: Resumo dos resultados experimentais das vigas com barras de aço e GFRP

Vigas	Primeira fissura				Escoamento da armadura				Esmagamento do concreto				Força máxima			
	F	δ	$\varepsilon_{s/f}$	ε_c	F	δ	$\varepsilon_{s/f}$	ε_c	F	δ	$\varepsilon_{s/f}$	ε_c	F	δ	$\varepsilon_{s/f}$	ε_c
V1_LAB_S_45d	7,1	1,9	0,2	-0,2	23,0	10,9	2,1	-0,9	24,0	19,6	13,9	-2,6	25,4	49,2	m.d.	m.d.
V2_LAB_S_45d	6,9	2,6	m.d.	m.d.	24,7	13,3	m.d.	m.d.	26,0	21,2	m.d.	m.d.	26,7	32,9	m.d.	m.d.
V1_LAB_GFRP_45d	4,8	1,1	0,1	-0,1	-	-	-	-	27,3	40,2	m.d.	-3,2	38,1	70,1	m.d.	-4,6
V2_LAB_GFRP_45d	3,8	0,3	0,1	-0,1	-	-	-	-	25,6	41,5	m.d.	-3,1	33,1	61,5	m.d.	m.d.
V1_LAB_S_1000h	6,3	1,2	0,3	-0,1	25,7	12,1	2,4	-1,3	26,9	20,7	8,4	-3,2	28,6	61,7	m.d.	m.d.
V2_LAB_S_1000h	6,4	1,4	m.d.	-0,2	26,0	11,3	m.d.	-1,2	27,7	18,3	m.d.	-3,1	29,6	74,6	m.d.	m.d.
V1_LAB_GFRP_1000h	4,1	0,7	0,1	-0,1	-	-	-	-	28,5	44,7	m.d.	-3,5	37,2	67,8	m.d.	-6,4
V2_LAB_GFRP_1000h	1,1	0,6	0,3	-0,1	-	-	-	-	30,2	46,9	m.d.	m.d.	36,8	67,7	m.d.	m.d.
V1_ACP_S_1000h	5,1	1,2	0,1	-0,1	22,7	10,6	2,3	m.d.	23,2	20,8	m.d.	m.d.	25,1	73,1	m.d.	m.d.
V2_ACP_S_1000h	5,9	1,2	0,4	-0,1	24,2	11,3	2,3	-0,9	24,5	20,4	m.d.	-3,2	26,8	74,8	m.d.	m.d.
V1_ACP_GFRP_1000h	3,4	1,0	m.d.	-0,1	-	-	-	-	29,1	49,7	m.d.	m.d.	31,7	59,3	m.d.	m.d.
V2_ACP_GFRP_1000h	4,0	1,3	m.d.	-0,1	-	-	-	-	32,0	54,0	m.d.	m.d.	34,5	65,2	m.d.	m.d.

m.d. – extensômetro mecanicamente danificado

Fonte: Próprio autor

4.2.2.1 Vigas de referência com armadura de aço – 45 dias (V_LAB_S_45d)

As Figuras 45 e 46 apresentam os gráficos de força *versus* deformação registrados no concreto e na armadura, assim como o diagrama força *versus* deslocamento vertical das vigas de concreto armadas com barras de aço ensaiadas após 45 dias da concretagem, as quais servirão como referência para as demais análises.

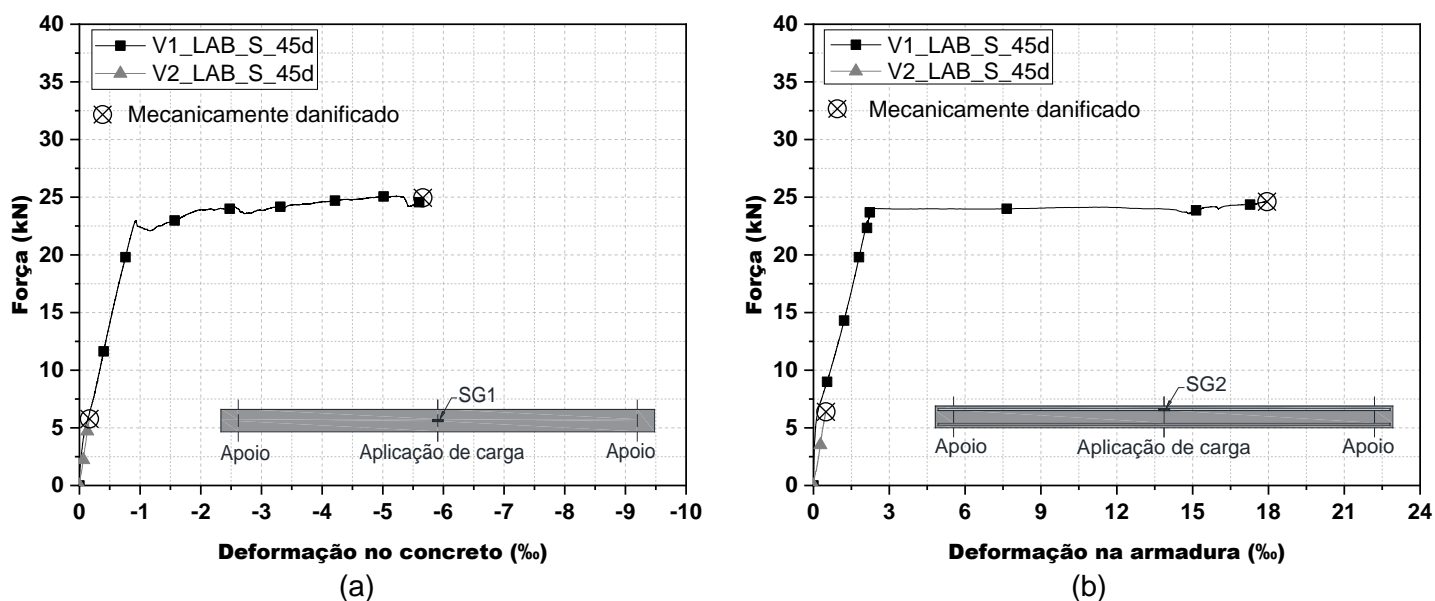
Analisando-se a Figura 45a, é possível observar que as vigas apresentaram os três estádios de comportamento típicos de elementos submetidos à flexão: o primeiro representa o concreto não fissurado, com comportamento elástico-linear; o segundo corresponde ao concreto fissurado com o aço no regime elástico, com redução da rigidez do elemento; e o terceiro equivale ao concreto fissurado com escoamento da armadura longitudinal de tração, apresentando patamar de escoamento bem definido.

Com relação à abertura de fissuras, as vigas com armadura de aço apresentam as primeiras fissuras para uma força média de 7 kN e deslocamento médio de 2,2 mm, respectivamente, com redução na rigidez do conjunto devido a fissuração do concreto a partir desses pontos. Em relação ao início do escoamento do aço, verifica-se que este ocorreu para forças e deslocamentos médios de 23,8 kN e 12,1 mm, respectivamente.

Logo após o início do escoamento do aço, nota-se o início do esmagamento do concreto no ponto de aplicação de carregamento, o qual ocorre para uma força por volta de 25 kN e deslocamento vertical de cerca de 20 mm. Este patamar foi mantido até que

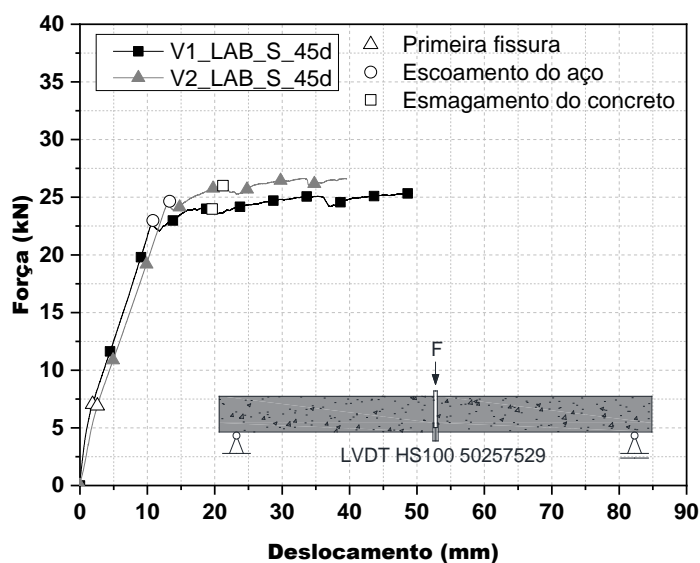
o ensaio fosse finalizado com uma deformação de 50 mm para a V1_LAB_S_45d e 40 mm para a V2_LAB_S_45d. Assim, o modo de ruptura obtido para as vigas armadas com barras de aço ensaiadas após 45 dias da concretagem foi o escoamento da armadura longitudinal, seguido do esmagamento do concreto. Destaca-se que os extensômetros responsáveis por registrar as deformações no aço e no concreto a viga V2_LAB_S_45d foram precocemente danificados.

Figura 45: Gráfico de força versus deformação no concreto (a) e na armadura (b) para as vigas V_LAB_S_45d



Fonte: Próprio autor

Figura 46: Gráfico de força versus deslocamento vertical para as vigas V_LAB_S_45d

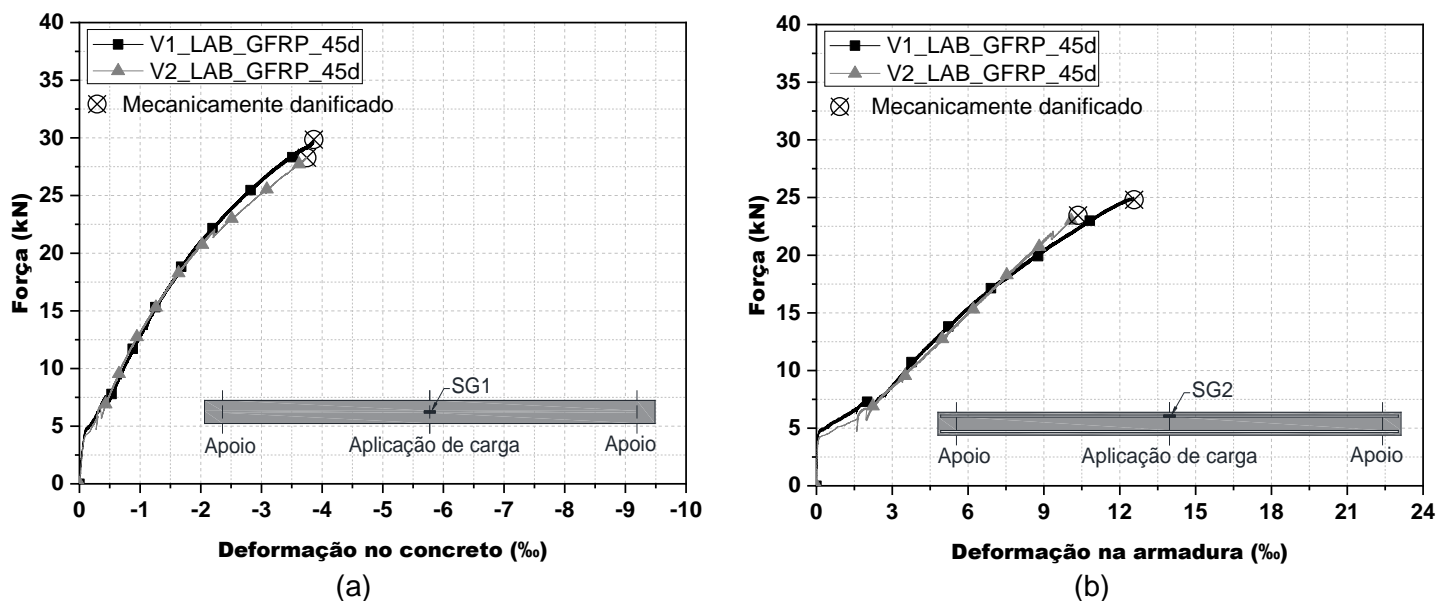


Fonte: Próprio autor

4.2.2.2 Vigas de referência com armadura de GFRP – 45 dias (V_LAB_GFRP_45d)

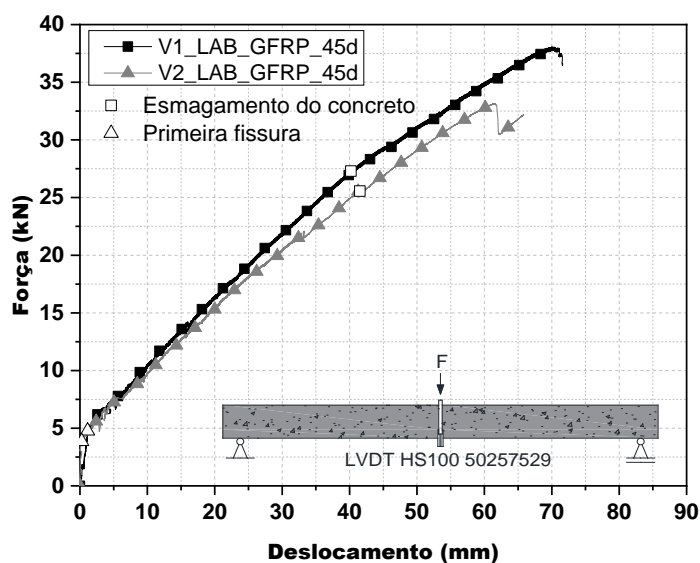
As Figuras 47 e 48 apresentam os gráficos de força *versus* deformação registrados no concreto e na armadura, assim como o diagrama força *versus* deslocamento vertical das vigas de concreto armadas com barras de GFRP ensaiadas após 45 dias da concretagem.

Figura 47: Gráfico de força *versus* deformação no concreto (a) e força *versus* deformação na armadura (b) para as vigas V_LAB_GFRP_45d



Fonte: Próprio autor

Figura 48: Gráfico de força *versus* deslocamento vertical para as vigas V_LAB_GFRP_45d



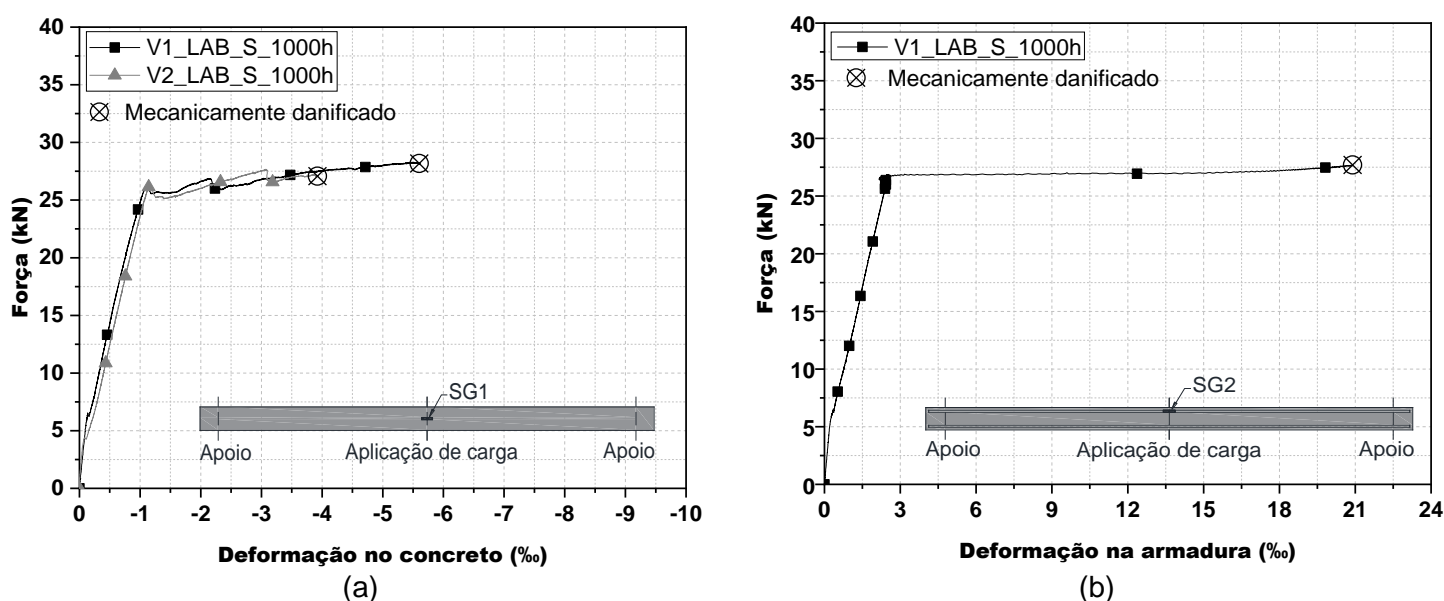
Fonte: Próprio autor

Observando-se a Figura 48 nota-se que as vigas V_LAB_GFRP_45d apresentaram dois estágios de comportamento bem definidos: (i) o primeiro representa o concreto não fissurado até que fissuras visíveis fossem observadas para uma força de aproximadamente 4,3 kN, inferior a verificada para as vigas com armaduras convencionais, (ii) o segundo trecho com comportamento aproximadamente linear, apresentando primeiramente esmagamento do concreto, seguido pela ruptura frágil ao atingir a força máxima. O esmagamento do concreto foi observado para força e deslocamento médios de 26,4 kN e 40,8 mm, respectivamente, enquanto força máxima e deslocamento máximo médios de 35,6 kN e 65,8 mm foram verificados para as para as vigas V1_LAB_GFRP_45d e V2_LAB_GFRP_45d.

4.2.2.3 Vigas com armadura de aço mantidas em ambiente laboratorial durante 1000h – 87 dias (V_LAB_S_1000h)

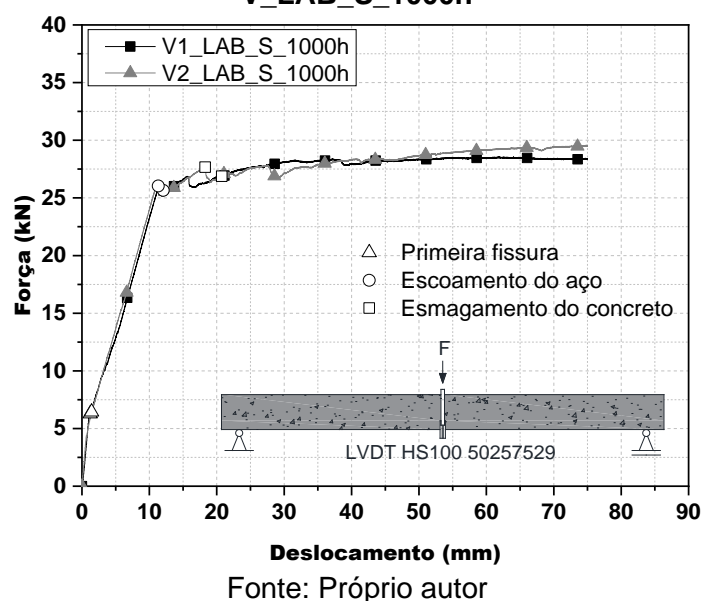
A seguir são apresentados os resultados obtidos por meio de ensaio de flexão de três pontos em vigas de concreto armado com barras de aço inseridas em ambiente laboratorial 45 dias após a concretagem e mantidas durante 1000h (42 dias). Assim, a Figura 49 apresenta os diagramas força *versus* deformação no concreto e na armadura, enquanto a Figura 50 apresenta o diagrama força *versus* deslocamento vertical a meio vão.

Figura 49: Gráfico de força *versus* deformação no concreto (a) e força *versus* deformação na armadura (b) para as vigas V_LAB_S_1000h



Fonte: Próprio autor

Figura 50: Gráfico de força versus deslocamento vertical para as vigas V_LAB_S_1000h



Pela análise das Figuras 49 e 50 percebe-se que as vigas apresentaram comportamento similar ao verificado nas vigas *V_LAB_S_45d*.

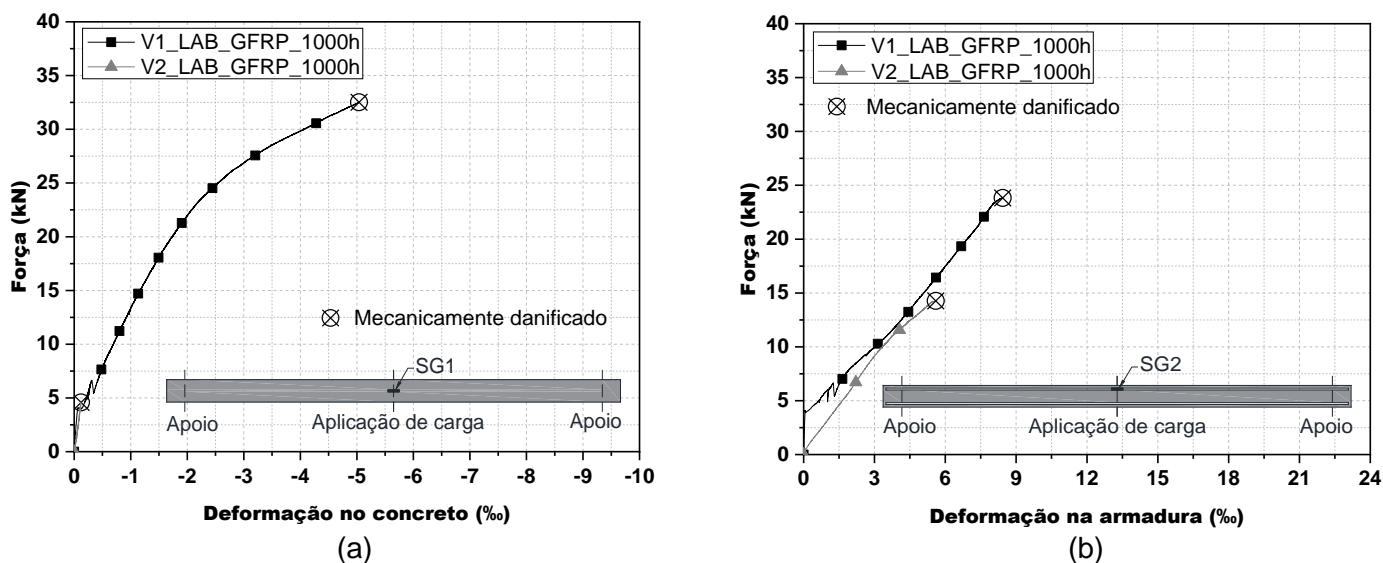
A fissuração do concreto ocorreu com força e deslocamentos médios de 6,4 kN e 1,3 mm, com redução da rigidez após este ponto. É possível também observar que o comportamento segue linear até o início do escoamento do aço, correspondente a uma força e deslocamento médio de 25,8 kN e 11,7 mm, entrando em patamar até a interrupção do ensaio, momento no qual foi atingido um deslocamento vertical de 75 mm. Observa-se o início do esmagamento do concreto com força de aproximadamente 27 kN e deslocamento de cerca de 20 mm. Entretanto, o modo de ruptura das vigas foi o escoamento do aço da armadura, primeiro modo de ruptura observado.

4.2.2.4 Vigas com armadura de GFRP mantidas em ambiente laboratorial durante 1000h – 87 dias (*V_LAB_GFRP_1000h*)

As Figuras 51 e 52 apresentam os diagramas força versus deformação no concreto e na armadura e força versus deslocamento, respectivamente, obtidos por meio da realização de ensaios de flexão de três pontos em vigas de concreto armadas com barras de GFRP inseridas em ambiente laboratorial 45 dias após sua concretagem, as quais foram mantidas neste ambiente durante 1000h (42 dias).

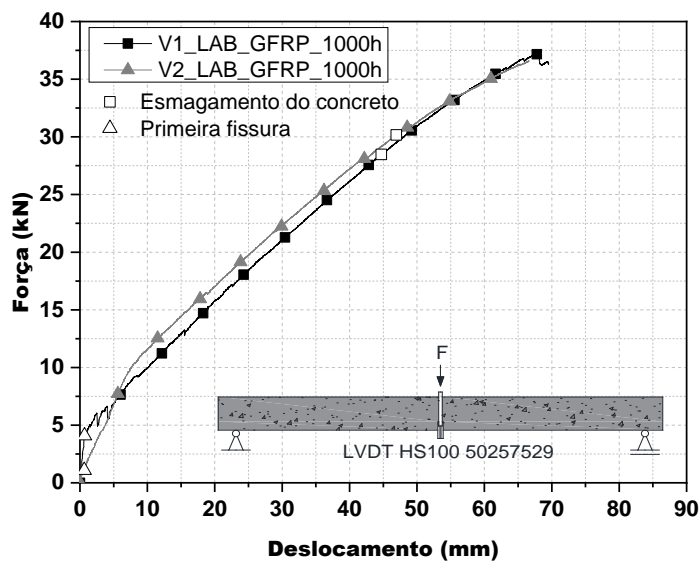
Pela análise das Figuras percebe-se que as vigas apresentaram comportamento similar ao verificado nas vigas *V_LAB_GFRP_45d*.

Figura 51: Gráfico de força versus deformação no concreto (a) e força versus deformação na armadura (b) para as vigas V_LAB_GFRP_1000h



Fonte: Próprio autor

Figura 52: Gráfico de força versus deslocamento vertical para as vigas V_LAB_GFRP_1000h



Fonte: Próprio autor

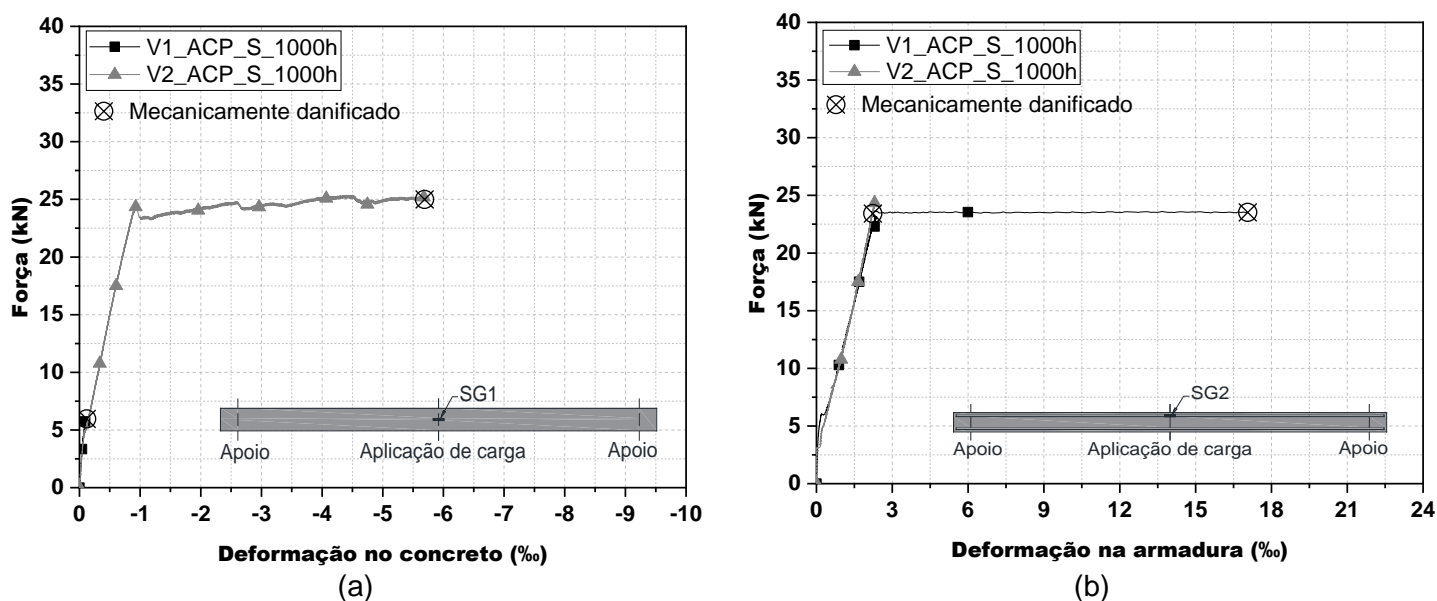
É possível observar na Figura 52 o comportamento aproximadamente linear até a ruptura apresentado por elementos armados com barras de GFRP. Pode-se observar a perda de rigidez após o início da fissuração, a qual ocorreu com força e deslocamento médios de 2,6 kN e 0,7 mm, respectivamente, o esmagamento do concreto com força e deslocamento médio de 29,3 kN e 45,8 mm, e a ruptura da barra de GFRP com força e deslocamento médio de 37 kN e 67,7 mm. Ainda que tenha ocorrido a ruptura da barra

de GFRP, o modo de ruptura das vigas V_LAB_GFRP_1000h foi o esmagamento do concreto.

