

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA**

**GABRIEL KLEIN KAPELINSKI**

**PROJETO DE VIGAS ARMADAS COM BARRAS DE FRP À FLEXÃO:  
COMPARATIVO ENTRE O AÇO E OS DIFERENTES TIPOS DE FIBRA**

**Alegrete  
2023**

**GABRIEL KLEIN KAPELINSKI**

**PROJETO DE VIGAS ARMADAS COM BARRAS DE FRP À FLEXÃO:  
COMPARATIVO ENTRE O AÇO E OS DIFERENTES TIPOS DE FIBRA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pampa, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Dr. Alisson Milani

**Alegrete  
2023**

**GABRIEL KLEIN KAPELINSKI**

**PROJETO DE VIGAS ARMADAS COM BARRAS DE FRP À FLEXÃO:  
COMPARATIVO ENTRE O AÇO E OS DIFERENTES TIPOS DE FIBRA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pampa, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em: 26 de janeiro de 2023

Banca examinadora:

Prof. Dr. ALISSON SIMONETTI MILANI - UNIPAMPA - Orientador

Prof. Dr. JAELSON BUDNY - UNIPAMPA

Prof. Dr. TELMO EGMAR CAMILO DEIFELD - UNIPAMPA



Assinado eletronicamente por **ALISSON SIMONETTI MILANI, PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR**, em 03/02/2023, às 15:24, conforme horário oficial de Brasília, de acordo com as normativas legais aplicáveis.



Assinado eletronicamente por **TELMO EGMAR CAMILO DEIFELD, PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR**, em 03/02/2023, às 17:54, conforme horário oficial de Brasília, de acordo com as normativas legais aplicáveis.



Assinado eletronicamente por **JAELSON BUDNY, PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR**, em 03/02/2023, às 22:54, conforme horário oficial de Brasília, de acordo com as normativas legais aplicáveis.



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site [https://sei.unipampa.edu.br/sei/controlador\\_externo.php?acao=documento\\_conferir&id\\_orgao\\_acesso\\_externo=0](https://sei.unipampa.edu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador **1046043** e o código CRC **64D65D98**.

---

## RESUMO

A utilização de inovações na construção civil surge através da necessidade de suprir demandas advindas do aumento da complexidade das estruturas e do meio em que se deseja inseri-las, de forma que as estruturas mais utilizadas convencionalmente de concreto armado utilizando barras de aço não atendam de forma plena todas essas solicitações. Assim, esse trabalho apresenta uma alternativa a ser usada em elementos de concreto armado, sendo essa, a substituição das barras de aço por barras de polímero reforçado com fibra (FRP). A fim de compreender o desempenho dessas barras em elementos resistentes foram dimensionadas à flexão 72 vigas bi apoiadas utilizando 4 tipos de barras: aço, GFRP (polímero reforçado com fibras de vidro), CFRP (polímero reforçado com fibras de carbono) e AFRP (polímero reforçado com fibras de aramida). As seções armadas com barras de aço foram dimensionadas em três pontos distintos seguindo as recomendações contidas na NBR 6118 (2014), de forma que após o dimensionamento a armadura fosse replicada para as vigas armadas com barras de FRP, que tiveram seu dimensionamento feito através da prática recomendada IBRACON/ABECE CT 303 (2021). Após os cálculos foi feito um comparativo entre o momento resistente encontrado nas seções utilizando barras de aço e para os diferentes tipos de fibra e chegou-se ao resultado que em taxas baixas de armadura as vigas armadas com barras de FRP apresentam um valor maior de momento resistente em relação ao aço que é gradativamente superado com o aumento da área de armadura na seção.

Palavras-Chave: barras de FRP; vigas de concreto armado; dimensionamento à flexão.

## **ABSTRACT**

The use of innovations in civil construction arises from the need to meet demands arising from the increased complexity of structures and the environment in which they are to be inserted, so that the most conventionally used reinforced concrete structures using steel bars do not meet fully comply with all these requests. Thus, this work presents an alternative to be used in reinforced concrete elements, which is the replacement of steel bars by fiber reinforced polymer (FRP) bars. In order to understand the performance of these bars in resistant elements, 72 bi-supported beams were dimensioned in flexion using 4 types of bars: steel, GFRP (polymer reinforced with glass fibers), CFRP (polymer reinforced with carbon fibers) and AFRP (polymer reinforced with carbon fibers). reinforced with aramid fibers). The sections reinforced with steel bars were dimensioned at three different points following the recommendations contained in NBR 6118 (2014), so that after dimensioning the reinforcement was replicated for the beams reinforced with FRP bars, which had their dimensioning done through the recommended practice IBRACON/ABECE CT 303 (2021). After the calculations, a comparison was made between the resistant moment found in the sections using steel bars and for the different types of fiber and it was reached the result that at low rates of reinforcement, the beams armed with FRP bars present a higher value of moment resistant compared to steel that is gradually overcome with the increase of the reinforcement area in the section.

Keywords: FRP bars; reinforced concrete beams; bending dimensioning.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Construção de um paredão à beira mar utilizando barras de GFRP.....	16
Figura 2 – Telas de GFRP sendo usadas na construção de um túnel no Japão.....	17
Figura 3 – Utilização de barras de GFRP na construção de uma ponte no Canadá. ....	17
Figura 4 – Fabricação e colocação de lajes pré-moldadas utilizando barras de FRP nos Estados Unidos. ....	18
Figura 5 – Reforço do viaduto em Minas Gerais. ....	19
Figura 6 – Seção transversal de um compósito de FRP. ....	19
Figura 7 – Processo de pultrusão utilizado na fabricação das barras de FRP. ....	20
Figura 8 – Vergalhões de FRP com diferentes acabamentos superficiais. ....	20
Figura 9 – Barras de FRP com dobras. ....	21
Figura 10 – Gráfico tensão versus deformação de barras de aço e de FRP.....	24
Figura 11 – Configurações na ruptura de vigas submetidas à flexão.....	36
Figura 12 – Área de concreto efetiva circundante para o cálculo da taxa de armadura efetiva.....	42
Figura 13 – Modelo de viga utilizado no estudo. ....	49
Figura 14 - Organograma de cálculo para seções com barras de aço.....	53
Figura 15 - Momento resistente versus taxa de armadura para a Viga 20x30 - 25 MPa.....	57
Figura 16 - Momento resistente versus taxa de armadura para a Viga 20x30 - 35 MPa.....	60
Figura 17 - Momento resistente versus taxa de armadura para a Viga 20x40 - 25 MPa.....	62
Figura 18 - Momento resistente versus taxa de armadura para a Viga 20x40 - 35 MPa.....	65
Figura 19 - Momento resistente versus taxa de armadura para a Viga 20x50 - 25 MPa.....	68
Figura 20 - Momento resistente versus taxa de armadura para a Viga 20x50 - 35 MPa.....	71

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Massa específica típica de vergalhões de aço e FRP. ....	23
Tabela 2 – Coeficientes de dilatação térmica típicos.....	23
Tabela 3 – Propriedades mecânicas de referência para tração longitudinal. ....	25
Tabela 4 – Considerações para o uso de barras de FRP. (contínua) .....	30
Tabela 5 – Coeficientes de redução de resistência $\gamma_m$ para barras de FRP.....	32
Tabela 6 – Fator de redução ambiental $C_E$ .....	32
Tabela 7 – Limite para aberturas de fissuras em estruturas de concreto com barras de FRP. ....	33
Tabela 8 – Pontos utilizados no dimensionamento das seções. ....	50
Tabela 9 - Propriedades das barras utilizadas no dimensionamento. ....	55
Tabela 10 - Valores calculados para a viga 20x30 - 25 MPa. ....	56
Tabela 11 - Altura da linha neutra e modo de ruptura para as barras de fibra da viga 20x30 – 25 MPa. ....	57
Tabela 12 - Diferença nos valores de momento entre os pontos para a viga 20x30 – 25 MPa. ....	58
Tabela 13 - Valores calculados para a viga 20x30 - 35 MPa. ....	58
Tabela 14 - Diferença nos valores de momento resistente entre as resistências de concreto de 25 e 35 MPa para a seção com 30 cm de altura. ....	59
Tabela 15 - Diferença nos valores de momento entre os pontos para a viga 20x30 – 35 MPa.....	61
Tabela 16 - Valores calculados para a viga 20x40 - 25 MPa. ....	61
Tabela 17 - Variação nos valores de momento resistente comparado com a viga 20x30.....	62
Tabela 18 - Diferença nos valores de momento resistente entre os pontos para a viga 20x40 – 25 MPa. ....	63
Tabela 19 - Valores calculados para a viga 20x40 - 35 MPa. ....	63
Tabela 20 - Diferença nos valores de momento resistente entre as resistências de concreto de 25 e 35 MPa para a seção com 40 cm de altura. ....	64
Tabela 21- Diferença nos valores de momento resistente entre os pontos para a viga 20x40 – 35 MPa. ....	66
Tabela 22 - Valores calculados para a viga 20x50 - 25 MPa. ....	66

Tabela 23 - Variação nos valores de momento resistente comparado com a viga 20x40.....	67
Tabela 24 - Diferença nos valores de momento resistente entre os pontos para a viga 20x50 – 25 MPa. ....	67
Tabela 25 - Valores calculados para a viga 20x50 - 35 MPa. ....	69
Tabela 26 - Diferença nos valores de momento resistente entre as resistências de concreto de 25 e 35 MPa para a seção com 50 cm de altura. ....	70
Tabela 27 - Diferença nos valores de momento resistente entre os pontos para a viga 20x50 – 35 MPa. ....	71
Tabela 28 - Pontos de intersecção das vigas de aço com as vigas com barras de fibra. ....	72

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>12</b>
1.1	Objetivos	13
1.1.1	Objetivo geral	13
1.1.2	Objetivos específicos	13
1.1.3	Justificativa	13
<b>2</b>	<b>CONCEITOS GERAIS E REVISÃO DE LITERATURA</b>	<b>15</b>
2.1	Histórico de desenvolvimento e uso	15
2.2	Características do material	19
2.2.1	Fibras	21
2.2.2	Matriz	22
2.3	Propriedades físicas	22
2.3.1	Massa específica	22
2.3.2	Coeficiente de dilatação térmica	23
2.3.3	Comportamento à tração	24
2.3.4	Comportamento à compressão	26
2.3.5	Comportamento ao cisalhamento	27
2.4	Características dependentes do tempo	27
2.4.1	Fluência	27
2.4.2	Fadiga	28
2.4.3	Efeito de altas temperaturas e fogo	28

<b>2.5</b>	<b>Vantagens e desvantagens .....</b>	<b>30</b>
<b>2.6</b>	<b>Projeto de estruturas armadas com barras de FRP .....</b>	<b>31</b>
<b>2.6.1</b>	<b>Segurança e estados limites .....</b>	<b>31</b>
<b>2.6.2</b>	<b>Ações .....</b>	<b>31</b>
<b>2.6.3</b>	<b>Resistências .....</b>	<b>31</b>
<b>2.6.4</b>	<b>Verificação da segurança .....</b>	<b>32</b>
<b>2.7</b>	<b>Limites para desempenho em serviço .....</b>	<b>33</b>
<b>2.7.1</b>	<b>Abertura de fissuras .....</b>	<b>33</b>
<b>2.7.2</b>	<b>Deslocamentos.....</b>	<b>33</b>
<b>2.7.3</b>	<b>Limites para dimensão de elementos estruturais .....</b>	<b>34</b>
<b>2.8</b>	<b>Dimensionamento e detalhamento dos elementos lineares .....</b>	<b>34</b>
<b>2.8.1</b>	<b>Flexão simples .....</b>	<b>34</b>
<b>2.8.2</b>	<b>Cortante .....</b>	<b>37</b>
<b>2.9</b>	<b>Verificação no ELS.....</b>	<b>40</b>
<b>2.9.1</b>	<b>Deformação excessiva .....</b>	<b>40</b>
<b>2.9.2</b>	<b>Fissuração .....</b>	<b>41</b>
<b>2.10</b>	<b>Armaduras mínimas e máximas .....</b>	<b>42</b>
<b>2.10.1</b>	<b>Flexão.....</b>	<b>42</b>
<b>2.10.2</b>	<b>Armadura de pele.....</b>	<b>43</b>
<b>2.10.3</b>	<b>Força cortante .....</b>	<b>43</b>
<b>2.10.4</b>	<b>Compressão .....</b>	<b>43</b>
<b>2.10.5</b>	<b>Adição de fibras no concreto.....</b>	<b>44</b>

<b>2.11 Ancoragem de barras de frp .....</b>	<b>44</b>
<b>2.11.1 Barras tracionadas.....</b>	<b>44</b>
<b>2.11.2 Barras comprimidas .....</b>	<b>45</b>
<b>2.11.3 Armadura transversal na ancoragem .....</b>	<b>45</b>
<b>2.11.4 Emenda de barras de frp .....</b>	<b>45</b>
<b>2.12 Estudos de vigas armadas com frp .....</b>	<b>46</b>
<b>3 METODOLOGIA .....</b>	<b>49</b>
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>55</b>
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>73</b>
<b>5.1 Sugestões para trabalhos futuros .....</b>	<b>74</b>

## 1 INTRODUÇÃO

É de conhecimento comum que o concreto e o aço são dois dos materiais com maior utilização na construção civil. A combinação desses materiais forma o concreto armado que é largamente utilizado em estruturas em todo o mundo, sendo esse o método construtivo predominante no Brasil (BASTOS, 2019). Apesar de ser um material amplamente conhecido, os avanços e pesquisas não param, permitindo o surgimento de novas tecnologias.

Uma das inovações que surgiu foi a substituição das barras de aço por barras de material compósito como armadura passiva e ativa em elementos estruturais. Essa substituição visa resolver problemas encontrados nos elementos de concreto armado convencionais, que sob certas condições ambientais desenvolvem patologias, provocando degradação das barras através da corrosão (COUTO, 2017).

Os materiais compósitos reforçados com fibras (*fiber reinforced plastic* - FRP) são barras produzidas através de processos industriais onde a resina é combinada com as fibras para formar o produto final (SILVA, 2014). As barras normalmente encontradas no mercado são as constituídas pelas fibras de vidro (GFRP), carbono (CFRP), aramida (AFRP) e mais recentemente as fibras de basalto (BFRP) (NANNI; DE LUCA; ZADEH, 2014).

O interesse na utilização das barras de FRP é devido às propriedades mecânicas, químicas e físicas apresentadas, como a alta resistência à tração e excelente absorção de impacto, baixo peso, além de não estarem sujeitas à corrosão e ao magnetismo (SILVA, 2014).

Após estudos e constatação do bom desempenho do material quando aplicado em estruturas, começaram a surgir diversas normas e recomendações de projetos de elementos de concreto armado com barras de FRP, em grande maioria baseadas nas normas de concreto armado com barras de aço (ORLANDO 2019). O país pioneiro foi o Japão que em 1996 divulgou as primeiras diretrizes de projeto que serviu de base para a maioria das normativas e códigos seguintes, como no Canadá, EUA e Europa e mais recentemente o Brasil.

Este trabalho tem como objetivo analisar o dimensionamento de peças estruturais de concreto armadas com barras de FRP submetidas a flexão e fazer

um comparativo com o dimensionamento realizado de forma convencional com barras de aço, além de apresentar um breve histórico do material, as propriedades do mesmo e a metodologia de dimensionamento conforme as práticas recomendadas IBRACON/ABECE lançadas em 2021.

## **1.1 Objetivos**

### **1.1.1 Objetivo Geral**

Este estudo busca descrever os procedimentos e cuidados necessários para o dimensionamento de elementos estruturais de concreto armado com barras de FRP, além de realizar o dimensionamento de vigas submetidas à flexão reforçadas com barras de FRP.

### **1.1.2 Objetivos Específicos**

- Apresentar e comparar as propriedades dos diferentes tipos de barras de FRP encontradas no mercado;
- Apresentar as vantagens e desvantagens das barras de FRP em relação as barras de aço;
- Investigar os parâmetros de dimensionamento de elementos estruturais de concreto armado com barras de FRP;
- Comparar os resultados obtidos no dimensionamento de vigas de concreto armado com barras de FRP e com barras de aço;
- Analisar a influência do tipo de fibra da barra no momento resistente de vigas bi apoiadas.

### **1.1.3 Justificativa**

Quando estruturas de concreto armado começaram a serem utilizadas, era esperado que, por apresentarem boa durabilidade, não demandariam de manutenção logo no início de sua vida útil. Porém com a intensificação do uso desse sistema construtivo, percebeu-se que em algumas situações aconteciam processos de deterioração acelerada do elemento, ocasionando em

complicações devido ao baixo desempenho das estruturas e até mesmo em falhas estruturais nos casos mais graves. (GRAEFF, 2007).

Outra questão importante é a construção de obras de uso excepcional como reservatórios submetidos a ambientes agressivos ou instalações hospitalares com equipamentos de ressonância magnética, o uso de materiais habituais pode afetar a funcionalidade dessas estruturas (CAMACHO, 2011). Além disso, o Brasil apresenta um grande número de cidades em regiões litorâneas, onde é constatado os maiores índices de corrosão em armaduras metálicas devido a ação do ambiente marítimo. Dessa forma, o uso de barras não metálicas em estruturas pode evitar esse tipo de problema (MAZZÚ, 2020).

Com isso, essa pesquisa justifica-se por meio da necessidade de apresentar o processo de dimensionamento de concreto armado com barras de FRP, buscando sempre aliar o aumento do desempenho das estruturas com uso de novos materiais na construção civil.

## **2 CONCEITOS GERAIS E REVISÃO DE LITERATURA**

### **2.1 Histórico de desenvolvimento e uso**

O desenvolvimento de reforços utilizando polímero reforçado com fibra teve seu início logo após a expansão do uso dos compósitos na década de 1940 após a Segunda Guerra Mundial. A indústria aeroespacial foi a primeira a reconhecer o potencial desses materiais em virtude de suas vantagens como leveza e alta resistência, porém foi só durante a Guerra Fria, com a corrida espacial, que esses materiais tiveram seu uso intensificado na indústria aeroespacial e de defesa, e somente na década de 1960 que esses materiais foram considerados para reforço em concreto (ACI 440, 2015).

Com a expansão dos sistemas rodoviários americanos na década de 1950, houve aumento na demanda de manutenção das estradas, além disso a aplicação de sal para degelo em pontes rodoviárias tornou-se um processo comum, e como resultado deste processo, o aço presente nessas estruturas começou a sofrer um intenso processo de corrosão, tornando-se de grande preocupação e elevando os custos de manutenção. Para resolver o problema várias soluções foram investigadas como revestimentos eletrostáticos (resina em pó), concreto polimérico, revestimentos de epóxi e barras GFRP, entretanto as barras de GFRP não foram consideradas viáveis até o final da década de 1970, dentre as soluções apresentadas o revestimento de epóxi foi a solução adotada para tentar solucionar o problema da corrosão (ACI 440, 2015).

