

## ANÁLISE TEÓRICA DO USO DE ARMADURAS NÃO-METÁLICAS DE GFRP EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

### *THEORETICAL ANALYSIS OF THE USE OF GFRP NON-METALLIC BARS IN REINFORCED CONCRETE BEAMS*

Gláucia Maria Dalfré<sup>1</sup>  
Amanda Mazzu<sup>1</sup>

**Resumo:** Este trabalho baseia-se na substituição de barras de aço convencional por barras de GFRP (*Glass Fiber Reinforced Polymer*) em estruturas de concreto armado. Assim, foram dimensionadas, à flexão, vigas de concreto armadas com barras de aço, as quais seguiram a recomendação da norma ACI 318 (ACI, 2019), e vigas de concreto armadas com barras de GFRP com o uso da recomendação ACI 440.1R (ACI, 2015), a fim de se estudar, comparativamente, a capacidade de carga e o modo de ruptura destes elementos. Cotações de preços foram realizadas para a comparação dos custos para aquisição das armaduras. Foi possível concluir que, com taxas de armadura equivalentes, o uso de barras de GFRP leva a obtenção de capacidades resistentes entre 120 e 191% superiores as mesmas seções dimensionadas com aço convencional. Quando se considera o mesmo diâmetro para as barras de GFRP e aço, percebe-se que as vigas armadas com aço CA-50 apresentam capacidade resistente 30% superior à das vigas armadas com barras de GFRP. Com relação ao modo de ruptura, o das vigas armadas com barras de aço convencionais é baseado no escoamento da armadura, enquanto o dos elementos armados com barras de GFRP é baseada na ruptura das barras à tração ou no esmagamento do concreto comprimido. Por fim, os custos de aquisição das barras de GFRP, em curto prazo, são três vezes superiores aos de barras de aço convencionais. Entretanto, tal custo pode ser diluído numa análise em longo prazo levando-se em conta que tais materiais não apresentam processo corrosivo, reduzindo custos de manutenção futuros.

**Palavras-chaves:** Concreto; Armadura; Barras de aço; Barras de FRP.

**Abstract:** *This work is based on the replacement of conventional steel bars by GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) on reinforced concrete structures. Thus, concrete beams reinforced with steel bars were designed according to the ACI 318 (ACI, 2019) recommendations, while concrete beams reinforced with GFRP bars used the ACI 440.1R (ACI, 2015) standard in order to study, comparatively, the load carrying capacity and the failure mode of the elements. Price quotations were made for the comparison of the reinforcement acquisition costs. It was possible to conclude that, taking into account the equivalent reinforcement ratios, it was verified that the use of GFRP bars results in higher resistance capacities from 120 to 191% for the same cross-sections designed with conventional steel. When considering the same GFRP and steel bars diameters, beams reinforced with steel bars presented a strength 30% higher than the ones with GFRP bars. Concerning to the failure mode of the beams, the conventional steel bars yields, while the GFRP bars is based on bars rupture or on the concrete crushing. Finally, the acquisition costs of GFRP bars, in a short-term analysis, are three times higher than the conventional steel bars. However, this cost can be diluted in a long-term analysis taking into account that such materials do not present a corrosive process, reducing future maintenance costs.*

**Keywords:** Concrete; Reinforcement; Steel bars; FRP bars.

---

<sup>1</sup> Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), Departamento de Engenharia Civil, e-mail : [glaucia.dalfre@ufscar.br](mailto:glaucia.dalfre@ufscar.br), [amandadescobal@hotmail.com](mailto:amandadescobal@hotmail.com)

## 1 Introdução

A utilização de estruturas em concreto armado com barras metálicas é comum na indústria da construção civil no Brasil, sendo que a maioria das estruturas executadas no País faz uso deste sistema construtivo. No entanto, são encontrados vários problemas nestas tradicionais estruturas de concreto armado, sobretudo os relacionados à corrosão de armaduras pelo ataque de íons cloro ou carbonatação e, desta maneira, o estudo de novas tecnologias torna-se necessário.