4.2.2.5 Vigas com armadura de aço mantidas em tanque com solução de cloretos durante 1000h – 87 dias (V_ACP_S_1000h)

Após 45 dias da concretagem, as vigas V_ACP_S_1000h foram inseridas em tanque com solução de cloretos em uma concentração de 3,5 % mantida a uma temperatura de (50 ± 3) °C durante 1000h (42 dias). Após este período tais vigas foram submetidas a ensaios de flexão de três pontos por meio dos quais foram obtidos os diagramas das Figuras 53 e 54, os quais apresentam as curvas de força *versus* deformação no concreto, força *versus* deformação na armadura e força *versus* deslocamento vertical a meio vão.

Figura 53: Gráfico de força *versus* deformação no concreto (a) e força *versus* deformação na armadura (b) para as vigas V_ACP_S_1000h

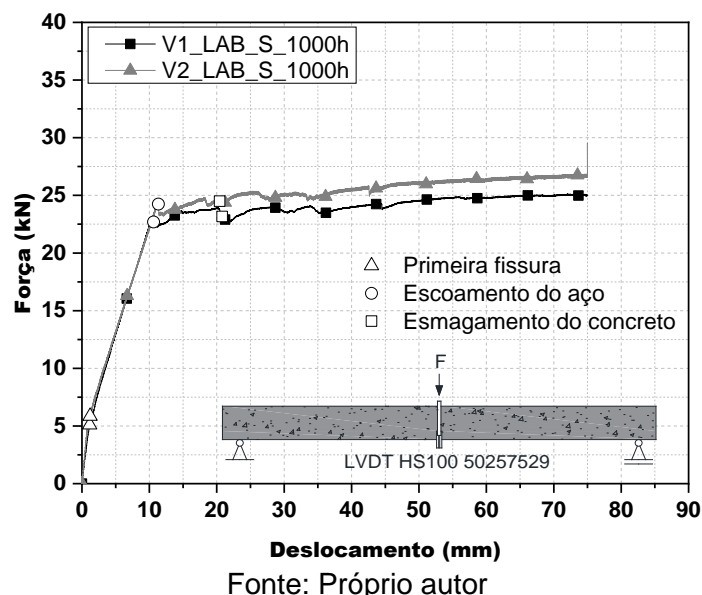


Fonte: Próprio autor

Na Figura 54 é possível observar que a fissuração ocorreu com força e deslocamento médios de 5,5 kN e 1,2 mm, seguido de comportamento linear apresentado pelo concreto fissurado e pela armadura até uma força e deslocamento médio de aproximadamente de cerca de 23,5 kN e 11 mm, com início de escoamento da armadura e formação de patamar no qual as deformações aumentam sem grandes incrementos de força. Nota-se na Figura 53a que o extensômetro utilizado para o registro das deformações no concreto da viga V1_ACP_S_1000h foi mecanicamente danificado no início do ensaio, e, na Figura 53b, nota-se que o extensômetro da viga

V2_ACP_S_1000h foi mecanicamente danificado antes do início do escoamento do aço. O início do esmagamento do concreto se deu para força e deslocamento médio de 23,8 kN e 20,6 mm, respectivamente.

Figura 54: Gráfico de força versus deslocamento vertical para as vigas V_ACP_S_1000h



4.2.2.6 Vigas com armadura de GFRP mantidas em tanque com solução de cloretos durante 1000h – 87 dias (V_ACP_GFRP_1000h)

A seguir, são apresentados nas Figuras 55 e 56 os diagramas força versus deformação no concreto e força versus deslocamento vertical a meio vão das vigas V_ACP_GFRP_1000h. Tais vigas apresentaram armadura longitudinal composta por barras de GFRP e, 45 dias após sua concretagem, também foram inseridas em tanque com solução de cloretos em uma concentração de 3,5 % e temperatura de $(50 \pm 3) ^\circ\text{C}$, sendo mantidas por um período de 1000h (42 dias).

Observando-se a Figura 55 nota-se que o extensômetro responsável por aferir as deformações no concreto da viga V1_ACP_GFRP_1000h foi mecanicamente danificado logo no início do ensaio, mas, para a viga V2_ACP_GFRP_1000h, foi possível notar a mudança na inclinação da curva em cerca de 4 kN, ponto de início da abertura de fissuras. Ressalta-se que os extensômetros responsáveis por registrar as deformações na armadura das vigas V_ACP_GFRP_1000h foram mecanicamente danificados previamente à execução dos ensaios.

Na Figura 56 é possível visualizar o comportamento típico apresentado por vigas de concreto armadas com barras de GFRP. Com força e deslocamento vertical médios de 4 kN e 1,1 mm observa-se a fissuração do concreto e perda de rigidez dos elementos,

evidenciada pela redução na inclinação da curva. A partir deste ponto, obteve-se um comportamento aproximadamente linear, passando pelo esmagamento do concreto para força e deslocamento médios de 30,5 kN e 51,8 mm, até a ruptura das barras de GFRP, que ocorreu com força e deslocamento médio de 33,1 kN e 62 mm, respectivamente. Desta forma, o modo de ruptura destas vigas foi o esmagamento do concreto, com posterior ruptura das barras.

Figura 55: Gráfico de força versus deformação no concreto para as vigas V_ACP_GFRP_1000h

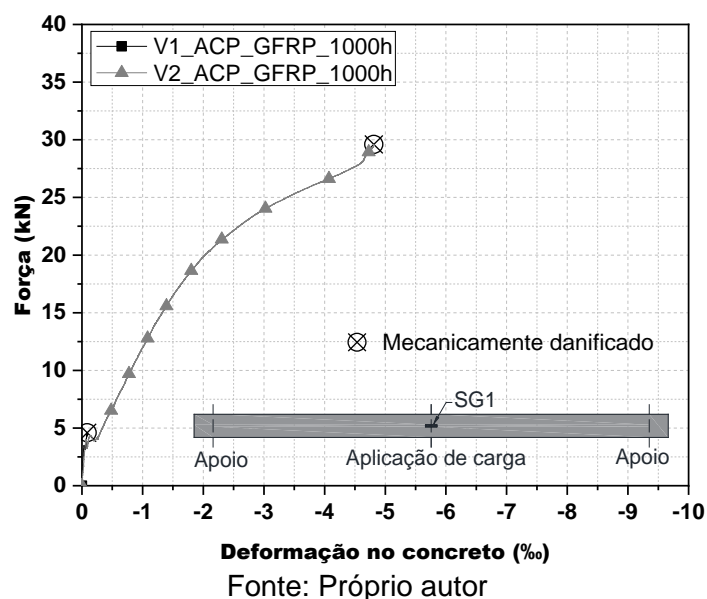
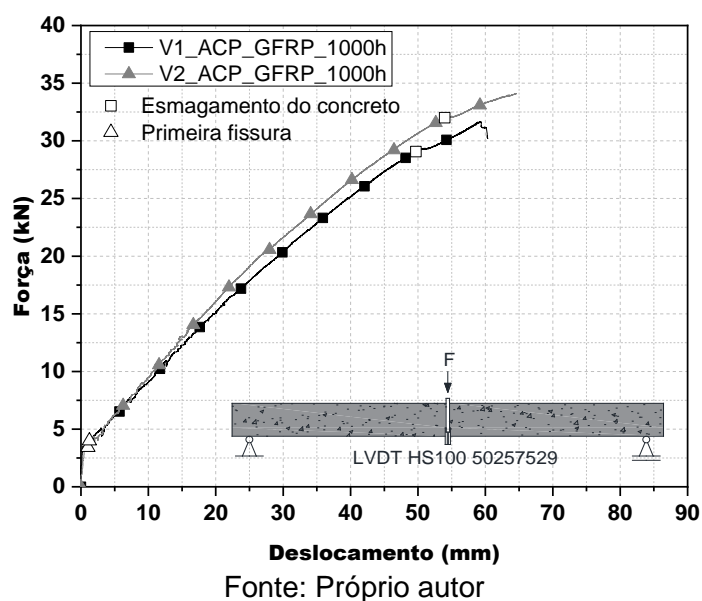


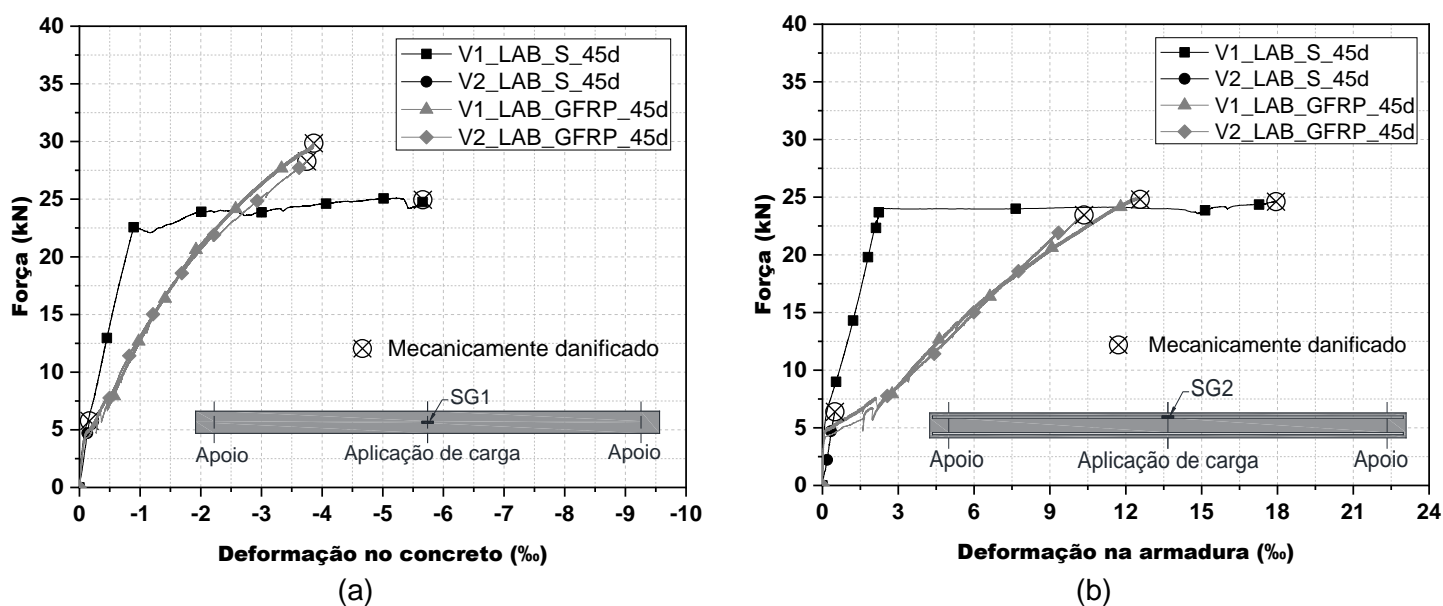
Figura 56: Gráfico de força versus deslocamento vertical para as vigas V_ACP_GFRP_1000h



4.2.2.7 Comparação entre vigas V_LAB_S_45d e V_LAB_GFRP_45d

A Figura 57 apresenta os diagramas comparativos força *versus* deformação no concreto e na armadura, enquanto a Figura 58 apresenta o diagrama força *versus* deslocamento vertical para as vigas de referência com armadura de aço (V_LAB_S_45d) e para as vigas de referência com armadura de GFRP (V_LAB_GFRP_45d), respectivamente.

Figura 57: Gráfico de força *versus* deformação no concreto (a) e força *versus* deformação na armadura (b) para as vigas V_LAB_S_45d e V_LAB_GFRP_45d



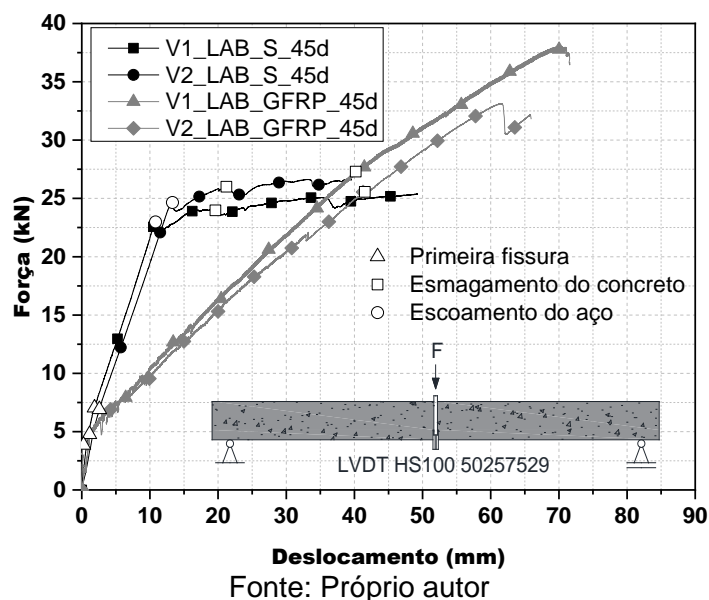
Fonte: Próprio autor

Analisando-se as Figuras 57 e 58 é possível observar nitidamente as diferenças no comportamento do concreto e da armadura das vigas V_LAB_S_45d e V_LAB_GFRP_45d. Até a fissuração todas as vigas apresentam comportamento similar, uma vez que até este ponto o concreto trabalha em regime elástico resistindo às solicitações impostas. Entretanto, após o início da fissuração do concreto, é possível notar a mudança de inclinação das curvas pela redução da rigidez dos elementos. A partir deste ponto há a redução da rigidez dos elementos, sendo que a rigidez das vigas V_LAB_GFRP_45d, medida entre os pontos correspondentes a forças de 10 e 20 kN, passa a ser cerca de 66 % menor que a rigidez das vigas V_LAB_S_45d.

A partir deste ponto, as armaduras passam a trabalhar em regime elástico e a atuar resistindo aos esforços impostos, podendo-se observar a formação do patamar causado pelo escoamento das armaduras de aço (V_LAB_S_45d) e o comportamento aproximadamente linear típico das armaduras de GFRP (V_LAB_GFRP_45d). Pela

Figura 57a observa-se que as deformações apresentadas pelo concreto das vigas armadas com barras de GFRP são maiores que as deformações apresentadas pelo concreto das vigas armadas com barras de aço. Tomando-se como exemplo uma força de 15 kN, a deformação no concreto das vigas V_LAB_S_45d é de cerca de -0,5 ‰ enquanto a deformação no concreto das vigas V_LAB_GFRP_45d é de cerca de -1,2 ‰. O mesmo acontece para as deformações apresentadas pelas barras de GFRP, as quais apresentam uma deformação próxima de 6 ‰ enquanto a deformação nas barras de aço é de cerca de 1,5 ‰ para a mesma força de 15 kN, como pode ser visto na Figura 57b.

Figura 58: Gráfico de força versus deslocamento vertical para as vigas V_LAB_S_45d e V_LAB_GFRP_45d

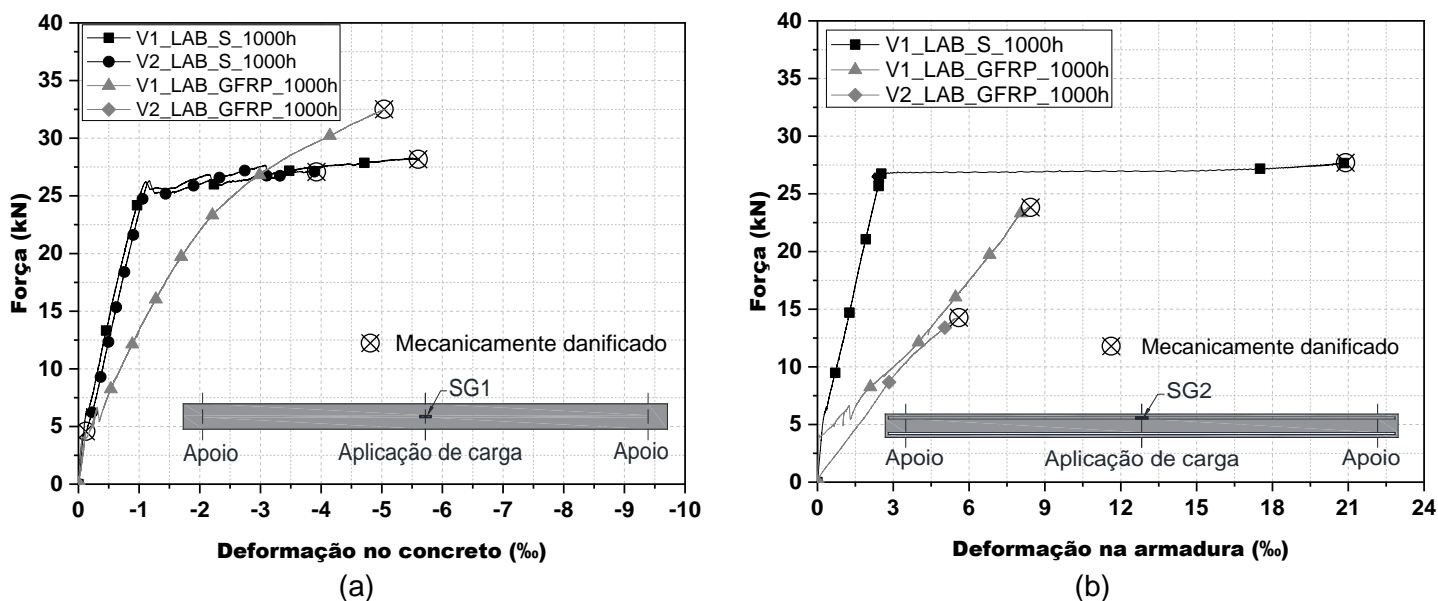


Pode-se notar a maior deformabilidade das vigas V_LAB_GFRP_45d, as quais apresentam deslocamentos verticais superiores aos apresentados pelas vigas V_LAB_S_45d. Entretanto, nota-se que as vigas V_LAB_GFRP_45d apresentaram maior capacidade resistente quando comparadas às vigas V_LAB_S_45s, uma vez que estas iniciaram a ruptura (início do esmagamento do concreto) com uma força média de 26,4 kN, enquanto as vigas V_LAB_S_45d iniciaram a ruptura (início do escoamento da armadura) com uma força média de 23,8 kN. Ressalta-se, ainda, que as vigas V_LAB_S_45d apresentam comportamento dúctil devido ao escoamento do aço, enquanto as vigas V_LAB_GFRP_45d apresentam comportamento frágil, atingindo a ruptura das barras de forma brusca.

4.2.2.8 Comparação entre vigas V_LAB_S_1000h e V_LAB_GFRP_1000h

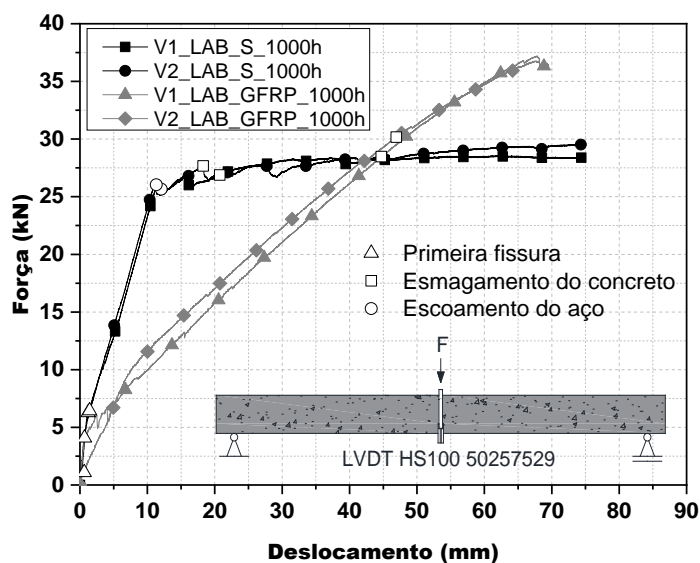
A Figura 59 apresenta os diagramas força *versus* deformação no concreto e na armadura, enquanto a Figura 60 apresenta o diagrama força *versus* deslocamento vertical das vigas V_LAB_S_1000h e V_LAB_GFRP_1000h.

Figura 59: Gráfico de força *versus* deformação no concreto (a) e força *versus* deformação na armadura (b) para as vigas V_LAB_S_1000h e V_LAB_GFRP_1000h



Fonte: Próprio autor

Figura 60: Gráfico de força *versus* deslocamento vertical para as vigas V_LAB_S_1000h e V_LAB_GFRP_1000h



Fonte: Próprio autor

Por meio da Figura 59 é possível perceber as diferenças no desenvolvimento das deformações no concreto e no aço das vigas V_LAB_S_1000h e V_LAB_GFRP_1000h com o incremento da força aplicada. Assim, como o observado para as vigas de referência, após o ponto de inflexão das curvas (início da fissuração do concreto), para um mesmo nível de força aplicada as deformações no concreto e na armadura das vigas V_LAB_GFRP_1000h são maiores do que as deformações no concreto e na armadura das vigas V_LAB_S_1000h. Tomando-se como base a aplicação de uma força de 10 kN, as deformações no concreto e na armadura das vigas V_LAB_1000h CA são de cerca de -0,3 ‰ e 0,75 ‰, respectivamente, enquanto as deformações no concreto e na armadura das vigas V_LAB_GFRP_1000h são de cerca de -0,7 ‰ e 3 ‰, respectivamente.

Com relação à Figura 60, observa-se as diferenças na rigidez das vigas após o início da fissuração do concreto, sendo a rigidez das vigas V_LAB_GFRP_1000h cerca de 72 % menor que a rigidez das vigas V_LAB_S_1000h, considerando-se para este cálculo os pontos de aplicação de forças de 10 e 20 kN. Para além disso, nota-se, nas curvas das vigas V_LAB_S_1000h, a formação de um patamar que se mantém até a interrupção do ensaio, caracterizando o comportamento dúctil destas vigas, uma vez que o deslocamento vertical aumenta sem grandes aumentos de força. Entretanto, o comportamento apresentado pelas vigas V_LAB_GFRP_1000h é elástico linear até o término do ensaio (ruptura das barras), caracterizando o comportamento frágil destes elementos. Cabe destacar que a força resistida pelas vigas V_LAB_GFRP_1000h foi 27,5 % maior que a resistida pelas vigas V_LAB_S_1000h, considerando-se o ponto de finalização dos ensaios.

4.2.2.9 Comparação entre vigas V_LAB_S_45d e V_LAB_S_1000h e entre vigas V_LAB_GFRP_45d e V_LAB_GFRP_1000h

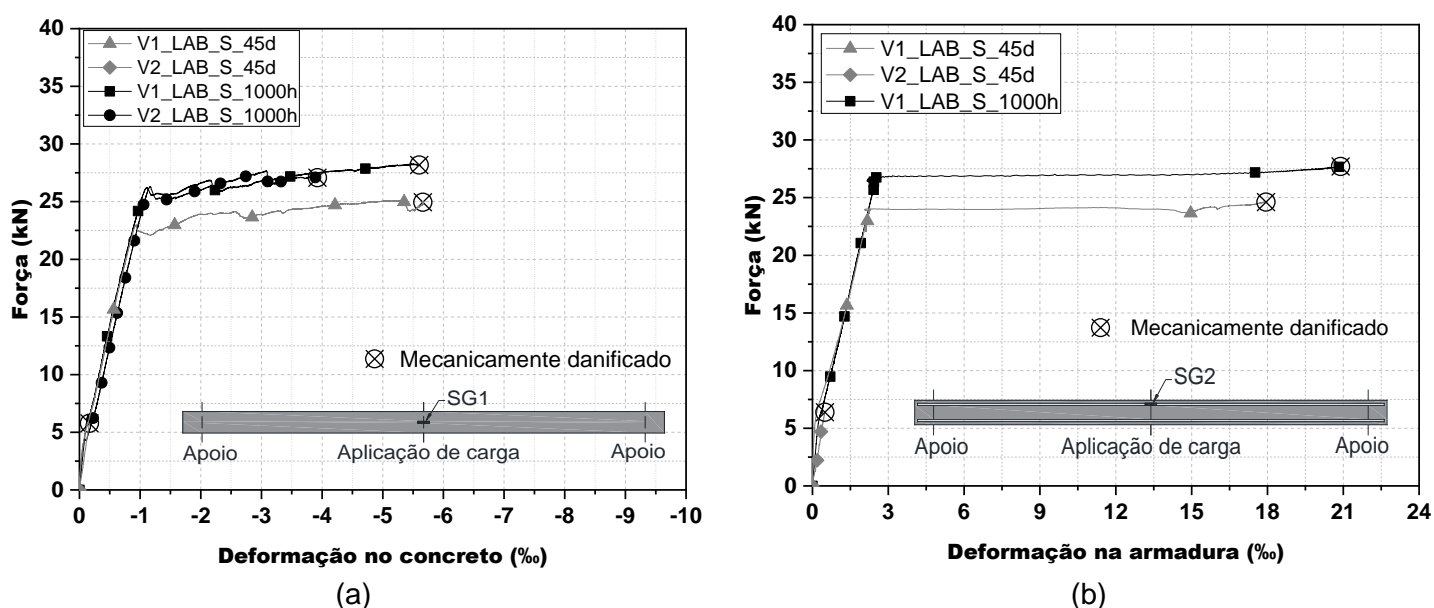
As Figuras 61 e 62 apresentam os gráficos de força *versus* deformação no concreto e na armadura e força *versus* deslocamento vertical para as vigas V_LAB_S_45d e V_LAB_S_1000h, respectivamente.

Pela análise da Figura 61 é possível observar que o comportamento do concreto e do aço para ambos os tipos de viga foram muito próximos, diferenciando-se apenas pelo fato de que as curvas das vigas V_LAB_S_45d entraram em patamar com um menor valor de força (cerca de 9 % menor do que as vigas V_LAB_S_1000h).

Observando-se a Figura 62, nota-se que as vigas V_LAB_S_45d e V_LAB_S_1000h apresentaram comportamento muito próximo, embora as vigas V_LAB_S_45d tenham apresentado rigidez cerca de 16,5 % inferior, considerando-se

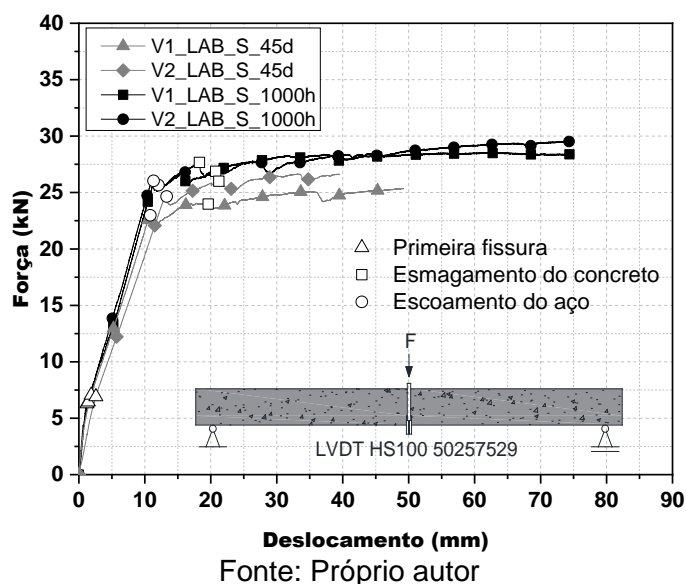
para o cálculo os pontos de força igual a 10 e 20 kN, e tenham iniciado o escoamento da armadura com uma força cerca de 9 % inferior. Nota-se, também, que o início do esmagamento do concreto nas vigas V_LAB_S_45d se deu com uma força menor do que a observada para as vigas V_LAB_S_1000h (aproximadamente 9 % inferior). Ressalta-se que as curvas das vigas V_LAB_S_45d são mais curtas pelo fato de os ensaios terem sido interrompidos antes, com um deslocamento entre 40 e 50 mm, enquanto as vigas V_LAB_S_1000h foram ensaiadas até que se atingisse um deslocamento vertical de 75 mm.