Na década de 1980 houve um aumento na demanda de materiais não metálicos para usos obras com requisitos especiais e as indústrias de pultrusão reconheceram o potencial do material e começaram a produzir materiais de FRP (RIZKALLA; HASSAN; HASSAN, 2003). As aplicações comumente eram na construção de obras hospitalares, principalmente em lajes e paredes que ficam próximas de equipamentos de imagem por ressonância magnética, que demandam de material não magnético em seu entorno, além do uso em bases de equipamentos elétricos e reatores, paredões próximos a ambientes marinhos como na Figura 1, decks industriais e pisos em ambientes quimicamente agressivos (ACI 440, 1996).

Figura 1 – Construção de um paredão à beira mar utilizando barras de GFRP.



Fonte: ACI 440 (2015).

Boyle e Karbhari (2006) revelam que mesmo com o uso de tecnologias como aditivos no cimento para minimizar a penetração de água, galvanização, revestimentos epóxi e proteção catódica, não foram suficientes para eliminar o problema da corrosão enfrentado nas pontes americanas. No final da década de 1980, estimulado pela crescente aceitação do material nas indústrias aeroespaciais e de artigos esportivos a *Federal Highway Administration* (FHWA) e a *National Science Foundation* (NSF) começaram a aumentar o financiamento nas pesquisas sobre o uso de materiais de FRP para aplicações de infraestrutura, grande parte das pesquisas focadas em pontes rodoviárias que eram consideradas a grande preocupação da época devido ao grande número de casos de deterioração da estrutura devido a corrosão (BANK, 2006).

Após a década de 1970, foram demonstradas muitas aplicações de FRP na Europa e na Ásia. A primeira demonstração de uma ponte utilizando reforço de FRP foi feita na Alemanha em 1986 (MEIER, 1992), após a construção desta ponte foram implementados programas na Europa para incentivar as pesquisas e o uso de reforço de FRP (TAERWE, 1997). Em 1992 foi construída na Escócia a primeira ponte pedonal do mundo totalmente feita em material composto (ACI 440, 2007). Enquanto isso na Ásia, durante a década de 1990, o Japão possuía o maior domínio de aplicações de reforço de FRP tendo mais de 100 projetos, como o túnel mostrado na Figura 2 (ACI 440, 2015). Durante os anos 2000, a China tornou-se o maior usuário de FRP para novas construções principalmente em obras de tabuleiros de pontes e obras subterrâneas (YE *et al.*, 2003).

Figura 2 – Telas de GFRP sendo usadas na construção de um túnel no Japão.



Fonte: Adaptado de ACI 440 (1996).

No Canadá mais de 200 pontes já foram construídas com sucesso utilizando barras de FRP na construção das lajes do tabuleiro como demonstrado na Figura 3, barreiras de concreto e vigas (DROUIN; LATOUR; MOHAMED, 2011), sendo que dessas pontes algumas estão em funcionamento a mais de 10 anos sem qualquer sinal de deterioração do reforço de GFRP (MUFTI *et al.*, 2011). A ponte Floodway sobre o Rio Vermelho foi concluída em 2006, sendo considerada a maior ponte de concreto armado não metálica do mundo. A ponte apresenta 16 vãos com aproximadamente 15,3 x 43,5 m e todos os elementos acima das vigas são reforçados com barras de GFRP, estima-se que foram utilizadas 140 toneladas de barras de reforço em sua construção (ACI 440, 2015). Além de pontes o Canadá também utiliza as barras de GFRP em outras estruturas de concreto armado como garagens de estacionamento (BENMOKRANE *et al.*, 2012), pavimento de concreto rodoviário (BENMOKRANE *et al.*, 2007) e tanques de água (BENMOKRANE e MOHAMED, 2014).

Figura 3 – Utilização de barras de GFRP na construção de uma ponte no Canadá.



Fonte: ACI 440 (2007).

Nos Estados Unidos o uso de FRP tinha uma gama de aplicações em obras com requisitos especiais como no entorno de um equipamento de imagem por ressonância magnética em um hospital construído em 1985, aplicações em vigas que demandavam de material não magnético em uma universidade em 1986, fabricação de lajes pré-moldadas como na Figura 4, ideias para aplicações industriais em ambientes submetidos a alta umidade e atmosfera corrosiva (ACI 440, 1996). O primeiro tabuleiro de ponte de concreto reforçado com FRP foi construído em 1996, seguido pela primeira plataforma de ponte veicular totalmente armada com barras compostas (ACI 440, 2007).

Figura 4 – Fabricação e colocação de lajes pré-moldadas utilizando barras de FRP nos Estados Unidos.



Fonte: ACI 440 (1996).

A primeira utilização de polímero reforçado com fibra no Brasil ocorreu em 1998 em um viaduto localizado em Minas Gerais apresentado na Figura 5 (MACHADO, 2007), o viaduto que foi construído entre os anos de 1925 e 1927 apresentava patologias que exigiam sua completa reparação tanto estética, quanto estrutural. Foram reforçadas a flexão todas as lajes, vigas e transversinas, sendo essa última também reforçadas ao cisalhamento. Após isso várias aplicações surgiram no país em reforços de lajes, vigas, pilares, paredes de concreto, muros de arrimo, silos, túneis e reservatórios (ORLANDO, 2019).

Figura 5 – Reforço do viaduto em Minas Gerais.

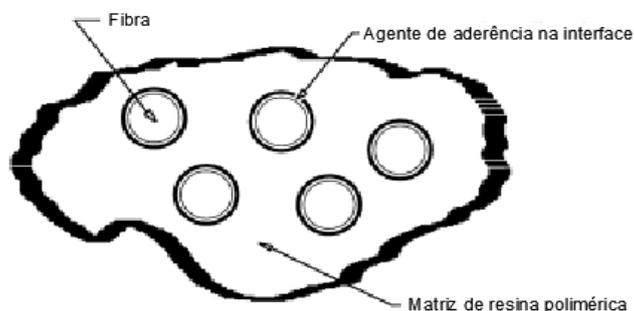


Fonte: MACHADO (2007).

## 2.2 Características do material

Para compreender as características dos materiais de FRP, primeiro é necessário entender a sua composição e seu processo de fabricação, já que as propriedades estão diretamente ligadas a esses fatores (ACI 440, 2015). As barras de FRP são feitas de fibras contínuas (minerais ou sintéticas) de alta resistência e alta rigidez, que são unidas e incorporadas pela matriz polimérica (resina), uma seção transversal genérica é apresentada na Figura 6 (FIB 40, 2007). Fatores como volume da fibra, tipo da fibra, tipo de resina e orientação das fibras desempenham um papel fundamental nas características finais de uma barra (ACI 440, 2015).

Figura 6 – Seção transversal de um composto de FRP.

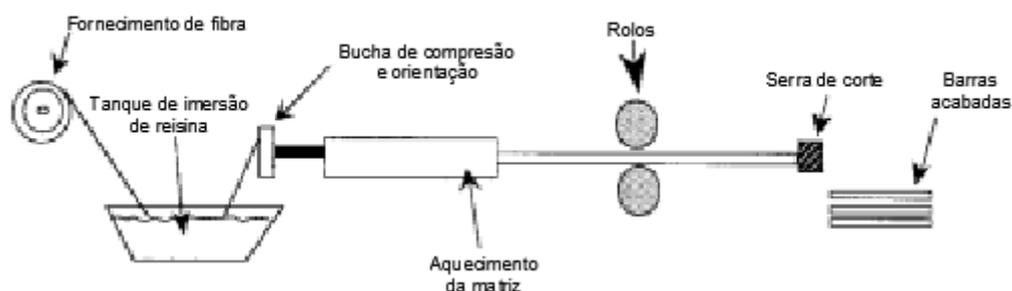


Fonte: Adaptado de ACI 440 (1996).

As barras de FRP, diferentemente do aço, são anisotrópicas, ou seja, não apresentam as mesmas propriedades na direção longitudinal e transversal e podem ser fabricadas usando diversas técnicas como pultrusão, trança e

tecagem (BAKIS, 1993). No processo de pultrusão os filamentos de fibra são submetidos à um banho que contém a matriz de resina, o catalizador e aditivos, o procedimento é apresentado na Figura 7. As barras produzidas através deste processo possuem uma seção transversal constante e comprimento ilimitado, tendo como único fator limitante seu armazenamento e transporte (ACI 440, 1996).

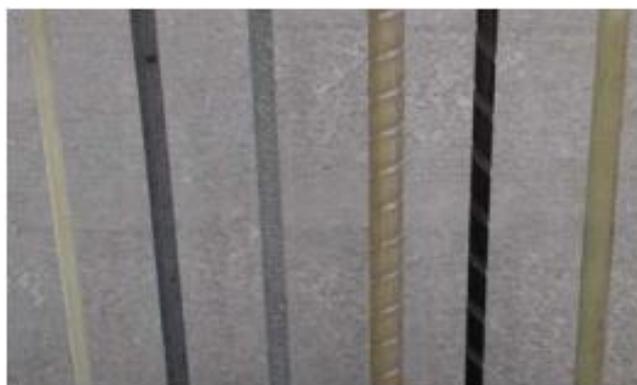
Figura 7 – Processo de pultrusão utilizado na fabricação das barras de FRP.



Fonte: Adaptado de TIGHIOUART; BENMOKRANE; GRAO (1998).

Durante a sua fabricação as barras de FRP não possuem nenhum mecanismo de aderência com o concreto, e a fim de melhorar as características de ligação várias técnicas podem ser utilizadas, como entalhes, revestimento de areia, revestimento de epóxi, fios enrolados helicoidalmente, alguns tipos de barras estão apresentados Figura 8, outras técnicas também podem ser utilizadas desde que tenham sua eficiência comprovada através do ensaio de arrancamento. O uso de barras lisas também é permitido desde que sejam usadas para aplicações não estruturais ou construtivas (CT 303, 2021).

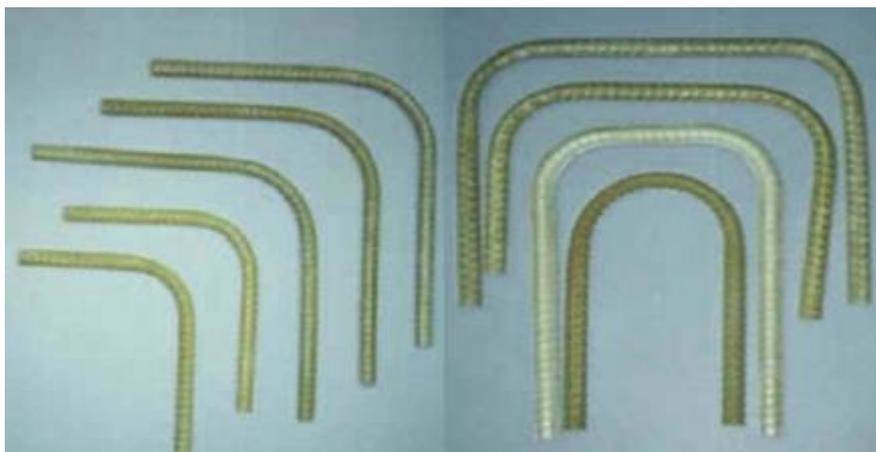
Figura 8 – Vergalhões de FRP com diferentes acabamentos superficiais.



Fonte: FIB 40 (2007).

As barras de FRP feitas com resinas termofixas não podem ser dobradas após a sua fabricação. As barras de FRP podem ser produzidas com dobras caso necessário como demonstrado na Figura 9, contudo há uma redução de 40 a 50% da resistência na região da curvatura, quando comparada à uma barra reta. Essa redução na resistência ocorre devido à curvatura das fibras e a concentração de tensões na região curvada (NANNI *et al.*, 1998).

Figura 9 – Barras de FRP com dobras.



Fonte: RE-BAR CHILE (s. d.) apud COUTO (2007).

### 2.2.1 Fibras

As fibras constituem a espinha dorsal das barras de FRP e são utilizadas porque são fortes, rígidas e leves. Os requisitos estruturais e funcionais buscados nas fibras são o alto módulo de elasticidade, alta resistência, alongamento adequado na fratura por tração, baixa variação de resistência entre as fibras individuais, uniformidade no diâmetro das fibras, alta tenacidade e durabilidade, tudo isso combinado com um custo final aceitável. As fibras de um determinado material são mais resistentes que o material a granel, devido a orientação das moléculas ao longo da direção da fibra e por apresentarem um número pequeno de defeitos em sua composição (FIB 40, 2007). As fibras mais comuns utilizadas na fabricação de barras de FRP são as de vidro, carbono, aramida e basalto (CT 303, 2021).

## 2.2.2 Matriz

A matriz utilizada na fabricação das barras pode ser tanto um componente estrutural quanto de proteção. Durante a produção, as propriedades do material final são essencialmente afetadas pela resina, suas propriedades físicas e sua composição química. Os requisitos estruturais e funcionais buscados na matriz são de unir as fibras, transferir e distribuir os esforços, além de proteger as fibras de ataques ambientais e abrasão mecânica. Levando em conta esses fatores a escolha da matriz é de extrema importância ao projetar um material compósito, visto que afetará diretamente nas propriedades físicas e mecânicas do produto final (FIB 40, 2007).

Ainda segundo o FIB 40 (2007) a matriz pode representar entre 30 à 60% do volume final de um compósito, existindo duas classes principais de matrizes poliméricas utilizadas em compósitos de FRP, as resinas termofixas (poliéster, epóxi e viniléster) e as resinas termoplásticas (Poli éter-éter-cetona (PEEK), sulfeto de polifenileno (*PPS*) e Polissulfona (PSUL)).

## 2.3 Propriedades físicas

### 2.3.1 Massa específica

A massa específica de um material compósito pode ser obtida através da soma dos produtos da massa específica e do volume, tanto das fibras quanto da matriz, como mostra a Equação 1 (FIB 40, 2007).

$$\rho_c = \rho_f * V_f + \rho_m * V_m \quad (1)$$

Onde:

$\rho_c$  = massa específica do material compósito (kg/m<sup>3</sup>);

$\rho_f$  = massa específica das fibras (kg/m<sup>3</sup>);

$V_f$  = volume das fibras (%);

$\rho_m$  = massa específica da matriz (kg/m<sup>3</sup>);

$V_m$  = volume da matriz (%).

A massa específica de vergalhões de FRP gira em torno de um sexto a um quarto da massa específica do aço, devido ao seu peso reduzido em relação

ao aço, o material apresenta uma maior facilidade em seu manuseio no canteiro de obras e transporte (ACI 440, 2015). A Tabela 1 apresenta valores típicos de massa específica de barras de FRP segundo o ACI 440 (2015), FIB 40 (2007), e ao CT 303 (2021), nota-se também que o FIB 40 faz uma distinção em relação a matriz empregada na produção do vergalhão, enquanto o ACI 440 e o CT 303 generalizam os valores em função apenas da fibra.

Tabela 1 – Massa específica típica de vergalhões de aço e FRP.

Fonte	Matriz	Massa específica (kg/m³)			
		Aço	GFRP	CFRP	AFRP
FIB 40 (2007)	Poliéster		1750-2170	1430-1650	1310-1430
	Epóxi	7850	1760-2180	1440-1670	1320-1450
	Viniléster		1730-2150	1440-1630	1300-1410
ACI 440 (2015)	N/A	7900	1250-2100	1500-1600	1250-1400
CT 303 (2021)	N/A	7850	2200	1700	1400

Fonte: Elaboração própria.

### 2.3.2 Coeficiente de dilatação térmica

O coeficiente de dilatação térmica depende do tipo de fibra, resina e fração de volume dos constituintes. O coeficiente longitudinal é comandado pelas propriedades das fibras, enquanto o coeficiente transversal é comandado pelas propriedades da matriz (FIB 40, 2007).

A Tabela 2 apresenta valores típicos de coeficientes de dilatação térmica, onde é perceptível a anisotropia das barras de FRP, devido à diferença de valores nas duas direções. As normas americana e europeia apresentam os mesmos intervalos de valores para as barras de FRP, enquanto as práticas recomendadas brasileiras apresentam um único valor médio.

Tabela 2 – Coeficientes de dilatação térmica típicos.

Fonte	Direção	Coeficiente de dilatação térmica ( $\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ )				
		Aço	GFRP	CFRP	AFRP	Concreto
FIB 40 (2007)	L		6 a 10	-9 a 0	-2 a -6	
	T	11	21 a 23	74 a 104	60 a 80	7 a 13
ACI 440 (2015)	L		6 a 10	-9 a 0	-2 a -6	
	T	11,7	21 a 23	74 a 104	60 a 80	7,2 a 10,8
CT 303 (2021)	L		8	-4,5	-4	
	T	10	22	90	70	10

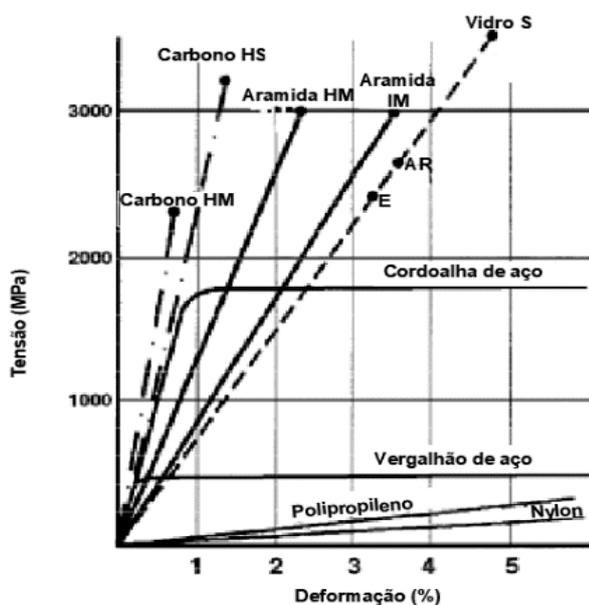
Fonte: elaboração própria.

Como visto na Tabela 2 as barras com fibras de carbono e aramida apresentam valores negativos em seus coeficientes, indicando que o material se contrai com o aumento da temperatura e se expande com a diminuição da temperatura (ACI 440, 2015).

### 2.3.3 Comportamento à tração

Quando solicitadas longitudinalmente à tração o comportamento das barras de FRP, diferem do aço por não apresentar um patamar de escoamento, apresentando assim, um comportamento linearmente elástico até a sua ruptura, na Figura 10 estão apresentados os comportamentos de algumas fibras utilizadas na fabricação de barras e do aço (ACI 440, 2015).

Figura 10 – Gráfico tensão versus deformação de barras de aço e de FRP.



Fonte: Adaptado de ACI 440 (1996).

A resistência à tração de uma barra de FRP depende de vários fatores como a taxa de cura, o processo de fabricação e o controle de qualidade do processo de fabricação. Como a resina apresenta uma resistência muito inferior quando comparada às fibras, a proporção entre os volumes de fibra e resina afetam significativamente as propriedades finais de tração da barra (WU, 1990).