Diante disso, materiais alternativos começaram a ser estudados com vistas à melhoria do desempenho. Dentre estes materiais, a utilização de polímeros (ou compósitos) reforçados com fibras (de sigla internacional FRP – *Fiber Reinforced Polymer*) recebe maior atenção dada a sua elevada resistência mecânica e boa resistência a agentes de agressividade ambiental, possibilitando uma substituição vantajosa, do ponto de vista técnico e econômico, do aço empregado como armadura em estruturas de concreto armado. Dentre as fibras mais utilizadas como armaduras não-metálicas destacam-se as fibras de carbono (CFRP), vidro (GFRP), aramida (AFRP) e basalto (BFRP).

Segundo Tavares (2006), no ano de 1996 foram iniciados, nos EUA, os trabalhos dos comitês ACI 440 do Instituto Americano de Concreto (ACI – *American Concrete Institute*), os quais deram origem a duas normas, uma que apresenta o Estado da Arte em FRP (ACI 440.R, 2007) e outra que apresenta procedimentos para dimensionamento de estruturas utilizando-se barras de FRP (ACI 440.1R, 2015).

As barras de FRP atingem a resistência última sem apresentar patamar de escoamento, apresentam comportamento elástico linear e ruptura brusca (ACI 440.1R, 2015). De acordo com Pilakoutas *et al.* (2011), em geral, as barras de FRP podem desenvolver uma resistência à tração muito maior que o aço, embora, dependendo do material, possa apresentar menor rigidez e, conseqüentemente, maior deformação que o aço convencional. Wang e Belarbi (2005) afirmam que, devido ao comportamento elástico linear das barras de FRP, os elementos armados à flexão com FRP não apresentam ductilidade como os elementos armados com barras de aço.

A substituição de armaduras de aço por barras de FRP traz algumas vantagens como a maior durabilidade, menor massa e, dependendo do FRP utilizado, a não existência de campo eletromagnético (TAVARES, 2006). Ademais, José (2013) afirma que estes materiais não sofrem corrosão pela ação de CO<sub>2</sub> e íons cloro. Para Camacho (2011), a adoção de materiais tradicionais em estruturas complexas ou excepcionais, como um reservatório sujeito a ambiente de grande agressividade ou uma instalação hospitalar com uma unidade de ressonância magnética, pode afetar a durabilidade e a funcionalidade da estrutura em si. Além disso, muitas cidades do Brasil localizam-se em zonas litorâneas, onde a ação do ambiente mais agressivo acarreta maiores índices de corrosão de armaduras metálicas. Considerando-se que após o início do processo corrosivo a segurança estrutural decai rapidamente devido aos processos deletérios, a aplicação de armaduras não-metálicas em estruturas de concreto justifica-se e pode minimizar, e até evitar, problemas relacionados ao processo corrosivo de materiais convencionais.

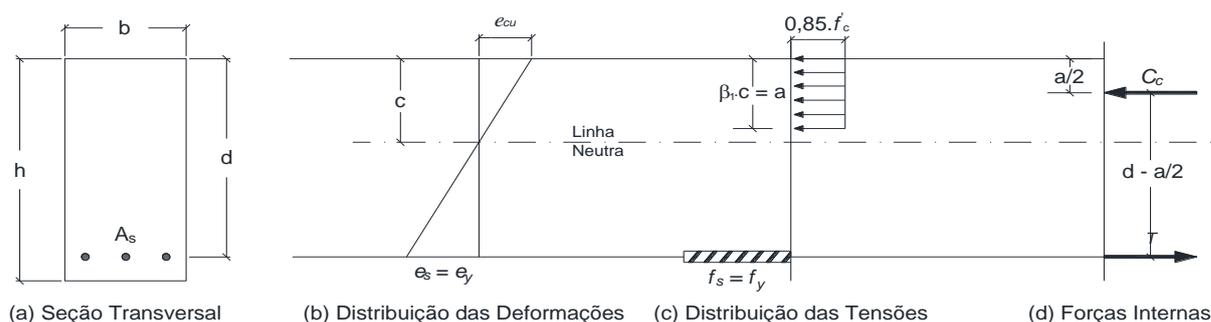
## 2 Estado da arte: Modelos de dimensionamento