Figura 61: Gráfico de força versus deformação no concreto (a) e força versus deformação na armadura (b) para as vigas V_LAB_S_45d e V_LAB_S_1000h



Fonte: Próprio autor

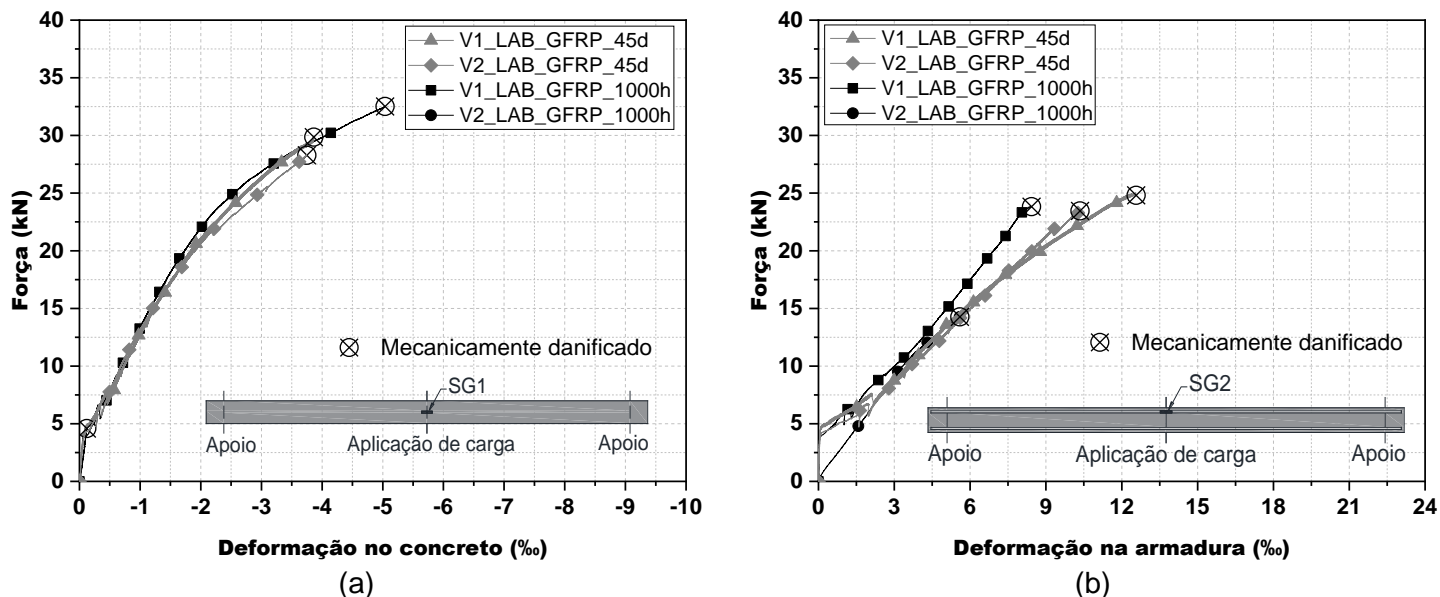
Figura 62: Gráfico de força versus deslocamento vertical para as vigas V_LAB_S_45d e V_LAB_S_1000h



Fonte: Próprio autor

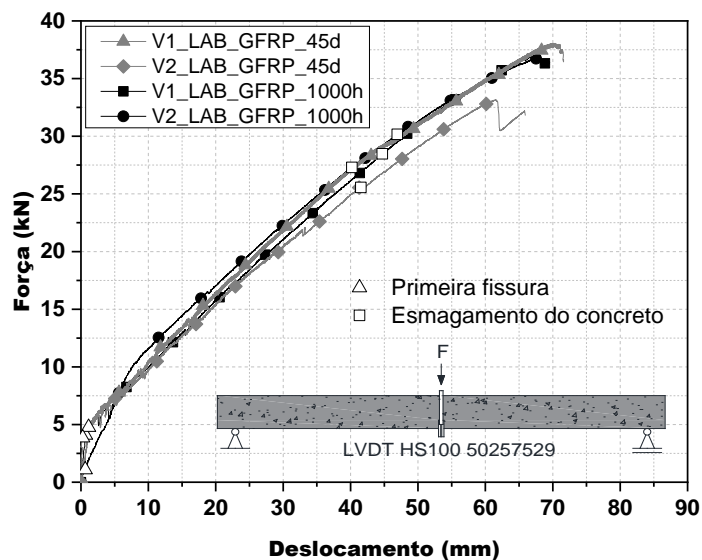
Nas Figuras 63 e 64 são apresentados os diagramas força *versus* deformação no concreto e na armadura e força *versus* deslocamento vertical a meio vão das vigas V_LAB_GFRP_45d e V_LAB_GFRP_1000h, respectivamente.

Figura 63: Gráfico de força *versus* deformação no concreto (a) e força *versus* deformação na armadura (b) para as vigas V_LAB_GFRP_45d e V_LAB_GFRP_1000h



Fonte: Próprio autor

Figura 64: Gráfico de força *versus* deslocamento vertical para as vigas V_LAB_GFRP_45d e V_LAB_GFRP_1000h



Fonte: Próprio autor

É possível observar na Figura 63 que as curvas obtidas para as todas as vigas foram muito próximas, havendo pouca diferença a partir de uma força de 15 kN, para a

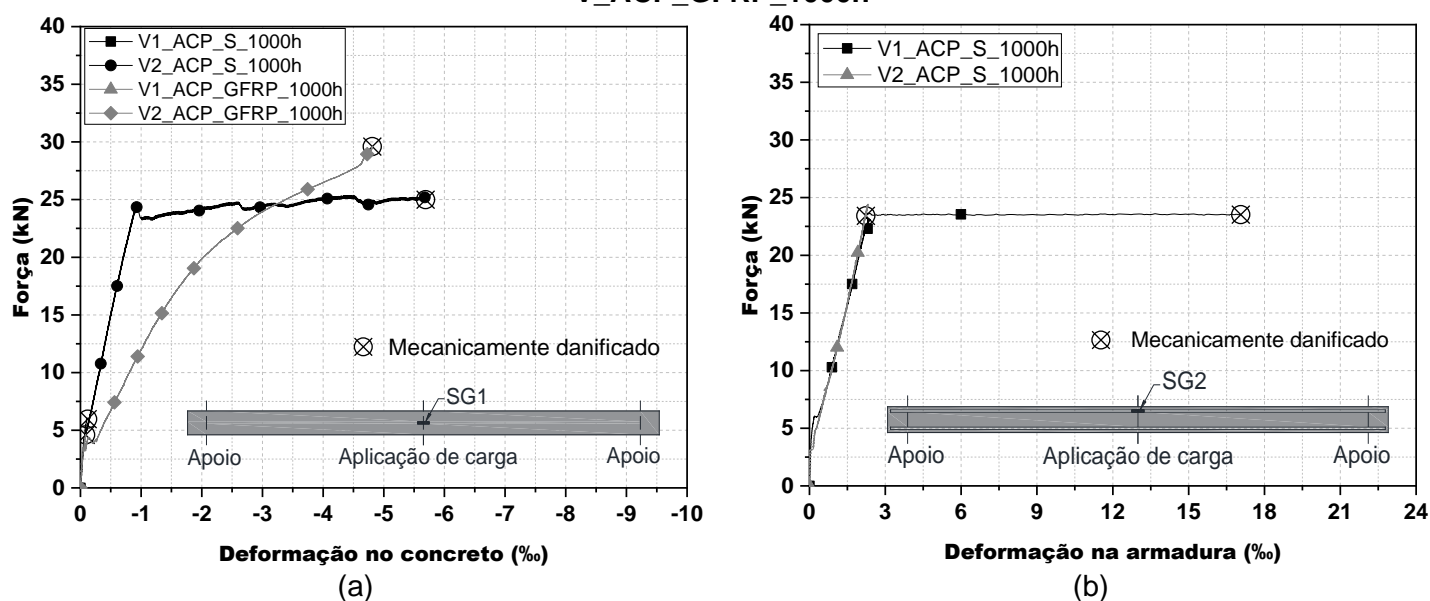
qual se pode observar um distanciamento entre as curvas das vigas, evidenciando que as vigas V_LAB_GFRP_45d passam a apresentar deformações no concreto e na armadura maiores do que as apresentadas pelas vigas V_LAB_GFRP_1000h.

Analisando-se a Figura 64, pode-se perceber que as curvas são praticamente coincidentes, embora a viga V2_LAB_GFRP_45d tenha apresentado uma leve redução na rigidez (cerca de 2 %, considerando-se os pontos de 10 e 20 kN para o cálculo) e tenha rompido com força e deslocamento vertical médio 11 % e 10 % inferiores, respectivamente.

4.2.2.10 Comparação entre vigas V_ACP_S_1000h e V_ACP_GFRP_1000h

Nas Figuras 65 e 66 são apresentados os gráficos de força *versus* deformação no concreto e na armadura e força *versus* deslocamento vertical a meio vão das vigas V_ACP_S_1000h e V_ACP_GFRP_1000h.

Figura 65: Gráfico de força *versus* deformação no concreto (a) e força *versus* deformação na armadura (b) para as vigas V_ACP_S_1000h e V_ACP_GFRP_1000h

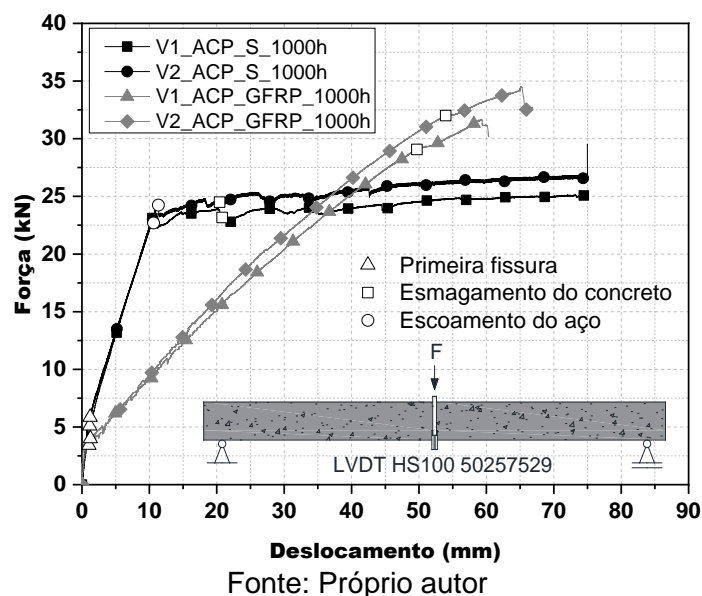


Fonte: Próprio autor

Analisando-se a Figura 65a é visível perceber a diferença nas curvas do concreto das vigas V_ACP_S_1000h e V_ACP_GFRP_1000h, sendo a primeira linear até o momento de início de escoamento da armadura e entrando em patamar após este ponto, enquanto a segunda não apresenta a formação de patamar. Nota-se que, para um mesmo nível de força, as deformações apresentadas pelo concreto das vigas V_ACP_GFRP_1000h são maiores do que as apresentadas pelo concreto das vigas V_ACP_S_1000h. Destaca-se que os extensômetros responsáveis por registrar as

deformações na armadura das vigas V_ACP_GFRP_1000h foram mecanicamente danificados, então não foi possível a obtenção de curva força *versus* deformação na armadura.

Figura 66: Gráfico de força *versus* deslocamento vertical para as vigas V_ACP_S_1000h e V_ACP_GFRP_1000h

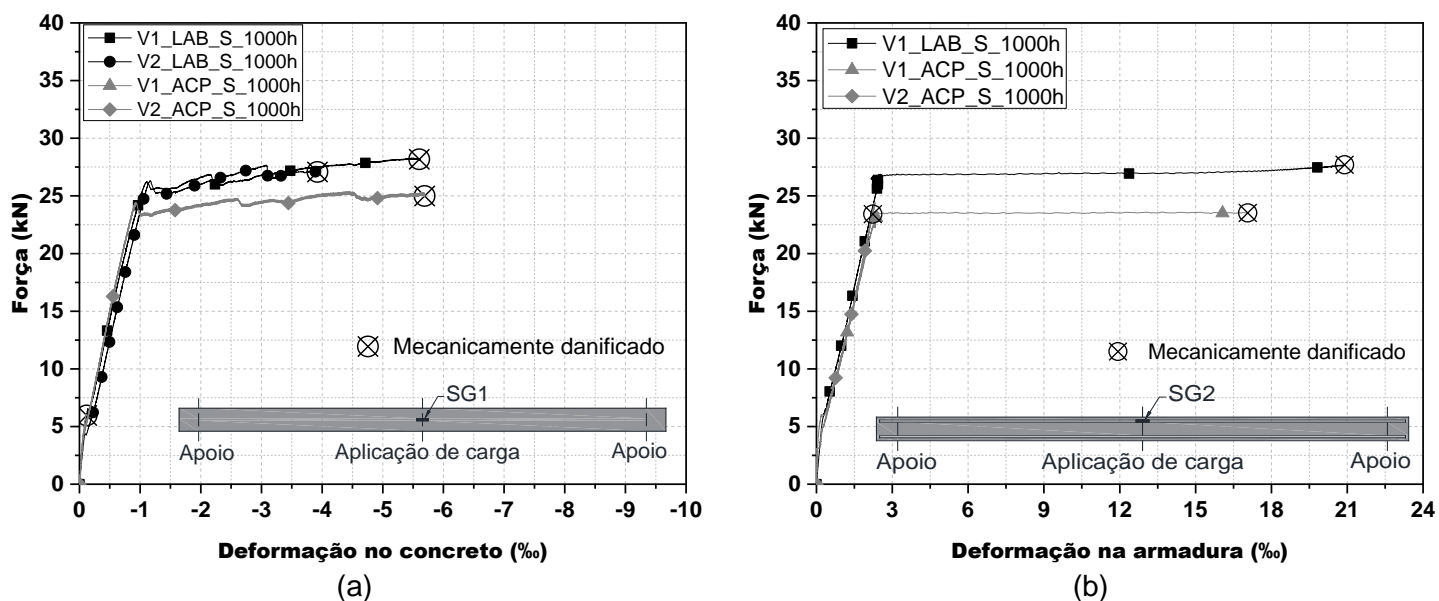


Com relação à Figura 66, pode-se destacar novamente a diferença de rigidez apresentada pelas vigas V_ACP_S_1000h e V_ACP_GFRP_1000h após o início da fissuração do concreto, sendo que, considerando-se pontos de aplicação de força igual a 10 e 20 kN, a rigidez desta última foi 70 % menor que a primeira. Observa-se que as vigas V_ACP_S_1000h iniciam sua ruptura (início do escoamento do aço) com força e deslocamento vertical médio 23 % e 78 % menores do que a força e deslocamento vertical para os quais se inicia a ruptura das vigas V_ACP_GFRP_1000h (esmagamento do concreto). Para além disso, pode-se visualizar que a força máxima apresentada pelas vigas V_ACP_GFRP_1000h é 27 % maior que a apresentada pelas vigas V_ACP_S_1000h, considerando-se o término do ensaio.

4.2.2.11 Comparação entre vigas V_LAB_S_1000h e V_ACP_S_1000h e entre vigas V_LAB_GFRP_1000h e V_ACP_GFRP_1000h

A seguir, são apresentados nas Figuras 67 e 68 os diagramas comparativos de força *versus* deformação no concreto e na armadura e força *versus* deslocamento vertical das vigas V_LAB_S_1000h e V_ACP_S_1000h.

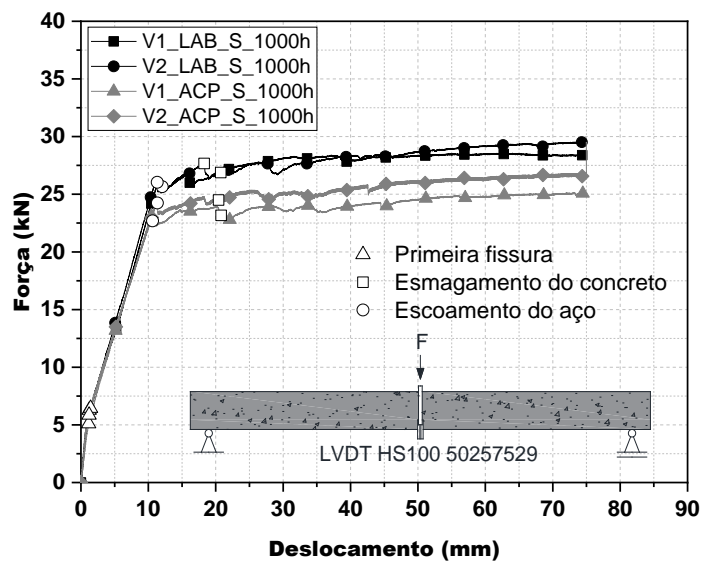
Figura 67: Gráfico de força versus deformação no concreto (a) e força versus deformação na armadura (b) para as vigas V_LAB_S_1000h e V_ACP_S_1000h



Fonte: Próprio autor

Pela Figura 67 pode-se perceber que o comportamento das curvas foi coincidente, tanto para as deformações do concreto quanto para as deformações na armadura, até o ponto de início de formação do patamar. A partir deste ponto, nota-se que as deformações no concreto e na armadura das vigas V_ACP_S_1000h foram desenvolvidas com uma força por volta de 12 % inferior à força necessária para obter o mesmo nível de deformação no concreto e na armadura das vigas V_LAB_S_1000h.

Figura 68: Gráfico de força versus deslocamento vertical para as vigas V_LAB_S_1000h e V_ACP_S_1000h



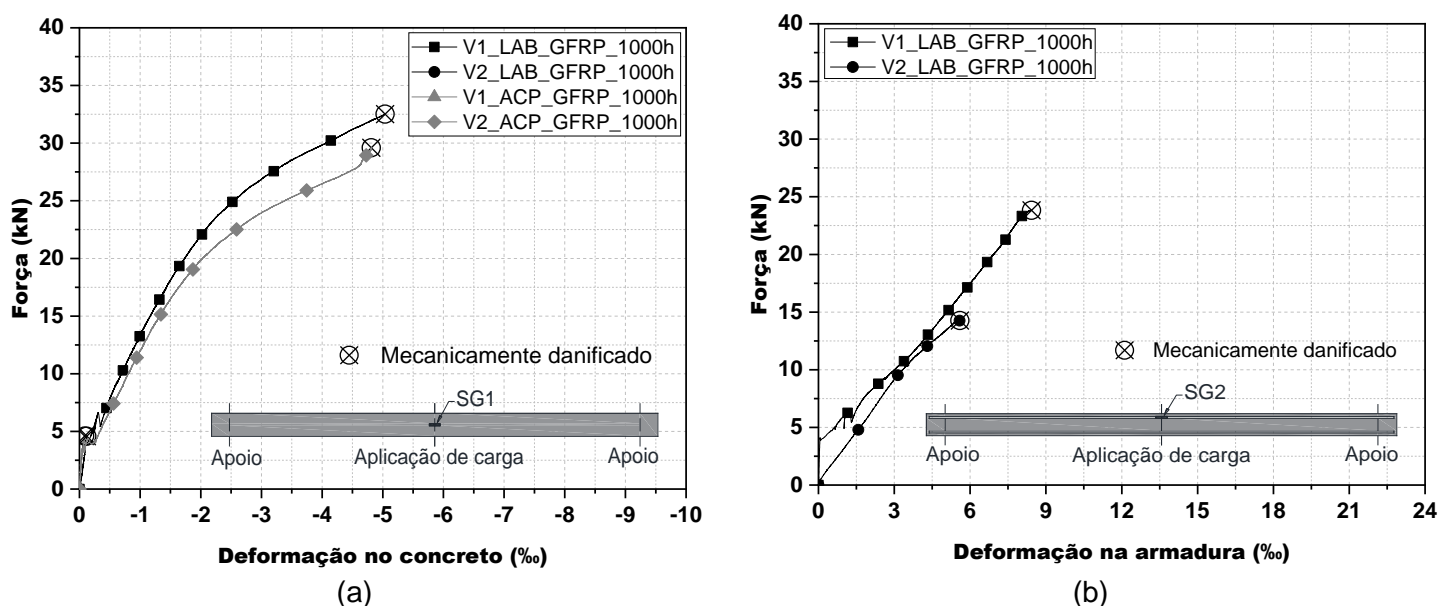
Fonte: Próprio autor

Observando-se a Figura 68, é possível notar que a rigidez das vigas V_LAB_S_1000h e V_ACP_S_1000h é igual, sendo as curvas coincidentes até o ponto de início de escoamento do aço. Nota-se que o aço das vigas V_ACP_S_1000h entrou em escoamento com uma força 9 % inferior à força de início de escoamento das vigas V_LAB_S_1000h. O esmagamento do concreto é atingido com deslocamentos por volta de 20 mm para ambas as vigas e, apesar do patamar das vigas V_ACP_S_1000h ser desenvolvido com forças inferiores às da viga V_LAB_S_1000h, o comportamento apresentado pelas curvas é muito parecido. Por fim, no momento de finalização do ensaio com um deslocamento de 75 mm, as forças máximas das vigas V_LAB_S_1000h foi cerca de 12 % superior às forças máximas das vigas V_ACP_S_1000h.

Nas Figuras 69 e 70 são apresentados os diagramas força *versus* deformação no concreto e na armadura e força *versus* deslocamento vertical das vigas V_LAB_GFRP_1000h e V_ACP_GFRP_1000h, respectivamente.

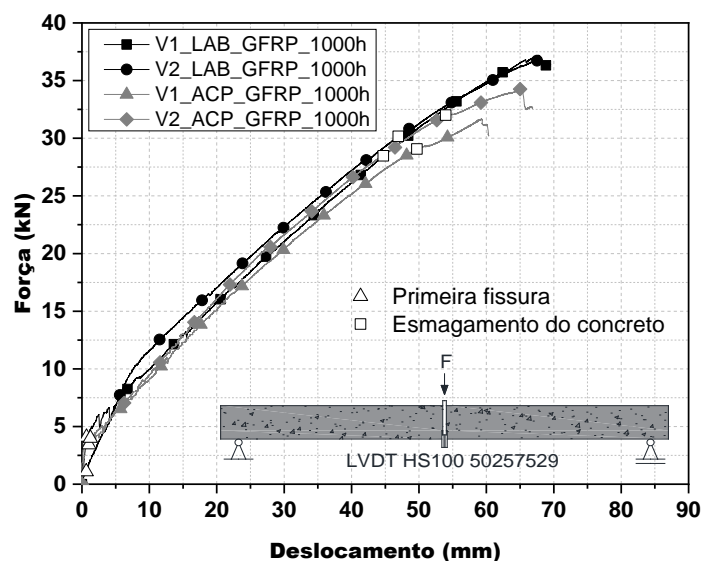
Os extensômetros responsáveis pela aquisição das deformações na armadura das vigas V_ACP_GFRP_1000h foram mecanicamente danificados antes do início do ensaio e não registraram os dados necessários para a confecção das curvas força *versus* deformação na armadura de tais vigas. Analisando-se a Figura 69a é possível observar que o concreto das vigas V_ACP_GFRP_1000h apresentou maiores deformações do que as apresentadas pelas vigas V_LAB_GFRP_1000h para um mesmo nível de força, embora o comportamento das curvas tenha sido muito parecido.

Figura 69: Gráfico de força *versus* deformação no concreto (a) e força *versus* deformação na armadura (b) para as vigas V_LAB_GFRP_1000h e V_ACP_GFRP_1000h



Fonte: Próprio autor

Figura 70: Gráfico de força versus deslocamento vertical para as vigas V_LAB_GFRP_1000h e V_ACP_GFRP_1000h



Pela Figura 70, nota-se que o comportamento de todas as vigas é muito parecido, inclusive com relação à rigidez das vigas. Observa-se que as vigas V_ACP_GFRP_1000h apresentaram início de esmagamento do concreto com força e deslocamento próximos das vigas V_LAB_GFRP_1000h, entretanto, apresentaram comportamento mais frágil, uma vez que as barras romperam com menores força e deslocamento vertical a meio vão.

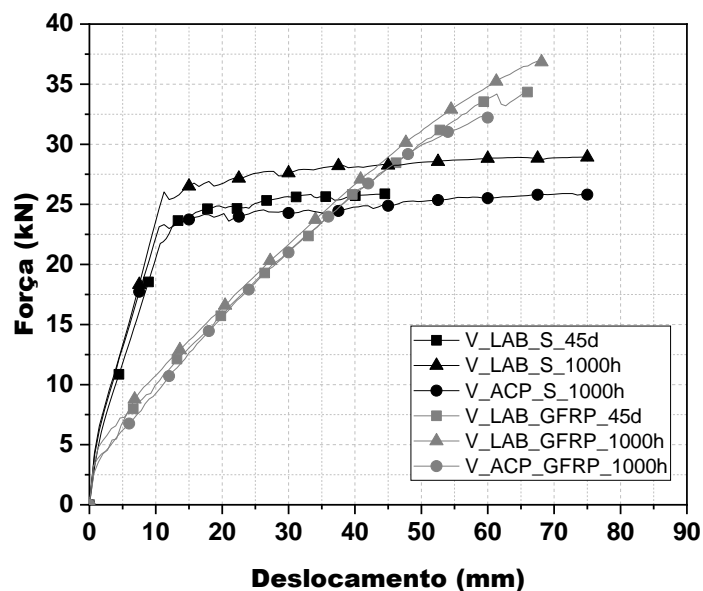
4.2.2.12 Comparação entre todas as vigas analisadas

A Figura 71 apresenta as curvas médias força versus deslocamento vertical a meio vão das vigas V_LAB_S_45d, V_LAB_GFRP_45d, V_LAB_S_1000h, V_LAB_GFRP_1000h, V_ACP_S_1000h e V_ACP_GFRP_1000h.

Analisando-se a Figura 71 percebe-se que até o ponto de início de abertura de fissuras todas as vigas apresentam o mesmo comportamento, sofrendo mudanças a partir do momento em que o concreto fissa e a armadura passa a atuar absorvendo os esforços impostos, sendo então observada a redução da rigidez das vigas armadas com barras de GFRP em relação às vigas armadas com barras de aço. Nota-se, ainda, que as V_LAB_S_1000h e V_LAB_GFRP_1000h resistiram a uma força maior do que as vigas V_LAB_S_45d e V_LAB_GFRP_45d. Entretanto, após 1000h de exposição ao ataque de cloretos, a força resistida pelas vigas V_ACP_S_1000h e V_ACP_GFRP_1000h passa a ser inferior do que a resistida pelas vigas V_LAB_S_45d, V_LAB_GFRP_45d, V_LAB_S_1000h e V_LAB_GFRP_1000h. Observa-se que as

vigas armadas com barras de GFRP apresentaram uma pequena redução de ductilidade após serem mantidas em exposição ao ataque de cloretos durante 1000h.