Faza e GangaRao (1993) mostram que, a resistência a tração de uma barra de FRP pode variar de acordo com o diâmetro. Em seu estudo foi

constatado que a resistência a tração em barras de GFRP de três fabricantes diferentes sofreram uma redução de até 40% à medida que o diâmetro aumentava proporcionalmente de 9,5 até 22,2 mm. Santoh (1993) relatou que mudanças semelhantes no diâmetro parecem não afetar as barras de carbono (CFRP). Nas barras de fibra de aramida, o processo de fabricação parece influenciar na resistência da barra, em barras de AFRP trançadas, houve uma redução de menos de 2% à medida que o diâmetro aumentava de 7,3 para 14,7 mm (TAMURA, 1993), enquanto em barras de AFRP pultrudadas a redução foi de aproximadamente 7% para diâmetros de 3 a 8 mm (NORITAKE *et al.*, 1993).

Determinar a resistência à tração de barras de FRP por meio de ensaios é um desafio devido a concentração de tensões nos pontos de ancoragem e ao redor do corpo de prova, que podem levar ao rompimento precoce da barra, durante os testes a barra deve ser ajustada de forma que a ruptura ocorra no meio do corpo de prova, portanto, os fabricantes devem fornecer os valores de resistência de todos os diâmetros de barras (ACI 440, 2015).

A Tabela 3 mostra os valores típicos para as propriedades de tração de barras de aço e de FRP, onde novamente as normas americana e europeia apresentam um intervalo de valores e a prática recomendada brasileira apresenta um valor médio.

Tabela 3 – Propriedades mecânicas de referência para tração longitudinal.

Fonte	Propriedade	Aço	GFRP	CFRP	AFRP
FIB 40 (2007)	Módulo de elasticidade (Gpa)	200	35 a 60	100 a 580	40 a 125
	Resistência característica (Mpa)	450 a 700	450 a 1600	600 a 3500	1000 a 2500
	Deformação última (%)	5 a 20	1,2 a 3,7	0,5 a 1,7	1,9 a 4,4
ACI 440 (2015)	Módulo de elasticidade (Gpa)	200	35 a 51	120 a 580	41 a 125
	Resistência característica (Mpa)	486 a 1600	483 a 690	600 a 3690	1720 a 2540
	Deformação última (%)	6 a 12	1,2 a 3,1	0,5 a 1,7	1,9 a 4,4
CT 303 (2021)	Módulo de elasticidade (Gpa)	210	50	130	70
	Resistência característica (Mpa)	500	800	1400	1400
	Deformação última (%)	N/A	1,6	1,07	2

Fonte: elaboração própria.

### 2.3.4 Comportamento à compressão

O projeto de barras de FRP usadas para resistir a esforços compressivos não é recomendado devido ao seu comportamento quando submetido à compressão longitudinal, uma vez que os modelos teóricos para a resistência à tração não podem ser utilizados. A dificuldade em prever a resistência à compressão está na alta dependência da geometria do corpo de prova e do método de teste. Os modos de falha apresentados nas barras de FRP submetidas a compressão longitudinal são: micro-flambagem das fibras, falha de tração transversal ou falha por cisalhamento das fibras sem flambagem. Geralmente o modo de falha está relacionado com o tipo de fibra, resina e com a fração volumétrica de cada um, tudo isso somado à falta de um método de ensaio padrão para definir a resistência compressiva em barras de FRP, uma vez que os métodos usados para compósitos não são adequados. Caso as propriedades compressivas sejam necessárias, é dever do fabricante fornecer esses valores, bem como, uma descrição do método de ensaio utilizado para determinar as propriedades (FIB 40, 2007).

Wu (1990) conduziu um estudo em barras de FRP e constatou que a resistência à compressão é menor que a resistência à tração, a resistência compressiva atingiu valores na ordem de 55% para barras de GFRP, 78% para CFRP e 20% para AFRP da resistência à tração. Em geral, a resistência à compressão é maior em barras com maiores resistências à tração, exceto em barras de AFRP, onde as fibras apresentam comportamento não linear na compressão em níveis de tensões relativamente baixos (ACI 440, 2015). As práticas recomendadas brasileiras apresentam um valor de 300 MPa como um valor de referência para resistência à compressão, independente da classificação.

De acordo com estudos, o módulo de elasticidade compressivo é de aproximadamente 80% para barras de GFRP, 85% para CFRP e 100% para AFRP do módulo de elasticidade de tração (MALLICK, 1988). A explicação mais aceita para os baixos módulos de elasticidade estão na falha prematura do corpo de prova durante o teste, resultado da formação de vassoura no final da amostra e da micro-curvatura da fibra interna (ACI 440, 2015).

### **2.3.5 Comportamento ao cisalhamento**

A resistência ao cisalhamento transversal em barras de FRP é comandado pelas propriedades da matriz, dado que a força de corte atua em uma direção perpendicular as fibras, existindo situações em que ocorre o cisalhamento transversal sem cortar uma única fibra (FIB 40, 2007). Um aumento significativo na resistência ao cisalhamento pode ser obtido enrolando ou entrelaçando fibras transversais nas fibras de reforço principais. As propriedades de cisalhamento ficam a cargo do fabricante da barra, bem como a descrição do método de ensaio utilizado para obtê-las (ACI 440, 2015).

## **2.4 Características dependentes do tempo**

Os compósitos de FRP apresentam uma grande variação, quando comparados ao aço, no quesito de propriedades de longo prazo e é importante conhecer este comportamento para aplicar nos projetos de dimensionamento.

### **2.4.1 Fluência**

O termo fluência é utilizado para descrever a deformação progressiva de um material sob uma carga constante ao longo do tempo (FIB 40, 2007). Segundo Hull e Clyne (1996) a maioria dos materiais começa exibir fluência considerável quando cargas significativas são aplicadas em temperaturas superiores a 40% da temperatura de fusão do material. As resinas termofixas comumente usadas na produção de barras de FRP não possuem uma temperatura de fusão bem definida, porém tendem a se degradar quando submetidas a temperaturas de cerca de 100 °C acima da temperatura ambiente, no entanto em temperaturas ambientes são bastante resistentes à fluência (FIB 40, 2007).

O tempo de resistência à ruptura por fluência também pode diminuir sob condições ambientais bastante adversas, como exposição à radiação ultravioleta, alta alcalinidade, ciclos úmidos e ciclos de congelamento. Embora existam pesquisas sobre os efeitos ambientais, a falta de métodos de teste padrão de fluência impacta diretamente na determinação de critérios de projeto gerais, resultando em critérios considerados conservadores (ACI 440 2015).

### **2.4.2 Fadiga**

A fadiga é definida como o fenômeno de ruptura progressiva de um material submetido a ciclos repetidos de carregamento. A ruptura por fadiga em compósitos de FRP é complexo devido aos vários mecanismos que podem falhar ao longo do elemento, como trinca da matriz, quebra das fibras e delaminação (SCHAFF, 2001). Conforme Hollaway (1993) compostos de FRP unidirecionais exibem poucos indícios até imediatamente antes da falha, enquanto compostos multidirecionais apresentam redução gradual nos valores de resistência e rigidez.

Dentre todos os tipos de barras de FRP atuais para aplicações de infraestrutura, as barras que utilizam fibra de carbono são consideradas as mais adequadas para casos em que é necessária a resistência à fadiga. Em uma curva S-N que descreve o desempenho de materiais em fadiga, a inclinação média do decréscimo de resistência para barras de CFRP é de 5 a 8% da resistência inicial por década. Em 1 milhão de ciclos a resistência está geralmente entre 50 e 70% da resistência inicial (CURTIS, 1989).

Em barras de GFRP o decréscimo foi de aproximadamente 10% por década (MANDELL, 1982) e para barras de AFRP foi de 5 a 6% (ROYLANCE; ROYLANCE, 1981). Um estudo realizado em barras de AFRP mostrou que a resistência após 2 milhões de ciclos encontrava-se entre 54 a 73% da resistência inicial (ODAGIRI; MATSUMOTO; NAKAI, 1997). Em última análise, as limitações de projeto submetidos à fadiga geralmente estão ligadas ao de tipo de fibra e resina utilizada, processo fabricação da barra, das condições ambientais e do tipo de carregamento ao qual a estrutura estará submetida (ACI 440, 2015).

### **2.4.3 Efeito de altas temperaturas e fogo**

A resistência ao fogo em elementos de concreto armado com barras de FRP pode ser determinado de forma semelhante aos elementos de concreto armado com barras de aço, desde que dada a devida consideração às possíveis diferenças no comportamento em resposta ao aquecimento (ACI 440, 2015). Como os materiais de FRP geralmente são mais sensíveis aos efeitos das altas temperaturas do que as barras de aço, as estruturas armadas com barras de

FRP podem apresentar menor resistência ao fogo quando comparadas às estruturas armadas com barras de aço (BISBY; KODUR, 2007).

O tipo de vergalhão, tipo de agregado e espessura do revestimento de concreto influenciam diretamente no desempenho das estruturas. É importante o conhecimento do tipo de vergalhão utilizado, uma vez que cada material apresenta reduções diferentes nas propriedades mecânicas e de ligação em altas temperaturas (BISBY; GREEN; KODUR, 2005). O tipo de agregado e o revestimento impactam significativamente na transferência de calor para a armadura e, portanto, nas temperaturas experimentadas pelas barras durante a exposição ao fogo (KODUR; BISBY, 2005).

As propriedades da matriz na superfície da barra são fundamentais para manter a ligação entre o FRP e o concreto, e em uma temperatura próxima à de transição vítrea ( $T_g$ ), as propriedades mecânicas da matriz começam a diminuir afetando a transferência de tensões do concreto para as fibras, resultando em reduções significativas na resistência de adesão (NIGRO *et al.*, 2012). O valor de temperatura de transição vítrea depende do tipo de resina utilizada, ficando normalmente entre 93 a 120 °C para as resinas usadas na maioria das barras de FRP para concreto (CHOWDHURY *et al.*, 2011).

Caso a região de ancoragem das barras permaneça fora da área exposta às altas temperaturas a perda de ligação na zona aquecida é menos crítica uma vez que as fibras são mais resistentes à temperatura elevada, as fibras de vidro possuem ponto de fusão de 880 °C e as fibras de carbono de 1600 °C, podendo continuar suportando cargas consideráveis na direção longitudinal mesmo sob efeito das chamas (CHOWDHURY *et al.*, 2011). As barras de FRP bem ancoradas podem manter resistência e rigidez consideráveis em temperaturas bem acima da temperatura de transição vítrea, Maluk *et al.* (2011) constatou que barras de CFRP com uma  $T_g$  de 121 °C mantiveram até 65% de sua resistência inicial à tração em temperaturas superiores a 330 °C. Nigro *et al.* (2013) demonstrou que lajes de concreto reforçadas com barra de GFRP com  $T_g$  de 100 °C e revestimento de 2,5 cm foram capazes de manter 60% de sua resistência final de projeto por mais de 3 horas de exposição ao fogo, a temperatura das barras ultrapassou 500 °C e as barras continuaram a suportar o carregamento devido à uma ancoragem eficaz.

## 2.5 Vantagens e desvantagens

A Tabela 4 apresenta um resumo com os motivos para utilizar barras de FRP, as principais diferenças entre o FRP e o aço e por fim as aplicações.

Tabela 4 – Considerações para o uso de barras de FRP. (contínua)

<b>Por que utilizar barras de FRP?</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>a) São impermeáveis a íons de cloreto e aos ataques químicos;</li> <li>b) Possuem resistência à tração maior que os aços normalmente utilizados;</li> <li>c) Peso específico menor que o aço (1/4 a 1/5 do peso específico do aço);</li> <li>d) Transparente aos campos magnéticos;</li> <li>e) Transparente às frequências de rádio (apenas GFRP);</li> <li>f) Térmica e eletricamente não condutoras (apenas GFRP);</li> <li>g) Permitem um menor cobrimento de concreto;</li> <li>h) Não necessitam de aditivos redutores de corrosão;</li> <li>i) Possuem alta resistência à fadiga;</li> <li>j) São de fácil demolição quando utilizadas em estruturas provisórias;</li> <li>k) Possuem vida útil muito maior que o aço em ambientes corrosivos;</li> <li>l) Apresentam maior facilidade no manuseio em campo do que o aço</li> </ul>
<b>Diferenças entre as barras de FRP e as barras de aço</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>a) As barras de FRP são linearmente elásticas até a ruptura (não apresentam patamar de escoamento);</li> <li>b) As barras de FRP são anisotrópicas enquanto as de aço são isotrópicas;</li> <li>c) Devido ao baixo módulo de elasticidade, o dimensionamento é sempre feito no Estado Limite de Serviço;</li> <li>d) Apresentam comportamento de ruptura por fluência inferior ao aço;</li> <li>e) Coeficiente de dilatação térmica diferente nas direções longitudinal e transversal;</li> <li>f) O tempo de resistência ao fogo e altas temperaturas é menor que o aço;</li> <li>g) Em caso de degradação das barras de FRP, o mecanismo de degradação é benigno ao concreto circundante, ao contrário do aço que se expande e causa deslocamento no elemento.</li> </ul>
<b>Onde as barras de FRP devem ser consideradas?</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>a) Em qualquer elemento de concreto suscetível à corrosão devido aos íons de cloreto ou produtos químicos;</li> <li>b) Em qualquer elemento de concreto onde seja necessário material não ferroso devido a considerações eletromagnéticas;</li> <li>c) Como alternativa econômica para barras galvanizadas ou revestidas por epóxi;</li> <li>d) Como primeira alternativa de custo em relação ao aço inoxidável;</li> <li>e) Em estruturas provisórias, principalmente em tuneis e mineração;</li> </ul>

Tabela 4 – Considerações para o uso de barras de FRP. (conclusão)

Onde as barras de FRP devem ser consideradas?
f) Aplicações que requerem não condutividade térmica;
g) Em concreto massa exposto a cloretos marinhos ou próximo à exposição a cloretos em aplicações híbridas com o aço.

Fonte: Adaptado de ACI 440 (2015).

## 2.6 Projeto de estruturas armadas com barras de FRP

### 2.6.1 Segurança e estados limites

Os critérios de segurança adotados na recomendação técnica brasileira para estruturas armadas com FRP são baseadas na norma de ações e seguranças nas estruturas NBR 8681 (2003). Além disso os Estados-Limites Último e de Serviço (ELU e ELS) são os mesmos contidos na norma de projeto de estruturas de concreto NBR 6118 (2014).

### 2.6.2 Ações

As ações e combinações utilizadas para dimensionar estruturas armadas com barras de FRP no ELU e no ELS podem ser determinadas de acordo com a NBR 6118 (2014).

### 2.6.3 Resistências

A resistência de cálculo para barras de FRP pode ser obtida através da Equação 2 que é semelhante à usada para o concreto e o aço, com a adição de um fator de redução ambiental ( $C_E$ ). Para fins de projeto, o valor característico da resistência é tido como o valor que tenha apenas 5% de probabilidade de não ser atingido dentro de um determinado lote do material (CT 303, 2021).

$$f_d = C_E \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (2)$$

Onde:

$f_d$  = resistência de cálculo;

$C_E$  = fator de redução ambiental;

$f_k$  = resistência característica das barras;

$\gamma_m$  = coeficiente de redução de resistência.

A Tabela 5 apresenta os valores do coeficiente de redução de resistência  $\gamma_m$  para as barras de FRP, enquanto a Tabela 6 apresenta os valores do fator de redução ambiental  $C_E$ .

Tabela 5 – Coeficientes de redução de resistência  $\gamma_m$  para barras de FRP.

<b>Combinação</b>	<b><math>\gamma_m</math></b>
ELU normal	1,30
ELU Especial ou de construção	1,20
ELU Excepcional	1,20
ELU Fadiga	1,20
ELS	1,00

Fonte: CT 303 (2021).

Tabela 6 – Fator de redução ambiental  $C_E$ .

<b>Condição de exposição</b>	<b>Material</b>	<b><math>C_E</math></b>
Interior e sem contato com o solo	GFRP	0,8
	CFRP	1,0
	AFRP	0,9
Exterior ou em contato com o solo	GFRP	0,7
	CFRP	0,9
	AFRP	0,8

Fonte: Adaptado de CT 303 (2021).

Os valores dos fatores de redução ambiental apresentados na Tabela 6 são estimativas conservadoras, dependendo da durabilidade de cada tipo de fibra. Os efeitos da temperatura estão incluídos, porém as barras de FRP não devem ser utilizadas em estruturas com temperatura de serviço superior a temperatura de transição vítrea da resina utilizada em sua fabricação, geralmente entre 93 a 120 °C (ACI 440, 2015).

#### **2.6.4 Verificação da segurança**

Da mesma forma que estruturas de concreto armado com aço, todas as partes das estruturas de concreto armado com FRP devem atender aos estados-

limites últimos e de serviço (ELU e ELS) durante sua vida útil, inclusive durante as fases construtivas. Para que isso ocorra é necessário que os esforços solicitantes de cálculo ( $S_d$ ) sejam inferiores às resistências de cálculo ( $R_d$ ) como mostra a Equação 3 (CT 303, 2021).

$$S_d \leq R_d \quad (3)$$

Para determinar os esforços solicitantes ( $S_d$ ), devem ser considerados os cenários mais desfavoráveis possíveis durante a vida útil da estrutura, inclusive durante a construção. Os efeitos de 2ª ordem devem ser considerados, exceto quando não houver necessidade em sua consideração conforme NBR 6118 (2014) (CT 303, 2021).

## 2.7 Limites para desempenho em serviço

### 2.7.1 Abertura de fissuras

As aberturas de fissuras em estruturas de concreto armado com barras de FRP devem atender aos limites apresentados na Tabela 7:

Tabela 7 – Limite para aberturas de fissuras em estruturas de concreto com barras de FRP.

Condição de exposição	$W_{max}$ (mm)
Ambiente interno (todas as CAA)	0,7
Ambiente externo (todas as CAA)	0,5

Fonte: CT 303 (2021).

Na presença de barras de aço no elemento, os limites impostos pela NBR 6118 (2014) devem prevalecer. Caso a estrutura apresente fins estéticos, os limites apresentados na tabela podem ser reduzidos (CT 303,2021).

### 2.7.2 Deslocamentos

Os limites de deslocamento para membros de concreto armado com barras de FRP devem seguir a normativa prescrita na NBR 6118 (2014), levando em conta as características do FRP em serviço (CT 303, 2021).

### **2.7.3 Limites para dimensão de elementos estruturais**

As dimensões-limites para os elementos estruturas armados com barras de FRP devem seguir as mesmas recomendações utilizadas em estruturas armadas com barras de aço, contidas na NBR 6118 (2014), visando garantir execução e desempenho adequados e satisfatórios dos elementos estruturais. Porém o CT 303 (2021) recomenda que os pilares de concreto com barras de FRP devem ter a menor seção igual ou superior a 19 centímetros.