Os procedimentos para dimensionamento de estruturas armadas com FRPs do ACI 440.1R (ACI, 2015) são baseados no código ACI 318 (ACI, 2019), o qual apresenta as diretrizes para análise de elementos de concreto armado com barras convencionais de aço. Entretanto, as situações de serviço são os fatores limitantes no dimensionamento de estruturas de concreto armadas com barras de FRP uma vez que, dependendo do FRP utilizado, o baixo módulo de

elasticidade do material pode levar a obtenção de estruturas seguras, entretanto, mais deformáveis. Ainda assim, o dimensionamento é realizado com base no Estado Limite Último (ELU), semelhantemente ao empregado em estruturas de concreto armadas com barras de aço.

## 2.1 Dimensionamento de vigas armadas com barras de aço segundo a recomendação ACI 318 (ACI, 2019)

O dimensionamento segundo o ACI 318 (ACI, 2019) permite, assim como a NBR 6118 (ABNT, 2014), como simplificação, o uso de um diagrama retangular equivalente para tensão no concreto, tal como apresenta a Figura 1.



**Figura 1.** Diagrama retangular equivalente.

Fonte: Adaptado de ACI 318 (ACI, 2019).

Os valores de  $\beta_1$  variam de acordo com a classe de resistência a compressão do concreto ( $f'_c$ ) e são obtidos com o uso da Equação 1.

$$\beta_1 \begin{cases} 0,85 & \text{para } f'_c < 28\text{MPa} \\ 0,85 - \frac{0,05 \cdot (f'_c - 28)}{7} & \text{para } 28 < f'_c < 55\text{MPa} \\ 0,65 & \text{para } f'_c > 55\text{MPa} \end{cases} \quad (1)$$

Por intermédio da Equação 2, calcula-se a profundidade do bloco retangular equivalente ( $a$ ), onde  $A_s$  é a área de armadura tracionada,  $f_y$  é a tensão de tração de dimensionamento da armadura e  $b$  é a largura da seção transversal do elemento analisado.

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (2)$$

A profundidade da linha neutra ( $c$ ) pode ser calculada por meio da Equação 3.

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (3)$$

A altura útil ( $d$ ) é obtida por intermédio da Equação 4, onde  $h$  é a altura da seção transversal,  $c$  é o cobrimento,  $\phi_{estr}$  é o diâmetro do estribo e  $\phi_{long}$  é o diâmetro da armadura longitudinal tracionada.

$$d = h - c - \phi_{estr} - \frac{\phi_{long}}{2} \quad (4)$$

A deformação do aço ( $\varepsilon_s$ ) é obtida a partir da compatibilidade de deformações apresentada na Equação 5. A recomendação ACI 318 (ACI, 2019) considera que a deformação última no concreto ( $\varepsilon_{cu}$ ) possui valor de 3‰. Assim:

$$\varepsilon_s = \left( \frac{d - c}{c} \right) \varepsilon_{cu} \quad (5)$$

Desta forma, quando o aço está escoando (ou seja,  $\varepsilon_s > \varepsilon_{sy}$ ), obtém-se o momento nominal resistido pela seção ( $M_n$ ) por intermédio da Equação 6, o qual deve ser multiplicado pelo fator de redução  $\phi$  dado pela Equação 7, no qual  $\varepsilon_s$  é o nível de deformação instalado na armadura de aço e  $\varepsilon_{sy}$  é a deformação de escoamento da armadura de aço. Por fim, o momento resistente de cálculo ( $M_u$ ) é encontrado por meio da Equação 8.