Figura 71: Curvas médias de força versus deslocamento vertical de todas as vigas



Fonte: Próprio autor

A força de início de fissuração das vigas armadas com barras de GFRP foi, em média, menor do que a força necessária para o início da fissuração das vigas armadas com barras de aço (cerca de 38 % para as vigas referência, 60 % para as vigas mantidas em ambiente laboratorial e 32 % para as vigas mantidas ao ataque de cloretos).

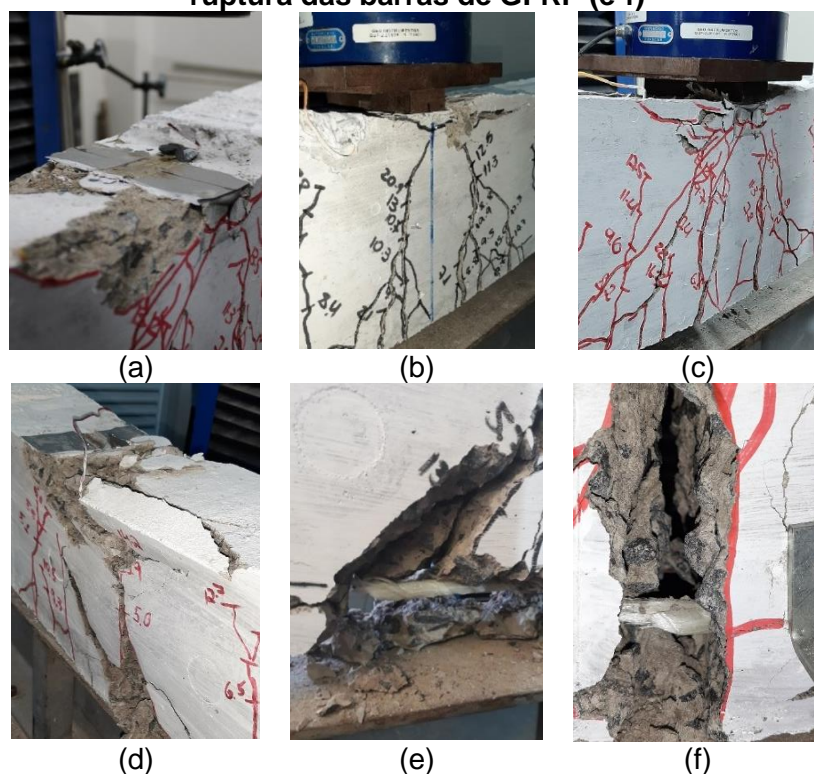
Observou-se que a força máxima das vigas armadas com barras de aço é inferior aos valores obtidos para as vigas armadas com barras de GFRP. A força máxima resistida pelas vigas V_LAB_GFRP_45d foi cerca de 37 % superior em relação às vigas V_LAB_S_45d, enquanto o deslocamento vertical foi por volta 60 % superior. Entretanto, destaca-se que, como os ensaios das vigas V_LAB_S_45d foram os primeiros a serem realizados e ainda não se tinha ideia do comportamento apresentado pelas vigas V_LAB_GFRP_45d, estes ensaios foram interrompidos precocemente e a diferença observada nos deslocamentos verticais das vigas poderia ser menor caso o ensaio das vigas V_LAB_S_45d tivesse uma maior duração. Com relação às vigas V_LAB_S_1000h, V_LAB_GFRP_1000h, V_ACP_S_1000h e V_ACP_GFRP_1000h, observou-se que a força resistida quando se utilizou armadura de GFRP foi cerca de 27 % superior em relação à utilização de armadura de aço, não sendo observadas grandes

diferenças com relação ao deslocamento vertical, tendo em vista que os ensaios foram levados até que se atingisse deslocamentos verticais compatíveis.

Não foram observadas grandes alterações nas forças e deslocamentos verticais das vigas mantidas em tanque com solução de cloretos durante 1000h em relação às vigas mantidas em ambiente laboratorial durante 1000h. Desta maneira, as 1000h de exposição acelerada ao ataque de cloretos ainda não foram suficientes para a degradação das armaduras em um nível que cause visível alteração nos comportamentos mecânicos das vigas, sendo necessária a análise dos dados a serem obtidos após 3000h e 10000h de exposição.

Com relação ao modo de ruptura, todas as vigas com armadura de aço primeiro apresentaram o escoamento da armadura e só depois apresentaram esmagamento do concreto no ponto de aplicação de carregamento. Entretanto, até um deslocamento de 75 mm, momento no qual foram interrompidos os ensaios, as armaduras de aço ainda não apresentaram ruptura. Por outro lado, as vigas armadas com barras de GFRP primeiro apresentaram o esmagamento do concreto no ponto de aplicação de carregamento e só depois apresentaram ruptura da armadura de GFRP. A Figura 72 apresenta o modo de ruptura das vigas e a Figura 73 apresenta um comparativo do padrão fissuratório apresentado por todas as vigas.

Figura 72: Fissuras e esmagamento do concreto de viga armada com barras de aço (a-c), esmagamento do concreto de viga armada com barras de GFRP (d) e ruptura das barras de GFRP (e-f)



Fonte: Próprio autor

Figura 73: Padrão fissuratório das vigas



Fonte: Próprio autor

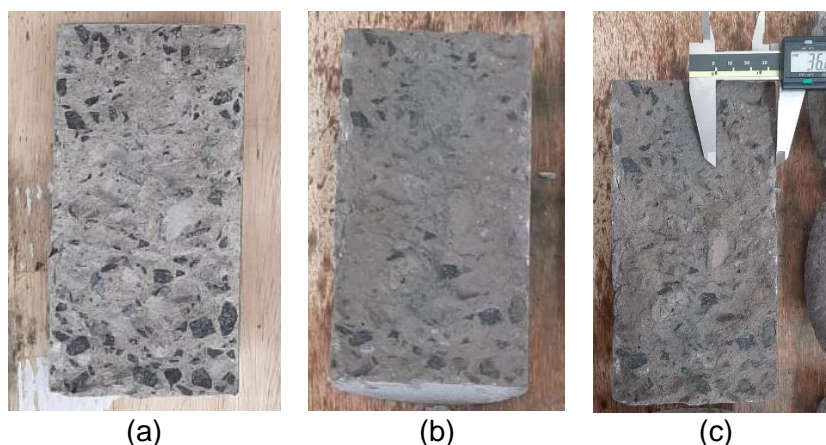
Cabe destacar que as primeiras fissuras obtidas foram causadas pelos esforços de flexão a meio vão das vigas, no ponto de máximo momento fletor. A medida em que se aumentava a força aplicada, as fissuras se propagavam em direção aos apoios, devido a atuação do momento fletor e do esforço cortante. Foi possível observar ao longo dos ensaios que as fissuras das vigas com armadura de GFRP eram mais largas e apareciam de forma brusca, ao contrário das fissuras das vigas armadas com barras de aço, cujas fissuras eram mais estreitas e apareciam aos poucos, aumentando seu comprimento a medida em que se aumentava a força aplicada.

4.2.3 DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE PENETRAÇÃO DE CLORETOS

Foram realizados ensaios para a determinação da profundidade de penetração de cloretos nas vigas e nos corpos de prova mantidos durante 1000h em tanque com solução de cloretos em uma concentração de 3,5 % e temperatura de (50 ± 3) °C.

Assim, três corpos de prova de concreto foram rompidos à tração por compressão diametral, sendo aspergida solução de nitrato de prata na face de concreto exposta, evidenciando-se a parcela contaminada pela presença de cloretos. Assim, com o auxílio de paquímetro digital foram aferidas as profundidades de penetração de cloretos, conforme apresentado na Figura 74.

Figura 74: Corpos de prova cilíndricos de concreto (a) antes e (b) após a aspersão de nitrato de prata e (c) medida da profundidade de penetração de cloretos



Fonte: Próprio autor

Nota-se que é bastante sutil a mudança de coloração, sendo observada uma pequena faixa com coloração mais escura no centro dos corpos de prova, enquanto as extremidades apresentaram coloração mais clara devido a ação do nitrato de prata,

evidenciando a frente de penetração de íons cloreto. A Tabela 27 apresenta as medidas da profundidade de penetração de cloretos nos corpos de prova de concreto. É possível observar que os valores médios obtidos para a profundidade de penetração de cloretos foram superiores ao cobrimento de concreto utilizado (15 mm), evidenciando que a armadura já foi atingida.

Tabela 27: Resultados obtidos de profundidade de penetração de cloretos nos corpos de prova de concreto

Amostra	Profundidade média de penetração de cloretos (mm)	Desvio padrão (mm)	Coefficiente de variação (%)
1	34,89	0,45	1,29
2	36,42	0,61	1,68
3	36,91	0,50	1,36

Fonte: Próprio autor

Com relação às vigas de concreto armadas com barras de aço e de GFRP, o concreto das faces laterais das vigas foi fraturado e foi aspergida solução de nitrato de prata. Nas vigas mantidas sob a exposição de cloretos durante 1000h, conforme apresentado na Figura 75a-d, toda a região de concreto na qual foi feita a aspersão de nitrato de prata não apresentou mudança de coloração, indicando a presença de cloretos.

Desta maneira, conclui-se que 1000h de exposição ao ataque de cloretos foram suficientes para que a frente de ingresso de cloretos atingisse a armadura, embora ainda não tenha sido observada a despassivação com consequente instalação de processo corrosivo.

Figura 75: Profundidade de penetração de cloretos nas vigas (a) V1_ACP_S_1000h, (b) V2_ACP_S_1000h, (c) V1_ACP_GFRP_1000h, (d) V2_ACP_GFRP_1000h e (e) V1_LAB_GFRP_1000h



Fonte: Próprio autor

4.2.4 COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS

Os resultados experimentais obtidos neste trabalho foram comparados aos resultados teóricos obtidos por meio da aplicação de modelos de cálculo propostos para o dimensionamento de vigas armadas com barras de aço e vigas armadas com barras de GFRP. Assim, como já apresentado nos itens 4.1.1 e 4.1.2, foram dimensionadas vigas de concreto armadas com barras de aço segundo os procedimentos do ACI 318 (2019) e ABNT NBR 6118 (2014) e vigas armadas com barras de GFRP segundo os procedimentos do ACI 440.1R (2015).

Desta forma, a Tabela 28 apresenta os resultados obtidos por meio da execução do programa experimental e por meio da aplicação dos processos de cálculo. Nesta Tabela, $F_{m\acute{a}x,teo}$ é a força máxima resistida pelas vigas calculada com base no momento resistente da seção de meio vão, $\epsilon_{c,teo}$, $\epsilon_{s,teo}$ e $\epsilon_{f,teo}$ são as deformações no concreto, no aço e no GFRP calculadas para o valor de $F_{m\acute{a}x,teo}$, $\epsilon_{c,exp}$, $\epsilon_{s,exp}$ e $\epsilon_{f,exp}$ são as deformações no concreto, no aço e no GFRP obtidas experimentalmente para um nível de carregamento igual a $F_{m\acute{a}x,teo}$ e $F_{m\acute{a}x,exp}$ é a média das forças máximas obtidas experimentalmente considerando um par de vigas para cada idade e ambiente de exposição. Ressalta-se que os cálculos para a determinação dos resultados teóricos foram realizados sem a consideração dos coeficientes de redução das propriedades do aço e do concreto preconizados pela ABNT NBR 6118 (2014) e dos coeficientes de redução da capacidade resistente preconizados pelo ACI 318 (2019) e ACI 440.1R (2015). Para a determinação da capacidade resistente das vigas armadas com barras de GFRP foi utilizado C_E igual a 0,8 (concreto não exposto à água e intempéries) para as vigas de referência e mantidas em ambiente laboratorial durante 1000h e C_E igual a 0,7 (concreto exposto à água e intempéries) para as vigas mantidas em tanque com solução de cloretos durante 1000h.

Analisando-se a Tabela 28 é possível perceber que desconsiderando-se os coeficientes de redução, as normas ABNT NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2019) fornecem resultados de capacidade resistente iguais. Comparando-se os resultados teóricos com a força máxima experimental, observa-se que a utilização dos modelos de dimensionamento para vigas armadas com barras de aço resulta em valores de capacidade resistente inferiores aos obtidos em laboratório. Com relação às deformações nos materiais, nota-se que em alguns casos as deformações teóricas são inferiores às experimentais e em outros casos são superiores. Isto se deve à força máxima experimental obtida, pois, como os valores de deformações experimentais foram determinados para um nível de carregamento igual à força máxima teórica,

quando tais valores de força máxima teórica são mais próximos do valor da máxima força experimental, as deformações teóricas são menores do que as experimentais e quando são mais distantes, as deformações teóricas são maiores do que as experimentais. Cabe destacar que as normas previram corretamente o modo de ruptura apresentado pelas vigas armadas com barras de aço.

Tabela 28: Comparação entre resultados teóricos e experimentais

Viga	Norma	Resultados teóricos					Resultados experimentais				
		$F_{m\acute{a}x,teo}$ (kN)	$\epsilon_{c,teo}$ (‰)	$\epsilon_{s,teo}$ (‰)	$\epsilon_{f,teo}$ (‰)	Modo de ruptura	$\epsilon_{c,exp}$ (‰)	$\epsilon_{s,exp}$ (‰)	$\epsilon_{f,exp}$ (‰)	$F_{m\acute{a}x,exp}$ (kN)	Modo de ruptura
V_LAB_S_45d	ABNT NBR 6118 (2014)	24,98	-2,34	10,00	-	A	-4,79	m.d.	-	26,00	A/B
	ACI 318 (2019)	24,98	-3,00	13,13	-	A	-4,79	m.d.	-		
V_LAB_S_1000h	ABNT NBR 6118 (2014)	24,94	-2,27	10,00	-	A	-1,04	2,32	-	29,06	A/B
	ACI 318 (2019)	24,94	-3,00	13,43	-	A	-1,04	2,32	-		
V_ACP_S_1000h	ABNT NBR 6118 (2014)	24,72	-2,15	10,00	-	A	-2,43	m.d.	-	25,99	A/B
	ACI 318 (2019)	24,72	-3,00	14,04	-	A	-2,43	m.d.	-		
V_LAB_GFRP_45d	ACI 440.1R (2015)	26,05	-3,00	-	12,34	B	-3,07	-	m.d.	35,60	B/C
V_LAB_GFRP_1000h	ACI 440.1R (2015)	26,30	-3,00	-	12,44	B	-2,83	-	m.d.	36,98	B/C
V_ACP_GFRP_1000h	ACI 440.1R (2015)	26,67	-3,00	-	12,59	B	-4,09	-	m.d.	33,08	B/C

A – Escoamento do aço
 B – Esmagamento do concreto
 C – Ruptura da barra de GFRP
 m.d. – Extensômetro mecanicamente danificado

Fonte: Próprio autor

Ainda observando-se a Tabela 28 é possível visualizar que, com relação às vigas armadas com barras de GFRP, os resultados teóricos de força máxima obtidos são muito inferiores aos resultados experimentais. É interessante notar que a força máxima experimental obtida para as vigas armadas com barras de GFRP é superior à força máxima experimental apresentada pelas vigas armadas com barras de aço em cerca de 10 kN, enquanto a força máxima obtida teoricamente para as vigas armadas com barras de GFRP é superior à obtida teoricamente para as vigas armadas com barras de aço

em cerca de 2 kN, demonstrando que a recomendação ACI 440.1R (2015) é mais conservadora, uma vez que o GFRP ainda não é amplamente utilizado, como no caso do aço. Assim, como para o aço, quando a força máxima teórica obtida é mais próxima da força máxima experimental, a deformação experimental no concreto é maior do que a deformação teórica, sendo menor quando a força máxima teórica obtida é mais distante da força máxima experimental. Com relação às deformações na armadura não foi possível comparar, uma vez que os extensômetros responsáveis por medir as deformações na armadura foram mecanicamente danificados. Assim, é possível afirmar que a utilização do ACI 440.1R (2015) para o dimensionamento de vigas armadas com barras de GFRP leva a obtenção de resultados seguros. Além disso, o modo de ruptura previsto é compatível com o obtido experimentalmente.

5. CONCLUSÕES

Este trabalho teve como principal objetivo avaliar a viabilidade da aplicação de barras de GFRP como armadura em vigas de concreto armadas à flexão, tendo em vista seu comportamento mecânico e a durabilidade quanto ao ataque de cloretos, uma vez que a utilização deste material justifica-se, principalmente, devido à sua maior resistência a ambientes agressivos, os quais frequentemente degradam as tradicionais armaduras de aço.

Assim, primeiramente foram realizadas análises teóricas que compreenderam o estudo da aplicação do modelo de dimensionamento de vigas armadas com barras de GFRP proposto pelo ACI 440.1R (2015), o qual foi posteriormente utilizado para a previsão do comportamento mecânico das vigas ensaiadas no programa experimental. Foram também utilizadas a norma brasileira, ABNT NBR 6118 (2014), e a recomendação americana, ACI 318 (2019) para a previsão da capacidade resistente das vigas de concreto armadas com barras de aço. Foi realizada a variação dos parâmetros envolvidos nos procedimentos de cálculo do ACI 318 (2019) e do ACI 440.1R (2015), alterando-se a quantidade e o diâmetro das barras de aço e de GFRP, a resistência à compressão do concreto e a condição de exposição das vigas, além de serem realizados os cálculos tendo como base a utilização de diâmetros de aço e de GFRP equivalentes. Após a realização das análises teóricas foi possível chegar as seguintes conclusões:

- Quando não aplicados os coeficientes de redução das propriedades dos materiais e da capacidade resistente, os procedimentos da ABNT NBR 6118 (2014) e do ACI 318 (2019) resultam nos mesmos valores, uma vez que, com exceção dos coeficientes, estes procedimentos são iguais;
- A capacidade resistente teórica das vigas armadas com barras de aço é inferior à das vigas armadas com GFRP quando não se utilizam os coeficientes de redução propostos pelas normas ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2019) e ACI 440.1R (2015);
- Conforme esperado, quando se aumenta o número de barras na seção transversal, há um incremento de capacidade resistente do elemento estrutural, sendo este incremento maior para o caso da utilização de armadura de aço. Este fato também é observado quando se aumenta o diâmetro das barras de aço e de GFRP;
- Nota-se que quando se utiliza um diâmetro de 6,3 mm para as barras de aço e de 6 mm para as barras de GFRP, a capacidade resistente obtida para as vigas armadas com barras de aço é inferior a obtida para as barras de GFRP, passando a ser superior

para os demais diâmetros. Este comportamento é associado ao modo de ruptura apresentado pelas vigas, sendo que no caso da utilização do menor diâmetro o modo de ruptura das vigas com armadura de aço é o escoamento da armadura e das vigas com armadura de GFRP é a ruptura da barra, ou seja, neste modo de ruptura é melhor aproveitada a alta resistência à tração da barra de GFRP. Quando o modo de ruptura das vigas armadas com barras de aço passa a ser o esmagamento do concreto, a alta resistência à tração da barra de GFRP não é mais amplamente aproveitada e a capacidade resistente da viga passa a ser menor do que quando se utiliza armadura de aço;

- Quando se utilizam maiores resistências à compressão do concreto, a capacidade resistente obtida para as vigas armadas com barras de GFRP é maior do que a obtida para as vigas armadas com barras de aço, uma vez que seu modo de ruptura é baseado no esmagamento do concreto, aproveitando-se melhor a maior resistência à compressão do material, ao contrário das vigas armadas com barras de aço, cujo modo de ruptura é baseado no escoamento da armadura de aço;
- Com relação ao fator ambiental de redução, a alteração deste fator apenas afeta a capacidade resistente obtida para as vigas armadas com barras de GFRP quando o modo de ruptura obtido é a ruptura da barra, uma vez que este fator incide diretamente nas propriedades mecânicas do material, o que não acontece quando o modo de ruptura obtido é o esmagamento do concreto; e
- Quando se utiliza armaduras de aço e de GFRP com diâmetros equivalentes, calculados com base na relação entre os módulos de elasticidade dos materiais, a capacidade resistente obtida para as vigas armadas com barras de aço é bastante inferior a obtida para as vigas armadas com barras de GFRP.

Assim, pode-se afirmar que o conhecimento do modo de ruptura do elemento estrutural com armadura de FRP é de extrema importância para que as potencialidades do FRP sejam mais bem aproveitadas durante sua vida útil, sendo a utilização deste tipo de armadura viável do ponto de vista da capacidade resistente. Entretanto, é necessário apenas avaliar a segurança do dimensionamento, uma vez que o modo de ruptura de elementos armados com barras de FRP é mais frágil do que o modo de ruptura de elementos armados com barras de aço e a certeza das reais condições de carregamento impostas ao elemento é de extrema importância.

Foi também conduzido um programa experimental baseado em ensaios de flexão em três pontos de vigas de concreto armadas com barras de aço e de GFRP referência, ensaiadas 45 dias após a concretagem, e vigas de concreto armadas com barras de aço e de GFRP mantidas em ambiente laboratorial e em tanque com solução de cloretos em uma

concentração de 3,5 % e temperatura de (50 ± 3) °C durante períodos determinados com base no ACI 440.9R (2015). Cabe destacar que se trata de um programa experimental com avaliações temporais da capacidade resistente de tais vigas, abrangendo, neste trabalho, apenas os ensaios após 1000h de exposição, sendo os períodos de 3000h e 10000h avaliados em trabalhos futuros. Ressalta-se, também, que o protocolo de degradação proposto por este trabalho é acelerado e espera-se, no futuro, correlacionar os resultados obtidos com a degradação obtida de maneira natural. Assim, foram obtidas as conclusões apresentadas a seguir:

- Foram observados três estágios de comportamento bem definidos para as vigas armadas com barras de aço. O primeiro estágio representa o concreto não fissurado, em regime elástico, seguido do segundo estágio que representa o concreto fissurado e a armadura de aço em regime elástico, o qual termina com o início do escoamento do aço, equivalente ao terceiro estágio de comportamento;
- Para as vigas armadas com barras de GFRP foram observados dois estágios de comportamento bem definidos, sendo o primeiro representado pelo concreto não fissurado, em regime elástico, e o segundo representado pelo concreto fissurado com a armadura em regime linear até a ruptura;
- Observou-se que até o momento de início da fissuração do concreto, todas as vigas apresentaram comportamento muito parecido. Entretanto, a partir do início da fissuração, pode-se perceber que a rigidez apresentada pelas vigas armadas com barras de GFRP foi inferior à apresentada pelas vigas armadas com barras de aço, com diferenças de 66 %, 72 % e 70 % para as vigas de referência, mantidas em ambiente laboratorial durante 1000h e mantidas em tanque com solução de cloretos durante 1000h, respectivamente;
- Durante os ensaios observou-se que para um mesmo nível de força, as deformações apresentadas pelo concreto e pela armadura das vigas armadas com barras de GFRP foram superiores às apresentadas pelas vigas armadas com barras de aço;
- Comparando-se as vigas armadas com barras de aço de referência e as mantidas em ambiente laboratorial durante 1000h, observou-se que as primeiras apresentaram uma força de início de escoamento da armadura cerca de 9 % inferior e uma rigidez 16,5 % menor;
- Com relação às vigas armadas com barras de GFRP de referência e as mantidas em ambiente laboratorial durante 1000h, observou-se que as primeiras apresentaram uma força de ruptura 11 % inferior e uma rigidez menor em cerca de 2 %;
- As vigas armadas com barras de aço mantidas em tanque durante 1000h apresentaram uma força de início de escoamento da armadura 9 % menor que a

apresentada pelas vigas armadas com barras de aço mantidas em ambiente laboratorial durante 1000h, não sendo observadas grandes diferenças na rigidez. Foi observada também uma maior deformabilidade do aço e do concreto das vigas mantidas sob o ataque de cloretos, uma vez que a força necessária para desenvolver um mesmo nível de deformação obtida para as vigas mantidas em ambiente laboratorial foi 12 % menor;

- Analisando-se o comportamento das vigas armadas com barras de GFRP mantidas em ambiente laboratorial e ao ataque de cloretos durante 1000h pode-se perceber que o concreto das vigas mantidas sob a ação de cloretos foi mais deformável, uma vez que foram observadas maiores deformações para um mesmo valor de força. As vigas mantidas ao ataque de cloretos apresentaram um comportamento mais frágil, tendo em vista que a ruptura foi atingida com menores valores de força e deslocamento vertical. Entretanto, não foram observadas alterações na rigidez dos elementos;
- Observou-se, ainda, que a força de início de fissuração do concreto das vigas armadas com barras de GFRP foi menor do que a necessária para o início da fissuração do concreto das vigas armadas com barras de aço, sendo menor em cerca de 38 % para as vigas referência, 60 % para as vigas mantidas em ambiente laboratorial e 32 % para as vigas mantidas sob o ataque de cloretos;
- As fissuras obtidas nas vigas armadas com barras de GFRP foram mais largas e apareceram de maneira brusca, ao contrário das vigas armadas com barras de aço, nas quais as fissuras foram mais estreitas e apareceram aos poucos, aumentando de comprimento gradativamente com o aumento da força aplicada;
- A força máxima resistida e o deslocamento vertical apresentado pelas vigas de referência com armadura de GFRP foi cerca de 37 % e 60 % superior do que os valores observados para as vigas de referência com armadura de aço, respectivamente. Entretanto, os ensaios das vigas armadas com barras de aço foram interrompidos com deslocamentos verticais de cerca de 50 mm, portanto, a diferença no deslocamento vertical poderia ser menor caso este ensaio tivesse sido levado até que se atingisse maiores deformações;
- Para as vigas armadas com barras de aço e de GFRP mantidas em ambiente laboratorial e ao ataque de cloretos, a força máxima resistida pelas vigas quando utilizada armadura de GFRP foi 27 % superior que a resistida pelas vigas com armadura de aço convencional, não sendo observadas diferenças com relação aos deslocamentos verticais, uma vez que os ensaios das vigas armadas com barras de aço foram levados até que se atingisse deslocamento vertical compatível o obtido para as vigas armadas com barras de GFRP;

- A ruptura das vigas armadas com barras de aço foi governada pelo escoamento do aço seguido do esmagamento do concreto, enquanto as vigas armadas com barras de GFRP primeiro apresentaram esmagamento no concreto e só então a ruptura da barra.
- O período de 1000h de exposição acelerada ao ataque de cloretos foi suficiente para que a frente de penetração de cloretos abrangesse toda a altura das vigas, embora a armadura de aço ainda não tenha apresentado processos corrosivos que afetassem seu comportamento estrutural;
- A previsão de capacidade resistente obtida por meio da aplicação dos modelos teóricos para as vigas armadas com barras de aço foi inferior à capacidade resistente experimental;
- Com relação às vigas armadas com barras de GFRP, a força máxima teórica foi bastante inferior à força máxima experimental; e
- Os modos de ruptura foram previstos com acerto para ambos os tipos de armadura longitudinal.

Por fim, conclui-se que, do ponto de vista mecânico, a utilização de armadura de GFRP é viável, uma vez que as vigas de concreto armadas com barras de GFRP apresentam capacidade resistente superior à das vigas de concreto armadas com barras de aço, sendo necessário apenas que as limitações de deslocamento sejam observadas uma vez que estas apresentam deslocamento vertical a meio vão bastante superior. Entretanto, este problema pode ser minimizado com a utilização de seções híbridas armadas com barras de aço em uma camada mais interior e de GFRP nas camadas mais exteriores, garantindo-se a segurança contra a corrosão da armadura metálica e reduzindo os deslocamentos verticais.