## **2.8 Dimensionamento e detalhamento dos elementos lineares**

### **2.8.1 Flexão simples**

Conforme o ACI 440 (2015) os projetos de elementos de concreto armados com barras de FRP à flexão é análogo ao projeto de elementos de concreto armado com barras de aço. Seções de concreto armado com aço, na maioria das vezes, são projetadas de forma em que o aço sofra escoamento antes do esmagamento do concreto, o escoamento do aço proporciona ductilidade e um aviso prévio de falha do elemento. O FRP por apresentar um comportamento não dúctil requer uma reconsideração desta abordagem.

No caso em que as barras de FRP se rompem, a falha do elemento ocorre de maneira repentina e catastrófica, no entanto, haveria um aviso de falha eminente apresentado na forma de extensas rachaduras e grande deflexão devido ao alongamento significativo sofrido pelas barras antes da ruptura. De qualquer forma o elemento não apresentaria ductilidade como é observado em vigas armadas com barras de aço, onde as barras apresentam deformação plástica antes do esmagamento do concreto (ACI 440, 2015).

Em casos onde o comportamento é controlado por compressão, em que ocorre esmagamento do concreto antes da ruptura por tração das barras, o membro apresenta algum comportamento inelástico antes da falha. Em conclusão, ambos tipos de comportamento são aceitos em projetos de elementos reforçados com barras de FRP, desde que os critérios de resistência e serviço sejam cumpridos (ACI, 2015).

O dimensionamento à flexão é feito utilizando as hipóteses comumente empregadas para o cálculo de vigas de concreto armado com barras de aço:

- As seções permanecem planas após a flexão;
- Diagrama retangular de tensões no concreto com tensão  $\alpha_c f_{cd}$  e altura  $\lambda x$ , onde  $x$  é a profundidade da linha neutra e  $\alpha_c$  e  $\lambda$  são dados conforme NBR 6118 (2014);
- A resistência à tração no concreto deve ser desprezada;
- Tensões na armadura de FRP proporcionais às deformações e comportamento linearmente elástico até a ruptura;
- Aderência perfeita entre o concreto e às barras de FRP.

A capacidade de flexão de um membro armado com FRP depende da maneira como é dimensionado, ruptura do FRP ou esmagamento do concreto. A forma de ruptura que comanda o comportamento pode ser determinada comparando-se a taxa de armadura  $\rho_f$  (Equação 4) e a taxa de armadura balanceada  $\rho_{fb}$  (Equação 5), que é tida como sendo a taxa de armadura na qual ocorre a transição entre os modos de falha (CT 303, 2021).

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} \quad (4)$$

Onde:

$\rho_f$  = taxa de armadura;

$A_f$  = área de armadura de FRP longitudinal;

$b$  = largura;

$d$  = altura útil.

$$\rho_{fb} = \lambda \alpha_c \frac{f_{cd}}{f_{fd}} \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fd}} \quad (5)$$

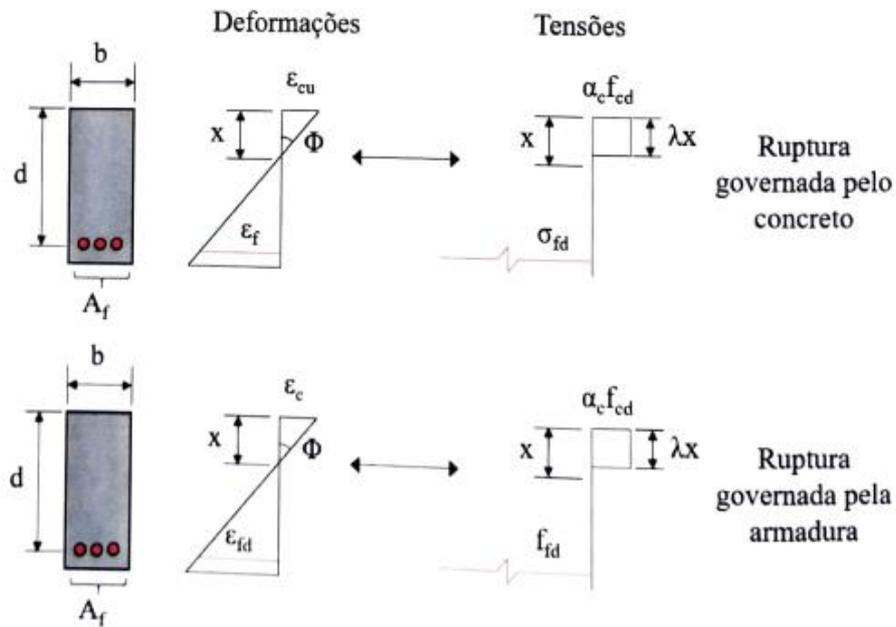
Onde:

$\rho_{fb}$  = taxa de armadura balanceada;

$\varepsilon_{cu}$  = deformação última do concreto à compressão.

A Figura 11 mostra os modos de ruptura de elementos de FRP, bem como qual comportamento está comandando.

Figura 11 – Configurações na ruptura de vigas submetidas à flexão.



Fonte: CT 303 (2021).

Para os modos de falhas apresentados na Figura 11, a profundidade da linha neutra pode ser obtida através das Equações 6 e 7:

Para  $\rho_f \leq \rho_{fb}$ :

$$x = \frac{f_{fd} A_f}{\lambda \alpha_c f_{cd} b} \quad (6)$$

Para  $\rho_f > \rho_{fb}$ :

$$x = \frac{1}{2b} \frac{\epsilon_{cu} A_f E_f}{\lambda \alpha_c f_{cd}} \left( -1 + \sqrt{1 + 4 \frac{\lambda \alpha_c f_{cd}}{\epsilon_{cu} A_f E_f} b d} \right) \quad (7)$$

A tensão na armadura pode ser obtida por meio das Equações 8 e 9:

Para  $\rho_f \leq \rho_{fb}$ :

$$\sigma_{fd} = f_{fd} \quad (8)$$

Para  $\rho_f > \rho_{fb}$ :

$$\sigma_{fd} = \frac{xb\alpha_c\lambda f_{cd}}{A_f} \quad (9)$$

E por fim o momento resistente é obtido através da Equação 10:

$$M_{Rd} = \sigma_{fd}A_f \left( d - \frac{\lambda x}{2} \right) \quad (10)$$

De acordo com o CT 303 (2021) quando armaduras metálicas forem usadas em conjunto com o FRP, os domínios de ruptura contidos a NBR 6118 (2014) podem ser considerados desde que as deformações últimas de cálculo das barras de FRP sejam superiores a 10‰ como mostra a Equação 11.

$$\varepsilon_{fd} = \frac{f_{fd}}{E_f} \geq 10\text{‰} \quad (11)$$

Armaduras de compressão de FRP são aceitas, considerando as propriedades de compressão, adotando-se também o uso de estribos para prevenir a flambagem da armadura, o espaçamento a ser utilizado deve ser semelhante ao recomendado para pilares (CT 303, 2021).

### 2.8.2 Cortante

O ACI 440 (2015) relata que para os cálculos de resistência à força cortante as diferentes propriedades mecânicas das barras de FRP interferem na resistência ao cisalhamento. Vários itens devem ser considerados para o projeto de cisalhamento em elementos armados com FRP como exemplo:

- Módulo de elasticidade relativamente baixo;
- Baixa resistência ao cisalhamento transversal;
- Alta resistência à tração e ausência de escoamento;
- Resistência à tração da parte dobrada das barras de FRP é consideravelmente menor do que a parte reta.

Quando comparadas, uma seção transversal usando armadura de FRP e uma seção com armadura de aço, possuindo áreas iguais de armadura longitudinal, é constatado que a seção utilizando armadura de FRP após a fissuração tem uma profundidade menor em relação a linha neutra devido à menor rigidez axial. A região de compressão é menor e as aberturas das fissuras maiores, por consequência, a resistência ao cisalhamento fornecida pelo intertravamento do agregado e pelo concreto comprimido são menores (NAGASAKA; FUKUYAMA; TANIGAKI, 1993).

Segundo o CT 303 (2021) para o dimensionamento ao cortante, devem ser consideradas as seguintes hipóteses:

- Modelo de treliça com bielas de compressão inclinadas 45 graus;
- Contribuição do concreto apenas na zona comprimida (linha neutra calculada pelo estágio II): Devido a flexibilidade das armaduras longitudinal e transversal, as parcelas de força cortante transferidas por intertravamento do agregado e efeito de pino são menores;
- Estribos posicionados perpendicularmente ao eixo da viga.

A verificação de falha por compressão diagonal pode ser feita de maneira análoga ao concreto armado com aço, determinando-se o cortante resistente  $V_{Rd2}$  segundo o Modelo I da NBR 6118 (2014). Já para a ruptura por tração da armadura transversal a resistência deve ser calculada através da Equação 12 (CT 303, 2021):

$$V_{Rd3} = V_c + V_f \quad (12)$$

Onde:

$$V_c = 0,6f_{ctd}bx_{II} \quad (13)$$

$$x_{II} = \frac{nA_f}{b} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n\rho_r}} \right) \quad (13a)$$

$$\rho_r = \frac{A_f}{bd} \quad (13b)$$

$$n = \frac{E_f}{E_{cs}} \quad (13c)$$

De forma conservadora  $x_{II}$  pode ser adotado como  $0,25d$  e  $V_f$  pode ser obtido por meio da Equação 14:

$$V_f = 0,9df_{fbd} \left( \frac{A_{ft}}{s} \right)_v \leq 0,9d(0,004E_f) \left( \frac{A_{ft}}{s} \right)_v \quad (14)$$

Onde:

$(A_{ft}/s)_v$  = área de armadura transversal por unidade de comprimento do elemento estrutural para resistência ao cortante;

$f_{fbd}$  = resistência à tração do estribo considerando a redução devido à dobra, definida através da equação 15.

$$f_{fbd} = \frac{f_{fbk}}{\gamma_m} \quad (15)$$

Onde:

$$f_{fbk} = \left( 0,05 \frac{r_b}{\phi} + 0,3 \right) \leq f_{fk} \quad (16)$$

Onde:

$r_b$  = raio de dobra;

$\phi$  = diâmetro nominal da barra

Por causa do uso de modelo de treliça, a força de tração na armadura longitudinal deve ser corrigida. De maneira conservadora, é possível assumir decalagem do diagrama de momentos de  $a_l = d$ .

## 2.9 Verificação no ELS

### 2.9.1 Deformação excessiva

Segundo o CT 303 (2021) é possível determinar a flecha imediata de vigas de concreto armadas com FRP determinando-se uma rigidez equivalente obtida através da fórmula de Branson modificada, apresentada na Equação 17:

$$(EI)_{eq,t_0} = E_{cs} \left\{ \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \beta_d I_c + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c \quad (17)$$

Onde:

$M_r$  = momento de fissuração na seção crítica obtido conforme NBR 6118;

$M_a$  = momento solicitante na seção crítica;

$\beta_d$  = Coeficiente redutor adotado de forma aproximada como 0,75;

$I_c$  = momento de inércia na seção bruta de concreto;

$I_{II}$  = momento de inércia no estágio II.

Ainda segundo o CT 303 (2021), no caso de vigas contínuas, o cálculo da deformação deve ser feito considerando uma rigidez equivalente obtida através da média ponderada das rigidezes dos trechos de momento positivo e negativo. Para o cálculo da flecha diferida no tempo, a parte de flecha devido às cargas de longa duração deve ser multiplicada pelo coeficiente  $\alpha$  definido pela Equação 18:

$$\alpha = \xi(t) - \xi(t_0) \quad (18)$$

Onde:  $\xi$  é um coeficiente determinado em função do tempo obtido conforme na NBR 6118 (2014) para o cálculo da flecha diferida.

A flecha final é obtida da somando-se as parcelas imediata e diferida no tempo. Outra alternativa para obtenção das deformações é o uso de métodos numéricos, levando em conta o comportamento do concreto e da barra de FRP à fluência (CT 303, 2021).

## 2.9.2 Fissuração

A abertura de fissuras característica em vigas de concreto armadas com barras de FRP pode ser obtida através da Equação 19 proposta no FIB (2010).

$$w_k = \frac{4}{E_f} \left[ 1,5c_{nom} + \frac{1}{4} \frac{f_{ctm}}{\tau_b} \frac{\Phi}{\rho_{ef}} \right] \left[ \sigma_f - \frac{1}{2} \frac{f_{ctm}}{\rho_{ef}} \left( 1 + \frac{E_f}{E_{cs}} \rho_{ef} \right) \right] \geq 0 \quad (19)$$

Onde:

$\sigma_f$  = tensão na armadura no estágio II para a combinação frequente de ações;

$f_{ctm}$  = resistência à tração média do concreto;

$c_{nom}$  = cobrimento nominal da armadura;

$\Phi$  = diâmetro da armadura longitudinal;

$\tau_b$  = tensão de aderência nominal, que pode ser adotada como 1,3 vezes a resistência de aderência característica ( $f_{bk}$ );

$\rho_{ef}$  = taxa de armadura efetiva, definida através da equação 19:

$$\rho_{ef} = \frac{A_f}{bh_{ef}} \quad (19)$$

Onde:

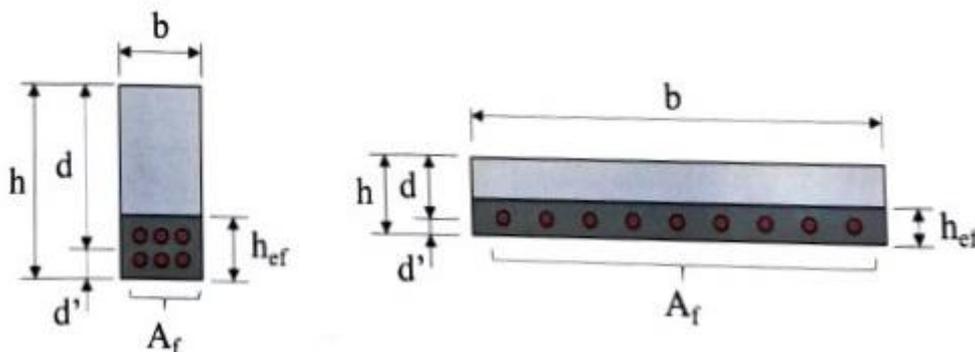
$A_f$  = área de armadura na zona tracionada;

$b$  = base

$h_{ef}$  = altura efetiva, adotada como o menor valor entre:  $2,5d'$  e  $(h - x_{II})/3$ .

O produto da base pela altura efetiva forma a área de concreto efetiva circundante como mostrado na Figura 12.

Figura 12 – Área de concreto efetiva circundante para o cálculo da taxa de armadura efetiva.



Fonte: CT 303 (2021).

A utilização de fibras no concreto para o controle de fissuração também é possível e sua parcela de contribuição na equação deve ser feita através da substituição de  $f_{ctm}$  por  $(f_{ctm} - f_{R1})$  na Equação 19, no qual  $f_{R1}$  representa a resistência residual à tração do concreto com fibras para uma abertura CMOD (*crack mouth opening displacement*) de 0,5mm obtida no ensaio de flexão em prisma com entalhe (CT 303, 2021).

## 2.10 Armaduras mínimas e máximas

### 2.10.1 Flexão

Segundo o CT 303 (2021), a armadura mínima na zona tracionada em elementos sujeitos à flexão deve ser definida de modo que todas seções resistam a um momento solicitante mínimo conforme a Equação 20:

$$M_{d,min} = 1,5 \frac{I_c}{y_t} f_{ctk,sup} \quad (20)$$

Onde:

$y_t$  = distância da linha neutra à fibra mais tracionada;

$f_{ctk,sup}$  = resistência à tração característica superior do concreto.

Em elementos submetidos a flexão, é recomendado que as armaduras longitudinais tracionadas tenham diâmetro igual ou superior a 8 mm e inferior a

1/8 da largura da seção, onde a taxa de armadura máxima na zona tracionada não deve ultrapassar 4%, considerando seções fora das emendas. Em elementos com deformação controlada, armaduras apropriadas devem ser previstas para o controle de fissuras provenientes da retração, fluência e temperatura. (CT 303, 2021)

### 2.10.2 Armadura de pele

Assim como em vigas armadas com barras de aço, as vigas armadas com barras de FRP que possuam altura maior que 60 cm a armadura de pele deve ser posicionada ao longo das duas faces laterais do elemento, com área total superior a 0,2% da área da alma da seção bruta de concreto. É recomendado o uso de barras com diâmetro pequeno e inferior ao da armadura principal, dispostas com uma distância igual ou inferior a 10 cm entre si, para um controle melhor das fissuras de convergência (CT 303, 2021).

### 2.10.3 Força cortante

Segundo o CT 303 (2021) a armadura resistente a força cortante composta pelos estribos de FRP deve ser superior ao valor mínimo encontrado através da Equação 21. Ainda, os estribos devem ter diâmetro igual ou superior a 5 mm e inferior a 1/10 da largura da seção.

$$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{V,mín} = 0,2 \frac{f_{ctm}}{0,004E_f} \quad (21)$$

### 2.10.4 Compressão

Quando as barras de FRP forem usadas como armadura resistente à compressão, o diâmetro deve ser superior a 10 mm e as armaduras transversais devem ter diâmetro mínimo de 6 mm. A taxa de armadura longitudinal em elementos solicitados axialmente deve ser superior a 0,5% e inferior a 4%, considerando seções fora das emendas. (CT 303, 2021)

### 2.10.5 Adição de fibras no concreto

O uso de concreto com fibras pode suprir a necessidade de armaduras transversais mínimas ou podem acrescentar a resistência provida pela mesma. De qualquer forma, para ambos os casos, o desempenho deve ser confirmado a partir de dados técnicos, modelos matemáticos ou através de ensaios experimentais (CT 303, 2021).

### 2.11 Ancoragem de barras de FRP

Conforme as práticas recomendadas CT 303 (2021) as barras de FRP assim como as de aço, podem ser ancoradas por aderência, a ancoragem pode ser de comprimento reto ou com gancho. Outro método que também pode ser utilizado é o uso de dispositivos mecânicos que auxiliam na ancoragem da barra, desde que tenham sua eficácia comprovada através de ensaios, conforme NBR 6118 (2014).

O raio de dobra das barras de FRP não pode ser inferior a  $3\Phi$ . Além disso, a ponta reta da barra no fim do trecho deve ter comprimento superior a  $12\Phi$ , essas recomendações também são válidas para os ramos dos estribos. (CT 303, 2021).

#### 2.11.1 Barras tracionadas

Segundo o CT 303 (2021), o comprimento de ancoragem necessário para barras tracionadas pode ser determinado através da Equação 22.