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (6)$$

$$\phi = \begin{cases} 0,90 & \text{para } \varepsilon_s \geq 0,005 \\ 0,65 + \frac{0,25 \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0,005 - \varepsilon_{sy}} & \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0,005 \\ 0,65 & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (7)$$

$$M_u = \phi \cdot M_n \quad (8)$$

## 2.2 Dimensionamento de vigas armadas com barras de FRP segundo a recomendação ACI 440.1R (ACI, 2015)

Em estruturas convencionais de concreto com armadura de aço o dimensionamento é realizado visando o escoamento da barra de aço, sendo esta considerada a melhor situação de dimensionamento. Assim, a capacidade resistente das barras é utilizada em sua totalidade, garantindo o escoamento e, conseqüentemente, a ductilidade da estrutura. Devido ao seu comportamento elástico linear e frágil quando atingem toda a sua capacidade resistente, as barras de FRP não apresentam escoamento. Desta forma, para o dimensionamento de um elemento armado com barras de FRP, o escoamento das barras que compõe a armadura não pode ser levado em conta, sendo que a melhor situação de dimensionamento passa a ser a ruína do elemento por esmagamento do concreto na fibra mais comprimida.

Neste sentido, quando se dimensiona um elemento estrutural, considera-se que a capacidade resistente deste elemento deve ser no mínimo igual aos esforços aos quais está submetido. Assim, para que se obtenha um dimensionamento seguro, as ações solicitantes são usualmente majoradas, supondo-se que o elemento estrutural deverá resistir a um nível de esforços maior do que o encontrado na realidade, enquanto a capacidade resistente do elemento estrutural é minorada, garantindo-se que esta não será menor do que as solicitações impostas.

Para a definição do tipo de ruína da estrutura leva-se em conta parâmetros como a taxa de armadura de FRP do elemento ( $\rho_f$ ) e a taxa de armadura balanceada,  $\rho_{fb}$ . A taxa de armadura balanceada é a taxa de armadura de FRP que, caso aplicada na seção transversal dimensionada, resulta na ruptura da barra de FRP e o esmagamento do concreto de forma simultânea. Se utilizada uma taxa de armadura de FRP inferior a taxa de armadura balanceada, o colapso do elemento estrutural é baseado na ruptura da barra de FRP, enquanto passa a ser baseada no esmagamento do concreto caso a taxa de armadura de FRP utilizada seja maior que a taxa de armadura balanceada.. A taxa de armadura de FRP ( $\rho_f$ ) é dada pela Equação 9, onde  $A_f$  é a área das barras de FRP em mm,  $b$  é a largura da viga de concreto em mm e  $d$  é a altura útil da viga de concreto, também em mm.

$$\rho_f = \frac{A_f}{b.d} \quad (9)$$

A taxa de armadura balanceada ( $\rho_{fb}$ ) é dada pela Equação 10, sendo  $\beta_1$  um fator de redução dado por (7),  $f'_c$  é a resistência característica do concreto, em MPa,  $E_f$  é o módulo de elasticidade de projeto da barra de FRP dado pelo fabricante ou o valor médio obtido experimentalmente para amostras teste ( $f_{fu}^*$ ), e  $\varepsilon_{cu}$  é a deformação última no concreto.

$$\rho_{fb} = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_{fu}^*} \cdot \frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{E_f \cdot \varepsilon_{cu} + f_{fu}^*} \quad (10)$$

Com relação à  $f_{fu}^*$ , tem-se a Equação 11, onde  $f_{fu}^* = f_{u,ave} - 3 \cdot \sigma$ , sendo  $f_{u,ave}$  a resistência média à tração de corpos de prova analisados,  $\sigma$  o desvio padrão e  $C_E$  o fator ambiental de redução das propriedades mecânicas das fibras frente às suas condições de exposição, o qual é apresentado na Tabela 1.

$$f_{fu}^* = C_E \cdot f_{fu} \quad (11)$$

**Tabela 1** – Fator ambiental de redução para variadas fibras e condições de exposição.

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

Fonte: Adaptado de ACI 440.1R (ACI, 2015)

Analogamente, como apresentado nas Equações 12 e 13,  $\varepsilon_{fu}$  é a deformação de ruptura de projeto da barra de reforço de FRP e  $\varepsilon_{u,ave}$  é a deformação média à tração dos corpos de

prova experimentalmente analisados,  $\sigma$  o desvio padrão e  $C_E$  o fator ambiental de redução, podendo ainda,  $\varepsilon_{fu}^*$  ser fornecido pelo fabricante das barras de FRP.