Com relação à durabilidade quanto ao ataque de cloretos, apesar de terem sido observadas pequenas diferenças nas forças e deslocamentos verticais das vigas mantidas em tanque com solução de cloretos em relação às vigas mantidas em ambiente laboratorial, ainda não pode ser observada a degradação das armaduras pela ação dos íons cloreto, sendo necessária a análise dos dados a serem obtidos durante os ensaios nas idades de 3000h e 10000h de exposição.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A utilização de armadura de FRP em estruturas de concreto armado ainda não é comum no Brasil, ainda não existem muitas pesquisas nesta linha e ainda não existe norma que balize a utilização deste tipo de material no país. Desta forma, sugere-se a condução de pesquisas que abordem as seguintes questões para um maior conhecimento das potencialidades deste material:

- Utilização de armadura de FRP em conjunto com armadura de aço para redução dos deslocamentos verticais em estruturas de concreto armado;
- Exposição natural ao ataque de cloretos em vigas de concreto armadas com barras de GFRP;
- Aplicação de protocolo de acondicionamento acelerado com ciclos de molhagem e secagem em tanque com solução de cloretos, como forma de acelerar a corrosão pela presença de oxigênio;
- Indução de um estado de tensões nas vigas sob ataque de cloretos para acelerar a corrosão e melhor avaliar o comportamento mecânico em serviço; e
- Análise microestrutural do GFRP submetido ao ataque de cloretos.

REFERÊNCIAS

ACAR, V.; ÇAKIR, F.; ALYAMAÇ, E.; SEYDİBEYOĞLU, M. O. (2018). Basalt Fibers. Inorganic and Composite Fibers, Elsevier, pp. 195-217.

AC125. Acceptance Criteria for concrete and reinforced and unreinforced masonry strengthening using externally bonded Fiber-Reinforced Polymer (FRP) composite systems. 2012.

ALMEIDA, F. C. R.; SALES, A. Ação do meio ambiente sobre as estruturas de concreto: efeitos e considerações para projeto. In: RIBEIRO, D. V. Corrosão e degradação em estruturas de concreto: teoria, controle e técnicas de análise e intervenção (2ª ed). Rio de Janeiro, Elsevier, 2018, p. 97 – 124.

ALONSO, C.; ANDRADE, C.; CASTELLOTE, M.; CASTRO, P. Valores críticos de cloruros para despassivar aceros de refuerzo embebidos em um mortero estandarizado de cimento Portland. In: CONGRESSO IBERO-AMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES, 4. V. 2, p. 555-562. Anais...1997.

AL-SALLOUM, Y. A.; EL-GAMAL, S.; ALMUSALLAM, T. H.; ALSAYED, S. H.; AQEL, M. (2013). Effect of harsh environmental conditions on the tensile properties of GFRP bars. Composites Part B: Engineering, v. 45, n. 1, p. 835-844.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318 - Building code requirements for reinforced concrete. Detroit, USA. 2019.

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

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

_____. ACI COMMITTEE 440.1R. Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars. 2015.

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

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D7205/D7205M: Standard Test Method for Tensile Properties of Fiber Reinforced Polymer Matrix Composite Bars. West Conshohocken, 2016.

_____. ASTM D7705/D7705M: Standard Test Method of Alkali Resistance of Fiber Reinforced Polymer (FRP) Matrix Composite Bars used in Concrete Construction. West Conshohocken, 2019.

ARABI, N.; MOLEZ, L.; RANGEARD, D. (2018). Durability of alkali-resistant glass fibers reinforced cement composite: Microstructural observations of degradation. Periodica Polytechnica Civil Engineering, v. 62, n. 3.

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

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

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

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

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

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

BARROS, J. A. O. Materiais compósitos no reforço de estruturas. Jornadas de Engenharia Civil 2004 – Novos Desafios, Guimarães, 2004.

BENMOKRANE, B.; ALI, A. H.; MOHAMED, H. M.; ELSAFTY, A.; MANALO, A. (2017a). Laboratory assessment and durability performance of vinyl-ester, polyester, and epoxy glass-FRP bars for concrete structures. *Composites for Construction*, v. 21, n. 5, pp. 1-13.

BENMOKRANE, B.; NAZAIR, C.; SEYNAVE, X.; MANALO, A. Comparison between ASTM D7205 and CSA S806 tensile-testing methods for glass fiber-reinforced Polymer bars. *Journal of Composites for Construction*, v. 21, n. 5, p. 1-13, 2017b.

BERTOLINI, L. Materiais de construção. São Paulo: Oficina de textos, 2010. 408 p.

BISCHOFF, P. Reevaluation of Deflection Prediction for Concrete Beams Reinforced with Steel and Fiber-Reinforced Polymer Bars. *Journal of Structural Engineering*, v. 131, n. 5, Maio/2005, p, 752-767.

BISCHOFF, P. H.; GROSS, S. P. Equivalent Moment of Inertia Based on Integration of Curvature. *Journal of Composites for Construction*, v. 15, n. 3, p. 263-273, 2011.

BOTO, T. A. P. M. Estratégias para intervenções de reparação e reforço em estruturas de betão armado. Coimbra, 2015. 169p. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra.

BRANSON, D. E. Instantaneous and Time-Dependent Deflections of Simple and Continuous Reinforced Concrete Beams. HPR Report n. 7, Alabama Highway Department, Bureau of Public Roads, Montgomery, AL. Part 1, 78p, 1965.

CAMACHO, L. F. C. A utilização de varões de GFRP nas estruturas de betão armado. Funchal, 2011. 189p. Dissertação de Mestrado, Universidade da Madeira.

CAMPANA, S.; RUIZ, M. F.; ANASTASI, A.; MUTTONI, A. Analysis of shear-transfer actions on one way RC members based on measured cracking pattern and failure kinematics. *Magazine of Concrete Research*, v. 65, n. 6, p. 386-404, 2013.

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

CASTRO, P. F. Barras de FRP: Avaliando o módulo de elasticidade não destrutivamente. *Polímeros: Ciência e Tecnologia*, v. 7, n. 2, p. 58 – 65, abr/jun 1997.

CONFRERE, A.; MICHEL, L.; FERRIER, E.; CHANVILLARD, G. Experimental behaviour and deflection of low-strength concrete beams reinforced with FRP bars. *Structural Concrete*, v. 17, n. 5, p. 858 – 874, 2016.

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

CHEN, Y.; DAVALOS, J. F.; RAY, I.; KIM, H. (2007). Accelerated aging tests for evaluations of durability performance of FRP reinforcing bars for concrete structures. *Composite Structures*, v. 78, n. 1, pp. 101-111.

D'ANTINO, T.; PISANI, M. A.; POGGI, C. (2018). Effect of the environment on the performance of GFRP reinforcing bars. *Composites Part B: Engineering*, v. 141, p. 123-136.

EL-SAYED, A. K.; SOUDKI, K. Evaluation of shear design equations of concrete beams with FRP reinforcement. *Journal of Composites for Construction*, v. 15, n. 1, p. 9-20, 2011.

FEESER, W. K.; BROWN, V. L. Guide Examples for Design of Concrete Reinforced with FRP Bars. In: *INTERNACIONAL SYMPOSIUM OF FIBER-REINFORCED POLYMER REINFORCEMENT FOR CONCRETE STRUCTURES*, 7., v. 230, p. 935-954, 2005, Kansas. Anais... Kansas, 2005.

FELIX, E. F.; BALABUCH, T. J. R.; POSTERLLI, M. C.; POSSAN, E.; CARRAZEDO, R. (2018). 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.

FERGANI, H.; DI BENEDETTI, M.; OLLER, C. M.; LYNSDALE, C.; GUADAGNINI, M. (2018). Durability and degradation mechanisms of GFRP reinforcement subjected to severe environments and sustained stress. *Construction and Building Materials*, v. 170, pp. 637-648.

FERREIRA, D. C. Avaliação da degradação de vigas reforçadas com FRP quando expostas ao intemperismo. 2019. 137p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2019.

FIB BULLETIN 90. Externally applied FRP reinforcement for concrete structures – Technical report. 2019.

FICO, R.; PROTA, A.; MANFREDI, G. Assessment of Eurocode-like design equations for the shear capacity of FRP RC members. *Composites Part B: Engineering*, v. 39, n. 5, p. 792-806, 2008.

FROSCH, R. J. Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete. *ACI Structural Journal*, v. 96, n. 3, maio/junho 1999, p. 437-442.

GEIKER, M. R.; POLDER, R. B. (2016). Experimental support for new electro active repair method for reinforced concrete. *Materials and Corrosion*, v. 67, pp. 600-606.

GONÇALVES, J. F. G. Aderência de varões de GFRP no betão. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). 2013. Universidade da Madeira, 2013.

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

GROCHOSKI, M.; HELENE, P. (2008). Sistemas de reparo para estruturas de concreto com corrosão de armaduras. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, São Paulo, n. 5, 21p. EPUSP.

HEAD, M.; ASHBY-BEY, E.; EDMONDS, K.; EFE, S.; GROSE, S.; MASON, I. (2015). Stainless Steel Prestressing Strands and Bars for use in Prestressed Concrete Girders and Slabs. Maryland State Highway Administration / Morgan State University, Baltimore, p. 121.

HELENE, P. R. L. Corrosão em armaduras para concreto armado (4ª ed). São Paulo, PINI, 1999, 48 p.

HOLLAWAY, L. Polymer Composites for Civil and Structural Engineering. Glasgow. Chapman & Hall, 2003.

HUSSAIN, S. E.; AL-GAHTANI, A. S.; RASHEEDUZZAFAR. (1996). Chloride threshold for corrosion of reinforcement in concrete. ACI Materials Journal, v. 94, n. 6, pp. 534-538.

ISIS, Canada. Design 3: Reinforcing Concrete Structures with Fibre Reinforced Polymers. Canadá, 2007.

ISSA, M. S.; METWALLY, I. M.; ELZEINY, S. M. (2011). Influence of fibers on flexural behavior and ductility of concrete beams reinforced with GFRP rebars. Engineering Structures, v. 33, pp. 1754-1763.

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

KAMAL, A. S.; BOULFIZA, A. M. (2011). Durability of GFRP rebars in simulated concrete solutions under accelerated aging conditions. Journal of Composites for Construction, v. 15, jul/ago 2011, p. 473-481.

KÖLIÖ, A.; PAKKALA, T. A.; HOHTI, H.; LAUKKARINEN, A.; LAHDENSIVU, J.; MATTILA, J.; PENTTI, M. (2017). The corrosion rate in reinforced concrete facades exposed to outdoor environment. Materials and Structures, v. 50, pp. 1-16.

LIMA, R. S.; PRADO, F. S. Análise numérica de vigas de concreto armadas com barras de fibra de vidro (GFRP) e aço. In: SEMINÁRIO MAUÁ DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA, 6., 2014, São Caetano do Sul. Anais... São Caetano do Sul, 2014.

MEDEIROS, M. H. F.; HELENE, P. (2008). Estimativa da elevação da vida útil do concreto armado através do coeficiente de difusão de cloretos. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, São Paulo, n. 4. 14p. EPUSP.

MICALI, R. M. Análise teórica de vigas pré-moldadas de concreto com armadura de aço e de polímeros reforçado com fibra de vidro em meio altamente agressivo. São Carlos, 2010. 150p. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, Universidade de São Paulo.

NEVILLE, A. M. (1997). Propriedades do Concreto. São Paulo: Pini, 2ª ed., 828p.

OLIVEIRA, F. G. X.; FILGUEIRAS, V. J. B. F.; MEIRA, G. R.; CARNEIRO, A. M. P. (2007). Custos de Recuperação Estrutural: Um Estudo de Caso. IX Congresso Latino-Americano de Patologia das Construções - CONPAT2007. Quito, Equador, 2007.

OLIVEIRA, F.; OLIVEIRA, F.; ARAÚJO, W. (2017). Avaliação e Recuperação de Estrutura de Concreto Armado: Um Estudo de Caso. Conferência Nacional de Patologia e Recuperação de Estruturas – CONPAR2017. Recife, Brasil, 2017.

OLIVEIRA, C. B. L.; GRECO, M.; BITTENCOURT, T. N. (2019). Analysis of the brazilian federal bridge inventory. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 12, n. 1, Jan./Fev. 2019.

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

RAO, A. S.; LEPECH, M. D.; KIREMIDJIAN, A. S.; SUN X. Y. (2017). Simplified structural deterioration model for reinforced concrete bridge piers under cyclic loading. Structure and Infrastructure Engineering, v. 13, pp. 55-66.

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

RIBEIRO, D. V. Corrosão em estruturas de concreto armado como consequência da carbonatação e da ação de cloretos. In: RIBEIRO, D. V. Corrosão e degradação em estruturas de concreto: teoria, controle e técnicas de análise e intervenção (2ª ed). Rio de Janeiro, Elsevier, 2018, p. 125 – 158.

ROBERT, M.; WANG, P.; COUSIN, P.; BENMOKRANE, B. (2010). 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.

ROBERT, M.; BENMOKRANE, B. (2013). Combined effects of saline solution and moist concrete on long-term durability of GFRP reinforcing bars. Construction and Building Materials, v. 38, p. 274-284.

RODRIGUEZ, J.; ORTEGA, L. M.; CASAL, J. (1997). Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement. Construction and Building Materials, v. 11, n. 4, pp. 239-248.

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

STANISH, K.; HOOTON, R. D.; PANTAZOPOULOU, S. J. (1999). Corrosion effects on bond strength in reinforced concrete. ACI Structural Journal, v. 96, n. 6, pp. 915-921.

STRATUS. Rebar Stratus – Especificações e características de vergalhões em fibra de vidro, estribos e estruturas armadas. Setembro/2015.

STRATUS. Stratus FRP, 2020. Processo de Pultrusão. Disponível em: <http://www.stratusfrp.com/index.php?option=com_content&view=article&id=13&Itemid=25>. Acesso em: 31 de jan. de 2020.

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

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.

UEDA, T.; TAKEWAKA, K. (2007). Performance-based Standard Specifications for Maintenance and Repair of Concrete Structures in Japan. *Structural Engineering International*, v. 4, pp. 359-366.

WANG, H.; BELARBI, A. Flexural Behavior of Fiber-Reinforced-Concrete Beams Reinforced with FRP Rebars. In: *INTERNACIONAL SYMPOSIUM OF FIBER-REINFORCED POLYMER REINFORCEMENT FOR CONCRETE STRUCTURES*, 7., v. 230, p. 895-914, 2005, Kansas. Anais... Kansas, 2005.

ZHU, H. G.; LEUNG, C. K. L.; KIM, J. K.; LIU, M. Y. (2011). Degradation of glass fiber-reinforced plastic composites containing nanoclay in alkaline environment. *Journal of Composite Materials*, v. 45, pp. 2147-2156.

APÊNDICE A

A.1 – APLICAÇÃO DO MODELO DE DIMENSIONAMENTO:

Tabela 29: Propriedades da barra de FRP

Viga	Propriedades da barra									
	Material	\varnothing (mm)	nº barras	A_f (mm ²)	f_{fu}^* (MPa)	C_E	f_{fu} (MPa)	E_f (MPa)	ε_{fu}^*	ε_{fu}
FIG- [4d16]	GFRP (SC)	16	4	804,25	683	0,8	546,40	48000	0,0142	0,0114
	GFRP (SC)	16	4	804,25	683	1,0	683,00	48000	0,0142	0,0142
FIC- [4d15]	CFRP (HW&SC)	15	4	706,86	2300	1,0	2300,00	130000	0,0177	0,0177

Tabela 30: Propriedades do concreto e dimensões das vigas

Viga	Propriedades do concreto			Dimensões da viga					
	f_{ck} (MPa)	ε_{cu}	β_1	Vão (mm)	b_w (mm)	h (mm)	\varnothing_{trans} (mm)	Cobrimento (mm)	d (mm)
FIG- [4d16]	13,6	0,003	0,85	4000	250	400	12,5	25	354,5
	13,6	0,003	0,85	4000	250	400	12,5	25	354,5
FIC- [4d15]	17,2	0,003	0,85	4000	250	400	6,0	25	361,5

Tabela 31: Determinação do modo de ruptura e capacidade resistente

Viga	Modo de ruptura				Cálculo da capacidade resistente						
	ρ_f	ρ_{fb}	ρ_f/ρ_{fb}	Ruptura	ϕ	c_b	c	f_f (MPa)	M (kN.m)	M/M_{exp}	M_u (kN.m)
FIG- [4d16]	0,0091	0,0038	2,42	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	329,38	81,73	0,81	53,13
	0,0091	0,0025	3,62	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	329,38	81,73	0,81	53,13
FIC- [4d15]	0,0078	0,0008	9,98	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	615,97	131,39	0,99	85,40

A.2 – DIMENSIONAMENTO DE VIGAS ARMADAS COM BARRAS DE AÇO:

- **ACI 318 (2019)**

Apresenta-se a seguir o passo a passo dos cálculos realizados para o dimensionamento da viga de concreto armada com barras de aço referência (V_LAB_S_45d), segundo as recomendações do ACI 318 (2019). Serão aqui demonstrados os procedimentos para determinação da capacidade resistente da viga com a utilização do coeficiente de minoração da resistência, sendo que os cálculos para as demais vigas seguiram o mesmo passo a passo.

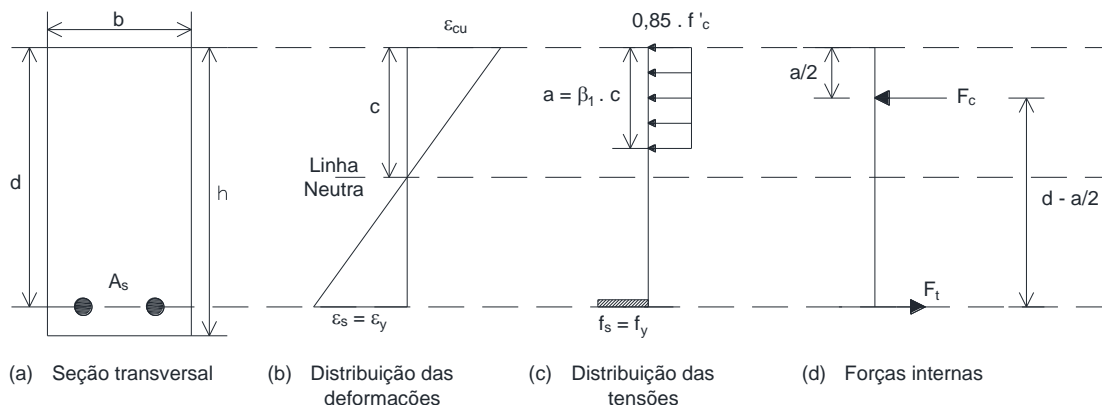
Assim, foi dimensionada uma viga de seção transversal com largura da base (b) de 120 mm, altura (h) de 200 mm, vão livre entre apoios (l) de 230 cm, armadura longitudinal composta por duas barras de aço CA-50 (resistência característica ao escoamento - f_y de 565,35 MPa e módulo de elasticidade - E_s de 194,33 GPa) com diâmetro (ϕ) de 10 mm, resistência característica à compressão do concreto (f_{cm}) de 32,79 MPa, cobrimento (c_b) de 15 mm e armadura transversal composta por estribos de aço CA-60 com diâmetro (ϕ_t) de 5 mm.

Assim, primeiramente foi calculada a área de armadura de aço (A_s), sendo n_b o número de barras de aço:

$$A_s = (n_b) \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \right) = 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 10^2}{4} \right) = 157,08 \text{ mm}^2$$

A ACI 318 (2019) permite a utilização de um diagrama retangular equivalente para a tensão no concreto, conforme apresentado na Figura 76.

Figura 76: Diagrama retangular equivalente – ACI 318 (2019)



Fonte: Próprio autor

A altura útil da seção transversal (d) pode ser calculada subtraindo-se da altura da seção transversal, o cobrimento, o diâmetro do estribo utilizado e metade do diâmetro da barra de aço utilizada como armadura longitudinal positiva, conforme apresentado a seguir:

$$d = h - c_b - \phi_t - \frac{\phi}{2} = 200 - 15 - 5 - \frac{10}{2} = 175 \text{ mm}$$

O valor de β_1 varia em função do f_{cm} do concreto, podendo ser calculado de acordo com a equação a seguir, sendo que o f_{cm} do concreto utilizado é igual a 32,79 MPa:

$$\beta_1 = \begin{cases} 0,85 & \text{para } f_{cm} < 28 \text{ MPa} \\ 0,85 - \frac{0,05 \cdot (f_{cm} - 28)}{7} & \text{para } 28 < f_{cm} < 55 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 \cdot (32,79 - 28)}{7} = 0,816 \\ 0,65 & \text{para } f_{cm} > 55 \text{ MPa} \end{cases}$$

Assim, fazendo-se o equilíbrio de forças, a profundidade da linha neutra (c) pode ser calculada como apresentado abaixo:

$$c = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{0,85 \cdot f_{ck} \cdot \beta_1 \cdot b} = \frac{157,08 \cdot 565,35}{0,85 \cdot 32,79 \cdot 0,816 \cdot 120} = 32,53 \text{ mm}$$

Utilizando-se a Lei de Hooke é possível determinar a deformação de escoamento do aço (ε_{sy}):

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yk}}{E_s} = \frac{565,35}{194,33} = 2,91 \text{ ‰}$$

Por meio da compatibilidade de deformações é possível obter a deformação na armadura de aço para a configuração da viga dimensionada (ε_s), sabendo-se que o ACI 318 (2019) considera a deformação última no concreto (ε_{cu}) igual a 3‰. Assim:

$$\varepsilon_s = \left(\frac{d - c}{c} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = \left(\frac{175 - 32,53}{32,53} \right) \cdot 3 = 13,14 \text{ ‰}$$

Como a deformação no aço (ε_s) é maior que a deformação de escoamento (ε_{sy}), considera-se que o aço está escoando e utiliza-se a seguinte equação para o cálculo do momento nominal resistente (M_n):

$$M_n = A_s \cdot f_{yk} \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) = 157,08 \cdot 565,35 \cdot \left(175 - \frac{0,816 \cdot 32,53}{2} \right) = 14,36 \text{ kN.m}$$

A determinação do coeficiente de minoração da resistência proposto pelo ACI 318 (2019) é feita pela seguinte equação:

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

Assim, como $\varepsilon_{sy} + 0,003 < \varepsilon_s$, tem-se ϕ igual a 0,9 e o momento resistente de cálculo (M_u) igual a:

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 14,36 = 12,93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Conhecendo-se o esquema estático de um ensaio de flexão de três pontos, que consiste em uma força concentrada a meio vão de uma viga bi-apoiada, tem-se a força aplicada (F) conforme apresentado a seguir:

$$M_u = \frac{F \cdot l}{4} \rightarrow F = \frac{4 \cdot M_u}{l} = \frac{4 \cdot 12,93}{2,3} = 22,48 \text{ kN}$$

Este mesmo processo de cálculo foi utilizado no dimensionamento das demais vigas, sendo obtidos os resultados apresentados nas Tabelas a seguir.

Tabela 32: Propriedades da barra de aço

Viga	Norma		Propriedades da barra					
			Material	ϕ (mm)	n ^o barras	A _s (mm ²)	f _{yk} (MPa)	E _s (MPa)
V_LAB_S_45d	ACI 318 (2019)	Com redução	Aço CA50	10	2	157,08	565,35	194330,00
		Sem redução	Aço CA50	10	2	157,08	565,35	194330,00
V_LAB_S_1000h	ACI 318 (2019)	Com redução	Aço CA50	10	2	157,08	563,36	197470,00
		Sem redução	Aço CA50	10	2	157,08	563,36	197470,00
V_ACP_S_1000h	ACI 318 (2019)	Com redução	Aço CA50	10	2	157,08	555,85	195800,00
		Sem redução	Aço CA50	10	2	157,08	555,85	195800,00

Tabela 33: Propriedades do concreto

Viga	Norma		Propriedades do concreto		
			f _{ck} (MPa)	ϵ_{cu}	β_1
V_LAB_S_45d	ACI 318 (2019)	Com redução	32,79	0,003	0,8158
		Sem redução	32,79	0,003	0,8158
V_LAB_S_1000h	ACI 318 (2019)	Com redução	33,49	0,003	0,8108
		Sem redução	33,49	0,003	0,8108
V_ACP_S_1000h	ACI 318 (2019)	Com redução	34,6	0,003	0,8029
		Sem redução	34,6	0,003	0,8029

Tabela 34: Dimensões da viga

Viga	Norma		Dimensões da viga					
			Vão (mm)	b _w (mm)	h (mm)	ϕ_{trans} (mm)	Cobrimento (mm)	d (mm)
V_LAB_S_45d	ACI 318 (2019)	Com redução	2300	120	200	5	15	175
		Sem redução	2300	120	200	5	15	175
V_LAB_S_1000h	ACI 318 (2019)	Com redução	2300	120	200	5	15	175
		Sem redução	2300	120	200	5	15	175
V_ACP_S_1000h	ACI 318 (2019)	Com redução	2300	120	200	5	15	175
		Sem redução	2300	120	200	5	15	175

Tabela 35: Cálculo da profundidade da linha neutra

Viga	Norma		Profundidade da linha neutra					
			ρ_s	c (mm)	a (mm)	ϵ_s	ϵ_{sy}	Verificação
V_LAB_S_45d	ACI 318 (2019)	Com redução	0,0075	32,55	26,55	0,01313	0,00291	Aço escoando
		Sem redução	0,0075	32,55	26,55	0,01313	0,00291	Aço escoando
V_LAB_S_1000h	ACI 318 (2019)	Com redução	0,0075	31,95	25,91	0,01343	0,00285	Aço escoando
		Sem redução	0,0075	31,95	25,91	0,01343	0,00285	Aço escoando
V_ACP_S_1000h	ACI 318 (2019)	Com redução	0,0075	30,82	24,74	0,01404	0,00284	Aço escoando
		Sem redução	0,0075	30,82	24,74	0,01404	0,00284	Aço escoando

Tabela 36: Cálculo da capacidade resistente e força máxima

Viga	Norma		Cálculo da capacidade resistente				Força máxima
			M_{nc} (kN.m)	M_{nt} (kN.m)	ϕ	M_n (kN.m)	F (kN)
V_LAB_S_45d	ACI 318 (2019)	Com redução	14,36	14,36	0,90	12,93	22,48
		Sem redução	14,36	14,36	1,00	14,36	24,98
V_LAB_S_1000h	ACI 318 (2019)	Com redução	14,34	14,34	0,90	12,91	22,45
		Sem redução	14,34	14,34	1,00	14,34	24,94
V_ACP_S_1000h	ACI 318 (2019)	Com redução	14,20	14,20	0,90	12,78	22,23
		Sem redução	14,20	14,20	1,00	14,20	24,70

- **ABNT NBR 6118 (2014)**

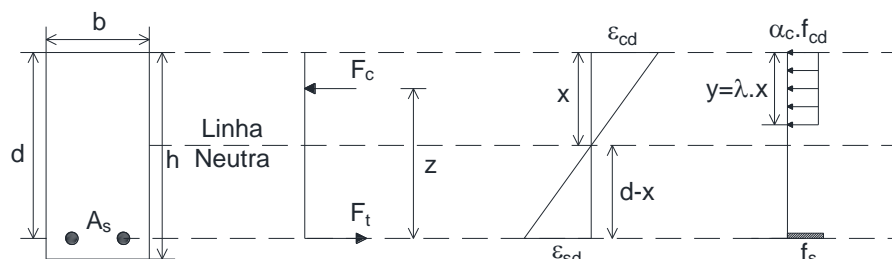
A seguir é apresentada a metodologia para o dimensionamento da viga de concreto armada com barras de aço referência (V_LAB_S_45d) segundo as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014). Será aqui demonstrado o passo a passo para determinação da capacidade resistente da viga com a utilização dos coeficientes de minoração das propriedades do aço e do concreto, sendo que os cálculos para as demais vigas seguiram os mesmos procedimentos.