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{f,calc}}{A_{f,ef}} \geq l_{b,mín} \quad (22)$$

Onde:

$\alpha$  = coeficiente com valor de 1 para barras sem gancho e 0,7 para barras com gancho e com cobrimento no plano normal ao do gancho  $\geq 3\Phi$ ;

$A_{f,calc}$  = área de FRP referente à força total a ser ancorada;

$A_{f,ef}$  = área de FRP efetivamente ancorada, obrigatoriamente maior ou igual a  $A_{f,calc}$ ;

$l_{b,min}$  = Comprimento mínimo de ancoragem, adotado o maior entre  $12\Phi$  e 150mm;

$l_b$ : Comprimento de ancoragem básico definido através da Equação 23:

$$l_b = \frac{\Phi f_{fd}}{4 f_{bd}} \quad (23)$$

### 2.11.2 Barras comprimidas

Segundo o CT 303 (2021), quando estiverem em regiões comprimidas, as barras de FRP devem ser ancoradas sem gancho. O comprimento de ancoragem necessário pode ser obtido da mesma forma que para barras tracionadas, através da Equação 23.

### 2.11.3 Armadura transversal na ancoragem

A armadura transversal pode ser dispensada nas ancoragens sobre apoios ou em casos que o cobrimento da barra ancorada e a distância entre os centros das barras ancoradas forem maiores que 3 vezes o diâmetro da barra. Nos outros casos, a fim de evitar ruptura por fendilhamento, as ancoragens por aderência devem ser englobadas por uma armadura transversal. A armadura transversal deve ser capaz de resistir a uma força de tração da ordem de 25% da resistência total da barra ancorada com o maior diâmetro, essa armadura deve ser distribuída ao longo do comprimento de ancoragem. No caso ancoragem de barras comprimidas é necessário a adição de ao menos uma barra que deve ser colocada a uma distância de  $4\Phi$  a  $5\Phi$  da extremidade da barra ancorada. (CT 303, 2021)

### 2.11.4 Emenda de barras de FRP

Segundo o CT 303 (2021) existe uma escassez de dados experimentais na literatura quando se trata de emendas em barras de FRP. As emendas podem ser feitas por transpasse ou com dispositivos mecânicos, estes que devem ter sua eficácia comprovada através de ensaios. O comprimento de emenda para

barras tracionadas e comprimidas é semelhante, mudando apenas o coeficiente multiplicador como mostra as Equações 22 e 23.

Emenda tracionada:

$$l_{0t} = 1,5l_b \quad (22)$$

Emenda comprimida:

$$l_{0c} = 1,2l_b \quad (23)$$

## 2.12 Estudos de vigas armadas com FRP

Cabrera (2021) comparou o dimensionamento quanto à flexão de vigas de concreto armado utilizando barras de aço e barras não metálicas, com o intuito de descobrir a viabilidade de utilização das mesmas. Para isso, foram dimensionadas 22 vigas, sendo 4 armadas com barras de aço CA-50 que foram utilizadas como base de cálculo dos momentos para comparação. Procurou-se dimensionar estas para que entrassem no Domínio 2 e Domínio 3 do diagrama retangular de tensões da NBR 6118 (2014). Para as outras vigas, o dimensionamento seguiu as recomendações da ACI 440 (2015), devido a não existência de norma vigente no Brasil para o dimensionamento destas. Foram utilizadas barras de CFRP, GFRP e AFRP para os cálculos. Para o dimensionamento, levou-se em conta as seguintes hipóteses: seções planas permanecem planas após a deformação do elemento; deformação máxima do concreto antes da ruína é de 3 ‰; existe aderência perfeita entre o concreto e as barras de FRP; 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.

Ao final do estudo, Cabrera (2121) concluiu que ao aumentar o número de barras na seção transversal um incremento na capacidade resistente da viga é notado, ainda que pouco, dependendo da distribuição das barras. Quando o diâmetro das barras é aumentado isto também ocorre. Notou-se também que o fator de redução ambiental não possui influência direta nos cálculos quando se

procura que a ruína ocorra por esmagamento do concreto. Por fim, a utilização de barras não metálicas para substituir as armaduras de aço nas vigas de concreto armado é praticável devido à questão da durabilidade e necessidade de manutenção do elemento, especialmente em casos em que o uso do concreto armado convencional careceria de cuidados maiores para uma vida útil aceitável deste, visto que pode se utilizar de diversos arranjos das armaduras de FRP, para resultar em um mesmo momento resistente.

Silva (2014) estudou o comportamento de vigas de concreto armadas com barras de GFRP, CFRP e de aço. O programa experimental contemplou ensaios à flexão em quatro pontos de 18 vigas com dimensões de 150 mm x 150 mm x 1500 mm e relação entre vão de cisalhamento e altura útil de 3,79 ou 4,34. A resistência média do concreto à compressão foi variada (25 ou 50 Mpa), assim como o tipo de material das barras, além da taxa de armadura interna longitudinal (0,85% e 1,93%). Foram verificados os valores de flecha, de deformação específica das armaduras internas (transversal e longitudinal) e do concreto, e de aberturas de fissuras no vão de flexão pura, em função das cargas aplicadas.

Ao fim do estudo, Silva (2014) concluiu que as deformações das armaduras das vigas que tinham barras de aço foram menores do que as das armaduras que tinham barras de CFRP e GFRP, nesta ordem, devido a maior aderência entre aço e concreto. A maior rigidez das vigas com barras de aço foi comprovada comparando-se as curvas carga x flecha relativas as demais vigas. A ductilidade das vigas armadas com GFRP foi maior do que a das vigas armadas longitudinalmente com CFRP e aço, nesta ordem. Com relação ao limite proposto de flecha pela norma NBR 6118 (2014), a carga correspondente a este valor para as vigas com barras de aço foi, em média, o dobro da relacionada à das vigas com barras de FRP, para uma mesma taxa de armadura. Ao comparar a formulação proposta para a avaliação das flechas pelas normas ISIS Canada (2007), ACI 440 (2006) e NBR 6118 (2014), verificou-se que elas superestimaram os valores das flechas experimentais em 27% e 51%, para os lotes das vigas de  $f_{ck}=25$  MPa e de  $f_{ck}=50$  MPa.

Se tratando de carga de ruptura, Silva (2014) verificou que a norma ACI 440 (2006) leva, em média, a resultados mais próximos dos reais. Quanto à abertura de fissura máxima, entretanto, as normas ISIS Canada (2007) e ACI 440 (2006) superestimaram em média de 85% e 67% em relação aos valores

experimentais, ao passo que a norma NBR 6118 (2014) apresentou valores muito superiores na ordem de 184%. Na verificação da carga necessária para atender ao limite de abertura de fissuras igual a 0,4 mm determinado pela NBR 6118 (2014), concluiu-se que esta carga, para as vigas armadas longitudinalmente com barras de aço, tende ser em média o dobro da carga correspondente à das vigas armadas longitudinalmente com barras de FRP, para uma mesma taxa de armadura. Por fim, concluiu-se que as barras de FRP em estruturas de concreto armado tem potencial de utilização, limitando sua deformação em serviço e contanto que possuam uma conformação superficial que propicie uma adequada aderência entre as barras e o concreto.

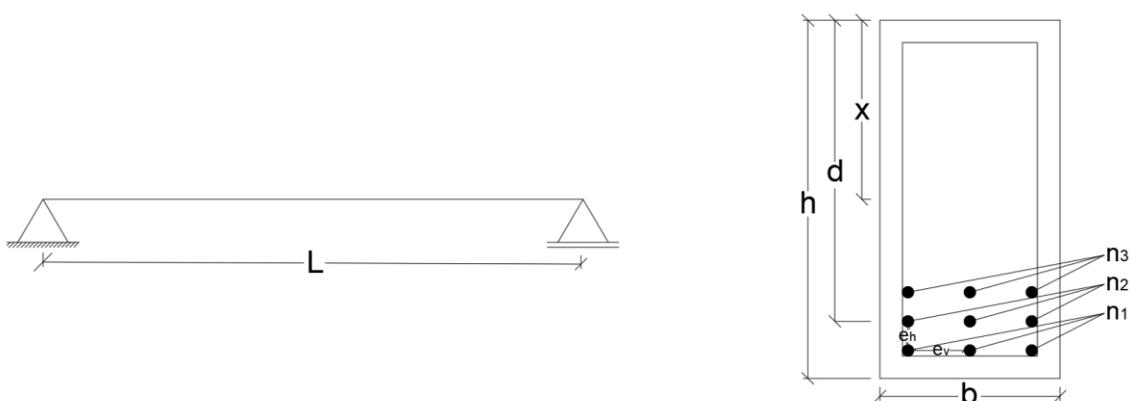
### 3 METODOLOGIA

Para obtenção dos dados, foram dimensionadas vigas de concreto à flexão simples, armadas com barras de FRP e com barras de aço utilizando planilhas eletrônicas desenvolvidas no programa *Excel* e após isso os resultados foram analisados e comparados por meio de gráficos e tabelas.

O dimensionamento de elementos com barras de FRP, bem como as verificações de segurança foram executados conforme as práticas recomendadas do IBRACON/ABECE, que estão descritos a partir do capítulo 2.6. As resistências adotadas para as barras, foram as resistências mínimas que uma barra de FRP disponível comercialmente deve possuir segundo o CT 303 (2021). O dimensionamento de elementos com barras de aço foi executado conforme as diretrizes apresentadas na NBR 6118 (2014).

Os elementos dimensionados foram vigas bi apoiadas com vão livre  $L$ , de seção transversal retangular com base  $b$  e altura  $h$ . Para mensurar a influência das dimensões, resistência do concreto e do tipo de armação nos resultados, as vigas foram calculadas com 3 seções transversais, onde a base foi fixada e a altura alternada de forma que possua  $L/10$ , foram escolhidos 3 vãos livres entre apoios para o dimensionamento sendo eles 3, 4 e 5 metros, resultado em 3 seções distintas com 30, 40 e 50 centímetros. A mesma viga foi dimensionada com barras de aço e com três tipos de barras de FRP (vidro, carbono e aramida), duas resistências de concreto sendo 25 e 35MPa, além de 3 taxas de armadura. O modelo de viga que fora utilizado é apresentado na Figura 13.

Figura 13 – Modelo de viga utilizado no estudo.



Fonte: elaboração própria.

Para efeitos de comparação entre os tipos de armação entre aço e FRP e os diferentes tipos de fibra foi adotada a mesma armadura para todas as vigas de forma que ela fosse dimensionada através das vigas de aço e posteriormente replicada para as vigas armadas com barras de FRP. Para tal foram escolhidos três valores de  $x/d$  de forma que as vigas com barras de aço estivessem no domínio 3.

Primeiramente foi definido o vão livre da viga, após isso, foi calculada a altura através da Equação 24.

$$h = \frac{L}{10} \quad (24)$$

Onde:

$h$  = altura da viga;

$L$  = vão livre entre apoios.

Para a definição da área de armadura foi fixado o fator  $x/d$  nas vigas armadas com barras de aço em três pontos com valores distintos sendo eles: 0,259, 0,45 e 0,628 conforme mostra a Tabela 8.

Tabela 8 – Pontos utilizados no dimensionamento das seções.

Ponto	$\frac{x}{d}$
1	0,259
2	0,45
3	0,628

Fonte: elaboração própria.

Após a determinação dos valores de  $x/d$  é calculado a área de aço ( $A_s$ ) necessária através da Equação 25.

$$A_s = \frac{\alpha_c \lambda b d \frac{x}{d} f_{cd}}{f_{yd}} \quad (25)$$

Onde:

$b$  = base da viga;

$d$  = altura útil da viga, definida como  $0,9 * h$ ;

$f_{cd}$  = resistência de cálculo do concreto;

$f_{yd}$  = resistência de cálculo do aço;

Com a área de armadura definida foi feita a distribuição das barras. As barras são dispostas em até 3 camadas, após a disposição das barras foram verificados o espaçamento horizontal e o espaçamento vertical, ambos devem estar dentro das recomendações contidas na NBR 6118 (2014), como mostrado a seguir:

Espaçamento vertical:

$$e_v \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \Phi \text{ da barra} \\ 0,5 \text{ dimensão do agregado} \end{cases}$$

Espaçamento horizontal:

$$e_h \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \Phi \text{ da barra} \\ 1,2 \text{ dimensão do agregado} \end{cases}$$

O agregado considerado no estudo foi a brita 1, sendo esse o agregado mais comum na produção de concretos utilizados em peças estruturais. A brita 1 possui dimensões de 9,5 mm a 19 mm.

Com a configuração da armadura finalizada foi calculada a área de aço real ( $A_{sr}$ ) da viga através da Equação 26.

$$A_{sr} = n_1 \frac{\pi \Phi_{l1}^2}{4} + n_2 \frac{\pi \Phi_{l2}^2}{4} + n_3 \frac{\pi \Phi_{l3}^2}{4} \quad (26)$$

Onde:

$n_x$  = número de barras na camada;

$\Phi_{lx}$  = diâmetro da barra da camada.

Após o cálculo da área de aço foi feito, então, o cálculo da altura útil real da viga para a configuração de armadura adotada através da Equação 27. Para o cálculo da altura útil adotou-se uma classe de agressividade ambiental II, resultando em um cobrimento de 2,5 cm e para os estribos foi adotado um diâmetro de 5mm.

$$d = h - \left[ c + \Phi_t + n_1 A_{sr1} \frac{\Phi_{l1}}{2} + n_2 A_{sr2} \left( \frac{\Phi_{l2}}{2} + e_v + \Phi_{l1} \right) + n_3 A_{sr3} \left( \frac{\Phi_{l3}}{2} + 2e_v + \Phi_{l1} + \Phi_{l2} \right) \right] \quad (27)$$

Onde:

$h$  = altura da seção;

$c$  = cobrimento;

$\Phi_t$  = diâmetro do estribo;

$A_{srx}$  = área real de aço na camada;

$e_v$  = espaçamento vertical.

Com a área de aço real e a altura útil real calculou-se a nova altura da linha neutra  $x/d$  através da Equação 28.

$$\frac{x}{d} = \frac{A_{sr} * f_{yd}}{\alpha_c \lambda * b * d * f_{cd}} \quad (28)$$

Onde:

$A_{sr}$  = área real de aço na seção;

$f_{yd}$  = resistência de cálculo do aço;

$f_{cd}$  = resistência de cálculo do concreto.

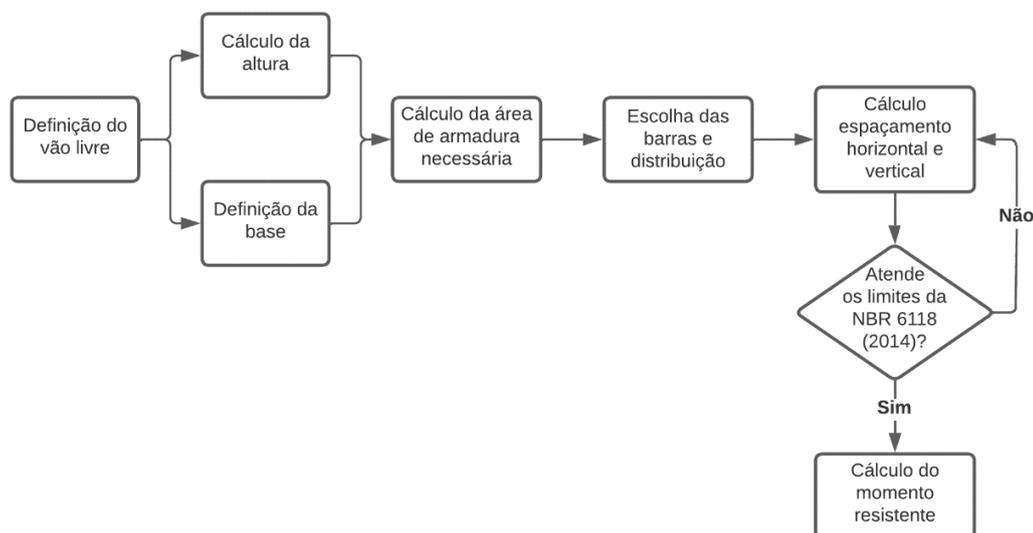
A disposição das barras foi feita de forma que o valor calculado fique o mais próximo possível do previamente fixado.

Por fim calculou-se o momento resistente de projeto da viga através da Equação 29.

$$M_d = \alpha_c \lambda * b * d^2 * \frac{x}{d} * f_{cd} (1 - \lambda \beta_x) \quad (29)$$

A Figura 14 demonstra o fluxograma de cálculo adotado para as vigas armadas com barras de aço.

Figura 14 – Fluxograma de cálculo para seções com barras de aço.



Fonte: elaboração própria.

Para as vigas armadas com barras de FRP foi adotado, para efeito de comparação, uma relação de 1:1 na área de armadura usada nos cálculos de dimensionamento, onde o diâmetro de uma barra de aço equivale ao mesmo diâmetro de uma barra de FRP.

Após a disposição das barras de FRP na seção transversal da viga de forma que o arranjo fosse idêntico as vigas armadas com barras de aço, procedeu-se para o cálculo análogo da altura útil real. Após isso, foi feita a determinação da taxa de armadura através da Equação 4.

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} \quad (4)$$

Em seguida foi feito o cálculo da taxa de armadura balanceada através da Equação 5.

$$\rho_{fb} = \lambda \alpha_c \frac{f_{cd}}{f_{fd}} \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fd}} \quad (5)$$

A seguir comparou-se os valores obtidos através das duas equações e seguiu-se com a determinação da profundidade da linha neutra, que pode ser obtida através das Equações 6 e 7, dependendo do resultado obtido na Equação 4, lembrando que para as armaduras de FRP o ideal é que a ruptura ocorra por esmagamento do concreto, já que as barras apresentam uma ruptura frágil.

Para  $\rho_f \leq \rho_{fb}$ :

$$x = \frac{f_{fd}A_f}{\lambda\alpha_c f_{cd}b} \quad (6)$$

Para  $\rho_f > \rho_{fb}$ :

$$x = \frac{1}{2b} \frac{\varepsilon_{cu}A_fE_f}{\lambda\alpha_c f_{cd}} \left( -1 + \sqrt{1 + 4 \frac{\lambda\alpha_c f_{cd}}{\varepsilon_{cu}A_fE_f} bd} \right) \quad (7)$$

Com a apuração da profundidade da linha neutra deu-se sequência com o cálculo da tensão na armadura, que de forma análoga a linha neutra pode ser obtida por meio das Equações 8 e 9, dependendo da forma em que ocorrerá a ruptura da viga:

Para  $\rho_f \leq \rho_{fb}$ :

$$\sigma_{fd} = f_{fd} \quad (8)$$

Para  $\rho_f > \rho_{fb}$ :

$$\sigma_{fd} = \frac{xb\alpha_c\lambda f_{cd}}{A_f} \quad (9)$$

E por fim o momento resistente de projeto é obtido através da Equação 10.

$$M_{Rd} = \sigma_{fd}A_f \left( d - \frac{\lambda x}{2} \right) \quad (10)$$

#### 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Foram dimensionadas um total de 72 seções transversais, utilizando barras de aço e barras com fibras de vidro, aramida e carbono. As seções transversais utilizadas foram feitas de modo que a base permanecesse fixa em 20 cm e a altura fosse aumentada em 10 cm para cada seção sendo elas 30, 40 e 50 cm.