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^* \quad (12)$$

$$\varepsilon_{fu}^* = \varepsilon_{u,ave} - 3 \cdot \sigma \quad (13)$$

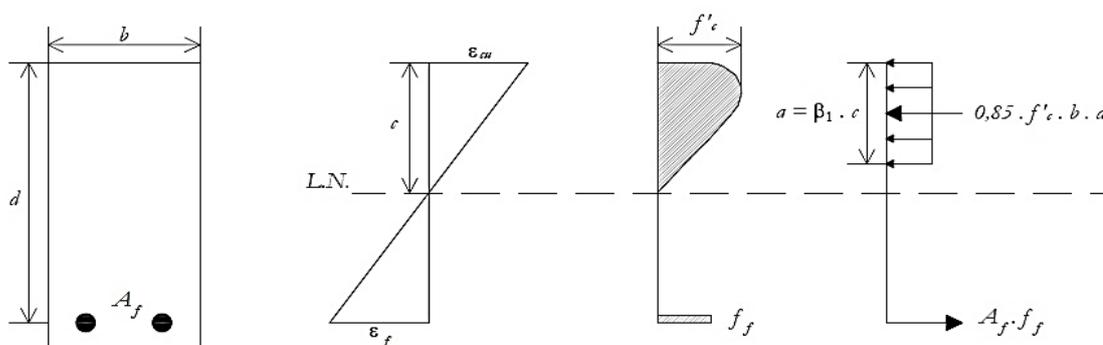
O fator de redução da resistência,  $\phi$ , apresentado na Equação 14, depende da razão entre a taxa de armadura de FRP ( $\rho_f$ ) e a taxa de armadura balanceada ( $\rho_{fb}$ ), ou seja:

$$\phi = \begin{cases} 0,55 \text{ se } \rho_f \leq \rho_{fb} \\ 0,3 + 0,25 \cdot \frac{\rho_f}{\rho_{fb}} \text{ se } \rho_{fb} < \rho_f < 1,4 \cdot \rho_{fb} \\ 0,65 \text{ se } \rho_f \geq 1,4 \cdot \rho_{fb} \end{cases} \quad (14)$$

São três os casos possíveis para a ruína do elemento reforçado com barras não-metálicas: ruína governada pelo esmagamento do concreto, ruína governada pela ruptura da barra e ruína governada pela ruptura da barra e esmagamento do concreto.

### 2.2.1 Ruína governada pelo esmagamento do concreto

Quando  $\rho_f > 1,4 \cdot \rho_{fb}$ , o diagrama de tensões no concreto pode ser aproximado para a forma retangular apresentada no ACI 318 (ACI, 2019) tal como apresenta a Figura 2.



**Figura 2.** Diagrama aproximado retangular para esmagamento do concreto.

Fonte: Adaptado de ACI 440.1R (ACI, 2015).

Assim, por meio do uso das equações de equilíbrio e da compatibilidade das deformações, é calculada a capacidade resistente do elemento. A força resultante na barra de FRP ( $R_f$ ) é descrita na Equação 15 (onde  $A_f$  é a área de armadura de FRP e  $f_f$  é a tensão na armadura de FRP) e o braço de alavanca ( $z$ ) na Equação 16.

$$R_f = A_f \cdot f_f \quad (15)$$

$$z = \left( d - \frac{a}{2} \right) \text{ ou } z = \left( d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \quad (16)$$