Desta maneira, foi dimensionada uma viga de seção transversal com largura da base (b_w) de 120 mm, altura (h) de 200 mm, vão livre entre apoios (l) de 230 cm, armadura longitudinal composta por duas barras de aço CA-50 (resistência característica ao escoamento - f_y de 565,35 MPa e módulo de elasticidade - E_s de 194,33 GPa) com diâmetro (ϕ) de 10 mm, resistência característica à compressão do concreto (f_{cm}) de 32,79 MPa, cobrimento (c_b) de 15 mm e armadura transversal composta por estribos de aço CA-60 com diâmetro (ϕ_t) de 5 mm.

Assim como o ACI 318 (2019), a ABNT NBR 6118 (2014) permite a utilização de um diagrama simplificado de distribuição de tensões e deformações de uma viga de seção retangular com armadura simples, conforme apresentado na Figura 77.

A profundidade da linha neutra (x) é obtida fazendo-se o equilíbrio de forças da seção transversal, sendo A_s a área de armadura longitudinal, d a altura útil, λ o valor definido em 0,8 para a altura do diagrama retangular simplificado da distribuição de tensões do concreto comprimido de resistência à compressão até 50 MPa, α_c igual a 0,85 da tensão máxima de compressão para concretos de até 50 MPa, f_{cd} a resistência à compressão de cálculo do concreto ($f_{cm}/1,4$) e f_{yd} a resistência ao escoamento de cálculo do aço ($f_y/1,15$).

Figura 77: Diagrama retangular equivalente – ABNT NBR 6118 (2014)



Fonte: Próprio autor

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \lambda \cdot b_w} = \frac{157,08 \cdot (565,35/1,15)}{0,85 \cdot (32,79/1,4) \cdot 0,8 \cdot 120} = 40,40 \text{ mm}$$

A ABNT NBR 6118 (2014) trabalha com o conceito de domínios de deformações, sendo que a profundidade de linha neutra que separa os Domínios 2 e 3 é dada por $x_{2/3} = 0,259 \cdot d = 0,259 \cdot 175 = 45,32 \text{ mm}$. Como a profundidade de linha neutra calculada é menor que 45,32 mm, verifica-se que o dimensionamento encontra-se no Domínio 2, para o qual se obtém uma deformação do aço (ϵ_s) igual a 10‰ (aço escoando). Pela compatibilidade de deformações, obtém-se a deformação no concreto (ϵ_c).

$$\epsilon_c = \epsilon_s \cdot \left(\frac{x}{d-x} \right) = 10 \cdot \left(\frac{40,40}{175 - 40,40} \right) = 3 \text{ ‰}$$

Assim, para o cálculo do momento resistente (M_d), foi utilizada a formulação obtida pela análise do bloco tracionado, conforme apresentado a seguir:

$$M_d = A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right) = 157,08 \cdot (565,35/1,15) \cdot \left(175 - \frac{0,8 \cdot 40,40}{2} \right) = 12,27 \text{ kN.m}$$

Conhecendo-se o esquema estático de um ensaio de flexão de três pontos, que consiste em uma força concentrada a meio vão de uma viga bi-apoiada, tem-se a força aplicada (F) conforme apresentado a seguir:

$$M_d = \frac{F \cdot l}{4} \rightarrow F = \frac{4 \cdot M_d}{l} = \frac{4 \cdot 12,27}{2,3} = 21,33 \text{ kN}$$

Este mesmo processo de cálculo foi utilizado no dimensionamento das demais vigas, sendo obtidos os resultados apresentados nas Tabelas a seguir.

Tabela 37: Propriedades da barra de aço

Viga	Norma		Propriedades da barra					
			Material	\varnothing (mm)	nº barras	A_s (mm ²)	f_{yk} (MPa)	E_s (MPa)
V_LAB_S_45d	NBR 6118 (ABNT, 2014)	Com redução	Aço CA50	10	2	157,08	565,35	194330,00
		Sem redução	Aço CA50	10	2	157,08	565,35	194330,00
V_LAB_S_1000h	NBR 6118 (ABNT, 2014)	Com redução	Aço CA50	10	2	157,08	563,36	197470,00
		Sem redução	Aço CA50	10	2	157,08	563,36	197470,00
V_ACP_S_1000h	NBR 6118 (ABNT, 2014)	Com redução	Aço CA50	10	2	157,08	555,85	195800,00
		Sem redução	Aço CA50	10	2	157,08	555,85	195800,00

Tabela 38: Propriedades do concreto

Viga	Norma		Propriedades do concreto			
			f_{ck} (MPa)	ε_{cu}	α_c	λ
V_LAB_S_45d	NBR 6118 (ABNT, 2014)	Com redução	32,79	0,0035	0,85	0,8
		Sem redução	32,79	0,0035	0,85	0,8
V_LAB_S_1000h	NBR 6118 (ABNT, 2014)	Com redução	33,49	0,0035	0,85	0,8
		Sem redução	33,49	0,0035	0,85	0,8
V_ACP_S_1000h	NBR 6118 (ABNT, 2014)	Com redução	34,60	0,0035	0,85	0,8
		Sem redução	34,60	0,0035	0,85	0,8

Tabela 39: Dimensões da viga

Viga	Norma		Dimensões da viga					
			Vão (mm)	b_w (mm)	h (mm)	\varnothing_{trans} (mm)	Cobrimento (mm)	d (mm)
V_LAB_S_45d	NBR 6118 (ABNT, 2014)	Com redução	2300	120	200	5	15	175
		Sem redução	2300	120	200	5	15	175
V_LAB_S_1000h	NBR 6118 (ABNT, 2014)	Com redução	2300	120	200	5	15	175
		Sem redução	2300	120	200	5	15	175
V_ACP_S_1000h	NBR 6118 (ABNT, 2014)	Com redução	2300	120	200	5	15	175
		Sem redução	2300	120	200	5	15	175

Tabela 40: Cálculo da profundidade da linha neutra

Viga	Norma		Profundidade da linha neutra							
			ρ_s	f_{cd} (MPa)	f_{yd} (MPa)	x (mm)	$x_{2,3}$ (mm)	$x_{0,45}$ (mm)	Verificação	$x_{adotado}$ (mm)
V_LAB_S_45d	NBR 6118 (ABNT, 2014)	Com redução	0,0075	23,42	491,61	40,41	45,33	78,75	Aço escoando	40,41
		Sem redução	0,0075	32,79	565,35	33,19	45,33	78,75	Aço escoando	33,19
V_LAB_S_1000h	NBR 6118 (ABNT, 2014)	Com redução	0,0075	23,92	489,88	39,42	45,33	78,75	Aço escoando	39,42
		Sem redução	0,0075	33,49	563,36	32,38	45,33	78,75	Aço escoando	32,38
V_ACP_S_1000h	NBR 6118 (ABNT, 2014)	Com redução	0,0075	24,71	483,35	37,65	45,33	78,75	Aço escoando	37,65
		Sem redução	0,0075	34,60	555,85	30,93	45,33	78,75	Aço escoando	30,93

Tabela 41: Cálculo da capacidade resistente

Viga	Norma		Cálculo da capacidade resistente		
			M_{dc} (kN.m)	M_{dt} (kN.m)	M_d (kN.m)
V_LAB_S_45d	NBR 6118 (ABNT, 2014)	Com redução	12,27	12,27	12,27
		Sem redução	14,36	14,36	14,36
V_LAB_S_1000h	NBR 6118 (ABNT, 2014)	Com redução	12,25	12,25	12,25
		Sem redução	14,34	14,34	14,34
V_ACP_S_1000h	NBR 6118 (ABNT, 2014)	Com redução	12,14	12,14	12,14
		Sem redução	14,20	14,20	14,20

Tabela 42: Determinação da deformação nos materiais e da força máxima

Viga	Norma		Deformações nos materiais			Força máxima
			Domínio	ϵ_s	ϵ_c	F (kN)
V_LAB_S_45d	NBR 6118 (ABNT, 2014)	Com redução	2	0,01000	0,00300	21,33
		Sem redução	2	0,01000	0,00234	24,98
V_LAB_S_1000h	NBR 6118 (ABNT, 2014)	Com redução	2	0,01000	0,00291	21,31
		Sem redução	2	0,01000	0,00227	24,94
V_ACP_S_1000h	NBR 6118 (ABNT, 2014)	Com redução	2	0,01000	0,00274	21,12
		Sem redução	2	0,01000	0,00215	24,70

A.3 – DIMENSIONAMENTO DE VIGAS ARMADAS COM BARRAS DE GFRP:

- **ACI 440.1R (2015)**

Neste tópico é apresentada a metodologia para o dimensionamento da viga de concreto armada com barras de GFRP referência (V_LAB_GFRP_45d) segundo as recomendações do ACI 440.1R (2015). Os cálculos realizados para as demais vigas seguem os mesmos procedimentos aqui demonstrados para a determinação da capacidade resistente da viga com a utilização dos coeficientes de minoração da capacidade resistente e o coeficiente ambiental de redução das propriedades da barra de GFRP.

Desta forma, foi dimensionada uma viga de seção transversal com largura da base (b) de 120 mm, altura (h) de 200 mm, vão livre entre apoios (l) de 230 cm, armadura longitudinal composta por duas barras de GFRP (resistência à tração da barra de FRP dada pelo fabricante - f_{fu}^* de 1047 MPa e módulo de elasticidade dado pelo fabricante – E_f de 48 GPa) com diâmetro (ϕ) de 10 mm, resistência característica à compressão do concreto (f_{cm}) de 32,79 MPa, cobrimento (c_b) de 15 mm e armadura transversal composta por estribos de aço CA-60 com diâmetro (ϕ_t) de 5 mm. Para esta viga foi considerada a utilização de C_E igual a 0,8 (viga não exposta a água e intempéries), podendo-se determinar a resistência à tração de projeto da barra de GFRP (f_{fu}) conforme a seguir:

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* = 0,8 \cdot 1047 = 837,60 \text{ MPa}$$

Para a determinação do tipo de ruína da viga, são calculadas a taxa de armadura de FRP do elemento (ρ_f) e a taxa de armadura balanceada (ρ_{fb}), conforme demonstrado a seguir, sendo A_f a área de armadura de GFRP, d a altura útil da seção transversal, β_1 um fator de redução com valor de 0,85 para concretos com f_{cm} menor ou igual a 27,6 MPa, o qual sofre reduções de 0,05 para cada 6,9 MPa extrapolado do limite de 27,6 MPa, nunca sendo menor que 0,65, e a deformação última do concreto (ε_{cu}) igual a 3‰.

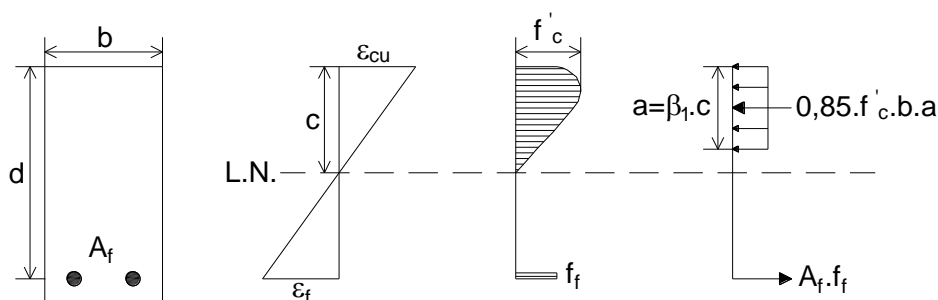
$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot \left(\frac{f_{cm} - 27,6}{6,9} \right) = 0,85 - 0,05 \cdot \left(\frac{32,79 - 27,6}{6,9} \right) = 0,812$$

$$\rho_f = \frac{A_f}{b \cdot d} = \frac{157,08}{120 \cdot 175} = 0,00748$$

$$\rho_{fb} = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_{cm}}{f_{tu}} \cdot \left(\frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{E_f \cdot \varepsilon_{cu} + f_{tu}} \right) = 0,85 \cdot 0,812 \cdot \frac{32,79}{837,6} \cdot \left(\frac{48000 \cdot 0,003}{48000 \cdot 0,003 + 837,6} \right) = 0,00396$$

Como $\rho_f > 1,4 \cdot \rho_{fb}$, a ruína é baseada no esmagamento do concreto e o diagrama de tensões no concreto pode ser aproximado para a forma retangular, conforme apresentado na Figura 78.

Figura 78: Diagrama retangular equivalente para esmagamento do concreto – ACI 440.1R (2015)



Fonte: Adaptado de ACI 440.1R (2015)

Sabendo-se que o modo de ruína da viga é o esmagamento do concreto, é possível calcular a tensão de tração mobilizada na barra de GFRP (f_f):

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_{cm}}{\rho_f} \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu}} - 0,5 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu} \right) \leq f_{tu}$$

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(48000 \cdot 0,003)^2}{4} + \frac{0,85 \cdot 0,812 \cdot 32,79}{0,00748} \cdot 48000 \cdot 0,003} - 0,5 \cdot 48000 \cdot 0,003 \right) = 592,14 \text{ MPa}$$

Assim, a profundidade da linha neutra (c) é dada por:

$$c = \frac{A_f \cdot f_f}{0,85 \cdot f_{cm} \cdot b \cdot \beta_1} = \frac{157,08 \cdot 592,14}{0,85 \cdot 32,79 \cdot 120 \cdot 0,812} = 34,25 \text{ mm}$$

Como o modo de ruína é o esmagamento do concreto, a deformação no concreto é igual à deformação última (ε_{cu}), sendo assumido o valor de 3‰. Assim, pela compatibilidade de deformações é possível calcular a deformação na armadura de GFRP (ε_f):

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 3 \cdot \left(\frac{175-34,25}{34,25} \right) = 12,34 \text{ ‰}$$

Por fim, é possível calcular a capacidade resistente nominal (M_n) do elemento:

$$M_n = \rho_f \cdot f_f \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \frac{\rho_f \cdot f_f}{f_{cm}} \right) \cdot b \cdot d^2$$

$$M_n = 0,00748 \cdot 592,14 \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \frac{0,00748 \cdot 592,14}{32,79} \right) \cdot 120 \cdot 175^2 = 14,98 \text{ kN.m}$$

O fator de redução da resistência (ϕ) depende da razão entre a taxa de armadura de FRP (ρ_f) e a taxa de armadura balanceada (ρ_{fb}), como apresentado a seguir:

$$\phi = \begin{cases} 0,55 & \text{para } \rho_f \leq \rho_{fb} \\ 0,3 + 0,25 \cdot \frac{\rho_f}{\rho_{fb}} & \text{para } \rho_{fb} < \rho_f < 1,4 \cdot \rho_{fb} \\ 0,65 & \text{para } \rho_f \geq 1,4 \cdot \rho_{fb} \end{cases}$$

Assim, para o esmagamento do concreto tem-se um valor de 0,65 para o fator de redução da resistência. Deste modo, obtém-se a capacidade resistente da seção (M_u):

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 14,98 = 9,74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Conhecendo-se o esquema estático de um ensaio de flexão de três pontos, que consiste em uma força concentrada a meio vão de uma viga bi-apoiada, tem-se a força aplicada (F) conforme apresentado a seguir:

$$M_u = \frac{F \cdot l}{4} \rightarrow F = \frac{4 \cdot M_u}{l} = \frac{4 \cdot 9,74}{2,3} = 16,93 \text{ kN}$$

Este mesmo processo de cálculo foi utilizado no dimensionamento das demais vigas, sendo obtidos os resultados apresentados nas Tabelas a seguir.

Tabela 43: Propriedades da barra de GFRP – Parte 1

Viga	Norma		Propriedades da barra				
			Material	Ø (mm)	nº barras	A _f (mm ²)	f _{fu} * (MPa)
V_LAB_GFRP_45d	ACI 440.1R (2015)	Com redução	GFRP	10	2	157,08	1047,00
		Sem redução	GFRP	10	2	157,08	1047,00
		CE = 1	GFRP	10	2	157,08	1047,00
V_LAB_GFRP_1000h	ACI 440.1R (2015)	Com redução	GFRP	10	2	157,08	1047,00
		Sem redução	GFRP	10	2	157,08	1047,00
		CE = 1	GFRP	10	2	157,08	1047,00
V_ACP_GFRP_1000h	ACI 440.1R (2015)	Com redução	GFRP	10	2	157,08	1047,00
		Sem redução	GFRP	10	2	157,08	1047,00
		CE = 1	GFRP	10	2	157,08	1047,00

Tabela 44: Propriedades da barra de GFRP – Parte 2

Viga	Norma		Propriedades da barra				
			CE	f _{fu} (MPa)	E _f (MPa)	ε _{fu} *	ε _{fu}
V_LAB_GFRP_45d	ACI 440.1R (2015)	Com redução	0,8	837,60	48000,00	0,0218	0,0175
		Sem redução	0,8	837,60	48000,00	0,0218	0,0175
		CE = 1	1,0	1047,00	48000,00	0,0218	0,0218
V_LAB_GFRP_1000h	ACI 440.1R (2015)	Com redução	0,8	837,60	48000,00	0,0218	0,0175
		Sem redução	0,8	837,60	48000,00	0,0218	0,0175
		CE = 1	1,0	1047,00	48000,00	0,0218	0,0218
V_ACP_GFRP_1000h	ACI 440.1R (2015)	Com redução	0,7	732,90	48000,00	0,0218	0,0153
		Sem redução	0,7	732,90	48000,00	0,0218	0,0153
		CE = 1	1,0	1047,00	48000,00	0,0218	0,0218

Tabela 45: Propriedades do concreto

Viga	Norma		Propriedades do concreto		
			f_{ck} (MPa)	ϵ_{cu}	β_1
V_LAB_GFRP_45d	ACI 440.1R (2015)	Com redução	32,79	0,003	0,8124
		Sem redução	32,79	0,003	0,8124
		CE = 1	32,79	0,003	0,8124
V_LAB_GFRP_1000h	ACI 440.1R (2015)	Com redução	33,49	0,003	0,8073
		Sem redução	33,49	0,003	0,8073
		CE = 1	33,49	0,003	0,8073
V_ACP_GFRP_1000h	ACI 440.1R (2015)	Com redução	34,60	0,003	0,7993
		Sem redução	34,60	0,003	0,7993
		CE = 1	34,60	0,003	0,7993

Tabela 46: Dimensões da viga

Viga	Norma		Dimensões da viga					
			Vão (mm)	b_w (mm)	h (mm)	ϕ_{trans} (mm)	Cobriment o (mm)	d (mm)
V_LAB_GFRP_45d	ACI 440.1R (2015)	Com redução	2300	120	200	5	15	175
		Sem redução	2300	120	200	5	15	175
		CE = 1	2300	120	200	5	15	175
V_LAB_GFRP_1000h	ACI 440.1R (2015)	Com redução	2300	120	200	5	15	175
		Sem redução	2300	120	200	5	15	175
		CE = 1	2300	120	200	5	15	175
V_ACP_GFRP_1000h	ACI 440.1R (2015)	Com redução	2300	120	200	5	15	175
		Sem redução	2300	120	200	5	15	175
		CE = 1	2300	120	200	5	15	175

Tabela 47: Determinação do modo de ruptura

Viga	Norma		Modo de ruptura		
			ρ_f	ρ_{fb}	Ruptura
V_LAB_GFRP_45d	ACI 440.1R (2015)	Com redução	0,0075	0,0040	Esmagamento do concreto
		Sem redução	0,0075	0,0040	Esmagamento do concreto
		CE = 1	0,0075	0,0026	Esmagamento do concreto
V_LAB_GFRP_1000h	ACI 440.1R (2015)	Com redução	0,0075	0,0040	Esmagamento do concreto
		Sem redução	0,0075	0,0040	Esmagamento do concreto
		CE = 1	0,0075	0,0027	Esmagamento do concreto
V_ACP_GFRP_1000h	ACI 440.1R (2015)	Com redução	0,0075	0,0053	Esmagamento do concreto
		Sem redução	0,0075	0,0053	Esmagamento do concreto
		CE = 1	0,0075	0,0027	Esmagamento do concreto

Tabela 48: Cálculo da capacidade resistente e força máxima

Viga	Norma		Cálculo da capacidade resistente							Força máxima
			ϕ	c_b	c	f_f (MPa)	ϵ_f	M (kN.m)	M_u (kN.m)	F (kN)
V_LAB_GFRP_45d	ACI 440.1R (2015)	Com redução	0,65	-	-	592,14	0,01234	14,98	9,74	16,93
		Sem redução	1,00	-	-	592,14	0,01234	14,98	14,98	26,05
		CE = 1	1,00	-	-	592,14	0,01234	14,98	14,98	26,05
V_LAB_GFRP_1000h	ACI 440.1R (2015)	Com redução	0,65	-	-	597,04	0,01244	15,12	9,83	17,09
		Sem redução	1,00	-	-	597,04	0,01244	15,12	15,12	26,30
		CE = 1	1,00	-	-	597,04	0,01244	15,12	15,12	26,30
V_ACP_GFRP_1000h	ACI 440.1R (2015)	Com redução	0,65	-	-	604,55	0,01259	15,34	9,97	17,34
		Sem redução	1,00	-	-	604,55	0,01259	15,34	15,34	26,67
		CE = 1	1,00	-	-	604,55	0,01259	15,34	15,34	26,67

A.4 – ESTUDO PARAMÉTRICO DO DIMENSIONAMENTO:

- Variação da quantidade de barras – Aço

Tabela 49: Propriedades da barra de aço e do concreto

Propriedades da barra							Propriedades do concreto		
Material	\varnothing (mm)	nº barras	A_s (mm ²)	nº camadas	f_{yk} (MPa)	E_s (MPa)	f_{ck} (MPa)	ε_{cu}	β_1
Aço CA-50	10	2	157,08	1	500,00	200000	30	0,003	0,8357
Aço CA-50	10	3	235,62	1	500	200000	30	0,003	0,8357
Aço CA-50	10	4	314,16	2	500,00	200000	30	0,003	0,8357
Aço CA-50	10	5	392,70	2	500	200000	30	0,003	0,8357
Aço CA-50	10	6	471,24	2	500,00	200000	30	0,003	0,8357

Tabela 50: Dimensões da viga

Dimensões da viga							
Vão (mm)	b_w (mm)	h (mm)	\varnothing_{trans} (mm)	Cobrimento (mm)	Espaçamento vertical (mm)	y_{cg} (mm)	d (mm)
2300	120	200	5	15	-	25,0	175,0
2300	120	200	5	15	-	25,0	175,0
2300	120	200	5	15	20	32,5	167,5
2300	120	200	5	15	20	37,0	163,0
2300	120	200	5	15	20	40,0	160,0

Tabela 51: Cálculo da profundidade da linha neutra

Profundidade da linha neutra					
ρ_s	c (mm)	a (mm)	ε_s	ε_{sy}	Verificação
0,0075	30,71	25,67	0,0141	0,0025	Aço escoando
0,0112	46,07	38,50	0,0084	0,0025	Aço escoando
0,0156	61,42	51,33	0,0052	0,0025	Aço escoando
0,0201	76,78	64,17	0,0034	0,0025	Aço escoando
0,0245	92,14	77,00	0,0022	0,0025	Aço não escoando

Tabela 52: Cálculo da capacidade resistente

Cálculo da capacidade resistente			
M_{nc} (kN.m)	M_{nt} (kN.m)	ϕ	M_n (kN.m)
12,74	12,74	0,90	11,46
18,35	18,35	0,90	16,51
22,28	22,28	0,87	19,46
25,71	25,71	0,72	18,57
28,63	28,63	0,65	18,61

- Variação da quantidade de barras – GFRP

Tabela 53: Propriedades da barra de GFRP

Propriedades da barra										
Material	ϕ (mm)	nº barras	A_f (mm ²)	nº camadas	f_{fu}^* (MPa)	CE	f_{fu} (MPa)	E_f (MPa)	ϵ_{fu}^*	ϵ_{fu}
GFRP	10	2	157,08	1	1047	0,8	837,6	48000	0,0218	0,0175
GFRP	10	3	235,62	1	1047	0,8	837,6	48000	0,0218	0,0175
GFRP	10	4	314,16	2	1047	0,8	837,6	48000	0,0218	0,0175
GFRP	10	5	392,70	2	1047	0,8	837,6	48000	0,0218	0,0175
GFRP	10	6	471,24	2	1047	0,8	837,6	48000	0,0218	0,0175

Tabela 54: Propriedades do concreto e dimensões da viga

Propriedades do concreto			Dimensões da viga							
f_{ck} (MPa)	ϵ_{cu}	β_1	Vão (mm)	b_w (mm)	h (mm)	ϕ_{trans} (mm)	Cobrimento (mm)	Espaçamento vertical (mm)	y_{cg} (mm)	d (mm)
30	0,003	0,85	2300	120	200	5	15	-	25,0	175
30	0,003	0,85	2300	120	200	5	15	-	25,0	175
30	0,003	0,85	2300	120	200	5	15	20	32,5	167,5
30	0,003	0,85	2300	120	200	5	15	20	37,0	163
30	0,003	0,85	2300	120	200	5	15	20	40,0	160

Tabela 55: Determinação do modo de ruptura e cálculo da capacidade resistente

Modo de ruptura			Cálculo da capacidade resistente					
ρ_f	ρ_{fb}	Ruptura	ϕ	c_b	c	f_f (MPa)	M (kN.m)	M_u (kN.m)
0,0075	0,0038	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	577,97	14,54	9,45
0,0112	0,0038	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	460,32	17,05	11,08
0,0156	0,0038	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	380,64	17,69	11,50
0,0201	0,0038	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	328,81	18,31	11,90
0,0245	0,0038	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	291,80	18,90	12,29

- **Variação do diâmetro das barras – Aço**

Tabela 56: Propriedades da barra de aço e do concreto

Propriedades da barra							Propriedades do concreto		
Material	ϕ (mm)	nº barras	A_s (mm ²)	nº camadas	f_{yk} (MPa)	E_s (MPa)	f_{ck} (MPa)	ϵ_{cu}	β_1
Aço CA-50	6,3	2	62,34	1,00	500,00	200000	30	0,003	0,8357
Aço CA-50	10	2	157,08	1,00	500	200000	30	0,003	0,8357
Aço CA-50	12,5	2	245,44	1,00	500,00	200000	30	0,003	0,8357
Aço CA-50	20	2	628,32	1,00	500	200000	30	0,003	0,8357
Aço CA-50	25	2	981,75	1,00	500,00	200000	30	0,003	0,8357

Tabela 57: Dimensões da viga

Dimensões da viga							
Vão (mm)	b_w (mm)	h (mm)	ϕ_{trans} (mm)	Cobrimento (mm)	Espaçamento vertical (mm)	y_{cg} (mm)	d (mm)
2300	120	200	5	15	-	-	176,85
2300	120	200	5	15	-	-	175
2300	120	200	5	15	-	-	173,75
2300	120	200	5	15	-	-	170
2300	120	200	5	15	-	-	167,5

Tabela 58: Cálculo da profundidade da linha neutra

Profundidade da linha neutra					
ρ_s	c (mm)	a (mm)	ε_s	ε_{sy}	Verificação
0,0029	12,19	10,19	0,0405	0,0025	Aço escoando
0,0075	30,71	25,67	0,0141	0,0025	Aço escoando
0,0118	47,99	40,10	0,0079	0,0025	Aço escoando
0,0308	122,85	102,67	0,0012	0,0025	Aço não escoando
0,0488	191,95	160,42	-0,0004	0,0025	Aço não escoando

Tabela 59: Cálculo da capacidade resistente

Cálculo da capacidade resistente			
M_{nc} (kN.m)	M_{nt} (kN.m)	ϕ	M_n (kN.m)
5,35	5,35	0,90	4,82
12,74	12,74	0,90	11,46
18,86	18,86	0,90	16,98
37,28	37,28	0,65	24,23
42,85	42,85	0,65	27,85