Para a elaboração dos resultados foram utilizadas propriedades fixas em todos os casos de dimensionamento, apresentadas na Tabela 9. Os valores utilizados para as barras de FRP foram retirados da prática recomendada CT 303 (2021) e são valores de referência para as propriedades das barras de fibra em condições ideais, já para o aço as propriedades foram retiradas da NBR 6118 (2014).

Tabela 9 - Propriedades das barras utilizadas no dimensionamento.

	<b>Aço</b>	<b>Fibra</b>	<b>Vidro</b>	<b>Carbono</b>	<b>Aramida</b>
$f_{yk}$	500 MPa	$f_{fk}$	800 MPa	1400 MPa	1400 MPa
$\alpha_c$	0,85	$\alpha_c$	0,85	0,85	0,85
$\lambda$	0,8	$\lambda$	0,8	0,8	0,8
$y_c$	1,4	$y_c$	1,4	1,4	1,4
$y_s$	1,15	$y_m$	1,3	1,3	1,3
$\varepsilon_{cu}$	0,35%	$\varepsilon_{cu}$	0,35%	0,35%	0,35%
		$CE$	0,8	1,0	0,9
		$E_f$	50 GPa	130 GPa	70 GPa

Fonte: elaboração própria.

Para efeitos de cálculo da altura útil foram adotados algumas características para todos os casos, sendo eles: o mesmo cobrimento para todas as seções, sendo escolhida uma classe de agressividade II, estribos de 5 mm de diâmetro e concreto produzido utilizando brita 1 na qual o diâmetro máximo do agregado é de 19 mm.

A escolhas das barras deu-se através do dimensionamento das vigas de aço que posteriormente foram replicadas para as vigas de FRP, também foram utilizadas duas resistências de compressão do concreto, sendo de 25 e 35 MPa, com o intuito de verificar-se o comportamento das vigas armadas com barras de fibra, uma vez que o modo de ruptura destas se dá preferencialmente pelo esmagamento do concreto.

A Tabela 10 apresenta os resultados encontrados para a viga com as dimensões de 20x30 cm e resistência do concreto de 25 MPa.

Tabela 10 - Valores calculados para a viga 20x30 - 25 MPa.

Ponto	Tipo de armadura	Armadura longitudinal				$A_{sr/fr}$	$\frac{x}{d}$	$M_d$ (kN * m)
		$n_1$	$\varphi_1$ (mm)	$n_2$	$\varphi_2$ (mm)			
1	Aço	2	16	0	0	4,02	0,275	40,8
	Vidro						0,282	41,7
	Carbono						0,411	57,3
	Aramida						0,324	47,0
2	Aço	4	12,5	4	8	6,92	0,486	61,8
	Vidro						0,355	48,1
	Carbono						0,503	63,4
	Aramida						0,404	53,5
3	Aço	2	20	2	12,5	8,74	0,626	71,1
	Vidro						0,392	50,1
	Carbono						0,546	64,7
	Aramida						0,443	55,3

Fonte: elaboração própria.

Conforme a Tabela 10, para a seção dimensionada no ponto 1 ( $x/d \approx 0,259$ ) as vigas armadas com barras de fibra apresentaram um momento resistente superior quando comparadas com a viga armada com barras de aço, entretanto para as vigas com barras de carbono e aramida a relação  $x/d$  apresenta um fator superior aos das vigas com barras de aço e vidro, principalmente para as barras de carbono que possui uma altura da linha neutra de 10,8 cm, enquanto nas demais seções ficou localizada entre 7 e 9 cm. Em  $x/d \approx 0,45$  apenas a viga com barras de carbono apresenta um valor superior de momento resistente em relação a seção com barras de aço, nesse ponto percebe-se que a relação  $x/d$  para o aço apresentou um crescimento maior em relação aos demais, e apenas a viga de carbono possui um valor próximo ao aço. No último ponto com  $x/d \approx 0,628$  a viga de aço apresenta um valor de altura da linha neutra superior a todas as seções armadas com barras de fibra, onde o aço apresenta uma altura de 15,64 cm enquanto as barras de fibra encontram-se todas entre 9,8 e 13,6 cm como mostra a Tabela 11.

Tabela 11 - Altura da linha neutra e modo de ruptura para as barras de fibra da viga 20x30 – 25 MPa.

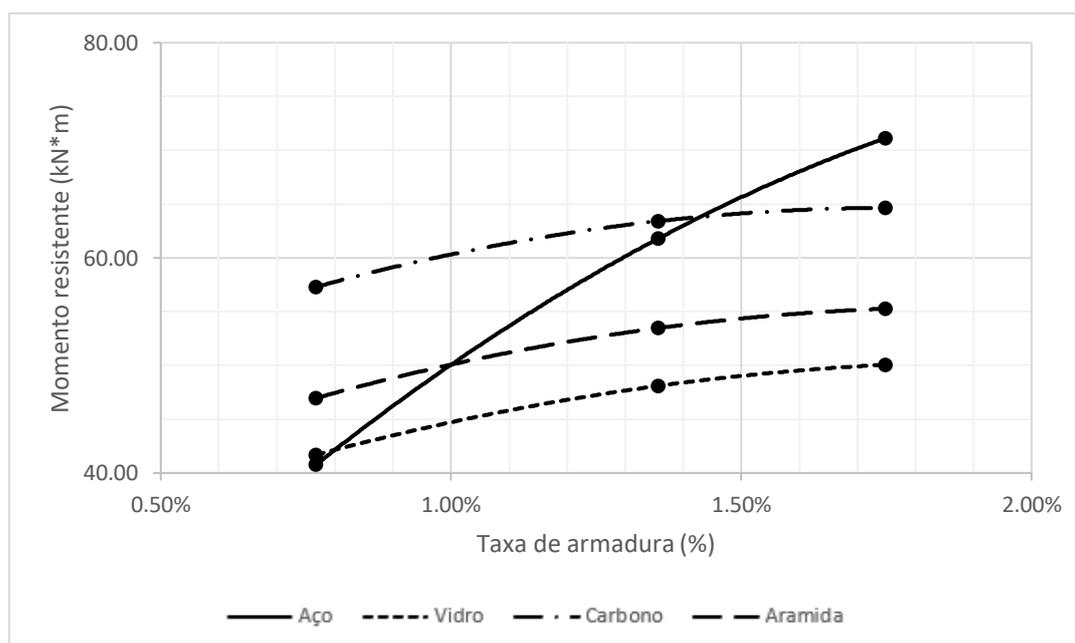
Ponto	Tipo de armadura	$p_f \geq p_{fb}?$	Altura da linha neutra (cm)	Modo de ruptura
1	Vidro	SIM	7,4	ESMAGAMENTO DO CONCRETO
	Carbono	SIM	10,8	
	Aramida	SIM	8,5	
2	Vidro	SIM	9,1	ESMAGAMENTO DO CONCRETO
	Carbono	SIM	12,8	
	Aramida	SIM	10,3	
3	Vidro	SIM	9,8	ESMAGAMENTO DO CONCRETO
	Carbono	SIM	13,6	
	Aramida	SIM	11,1	

Fonte: elaboração própria.

Como verificado através da Tabela 10 e Tabela 11 o valor de momento e a altura da linha neutra para o aço apresentam um comportamento diferente quando comparado com as vigas armadas com barras de fibra, isso deve-se ao fato das características e comportamento das barras de fibra diferirem do aço, principalmente no modo de ruptura do elemento onde em todos os casos contendo barras de fibra, foi ocasionada por esmagamento do concreto.

A Figura 15 apresenta um gráfico da evolução do momento resistente em relação a taxa de armadura.

Figura 15 - Momento resistente *versus* taxa de armadura para a Viga 20x30 - 25 MPa.



Fonte: elaboração própria.

Como visto na Figura 15, o momento resistente para a viga de aço no primeiro ponto é inferior ao das vigas com barras de fibra, porém apresenta um crescimento superior ao das barras de fibra. Enquanto o aço apresenta um crescimento de 51,5% no valor de resistência entre os dois primeiros pontos, as barras de fibra, apresentam entre 10 e 16%. Quando analisados os dois últimos pontos, o acréscimo no valor de resistência se torna ainda menor, sendo inferior a 5% em todos os casos de vigas com barras de fibra, com destaque para as barras de carbono que apresentaram apenas 1,95% de aumento como mostra a Tabela 12.

Tabela 12 - Diferença nos valores de momento entre os pontos para a viga 20x30 – 25 MPa.

Armadura	Pontos	Diferença
Aço	1 e 2	51,56%
Vidro		15,38%
Carbono		10,67%
Aramida		13,84%
Aço	2 e 3	15,11%
Vidro		4,06%
Carbono		1,95%
Aramida		3,37%

Fonte: elaboração própria.

A Tabela 13 apresenta os resultados encontrados para a viga de mesmas dimensões da anterior, porém com resistência do concreto alterada para 35 MPa.

Tabela 13 - Valores calculados para a viga 20x30 - 35 MPa.

Ponto	Tipo de Armadura	$n_1$	Armadura longitudinal		$A_{sr/fr}$	$\frac{x}{d}$	$M_d$ (kN * m)	
			$\varphi_1$ (mm)	$n_2$				$\varphi_2$ (mm)
1	Aço	4	10	3	10	5,50	0,279	53,5
	Vidro						0,284	54,3
	Carbono						0,414	74,6
	Aramida						0,326	61,2
2	Aço	2	25	0	0	9,82	0,488	88,5
	Vidro						0,356	68,8
	Carbono						0,503	90,6
	Aramida						0,404	76,4
3	Aço	4	16	2	16	12,06	0,617	98,8
	Vidro						0,389	69,9
	Carbono						0,543	90,3
	Aramida						0,441	77,2

Fonte: elaboração própria.

Quando comparados com os valores obtidos para a viga de 30 cm e resistência do concreto 35 MPa com os valores obtidos na viga com 25 MPa, percebe-se que os valores de acréscimo na resistência são semelhantes em todos os pontos analisados. Sendo de  $\approx 30\%$  para o primeiro ponto ( $x/d \approx 0,259$ ),  $\approx 43\%$  para o segundo ( $x/d \approx 0,45$ ) e de  $\approx 40\%$  para o último ponto ( $x/d \approx 0,628$ ) como mostra a Tabela 14.

Tabela 14 - Diferença nos valores de momento resistente entre as resistências de concreto de 25 e 35 MPa para a seção com 30 cm de altura.

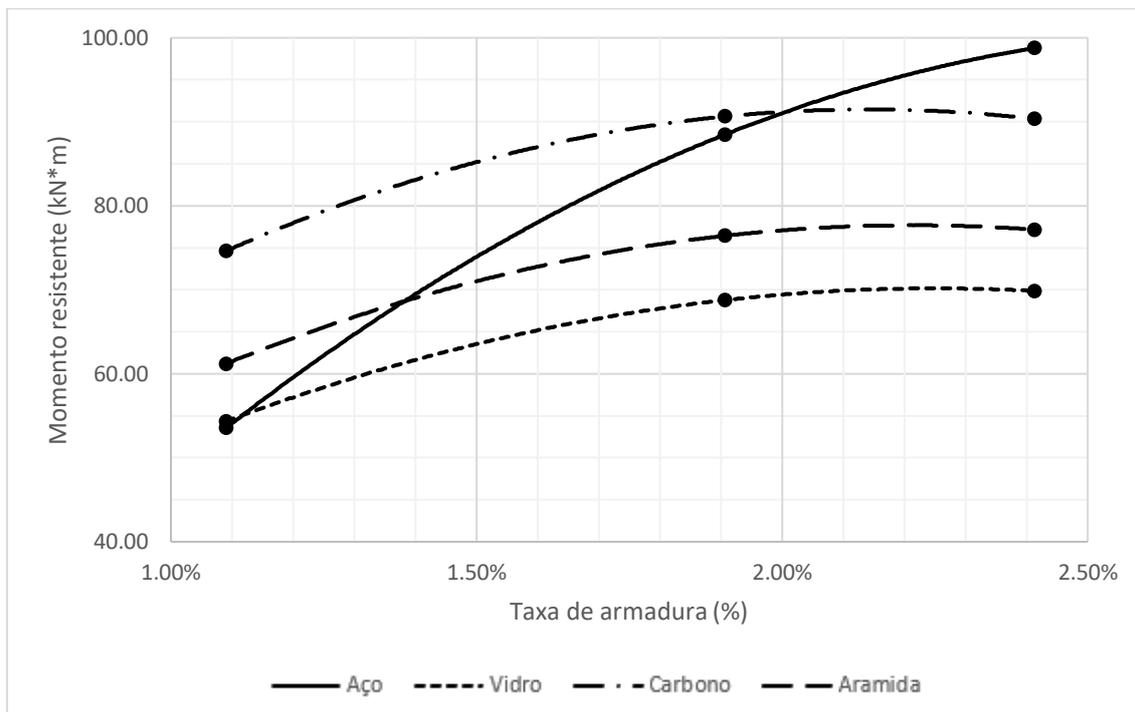
Armadura	Ponto	Diferença
Aço	1	31,34%
Vidro		30,36%
Carbono		30,23%
Aramida		30,32%
Aço	2	43,18%
Vidro		42,96%
Carbono		42,93%
Aramida		42,95%
Aço	3	38,84%
Vidro		39,57%
Carbono		39,74%
Aramida		39,63%

Fonte: elaboração própria.

A tabela 14 mostra que, apesar das vigas armadas com barras de FRP possuírem seu modo de ruptura comandado pelo esmagamento do concreto, quando comparadas ao aço, não diferem em acréscimo no valor de momento resistente quando a resistência do concreto é alterada para um valor superior.

O comportamento dos valores de momento resistente para a seção com barras de aço é o mesmo presenciado na viga com 25 Mpa, sendo inicialmente inferior ao das vigas com barras de fibra, passando para um valor superior ao das vigas com barras de vidro e aramida, entretanto ligeiramente inferior ao carbono, e por fim, sendo superior aos demais no último ponto da curva conforme mostra a Figura 16.

Figura 16 - Momento resistente versus taxa de armadura para a Viga 20x30 - 35 MPa.



Fonte: elaboração própria.

Quando se trata dos valores de resistência analisados apenas na seção de 35 MPa, o comportamento assemelha-se ao da seção com 25 MPa, onde o aumento de resistência entre os dois pontos iniciais se tornou maior, sendo de 65,2% para o aço e ficando entre 21 e 27% para as barras de fibra. Nos pontos finais também se manteve o padrão, porém com as barras de fibra apresentando um crescimento praticamente desprezível, sendo em todos os casos inferior a 2%, novamente com destaque para as barras de carbono onde foi constatado uma perda de resistência passando de 90,6 kN\*m (ponto 2) para 90,3 kN\*m (ponto 3) causando uma diminuição de 0,32% no valor de momento resistente como mostra a Tabela 15.

Tabela 15 - Diferença nos valores de momento entre os pontos para a viga 20x30 – 35 MPa.

Armadura	Pontos	Diferença
Aço	1 e 2	65,23%
Vidro		26,54%
Carbono		21,46%
Aramida		24,88%
Aço	2 e 3	11,62%
Vidro		1,60%
Carbono		-0,32%
Aramida		0,96%

Fonte: elaboração própria.

Finalizadas as vigas com 30 cm de altura, a Tabela 16 apresenta os valores encontrados para a viga com 40 cm de altura e 25 MPa de resistência a compressão do concreto.

Tabela 16 - Valores calculados para a viga 20x40 - 25 MPa.

Ponto	Tipo de Armadura	Armadura longitudinal				$A_{sr}/f_r$	$\frac{x}{d}$	$M_d$ (kN * m)
		$n_1$	$\varphi_1$ (mm)	$n_2$	$\varphi_2$ (mm)			
1	Aço	4	10	4	8	5,15	0,261	71,0
	Vidro						0,276	74,5
	Carbono						0,403	102,8
	Aramida						0,317	84,1
2	Aço	2	16	4	12,5	8,93	0,466	108,4
	Vidro						0,349	85,9
	Carbono						0,496	113,7
	Aramida						0,398	95,6
3	Aço	4	16	2	16	12,06	0,617	138,3
	Vidro						0,389	97,8
	Carbono						0,543	126,5
	Aramida						0,441	108,0

Fonte: elaboração própria.

Quando analisada, a Tabela 16 mostra que o comportamento dos materiais se mantém igual ao presenciado nas vigas com 30 cm de altura, tanto na questão de crescimento no valor do momento resistente quando na relação  $x/d$ . Em comparação com a seção anterior, os valores de momento apresentam uma diferença de valores que são de 70 a 100% superiores aos da viga 20x30 com resistência a compressão de 25 MPa e são de 20 a 40% superiores aos da viga 20x30 - 35 MPa, tendo apenas a diferença de 10 cm de altura na seção transversal, uma vez que a armadura possui uma área real igual ou inferior,

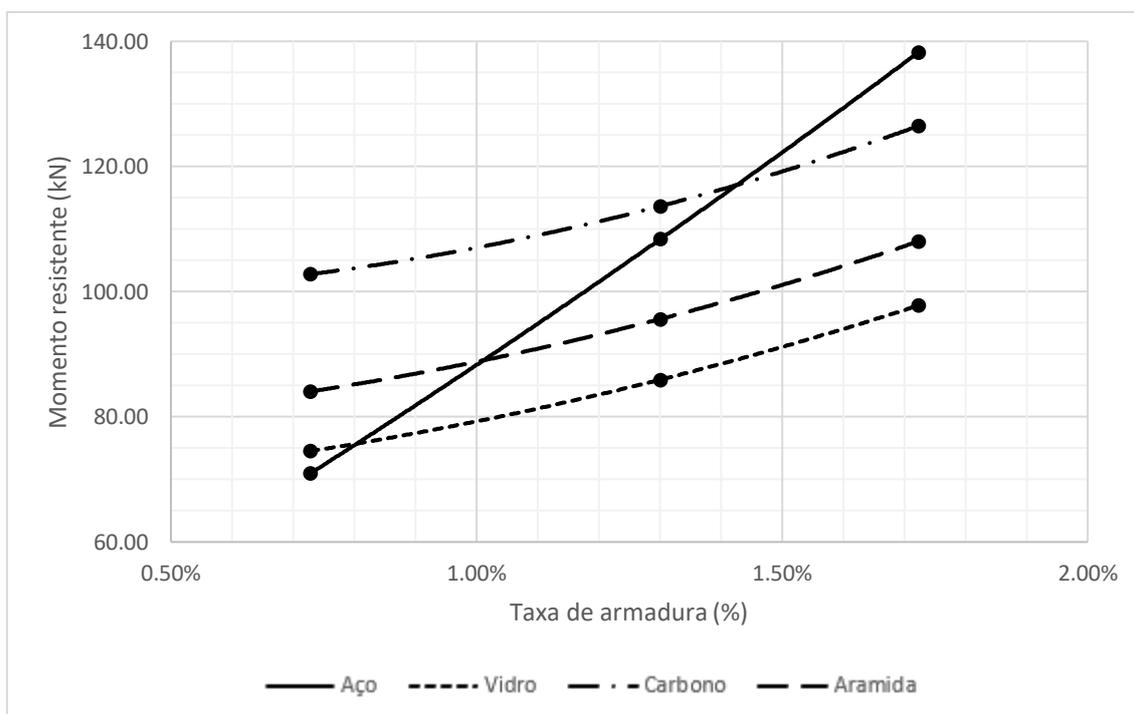
gerando assim, taxas de armadura menores e momentos resistentes maiores como mostra a Tabela 17, complementado na Figura 3.