Multiplicando-se a força resultante na armadura e o braço de alavanca definido pelo binário de forças obtém-se a resistência nominal à flexão, como mostram as Equações 17 a 23.

$$M_n = A_f \cdot f_f \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (17)$$

Assim, do equilíbrio de forças:

$$R_f = R_c \quad (18)$$

Portanto:

$$A_f \cdot f_f = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad (19)$$

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

$$a = \frac{A_f \cdot f_f}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (20)$$

Devido ao fato do diagrama tensão x deformação das barras de FRP ser elástico linear, tem-se:

$$f_f = E_f \cdot \varepsilon_f \quad (21)$$

Utilizando-se a compatibilidade de deformações:

$$\frac{\varepsilon_f}{(d - c)} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (22)$$

Isolando-se o valor da deformação na armadura e sabendo-se que  $a = \beta_1 \cdot c$ :

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\beta_1 \cdot d - a)}{a} \quad (23)$$

Desta forma, fica determinado o valor da tensão na armadura de FRP em função da deformação do FRP e do diagrama equivalente de tensões, o qual é apresentado na Equação 24.

$$f_f = E_f \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\beta_1 \cdot d - a)}{a} \quad (24)$$

Fazendo-se a substituição da altura do diagrama equivalente e isolando-se a tensão na barra, a Equação 24 resulta na 25.

$$f_f = \left( \sqrt{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{\rho_f} \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu}} - 0,5 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu} \right) \leq f_{fu} \quad (25)$$

Por fim, com a tensão na barra é possível calcular o momento resistente nominal, tal como apresenta a Equação 26, em termos da taxa de armadura e da taxa de armadura balanceada.

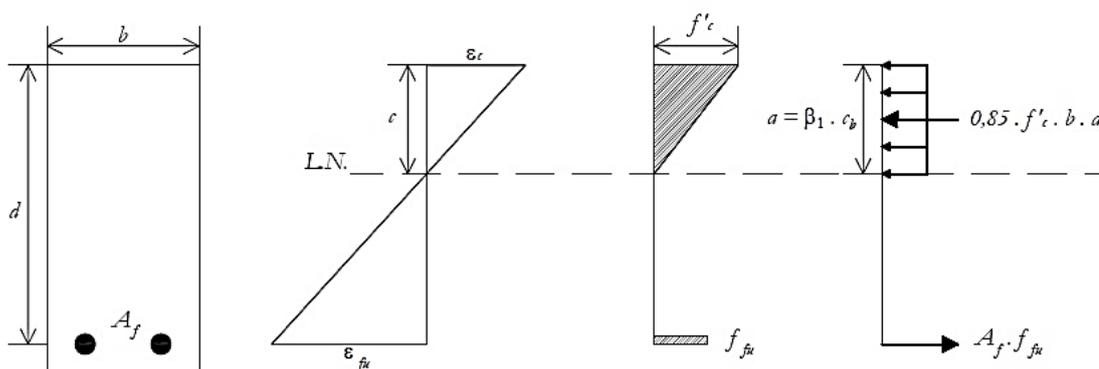
$$M_n = \rho_f \cdot f_f \cdot \left( 1 - 0,59 \cdot \frac{\rho_f \cdot f_f}{f'_c} \right) \cdot b \cdot d^2 \quad (26)$$

### 2.2.2 Ruína governada pela ruptura da barra

Quando  $\rho_f < \rho_{fb}$ , o diagrama de tensões no concreto não pode ser aproximado para a forma retangular apresentada no ACI 318 (ACI, 2019), uma vez que a deformação máxima de concreto não pode ser atingida ( $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$ ). Assim, um diagrama equivalente deve ser calculado, como mostra a Figura 3. Este diagrama apresenta como incógnitas a deformação final no concreto quando o FRP rompe e a distância da fibra mais comprimida à linha neutra. Os fatores  $\alpha_1$  (Equação 27) e  $\beta_1$  (Equação 28) que definem o diagrama retangular equivalente também são desconhecidos.