- Variação do diâmetro das barras – GFRP

Tabela 60: Propriedades da barra de GFRP e do concreto

Propriedades da barra										Propriedades do concreto		
Material	ϕ (mm)	nº barras	A_f (mm ²)	f_{fu}^* (MPa)	CE	f_{fu} (MPa)	E_f (MPa)	ε_{fu}^*	ε_{fu}	f_{ck} (MPa)	ε_{cu}	β_1
GFRP	6	2	56,55	1070	0,8	856	48000	0,0223	0,0178	30	0,003	0,85
GFRP	10	2	157,08	1047	0,8	837,6	48000	0,0218	0,0175	30	0,003	0,85
GFRP	13	2	265,46	953	0,8	762,4	48000	0,0199	0,0159	30	0,003	0,85
GFRP	20	2	628,32	876	0,8	700,8	47000	0,0186	0,0149	30	0,003	0,85
GFRP	25	2	981,75	831	0,8	664,8	46000	0,0181	0,0145	30	0,003	0,85

Tabela 61: Dimensões da viga

Dimensões da viga							
Vão (mm)	b_w (mm)	h (mm)	\varnothing_{trans} (mm)	Cobrimento (mm)	Espaçamento vertical (mm)	y_{cg} (mm)	d (mm)
2300	120	200	5	15	-		177
2300	120	200	5	15	-		175
2300	120	200	5	15	-		173,5
2300	120	200	5	15	-		170
2300	120	200	5	15	-		167,5

Tabela 62: Determinação do modo de ruptura e cálculo da capacidade resistente

Modo de ruptura			Cálculo da capacidade resistente					
ρ_f	ρ_{fb}	Ruptura	ϕ	c_b	c	f_f (MPa)	M (kN.m)	M_u (kN.m)
0,0027	0,0036	Ruptura da barra	0,55	25,49	25,49	-	8,04	4,42
0,0075	0,0038	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	577,97	14,54	9,45
0,0128	0,0045	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	427,98	17,60	11,44
0,0308	0,0052	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	252,30	22,83	14,84
0,0488	0,0056	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	187,91	25,32	16,46

- **Variação da resistência à compressão do concreto – Aço**

Tabela 63: Propriedades da barra de aço e do concreto

Propriedades da barra						Propriedades do concreto		
Material	\varnothing (mm)	nº barras	A_s (mm ²)	f_{yk} (MPa)	E_s (MPa)	f_{ck} (MPa)	ϵ_{cu}	β_1
Aço CA-50	10	2	157,08	500,00	200000	20	0,003	0,85
Aço CA-50	10	2	157,08	500	200000	30	0,003	0,8357
Aço CA-50	10	2	157,08	500,00	200000	40	0,003	0,7643
Aço CA-50	10	2	157,08	500	200000	50	0,003	0,6929

Tabela 64: Dimensões da viga

Dimensões da viga					
Vão (mm)	b_w (mm)	h (mm)	ϕ_{trans} (mm)	Cobrimento (mm)	d (mm)
2300	120	200	5	15	175
2300	120	200	5	15	175
2300	120	200	5	15	175
2300	120	200	5	15	175

Tabela 65: Cálculo da profundidade da linha neutra

Profundidade da linha neutra					
ρ_s	c (mm)	a (mm)	ϵ_s	ϵ_{sy}	Verificação
0,0075	45,29	38,50	0,0086	0,0025	Aço escoando
0,0075	30,71	25,67	0,0141	0,0025	Aço escoando
0,0075	25,19	19,25	0,0178	0,0025	Aço escoando
0,0075	22,23	15,40	0,0206	0,0025	Aço escoando

Tabela 66: Cálculo da capacidade resistente

Cálculo da capacidade resistente			
M_{nc} (kN.m)	M_{nt} (kN.m)	ϕ	M_n (kN.m)
12,23	12,23	0,90	11,01
12,74	12,74	0,90	11,46
12,99	12,99	0,90	11,69
13,14	13,14	0,90	11,83

- Variação da resistência à compressão do concreto – GFRP

Tabela 67: Propriedades da barra de GFRP e do concreto

Propriedades da barra										Propriedades do concreto		
Material	ϕ (mm)	nº barras	A_f (mm ²)	f_{fu}^* (MPa)	CE	f_{fu} (MPa)	E_f (MPa)	ϵ_{fu}^*	ϵ_{fu}	f_{ck} (MPa)	ϵ_{cu}	β_1
GFRP	10	2	157,08	1047	0,8	837,6	48000	0,0218	0,0175	20	0,003	0,85
GFRP	10	2	157,08	1047	0,8	837,6	48000	0,0218	0,0175	30	0,003	0,83
GFRP	10	2	157,08	1047	0,8	837,6	48000	0,0218	0,0175	40	0,003	0,76
GFRP	10	2	157,08	1047	0,8	837,6	48000	0,0218	0,0175	50	0,003	0,69

Tabela 68: Dimensões da viga

Dimensões da viga							
Vão (mm)	b_w (mm)	h (mm)	ϕ_{trans} (mm)	Cobrimento (mm)	Espaçamento vertical (mm)	y_{cg} (mm)	d (mm)
2300	120	200	5	15	-		175
2300	120	200	5	15	-		175
2300	120	200	5	15	-		175
2300	120	200	5	15	-		175

Tabela 69: Determinação do modo de ruptura e cálculo da capacidade resistente

Modo de ruptura			Cálculo da capacidade resistente					
ρ_f	ρ_{fb}	Ruptura	ϕ	C_b	c	f_f (MPa)	M (kN.m)	M_u (kN.m)
0,0075	0,0025	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	460,32	11,37	7,39
0,0075	0,0037	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	570,37	14,36	9,34
0,0075	0,0045	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	636,97	16,28	10,58
0,0075	0,0051	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	682,81	17,64	11,46

- Variação da condição de exposição – GFRP

Tabela 70: Propriedades da barra de GFRP e do concreto

Propriedades da barra										Propriedades do concreto		
Material	ϕ (mm)	nº barras	A_f (mm ²)	f_{fu}^* (MPa)	CE	f_{fu} (MPa)	E_f (MPa)	ϵ_{fu}^*	ϵ_{fu}	f_{ck} (MPa)	ϵ_{cu}	β_1
GFRP	6	2	56,55	1070	0,7	749	48000	0,0223	0,0156	30	0,003	0,85
GFRP	10	2	157,08	1047	0,7	732,9	48000	0,0218	0,0153	30	0,003	0,85
GFRP	13	2	265,46	953	0,7	667,1	48000	0,0199	0,0139	30	0,003	0,85
GFRP	20	2	628,32	876	0,7	613,2	47000	0,0186	0,0130	30	0,003	0,85
GFRP	25	2	981,75	831	0,7	581,7	46000	0,0181	0,0126	30	0,003	0,85

Tabela 71: Dimensões da viga

Dimensões da viga					
Vão (mm)	b_w (mm)	h (mm)	ϕ_{trans} (mm)	Cobrimento (mm)	d (mm)
2300	120	200	5	15	177
2300	120	200	5	15	175
2300	120	200	5	15	173,5
2300	120	200	5	15	170
2300	120	200	5	15	167,5

Tabela 72: Determinação do modo de ruptura e cálculo da capacidade resistente

Modo de ruptura			Cálculo da capacidade resistente					
ρ_f	ρ_{fb}	Ruptura	ϕ	c_b	c	f_f (MPa)	M (kN.m)	M_u (kN.m)
0,0027	0,0047	Ruptura da barra	0,55	28,54	28,54	-	6,98	3,84
0,0075	0,0049	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	577,97	14,54	9,45
0,0128	0,0058	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	427,98	17,60	11,44
0,0308	0,0066	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	252,30	22,83	14,84
0,0488	0,0071	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	187,91	25,32	16,46

- Diâmetros equivalentes – Aço

Tabela 73: Propriedades da barra de aço e do concreto

Propriedades da barra							Propriedades do concreto		
Material	ϕ (mm)	nº barras	A_s (mm ²)	nº camadas	f_{yk} (MPa)	E_s (MPa)	f_{ck} (MPa)	ϵ_{cu}	β_1
Aço CA-50	6,3	2	62,34	1	500,00	200000	30	0,003	0,8357
Aço CA-50	6,3	3	93,52	1	500	200000	30	0,003	0,8357
Aço CA-50	6,3	4	124,69	2	500,00	200000	30	0,003	0,8357
Aço CA-50	6,3	5	155,86	2	500	200000	30	0,003	0,8357
Aço CA-50	6,3	6	187,03	2	500,00	200000	30	0,003	0,8357

Tabela 74: Dimensões da viga

Dimensões da viga							
Vão (mm)	b_w (mm)	h (mm)	ϕ_{trans} (mm)	Cobrimento (mm)	Espaçamento vertical (mm)	y_{cg} (mm)	d (mm)
2300	120	200	5	15	-	23,15	176,85
2300	120	200	5	15	-	23,15	176,85
2300	120	200	5	15	20	29,73	170,28
2300	120	200	5	15	20	33,67	166,33
2300	120	200	5	15	20	36,3	163,7

Tabela 75: Cálculo da profundidade da linha neutra

Profundidade da linha neutra					
ρ_s	c (mm)	a (mm)	ϵ_s	ϵ_{sy}	Verificação
0,0029	12,19	10,19	0,0405	0,0025	Aço escoando
0,0044	18,28	15,28	0,0260	0,0025	Aço escoando
0,0061	24,38	20,37	0,0180	0,0025	Aço escoando
0,0078	30,47	25,47	0,0134	0,0025	Aço escoando
0,0095	36,57	30,56	0,0104	0,0025	Aço escoando

Tabela 76: Cálculo da capacidade resistente

Cálculo da capacidade resistente			
M_{nc} (kN.m)	M_{nt} (kN.m)	ϕ	M_n (kN.m)
5,35	5,35	0,90	4,82
7,91	7,91	0,90	7,12
9,98	9,98	0,90	8,98
11,97	11,97	0,90	10,77
13,88	13,88	0,90	12,49

- Diâmetros equivalentes – GFRP

Tabela 77: Propriedades da barra de GFRP e do concreto

Propriedades da barra											Propriedades do concreto		
Material	\varnothing (mm)	nº barras	A_f (mm ²)	nº camadas	f_{fu}^* (MPa)	CE	f_{fu} (MPa)	E_f (MPa)	ε_{fu}^*	ε_{fu}	f_{ck} (MPa)	ε_{cu}	β_1
GFRP	13	2	265,46	1	953	0,8	762,4	48000	0,0199	0,0159	30	0,003	0,85
GFRP	13	3	398,20	1	953	0,8	762,4	48000	0,0199	0,0159	30	0,003	0,85
GFRP	13	4	530,93	2	953	0,8	762,4	48000	0,0199	0,0159	30	0,003	0,85
GFRP	13	5	663,66	2	953	0,8	762,4	48000	0,0199	0,0159	30	0,003	0,85
GFRP	13	6	796,39	2	953	0,8	762,4	48000	0,0199	0,0159	30	0,003	0,85

Tabela 78: Dimensões da viga

Dimensões da viga							
Vão (mm)	b_w (mm)	h (mm)	\varnothing_{trans} (mm)	Cobrimento (mm)	Espaçamento vertical (mm)	y_{cg} (mm)	d (mm)
2300	120	200	5	15	-	26,5	173,5
2300	120	200	5	15	-	26,5	173,5
2300	120	200	5	15	20	34,75	165,3
2300	120	200	5	15	20	39,7	160,3
2300	120	200	5	15	20	43	157

Tabela 79: Determinação do modo de ruptura e cálculo da capacidade resistente

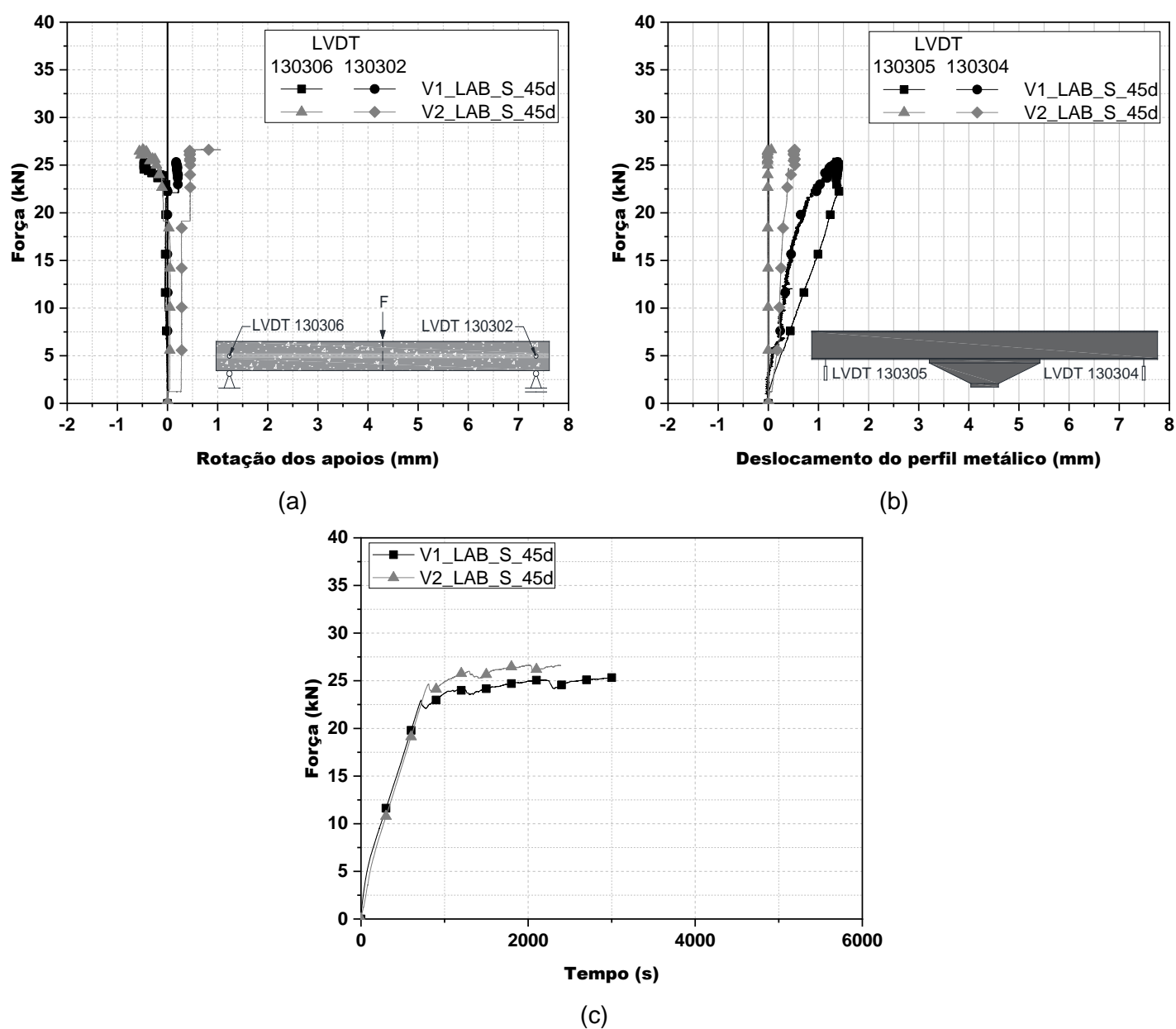
Modo de ruptura			Cálculo da capacidade resistente					
ρ_f	ρ_{fb}	Ruptura	ϕ	c_b	c	f_f (MPa)	M (kN.m)	M_u (kN.m)
0,0128	0,0045	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	427,98	17,60	11,44
0,0191	0,0045	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	338,34	20,40	13,26
0,0268	0,0045	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	276,94	20,75	13,49
0,0345	0,0045	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	237,27	21,18	13,77
0,0423	0,0045	Esmagamento do concreto	0,65	-	-	209,11	21,60	14,04

APÊNDICE B

Apresentam-se, a seguir, os gráficos de força *versus* rotação dos apoios, força *versus* deslocamento do perfil metálico e força *versus* tempo para todas as vigas submetidas e ensaio de flexão em três pontos.

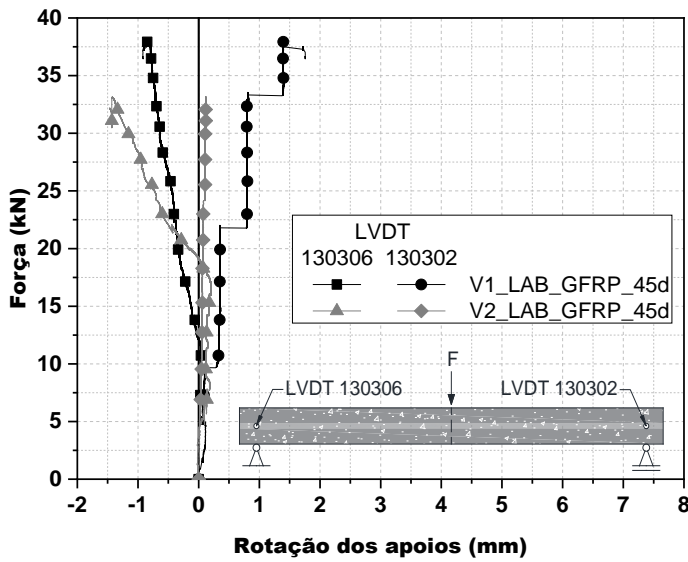
- V1_LAB_S_45d e V2_LAB_S_45d

Figura 79: Gráfico de força *versus* rotação dos apoios (a), força *versus* deslocamento do perfil metálico (b) e força *versus* tempo (c) para as vigas V_LAB_S_45d

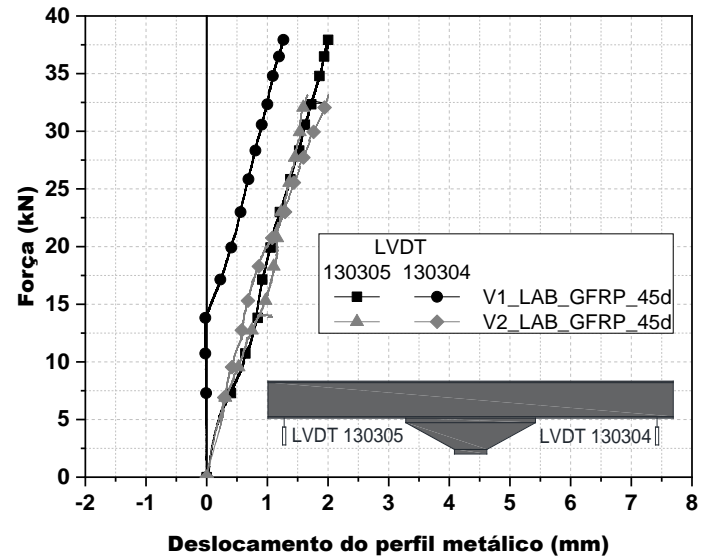


- V1_LAB_GFRP_45d e V2_LAB_GFRP_45d

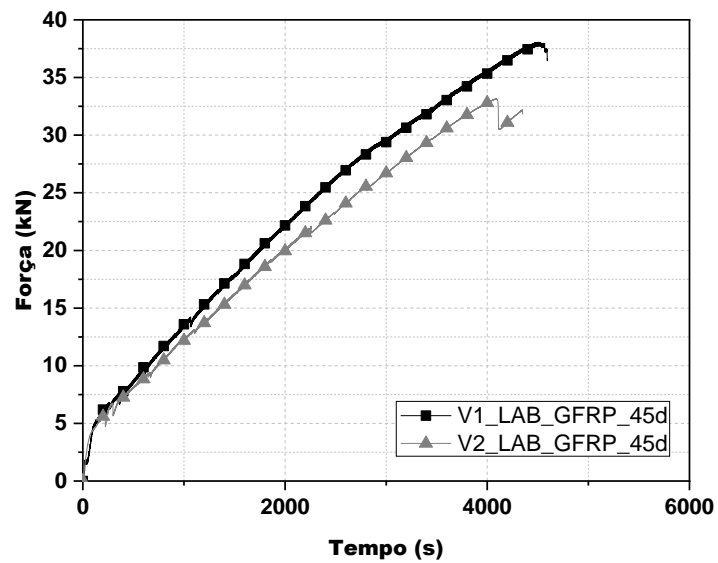
Figura 80: Gráfico de força versus rotação dos apoios (a), força versus deslocamento do perfil metálico (b) e força versus tempo (c) para as vigas V_LAB_GFRP_45d



(a)



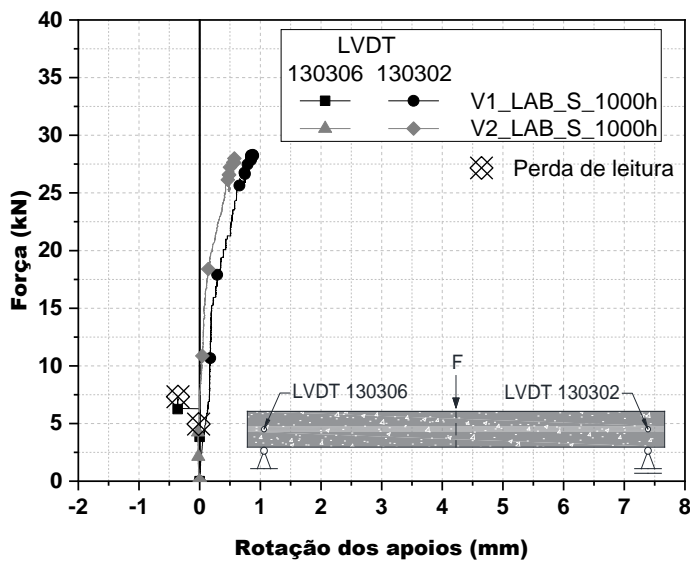
(b)



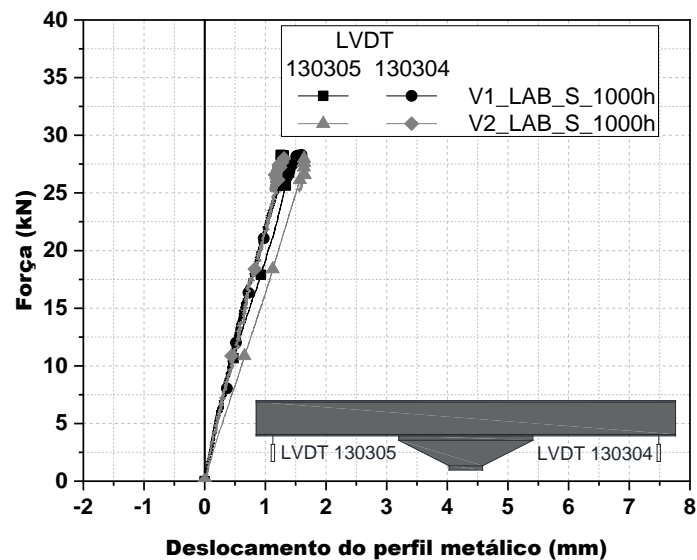
(c)

- V1_LAB_S_1000h e V2_LAB_S_1000h

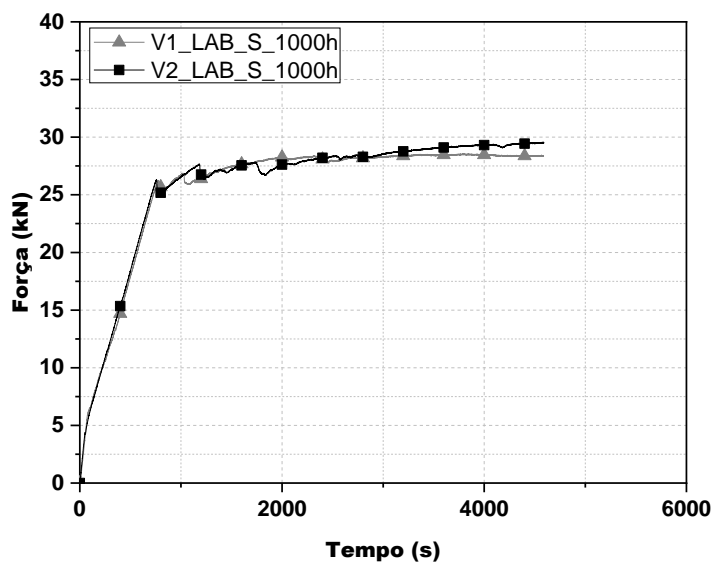
Figura 81: Gráfico de força versus rotação dos apoios (a), força versus deslocamento do perfil metálico (b) e força versus tempo (c) para as vigas V_LAB_S_1000h



(a)



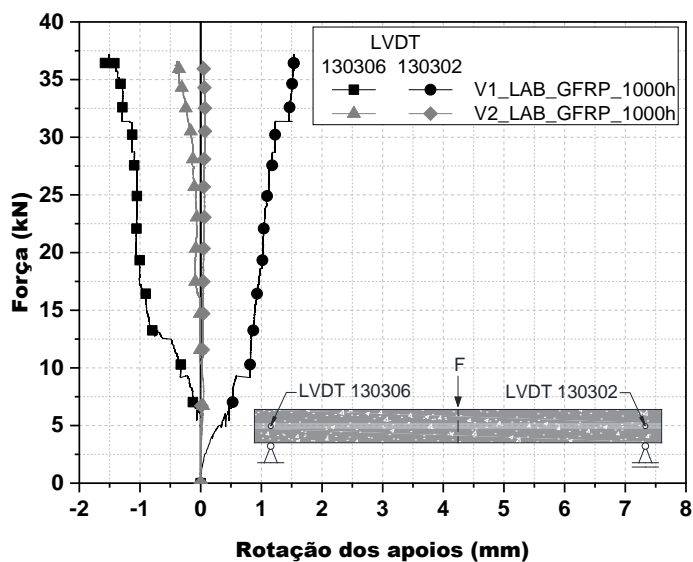
(b)



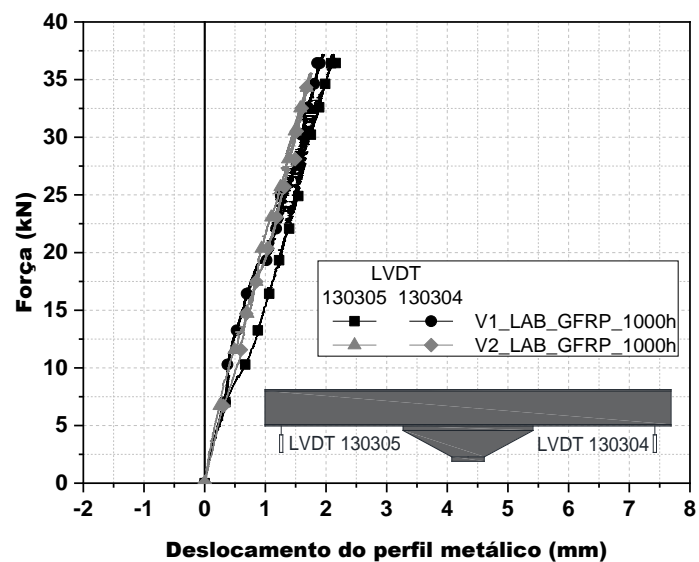
(c)