Tabela 17 - Variação nos valores de momento resistente comparado com a viga 20x30.

Armadura	Ponto	25 MPa	35 MPa
Aço	1	74,05%	32,52%
Vidro		78,78%	37,15%
Carbono		79,40%	37,76%
Aramida		78,98%	37,34%
Aço	2	75,44%	22,53%
Vidro		78,68%	24,98%
Carbono		79,27%	25,43%
Aramida		78,87%	25,13%
Aço	3	94,37%	40,00%
Vidro		95,40%	40,00%
Carbono		95,64%	40,00%
Aramida		95,48%	40,00%

Fonte: elaboração própria.

Figura 17 - Momento resistente versus taxa de armadura para a Viga 20x40 - 25 MPa.



Fonte: elaboração própria.

Analisando o gráfico apresentando na Figura 17 e comparando com o gráfico apresentando na Figura 15, percebe-se que os valores de momento resistente cresceram de forma praticamente idêntica entre os pontos 1 e 2 ao

encontra na viga 20x30 - 25MPa, sendo de 52,7% para o aço (anteriormente 51,5%), já para as vigas com barras de fibra novamente valores entre 10 e 16% sendo de 15,3%, 10,6% e 14,8% para as fibras de vidro, carbono e aramida. Nos pontos finais os valores apresentam um crescimento maior, o aço teve seu valor praticamente dobrado passando de 15,1% para 27,5% de aumento, já as vigas com barras de fibra tiveram seus valores mais que triplicados, chegando a valores superiores a 10% de aumento no valor da resistência entre os pontos 2 e 3, novamente com destaque para as barras de carbono, que apresentaram um crescimento 5,8 vezes maior ao encontrado na viga 20x30 – 25 MPa, passando de 1,95% para 11,26% como mostra a Tabela 18.

Tabela 18 - Diferença nos valores de momento resistente entre os pontos para a viga 20x40 – 25 MPa.

Armadura	Pontos	Diferença
Aço		52,77%
Vidro	1 e 2	15,32%
Carbono		10,59%
Aramida		13,78%
Aço		27,54%
Vidro	2 e 3	13,80%
Carbono		11,26%
Aramida		12,96%

Fonte: elaboração própria.

Passando da viga com resistência de 25 MPa para a viga com 35 MPa a Tabela 5 mostra os valores calculados para a seção 20x40 – 35 MPa.

Tabela 19 - Valores calculados para a viga 20x40 - 35 MPa.

Ponto	Tipo de Armadura	Armadura longitudinal				$A_{sr/fr}$	$\frac{x}{d}$	$M_d$ (kN * m)
		$n_1$	$\varphi_1$ (mm)	$n_2$	$\varphi_2$ (mm)			
1	Aço	3	12,5	3	12,5	7,36		99,2
	Vidro							102,1
	Carbono							140,5
	Aramida							115,1
2	Aço	3	20	4	10	12,57		156,8
	Vidro							125,3
	Carbono							166,0
	Aramida							139,5
3	Aço	3	25	3	10	17,08		196,3
	Vidro							138,5
	Carbono							179,0
	Aramida							153,0

Fonte: elaboração própria.

Como visto na Tabela 19 os valores de momento apresentam o mesmo comportamento visto nas seções anteriores onde, o aço começa com valores inferiores de momento e gradualmente supera os valores encontrados para as barras de fibra. Em comparação com a viga 20x40 – 25 MPa os valores de crescimento de momento são ligeiramente superiores àqueles encontrados entre as vigas de 30 cm de altura, onde para uma altura de  $x/d \approx 0,259$  o aumento era em média 30%, passando agora para 37% nas vigas armadas com barras de fibra, para  $x/d \approx 0,45$  e  $0,628$  a diferença de crescimento foi menor e tem médias de 46% e 41,5%, sendo respectivamente, 3% e 2% superiores as médias encontradas entre as vigas com 30 cm de altura como mostra a Tabela 20.

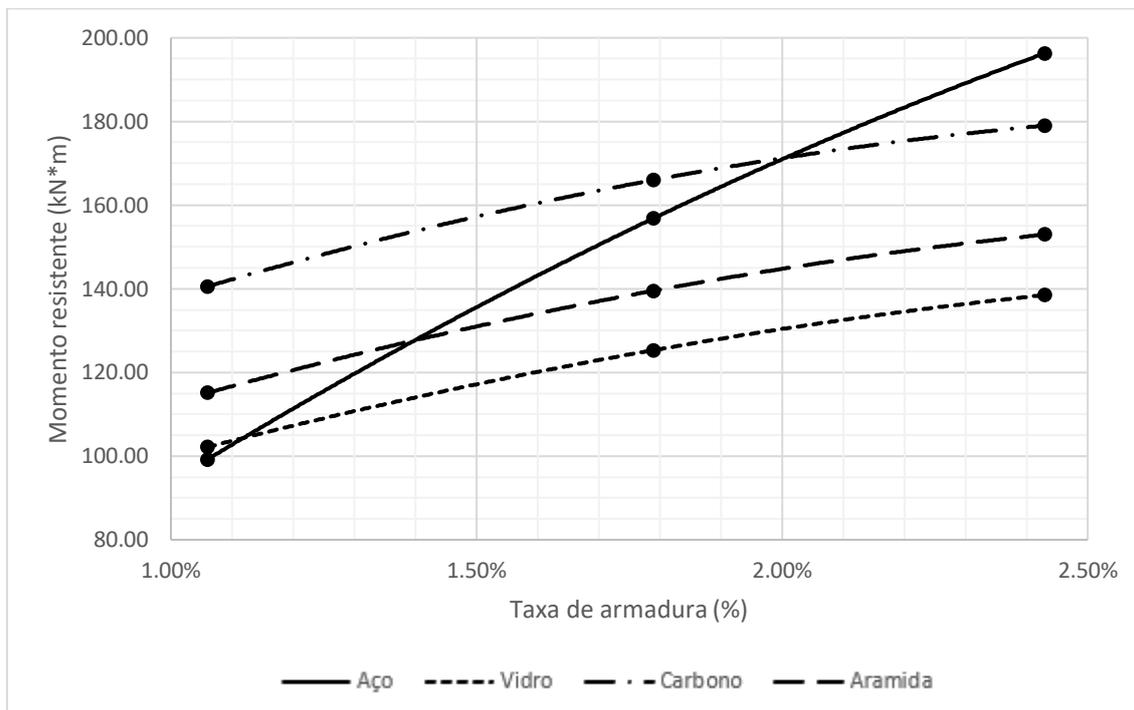
Tabela 20 - Diferença nos valores de momento resistente entre as resistências de concreto de 25 e 35 MPa para a seção com 40 cm de altura.

<b>Armadura</b>	<b>Ponto</b>	<b>Diferença</b>
Aço	1	39,78%
Vidro		37,06%
Carbono		36,71%
Aramida		36,95%
Aço	2	44,63%
Vidro		45,79%
Carbono		46,00%
Aramida		45,86%
Aço	3	41,95%
Vidro		41,61%
Carbono		41,53%
Aramida		41,58%

Fonte: elaboração própria.

A Figura 18 apresenta o gráfico de taxa de armadura *versus* momento resistente para a viga com altura de 40 cm e resistência de 35 MPa.

Figura 18 - Momento resistente *versus* taxa de armadura para a Viga 20x40 - 35 MPa.



Fonte: elaboração própria.

Como nas seções anteriores o crescimento entre o primeiro e segundo ponto é maior do que entre os pontos 2 e 3, porém quando comparado com a viga com altura de 30 cm e mesma resistência do concreto, nota-se uma diferença nos valores de momento resistente onde, agora, o crescimento na primeira parte é inferior àquele encontrado anteriormente, onde anteriormente o aumento era de 65% para o aço, agora é de 58%, e para as fibras os valores são em média 3,6% inferiores aos encontrados na viga 20x30 – 35 MPa. No trecho final o comportamento é o contrário, anteriormente o aço apresentava um crescimento de 11,6% passando agora para 25,2% e as barras de fibra que haviam ficado com um crescimento praticamente desprezível (inferior a 2%) passaram a ter, em todos os casos, um crescimento superior a 7,8%, com destaque para as barras com fibra de aramida que apresentaram uma diferença de mais de 10 vezes passando de 0,96% para 9,65% como mostra a Tabela 21.

Tabela 21- Diferença nos valores de momento resistente entre os pontos para a viga 20x40 – 35 MPa.

Armadura	Pontos	Diferença
Aço	1 e 2	58,07%
Vidro		22,67%
Carbono		18,10%
Aramida		21,18%
Aço	2 e 3	25,18%
Vidro		10,54%
Carbono		7,86%
Aramida		9,65%

Fonte: elaboração própria.

Por fim foram dimensionadas duas seções com 50 cm de altura e as mesmas resistências de concreto utilizadas anteriormente. A Tabela 22 apresenta os resultados obtidos para a viga de  $f_{ck}$  25 MPa.

Tabela 22 - Valores calculados para a viga 20x50 - 25 MPa.

Ponto	Tipo de Armadura	$n_1$	Armadura longitudinal		$A_{sr}/f_r$	$\frac{x}{d}$	$M_d$ (kN * m)	
			$\varphi_1$ (mm)	$n_2$				$\varphi_2$ (mm)
1	Aço	4	12,5	4	8	6,92	0,272	122,0
	Vidro						0,281	125,3
	Carbono						0,410	172,3
	Aramida						0,322	141,2
2	Aço	2	20	4	12,5	11,19	0,451	177,1
	Vidro						0,345	142,4
	Carbono						0,490	188,8
	Aramida						0,393	158,6
3	Aço	3	20	3	16	15,46	0,622	224,8
	Vidro						0,391	158,6
	Carbono						0,544	205,0
	Aramida						0,442	175,1

Fonte: elaboração própria.

Para os dados apresentados na Tabela 22, percebe-se que o comportamento das seções é fiel ao apresentado anteriormente, tanto no comportamento da altura da linha neutra, quanto nos valores de momento resistente obtidos. Comparando-se o ganho de resistência entre as vigas de 50 e 40 cm com concreto de 25 MPa percebe-se que os valores são de 62 a 72% maiores em todos os casos, o que representa uma diminuição em relação aos valores encontrados entre as vigas de 30 e 40 cm e concreto de 25 MPa, onde foram obtidos aumentos entre 70 e 100% no valor de momento resistente.

Novamente como o ocorrido entre as vigas 20x30 – 35 MPa e 20x40 – 25 MPa, o momento resistente é superior mesmo com menor área real de armadura, porém com uma diferença inferior à obtida anteriormente, agora os valores são no máximo 23% superiores aos da viga com 40 cm de altura como mostra a Tabela 23, enquanto que na comparação entre as vigas de 30 e 40 cm essa diferença foi de até 40%.

Tabela 23 - Variação nos valores de momento resistente comparado com a viga 20x40.

Armadura	Ponto	25 MPa	35 MPa
Aço	1	71,87%	22,96%
Vidro		68,10%	22,65%
Carbono		67,62%	22,61%
Aramida		67,95%	22,64%
Aço	2	63,36%	12,95%
Vidro		65,70%	13,66%
Carbono		66,11%	13,78%
Aramida		65,84%	13,70%
Aço	3	62,57%	14,53%
Vidro		62,14%	14,50%
Carbono		62,04%	14,50%
Aramida		62,11%	14,50%

Fonte: elaboração própria.

Entre os pontos 1 e 2 encontram-se valores relativamente menores do que nas duas vigas anteriores, variando entre 9 e 14%, onde anteriormente esses valores eram de 10 a 16%. Para os pontos 2 e 3, a viga atual apresenta valores bem superiores ao encontrados na viga de 30 cm de altura, porém inferiores aos encontrados na viga de 40 cm de altura como mostra a Tabela 24.

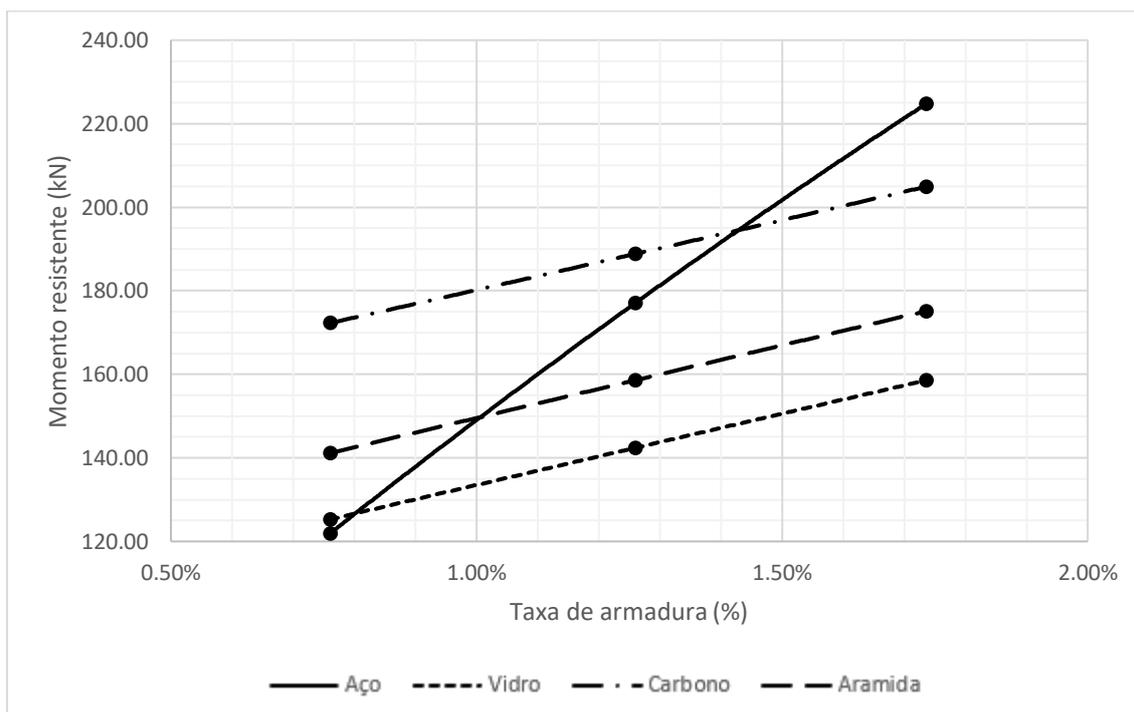
Tabela 24 - Diferença nos valores de momento resistente entre os pontos para a viga 20x50 – 25 MPa.

Armadura	Pontos	Diferença
Aço	1 e 2	45,21%
Vidro		13,67%
Carbono		9,59%
Aramida		12,35%
Aço	2 e 3	26,92%
Vidro		11,36%
Carbono		8,54%
Aramida		10,42%

Fonte: elaboração própria.

A Figura 19 apresenta o desenvolvimento do momento resistente com o crescimento da taxa de armadura para a viga com 50 cm de altura, onde é possível notar que não foram encontradas as maiores taxas de crescimento com o aumento da taxa de armadura, dentre todas as seções dimensionadas.

Figura 19 - Momento resistente *versus* taxa de armadura para a Viga 20x50 - 25 MPa.



Fonte: elaboração própria.

Outro fato que pode ser notado é em questão as curvas apresentadas na Figura 19, onde as curvas assemelham-se a retas, fato não ocorrido em todos os casos anteriores, isso deve-se a aproximação nas taxas de crescimento de momento entre os pontos, que vem cada vez aproximando-se mais quando a altura é aumentada.

Para finalizar as seções dimensionadas a Tabela 25 apresenta os resultados obtidos para a viga 20x50 – 35 MPa.

Tabela 25 - Valores calculados para a viga 20x50 - 35 MPa.

Ponto	Tipo de armadura	Armadura longitudinal						$A_{sr/fr}$	$\frac{x}{d}$	$M_d$ (k * m)
		$n_1$	$\varphi_1$ (mm)	$n_2$	$\varphi_2$ (mm)	$n_3$	$\varphi_3$ (mm)			
1	Aço	3	16	4	10	0	0	9,17	0,260	161,0
	Vidro								0,276	169,3
	Carbono								0,403	233,5
	Aramida								0,317	191,0
2	Aço	4	16	4	16	0	0	16,08	0,463	253,0
	Vidro								0,349	201,0
	Carbono								0,495	266,0
	Aramida								0,397	223,8
3	Aço	3	20	3	16	2	12,5	21,20	0,618	304,8
	Vidro								0,390	215,5
	Carbono								0,543	278,7
	Aramida								0,441	238,1

Fonte: elaboração própria.

Para os resultados contidos na Tabela 25 pode-se confirmar que o padrão encontrando desde a primeira seção apresentada neste tópico é mantida para todos os casos, onde as vigas com barras de aço têm um crescimento superior no valor de momento resistente com o aumento da taxa de armadura, outro ponto a ser destacado é o comportamento da altura da linha neutra, em todos os casos nos quais a armadura foi composta por barras de fibra a linha neutra apresentou comportamento semelhante ao do aço, porém apresentando uma variação inferior à presenciada no aço.

As vigas com fibra de vidro no ponto 1 apresentam um valor próximo ao aço e com o aumento da taxa de armadura essa relação tende a não atingir valores superiores a 0,4, sendo que entre os pontos 2 e 3 esse valor apresenta uma variação muito pequena. Nas barras de carbono acontece justamente o contrário do vidro, sendo que no primeiro ponto a relação  $x/d$  é superior a 0,4, passando a 0,5 no ponto 2, porém nunca sendo superior a 0,55 no terceiro ponto, esse fato deve-se a propriedades das barras de carbono serem superiores às encontradas nas barras de vidro. As barras de aramida possuem valores intermediários situados entre as barras de vidro e carbono, assim como suas propriedades físicas, tendo valores de  $x/d$  partindo de 0,315 no ponto 1 e chegando até 0,45 no terceiro ponto. Quando analisados os casos apresentados percebe-se que as propriedades das barras de fibra influenciam diretamente no comportamento da linha neutra, onde as barras com os maiores valores de

resistência a tração e módulo de elasticidade possuem uma maior altura da linha neutra.