- V1_LAB_GFRP_1000h e V2_LAB_GFRP_1000h

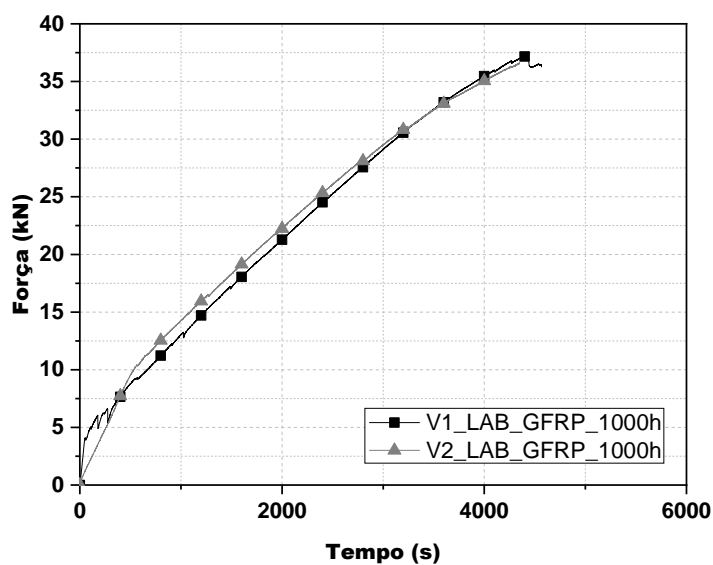
Figura 82: Gráfico de força versus rotação dos apoios (a), força versus deslocamento do perfil metálico (b) e força versus tempo (c) para as vigas V_LAB_GFRP_1000h



(a)



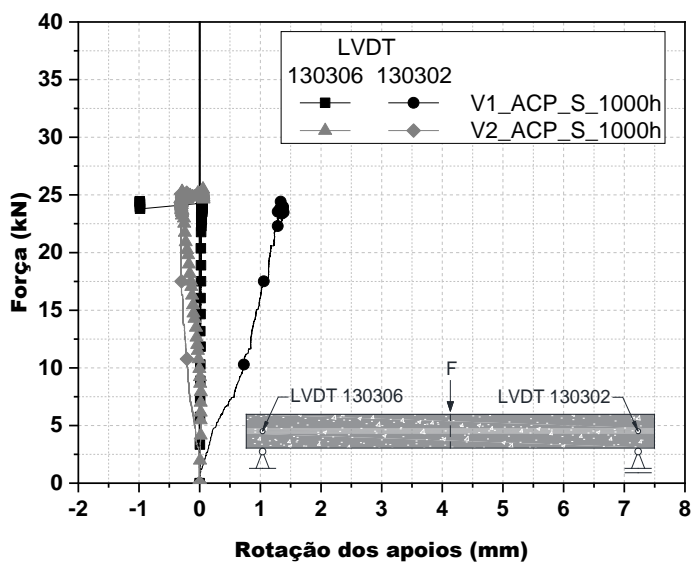
(b)



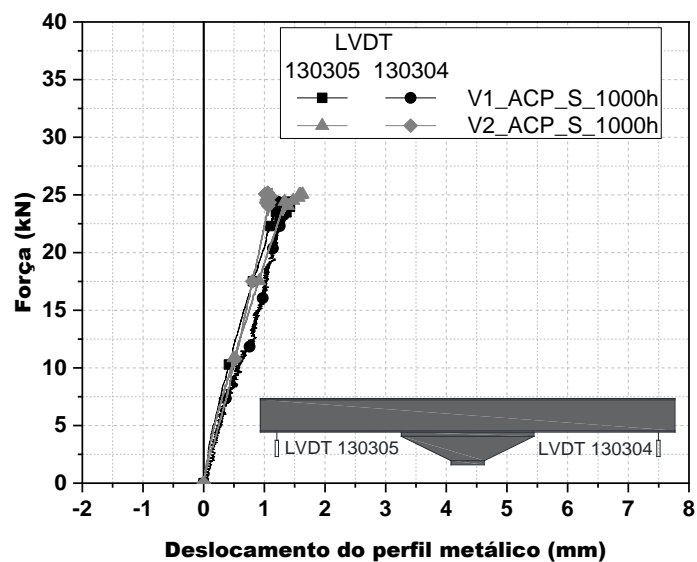
(c)

- V1_ACP_S_1000h e V2_ACP_S_1000h

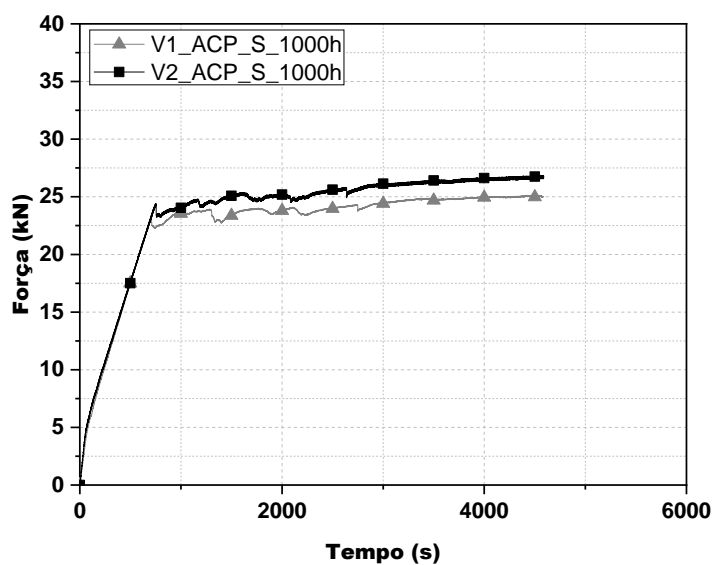
Figura 83: Gráfico de força versus rotação dos apoios (a), força versus deslocamento do perfil metálico (b) e força versus tempo (c) para as vigas V_ACP_S_1000h



(a)



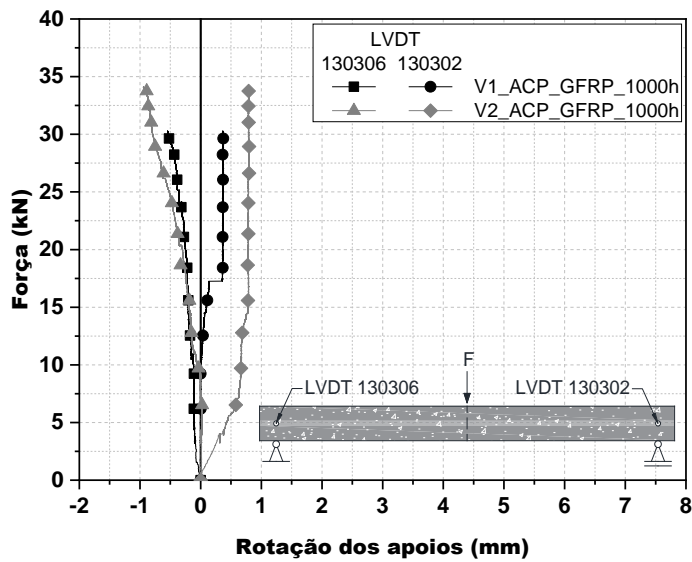
(b)



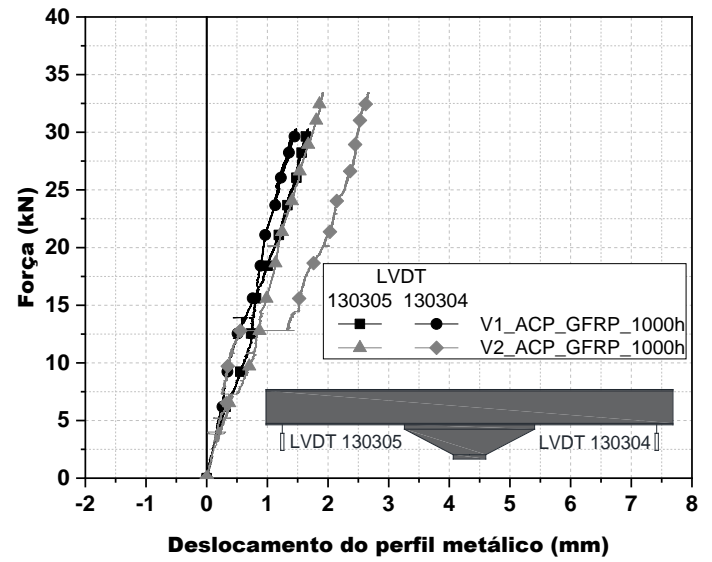
(c)

- V1_ACP_GFRP_1000h e V2_ACP_GFRP_1000h

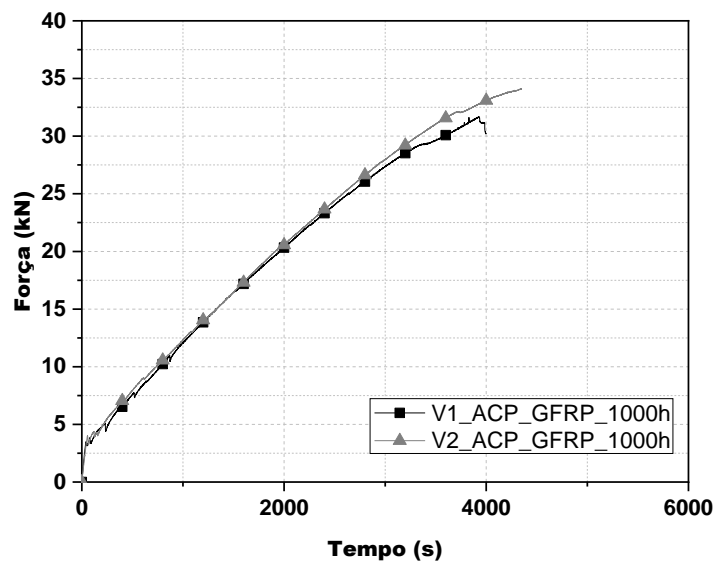
Figura 84: Gráfico de força versus rotação dos apoios (a), força versus deslocamento do perfil metálico (b) e força versus tempo (c) para as vigas V_ACP_GFRP_1000h



(a)



(b)



(c)

ANEXO I

Apresenta-se a seguir a ficha técnica fornecida pela fabricante das barras de GFRP.



REBAR STRATUS

Especificações e características de vergalhões em fibra de vidro, estribos e estruturas armadas

Setembro de 2015

Stratus Compostos Estruturais Ltda é fornecedora de soluções completas em plástico reforçado com fibra de vidro (PRFV), fibra de carbono ou aramida.

Possuímos equipes próprias para especificação, projeto, fabricação e montagem dos mais diversos produtos, através das tecnologias de pultrusão, laminação ou injeção, tais como: grades de piso (montadas ou injetadas), guarda-corpos, escadas (marinheiro e inclinadas), plataformas, passarelas, leitos para cabos, eletrocalhas, eletrodutos, etc.

São produtos de alta resistência à corrosão, mecânica e baixo peso.

A Stratus é uma empresa certificada pela ISO 9001:2008 e homologada com CRCC Petrobrás. Além destas referências de qualidade, a Stratus também possui as certificação Type Approval BV e DNV.



Antes de imprimir este e-mail, ou qualquer documento, pense no meio ambiente. Nós colaboradores da Stratus ajudamos na reciclagem!!





TÓPICOS

1. OBJETIVO
2. A EMPRESA
3. POLÍTICA DA QUALIDADE STRATUS
4. CERTIFICAÇÕES
5. PROCESSO DE FABRICAÇÃO
6. DESCRIÇÃO TÉCNICA
7. FORMAS DE FORNECIMENTO
8. CÓDIFICAÇÃO
9. PADRÃO DE RESINA
10. CARACTERÍSTICAS DO PRODUTO
11. CORES
12. CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS EM CAMPO

1- OBJETIVOS

Descrever as características dos vergalhões, estribos e estruturas armadas em Plástico Reforçado por fibra de vidro (PRFV / GFRP), fabricadas através do processo de "pullwinding" para aplicações em reforços de estruturas de concreto para projetos especiais de engenharia.

2- A EMPRESA

A **STRATUS Compostos Estruturais Ltda** é uma Empresa 100% Brasileira, formada por técnicos e engenheiros das áreas de Engenharia de Materiais, Mecânica, Civil, Química e Aeroespacial, focada no desenvolvimento e produção de materiais compósitos estruturais a base de fibras de vidro, carbono ou aramida com alta tecnologia e elevada resistência à corrosão e desempenho mecânico.

Originada do segmento espacial e aeroespacial, possui larga experiência na fabricação de produtos com nível de qualidade e exigências elevadas em atendimento às principais normas nacionais e internacionais.

Além de recursos humanos altamente capacitados, a Stratus possui equipamentos e recursos tecnológicos de última geração voltados para **especificação, projeto, fabricação e montagem** dos mais diversos produtos e serviços para os segmentos de petróleo e gás, saneamento, aeroespacial, infraestrutura, química e petroquímica, construção civil e indústria em geral, levando a Stratus a ser referência de qualidade e atendimento e uma das empresas líderes de mercado.



MATRIZ



FILIAL



3- POLÍTICA DA QUALIDADE STRATUS

Superar continuamente as expectativas dos nossos clientes com produtos e serviços inovadores de alto conteúdo técnico, fazendo portanto, jus a um retorno que assegure seu contínuo crescimento e fortalecimento, revertido em benefício de seus integrantes, parceiros e sociedade, sempre dentro de princípios éticos e respeito ao meio ambiente.

4- CERTIFICAÇÕES e HOMOLOGAÇÕES

Além da certificação ISO 9001:2008, conforme certificado nº 71264-2010-AQ-BRA-INMETRO DNV, a Stratus é homologada tecnicamente para atendimento da Petrobras e também possui os certificados de Type Approval pelos órgãos certificadores ABS, DNV e BV, garantindo qualidade superior para atendimento das condições mais críticas de aplicação.

5- PROCESSO DE FABRICAÇÃO (PULLWINDING)

A fabricação dos **vergalhões STRATUS** é realizada pelo processo de Pullwinding, que consiste na fabricação de perfis contínuos com reforços longitudinais, através da utilização de fibras de vidro, carbono ou aramida e com ranhuras helicoidais na superfície.

O resultado do vergalhão obtido por este processo é um produto com excelente resistência mecânica e resistência química, associada à ótima aderência ao concreto.

Para fabricação de **estribos** e estruturas armadas em fibra de vidro o processo consiste em uma linha sequencial envolvendo a fabricação de barras contínuas com etapas posteriores de dobras, montagens e tratamentos para a obtenção do formato e dimensões finais desejadas.

6- DESCRIÇÃO TÉCNICA

Vergalhões e estribos em Plástico Reforçado por Fibra de Vidro (PRFV / GFRP), produzidos pelo processo de "pullwinding" com a utilização de fibras de vidro especiais e resina termofixa epóxi éster vinílica, resultando em um produto resistente quimicamente em meio ao concreto ou nata de concreto, com elevado módulo de elasticidade e elevado nível de aderência ao concreto.

7- FORMAS DE FORNECIMENTO

7.1 – Fornecimento sob a forma de BARRAS DE VERGALHÕES

Os vergalhões podem ser fornecidos nas bitolas padrões de 4,6,10,13,16,19, 22,25,29 e 32mm, sob a forma de barras padrões de 6, 8, 9,12 e 15 metros, ou mesmo, em dimensões especiais de bitolas e comprimentos, conforme demanda em projeto.

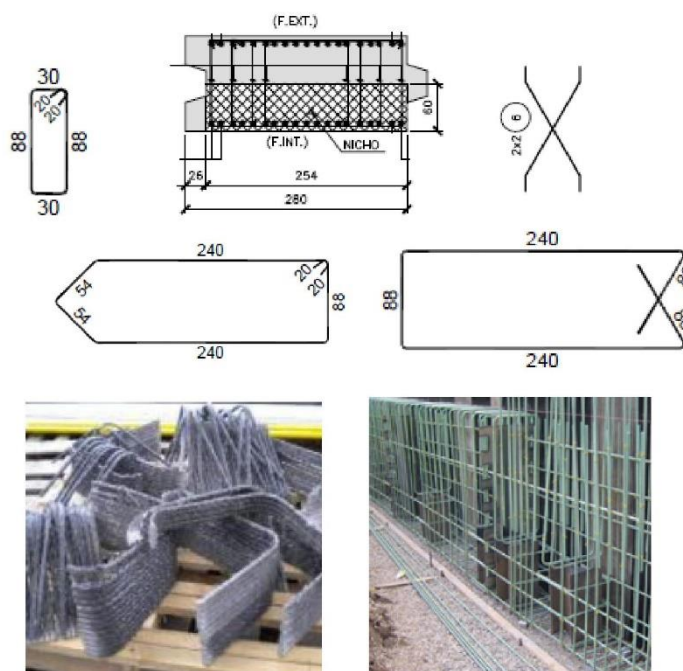




7.2 – Fornecimento de ESTRIBOS e CONTRAVENTAMENTOS

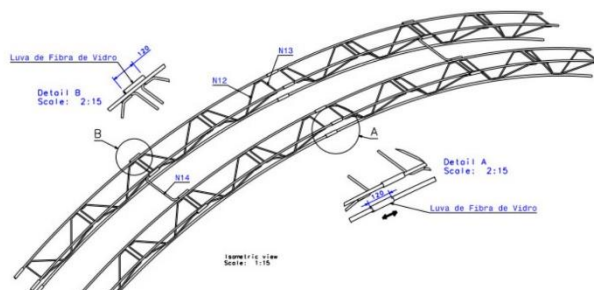
Além dos vergalhões em forma de barras, a Stratus também fornece estribos prontos de fábrica nas formas e dimensões definidas em projeto, conforme exemplo de modelos abaixo:

a) Exemplo de estribos e contraventamentos, fornecidos conforme dimensões de projeto:



7.3 – Fornecimento de CAMBOTAS, ARCOS E TRELIÇAS

O fornecimento também pode ser feito por meio de cambotas, arcos e treliças, de acordo com dimensões e exigências de projeto.





7.4 – Fornecimento sob a forma de TELAS

O fornecimento também pode ser feito sob a forma de telas nas malhas padrões de 10x10cm, 15x15cm, 20x20cm ou mesmo nas dimensões definidas e demandas em projeto.



7.5 – Acabamento Superficial

O padrão de superfície dos vergalhões poderá ser adequado ao nível de aderência e ancoragem desejadas e poderão ser fornecidos, sob as seguintes formas:

- a) Barras com **ranhuras helicoidais** na superfície, onde a aderência ao concreto é formada por “consoles” nas cavidades da superfície do vergalhão.
- b) Barras com **ranhuras helicoidais e aplicação de quartzo** na superfície. Este padrão possibilita níveis de aderência e ancoragem ainda superiores.

Obs: Nas duas opções a aderência ao concreto é maior que as encontradas nos padrões de vergalhões em aço, conforme pode ser observado no “Relatório de conformação superficial” em anexo.

- c) Uma terceira opção é sob a forma de **barras cilíndricas lisas**, porém para este padrão, a aderência ao concreto é inferior aos vergalhões em aço.

8- CÓDIGOS STRATUS

Os códigos Stratus de referência para especificação, encontram-se conforme relação abaixo:

- a) Vergalhão em barras com **ranhuras helicoidais** é o **VERGS**
- b) Vergalhão em barras com **ranhuras helicoidais e quartzo na superfície** é o **VERGQS**
- c) Vergalhão em barras lisas é o **BCS**
- d) Estribos e contraventamentos é o **EVERGS**
- e) Telas é o **TVERGS**

9- PADRÃO DE RESINA e FIBRA DE VIDRO

A decisão correta na escolha do padrão de resina é um fator crítico e determinante para atendimento de todas as características exigidas em estruturas de concreto e obras civis.

Por este motivo, torna-se necessária a utilização do padrão de **Resina Epóxi Éster Vinílico** em conjunto com fibras de vidro especiais, altamente resistentes a meios alcalinos e que resultem em módulos de elasticidade superiores aos padrões de fibras convencionais, podendo chegar a 60 GPa.



10- CARACTERÍSTICAS DO PRODUTO

A combinação do uso de materiais especiais aliado ao processo de fabricação por "pullwinding", resulta em um produto com as seguintes características:

- ✓ **Elevada Resistência à Corrosão** – são impermeáveis à ação de íons de sal, corrosão causada por agentes químicos e à alcalinidade do concreto.
- ✓ **Facilidade de cisalhamento** – permite o cisalhamento com o uso de ferramentas simples de corte.
- ✓ **Peso** – pesa cerca de ¼ do peso de uma barra de aço, proporcionando economias significativas em movimentação de materiais e peso final da estrutura.
- ✓ **Neutralidade Eletromagnética** – não contém metais e não irão interferir no funcionamento de dispositivos eletrônicos sensíveis, como salas de operação de radares, ressonância magnética, praças de pedágios e sub-estações elétricas expostas à altas tensões e a elevados campos eletromagnéticos .
- ✓ **Isolante Térmico e Elétrico** – não absorve calor e não conduz energia elétrica
- ✓ **Coefficiente de dilatação** – material com coeficiente de dilatação baixo.
- ✓ **Aderência Mecânica** – A aderência mecânica é feita através do intertravamentos entre as nervuras das barras e o concreto, formado por "consoles de concreto" . A aderência é ainda aumentada com a utilização de vergalhões com camadas superficiais de quartzo, que possibilitam uma aderência e ancoragem superiores aos vergalhões em aço.
- ✓ **Resistência à Protensão** – Todos os materiais estruturais, quando submetidos a uma carga constante, inclusive o aço, pode falhar repentinamente após um período de tempo, um fenômeno conhecido como "creep de ruptura". Provam que o aço está limitado a 60% da força, e tal deformação de ruptura **não** ocorre nos vergalhões de fibra de vidro, devido a sua alta resistência a tração.

11- CORES

A cor característica dos vergalhões em fibra é o branco leitoso. Cores especiais podem ser fabricadas sob consulta.

12- CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS

a) NORMAS APLICADAS

Os vergalhões produzidos pela Stratus seguem os padrões de normas internacionais, que conferem aos seus produtos o desempenho e a qualidade necessários para as mais diversas exigências de aplicações.

Para cálculo de projeto e definições propriedades mecânicas é utilizado como referência principalmente as normas ACI (American Concrete Institute e CSA (Canadian Standards Association), além de outras normas internacionais.

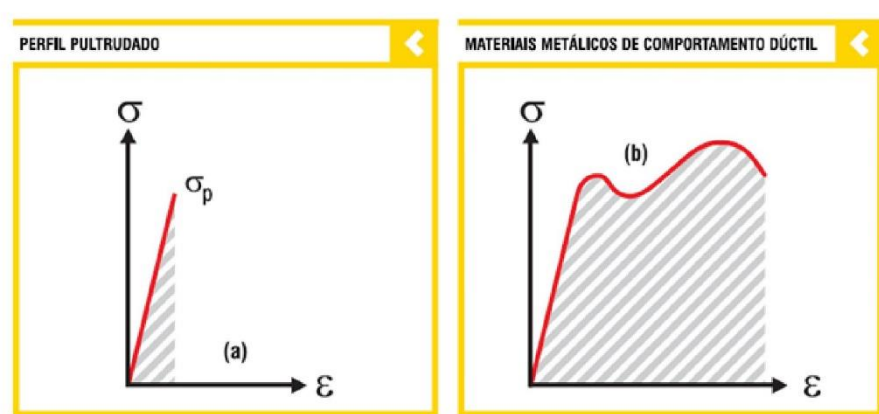


b) COMPORTAMENTO DOS VERGALHÕES EM PRFV / GFRP

Apesar dos vergalhões em fibra de vidro possuírem cerca de um quarto do peso do aço, o desempenho mecânico se sobressai, principalmente em relação à elevada resistência à tração deste padrão de vergalhão.

Um aspecto a ser considerado nos materiais compósitos é a não existência de módulo de plastificação ou zona plástica, apresentando um comportamento que pode ser notado no gráfico de tensão / deformação abaixo, sendo considerado um material elástico, segundo a lei de Hooke.

Para os vergalhões em fibra de vidro há uma deformação elástica de até 3%, sendo que, acima deste patamar haverá o rompimento do material.



Para os vergalhões em PRFV, a curva de tensão x deformação é totalmente linear (a)

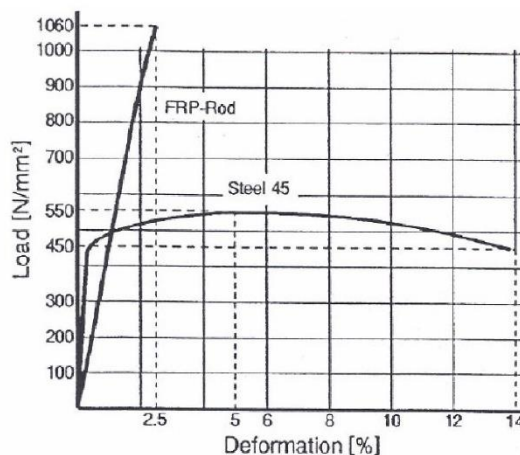
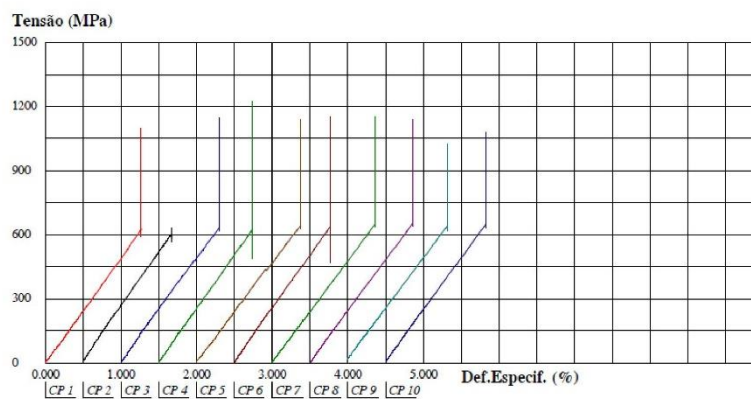


Gráfico com sobreposição entre vergalhões em PRFV e aço



d) RESULTADOS DE ENSAIOS

Abaixo podem ser observados outros ensaios mecânicos realizados para o Rebar Stratus:

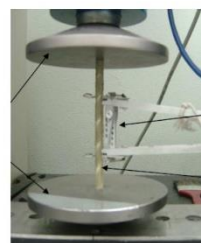
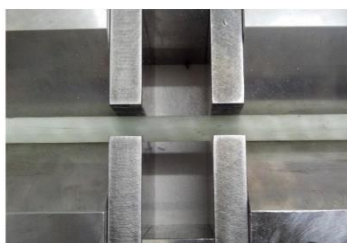
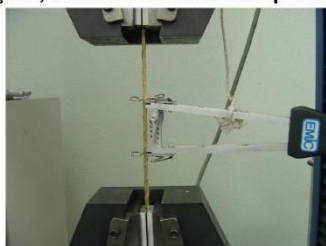
✓ COEFICIENTE DE CONFORMAÇÃO SUPERFICIAL / ADERÊNCIA

– Relatório de ensaio Falcão Bauer Nº 118986/EA



✓ ENSAIOS MECÂNICOS

– Flexão , Tração , Cisalhamento e Compressão





13 – CARACTERÍSTICAS DE APLICAÇÃO DOS VERGALHÕES e ESTRIBOS

a) MONTAGEM DAS ARMADURAS

A construção das armaduras requerem os mesmos procedimentos de trabalho utilizados para uma armadura de aço. As barras e estribos necessárias são fornecidas sob medida e poderão ser fixas com arame recozido, fitilhos plásticos, abraçadeiras de nylon (fita tyrap / Hellermann) ou produtos similares.

b) IÇAMENTO DAS ARMADURAS EM FIBRA DE VIDRO

Para suportar a carga morta da armadura durante o processo de levantamento e abaixamento dentro do poço de ataque, é indicado a estruturação de uma gaiola em aço temporária para reforço durante o processo de içamento e posicionamento vertical da armadura, conforme foto abaixo:



Detalhe da gaiola provisória em aço e sistema de fixação com grampo "U"



Detalhe da junção da armadura em fibra de vidro com a armadura em aço



*Detalhe da montagem da armadura em fibra de vidro
Obra Metrô Fortaleza – Fornecimento Stratus*



*Detalhe da armadura sendo posicionada verticalmente no poço de ataque
Obra Metrô São Paulo – Estação Campo Belo - Fornecimento Stratus*

STRATUS COMPOSTOS ESTRUTURAIS LTDA.