Em comparação com a viga de mesma altura e  $f_{ck}$  de 25 MPa, os valores de momento resistente apresentam um acréscimo compatível com os encontrados nas comparações entre as alturas anteriores, sendo de aproximadamente 35% para o ponto 1, 41% para o ponto 2 e de 36% para o ponto 3 como mostra a Tabela 26.

Tabela 26 - Diferença nos valores de momento resistente entre as resistências de concreto de 25 e 35 MPa para a seção com 50 cm de altura.

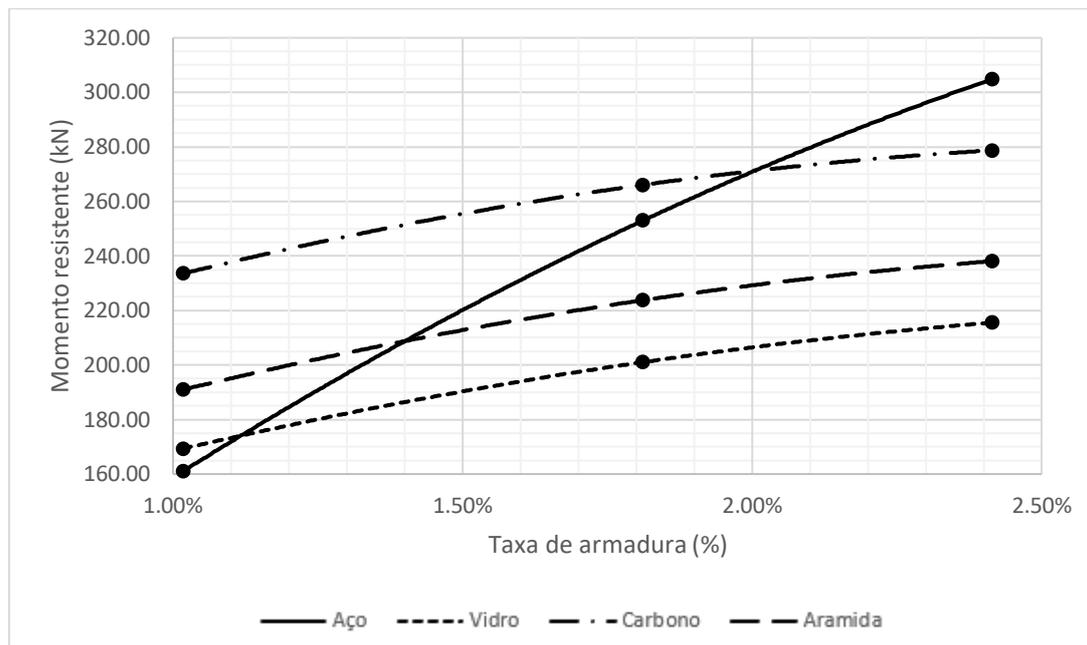
Armadura	Ponto	Diferença
Aço	1	32,04%
Vidro		35,14%
Carbono		35,54%
Aramida		35,27%
Aço	2	42,84%
Vidro		41,17%
Carbono		40,88%
Aramida		41,07%
Aço	3	35,58%
Vidro		35,91%
Carbono		35,98%
Aramida		35,93%

Fonte: elaboração própria.

Os valores encontrados na comparação entre as seções com 50 cm de altura são valores intermediários quando comparado com as diferenças encontradas para as seções de 30 e 40 cm de altura, pois são superiores a diferença encontrados entre as vigas de 30 cm e inferiores aos encontrados para as vigas de 40 cm de altura.

A Figura 20 demonstra o gráfico de momento resistente *versus* taxa de armadura para a viga 20x50 – 35 MPa.

Figura 20 - Momento resistente versus taxa de armadura para a Viga 20x50 - 35 MPa.



Fonte: elaboração própria.

Quando comparadas as curvas apresentadas na Figura 20, percebe-se que os valores de crescimento de momento resistente entre os pontos, assim como na comparação entre 25 e 35 MPa, os valores de aumento entre os pontos são superiores aos encontrados nas vigas de 30 cm de altura e inferiores aos encontrados nas vigas com 40 cm de altura. O aço apresenta agora um crescimento de 57% entre os pontos 1 e 2 e as barras de fibra valores entre 13 e 19%, já para os valores entre 2 e 3 o aço fica com um aumento de 20,5% enquanto que as barras de fibra alcançam valores menores ficando entre 4 e 8% como mostra a Tabela 27.

Tabela 27 - Diferença nos valores de momento resistente entre os pontos para a viga 20x50 – 35 MPa.

Armadura	Pontos	Aumento
Aço	1 e 2	57,08%
Vidro		18,75%
Carbono		13,91%
Aramida		17,17%
Aço	2 e 3	20,47%
Vidro		7,21%
Carbono		4,76%
Aramida		6,40%

Fonte: elaboração própria

Para finalizar foi obtido o ponto de intersecção das curvas apresentadas nos gráficos contidos nas Figuras 15 a 20, para obter em qual taxa de armadura o aço supera o valor de momento resistente de cada uma das barras de fibra nas duas resistências de concreto estudadas. A Tabela 28 apresenta os pontos de intersecção.

Tabela 28 - Pontos de intersecção das vigas de aço com as vigas com barras de fibra.

<b>Viga</b>	<b>Vidro</b>	<b>Aramida</b>	<b>Carbono</b>
20x30 - 25 MPa	0,800%	1,000%	1,430%
20x40 - 25 MPa	0,804%	1,011%	1,426%
20x50 - 25 MPa	0,802%	1,006%	1,428%
20x30 - 35 MPa	1,117%	1,382%	2,006%
20x40 - 35 MPa	1,118%	1,399%	2,006%
20x50 - 35 MPa	1,118%	1,401%	2,004%

Fonte: elaboração própria.

Como apresentando na Tabela 28, os pontos de intersecção de todos os materiais são muito próximos em todas as seções analisadas, apresentando uma diferença apenas na terceira casa decimal. Com base nesses valores pode-se assumir que independente da altura da seção a taxa de armadura na qual o aço supera as barras de fibra parece estar ligada diretamente a resistência do concreto, onde na resistência 25 MPa foram encontradas taxas menores e na resistência de 35 MPa foram encontradas taxas de transição maiores.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como finalidade apresentar um escopo geral do que são as barras de polímero reforçadas com fibra (FRP), seu processo de fabricação, usos, vantagens e desvantagens, além de apresentar e avaliar o processo de dimensionamento apresentado na prática recomendada IBRACON/ABECE (2021), comparando os resultados obtidos através deste, com resultados obtidos no dimensionamento de vigas armadas com barras de aço dimensionadas através da NBR 6118 (2014). A importância desse estudo é validada uma vez que as barras de FRP apresentam um grande aumento em sua procura como material alternativo ao aço, devido à essa demanda surge interesse das indústrias do mercado nacional, surgindo a necessidade de sanar algumas dúvidas em relação ao material, principalmente na concepção que esse tipo de barra é diretamente proporcional ao aço, equívoco muitas vezes cometido pelo consumidor.

As barras de FRP também mostram vantagem quando aplicadas em elementos com usos especiais, e quando os devidos cuidados que envolvem esse tipo de barra são tomados é possível obter diversos benefícios que seriam dificilmente alcançados com o uso de barras de aço convencionais, como por exemplo a construção de obras que tenham como requisito o uso de materiais não metálicos em seu entorno ou a redução no volume de concreto em elementos inseridos em ambientes agressivos para o aço que diminuem a vida útil da estrutura, gerando altos custos de manutenção constante.

Através do dimensionamento, percebe-se que as seções armadas com barras de aço e barras de fibra possuem comportamento similar, porém com algumas peculiaridades, principalmente na questão do modo de ruptura das vigas armadas com barras de FRP onde é recomendado que as mesmas sejam dimensionadas de forma que o esmagamento do concreto comprimido comande a ruptura do elemento.

Outro fato constatado é que em todos os casos analisados neste estudo ocorre o mesmo padrão de comportamento nas seções sendo que em taxas de armaduras pequenas as vigas armadas com barras de fibra apresentam valores de momento resistente superiores aos encontrados em seções com barras de aço, entretanto com o aumento da taxa de armadura as vigas armadas com

barras de aço apresentam um crescimento maior em seus valores de momento resistente, porém é necessário realizar a verificação do Estado Limite de Serviço (ELS), o qual não foi objeto desse trabalho e pode ser um fator determinante no dimensionamento de elementos armados com barras de FRP em função do menor módulo de elasticidade dessas barras quando comparadas às barras de aço. Em suma, quando compara-se o momento resistente em vigas bi-apoiadas, o uso de barras de FRP como alternativa de substituição das barras de aço mostrou-se viável, principalmente quando busca-se uma resistência maior com baixa densidade de armadura.

### **5.1 Sugestões para trabalhos futuros**

1. Realizar o dimensionamento com outras alturas de viga e resistência de concreto com o intuito de verificar se o padrão encontrado é mantido;
2. Realizar a verificação do ELS fazendo o comparativo entre as barras na abertura de fissuras e deformação;
3. Realizar o dimensionamento à força cortante e comparar os diferentes tipos de fibra com o aço;
4. Ensaiair corpos de prova em laboratório a fim de comprovar-se a veracidade dos resultados obtidos teoricamente.

## REFERÊNCIAS

- ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ACI. American Concrete Institute. **ACI 440.1R-15**: Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars. Farmington Hills, 2015.
- ACI. American Concrete Institute. **ACI 440R-07**: Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures. Farmington Hills, 2007.
- ACI. American Concrete Institute. **ACI 440R-96**: State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures. Detroit, 1996.
- BAKIS, C. E. FRP Composites: Materials and Manufacturing. **Fiber-Reinforced-Plastic for Concrete Structures: Properties and Applications**, Amsterdam, p. 13-58, 1993.
- BANK L. C. Application of FRP Composites to Bridges in the USA. In: **Proceedings of the International Colloquium on Application of FRP to Bridges**, Tóquio, 2006.
- BASTOS, P. S. **Fundamentos do concreto armado**. Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2019.
- BENMOKRANE, B.; AHMED, E.; DULUDE, C.; BOUCHER, E. Design, Construction, and Monitoring of the First Worldwide Two Way Flat Slab Parking Garage Reinforced with GFRP Bars. In: **Sixth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering**, Roma, 2012.
- BENMOKRANE, B.; EL-SALAKAWY, E.; EL-GAMAL, S.; GOULET, S. Construction and Testing of an Innovative Concrete Bridge Deck Totally Reinforced with Glass FRP Bars: Val-Alain Bridge on Highway 20 East. **Journal of Bridge Engineering**, v. 12, n. 5, p. 632-645, 2007.
- BENMOKRANE, B.; MOHAMED, M. H. Extending the Service Life of Water Treatment Structures: Glass Fiber-Reinforced Polymer Bars Used in Water Treatment Plant. **Concrete International**, v. 36, n. 2, p 40-45, 2014.
- BISBY, L. A.; GREEN, M. F.; KODUR, V. K. R. Response to Fire of Concrete Structures that Incorporate FRP. **Progress in Structural Engineering and Materials**, v. 7, n. 3, p. 136-149, 2005.

BISBY, L. A.; KODUR, V. K. R. Evaluating the Fire Endurance of Concrete Slabs Reinforced with FRP Bars: Considerations for a Holistic Approach. **Composites. Part B: Engineering**, v. 38, n. 5-6, p. 547-558, 2007.

BOYLE, H. C.; KARBHARI V. M. Investigation of Bond Behavior Between Glass Fiber Composite Reinforcements and Concrete. **Polymer-Plastics Technology and Engineering**, v. 6, p. 733-753, 2006.

CAMACHO, L. F. C. **A utilização de Varões de GFRP nas Estruturas de Betão Armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade da Madeira, Funchal, 2011.

CHOWDHURY, E. U.; EEDSON, R.; BISBY, L. A.; GREEN, M. F.; BÉNICHOU, N.; KODUR, V. K. R. Mechanical Characterization of FRP Materials at High Temperature, **Fire Technology**, v. 45, n. 4, p. 1-18, 2011.

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

CURTIS, P. T. The Fatigue Behavior of Fibrous Composite Materials. **Journal of Strain Analysis**, v. 24, p. 235-244, 1989.

DROUIN, B.; LATOUR, G.; MOHAMED, H. More than 10 Years Successful Field Applications of FRP Bars in Canada. In: **The Fourth International Conference on Durability & Sustainability of Fiber Reinforced Polymer (FRP) Composites for Construction and Rehabilitation, CDCC 2011**, Quebec, 2011.

FAZA, S. S.; GANGARAO, H. V. S. Glass FRP Reinforcing Bars for Concrete. **Fiber-Reinforced-Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications, Developments in Civil Engineering**, v. 42, p. 167-188, 1993.

FIB. Federation International De Beton. **FIB 40: FRP reinforcement in RC structures**. Lausanne, 2007.

FIB. Federation International De Beton. **Model Code for Concrete Structures 2010**. Lausanne, 2010.

GRAEFF, A. G. **Avaliação Experimental e Modelagem dos Efeitos Estruturais da Propagação da Corrosão em Elementos de Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

HULL, D.; CLYNE, T. W. An Introduction to Composite Materials. **Cambridge University Press**, v. 2, 1996.

- KODUR; BISBY, L. A. Evaluation of Fire Endurance of Concrete Slabs Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars. **Journal of Structural Engineering**, v. 131, n. 1, p. 34-43, 2005.
- MACHADO, A. P. **Reforço de Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono**. v. 25, editora PINI, 2007.
- MALLICK, P. K. Fiber Reinforced Composites, Materials, Manufacturing, and Design. **Marcell Dekker**, New York, 1988.
- MALUK, C.; BISBY, L. A.; TERRASI, G.; GREEN, M. F. Bond Strength of CFRP and Steel Bars in Concrete at Elevated Temperature. **Advances in Fire Design of Concrete Structures**, p. 1-36, 2011.
- MANDELL, J. F. Fatigue Behavior of Fiber-Resin Composites. **Developments in Reinforced Plastics**, v. 2, pp. 67-107, 1982.
- MAZZÚ, A. D. E. **Estudo Sobre a Substituição de Armadura Metálica por barras de GFRP em Vigas de Concreto Armadas à Flexão Quando Submetidas ao Ataque Acelerado de Íons Cloreto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.
- MEIER, U. Carbon Fiber Reinforced Polymers: Modern Materials in Bridge Engineering. **Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering**, v. 2, n. 1, p. 7-12, 1992.
- MUFTI, A. A.; NEWHOOK, J.; BENMOKRANE, B.; TADROS, G.; VOGEL, H. M. Durability of GFRP Rods in Field Demonstration Projects across Canada. In: **Proceedings The Fourth International Conference on Durability & Sustainability of Fiber Reinforced Polymer (FRP) Composites for Construction and Rehabilitation, CDCC 2011**, Quebec, 2011.
- NAGASAKA, T.; FUKUYAMA, H.; TANIGAKI, M. Shear Performance of Concrete Beams Reinforced with FRP Stirrups. **Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures—International Symposium**, Farmington Hills, P. 789-811, 1993.
- NANNI, A.; DE LUCA A.; ZADEH H. J. **Reinforced Concrete with FRP Bars: Mechanics and Design**. CRC Press, Boca Raton, 2014.
- NANNI, A.; RIZKALLA, S.; BAKIS, C. E.; CONRAD, J. O.; ABDELRAHMAN, A. A. Characterization of GFRP Ribbed Rod Used for Reinforced Concrete Construction. In: **Proceedings of the International Composites Exhibition, ICE-98**, Nashville, 1998.
- NIGRO, E.; BILOTTA, A.; CEFARELLI, G.; MANFREDI, G.; COSENZA, E. Performance under Fire Situations of Concrete Members Reinforced with FRP Rods: Bond Models and Design Nomograms. **Journal for Composites in Construction**, v. 16, n. 4, p. 395-406, 2012.

NIGRO, E.; CEFARELLI, G.; BILOTTA, A.; MANFREDI, G.; COSENZA, E. Adhesion at High Temperature of FRP Bars Straight or Bent at the end of Concrete Slabs. **Journal of Structural Fire Engineering**, v. 4, n. 2, p. 71-86, 2013.

ODAGIRI, T.; MATSUMOTO, K.; NAKAI, H. Fatigue and Relaxation Characteristics of Continuous Aramid Fiber Reinforced Plastic Rods. In: **Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, FRPRCS-3**, Tóquio, 1997.

ORLANDO, I. G. **Projeto de Estruturas de Concreto Armado Reforçadas com Compósitos FRP: Dimensionamento à Flexão e à Força Cortante**. Dissertação (Mestrado em Ciências). Universidade de São Paulo, São Paulo, 2019.

Prática recomendada IBRACON/ABECE. **CT 303**: Projeto de estruturas de concreto armado com barras de polímero reforçado com fibras (FRP). São Paulo, 2021.

RIZKALLA, S.; HASSAN T.; HASSAN N. Design recommendations for the use of FRP for reinforcement and strengthening of concrete structures. **Prog. Struct. Engng Mater**, v. 5, p. 16–28, 2003.

ROYLANCE, M.; ROYLANCE, O. Effect of Moisture on the Fatigue Resistance of an Aramid-Epoxy Composite. **Organic Coatings and Plastics Chemistry**, v. 45, p. 784-788, 1981.

SCHAFF, J. R. Fatigue and Life Prediction. **ASM Handbook Vol. 21 Composites**, v. 21, p. 252-258, 2001.

SILVA, R. C. B. **Comportamento de Vigas de Concreto Armadas com Barras de CFRP e GFRP Para Infraestrutura de Transportes**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transporte). Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2014.

TAERWE, L. FRP Activities in Europe: Survey of Research and Applications. In: **Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, FRPRCS-3**, Tóquio, 1997.

TAMURA, T. FiBRA. **Fiber-Reinforced-Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications, Developments in Civil Engineering**, v. 42, p. 291-303, 1993.

TIGHIOUART, B.; BENMOKRANE, B.; GRAO, D. Investigation of Bond in Concrete With Fiber Reinforced Polymer (FRP) Bar. **Construction Building and Materials**, v. 12, n. 8, p. 453-462, 1998.

WU, W. P. **Thermomechanical Properties of Fiber Reinforced Plastic (FRP) Bars**. Tese de doutorado. Universidade de West Virginia, Morgantown, 1990.

YE, L. P.; FENG, P.; ZHANG, K.; LIN, L.; HONG, W. H.; YUE, Q. R.; ZHANG, N.; YANG, T. FRP in Civil Engineering in China: Research and Applications. In: **Proceedings of the Sixth International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures, FRPRCS-6**, Singapura, 2003.