$$\alpha_1 = \frac{f_{cm}}{f'_c} \quad (27)$$

$$\beta_1 = \frac{a}{c} \quad (28)$$



**Figura 3.** Diagrama equivalente para a ruptura da barra de FRP.  
Fonte: Adaptado de ACI 440.1R (ACI, 2015).

Para efeito de simplificação, uma vez que a análise do diagrama envolvendo todas as variáveis é muito complexa, a resistência nominal à flexão pode ser dada pela Equação 29.

$$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot \left( d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \quad (29)$$

Para uma dada seção o produto  $\beta_1 \cdot c$  varia dependendo das propriedades do material e da relação da taxa de armadura de FRP. Para uma seção controlada pelo Estado Limite de Ruptura de FRP, o valor máximo para este produto é  $\beta_1 \cdot c_b$  e é atingido quando a deformação máxima de 0,003 no concreto é atingida, tal como apresentado nas Equações 30 e 31.

$$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot \left( d - \frac{\beta_1 \cdot c_b}{2} \right) \quad (30)$$

$$c_b = \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) \cdot d \quad (31)$$

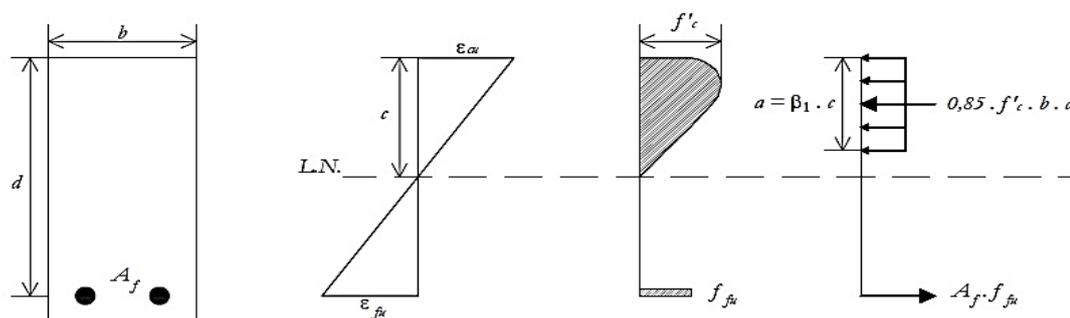
### 2.2.3 Ruína governada pela ruptura da barra e esmagamento do concreto simultaneamente

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

Assim, sabendo-se que  $c = \frac{a}{\beta_1}$ , tem-se as Equações 32 e 33:

$$\frac{\varepsilon_{fu}}{(d-c)} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (32)$$

$$c = \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) \cdot d \quad (33)$$



**Figura 4.** Diagrama equivalente para a ruptura balanceada.

Fonte: Adaptado de ACI 440.1R (ACI, 2015).

O momento resistente será o menor valor entre o momento do bloco de tração e o momento do bloco de compressão, como apresenta a Equação 34.

$$M_n \leq \begin{cases} A_f \cdot f_{fu} \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c \cdot \left( d - \frac{a}{c} \right) \end{cases} \quad (34)$$

### 3 Materiais e Métodos

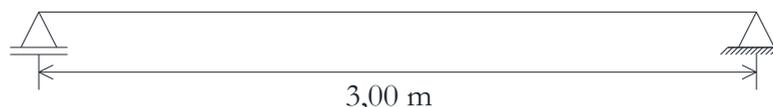
Neste trabalho realizou-se a análise de vigas biapoiadas de concreto, as quais possuem vão livre de 3 m e seção transversal de 25 x 30 cm<sup>2</sup>. Sabe-se que as estruturas de concreto armado com barras de GFRP tem potencial para serem utilizadas em ambientes de grande agressividade ambiental (classe de agressividade ambiental IV), o que exigiria, segundo a norma brasileira, uma resistência do concreto de, no mínimo, 40 MPa, conforme apresentado na Tabela 2. Tal resistência à compressão do concreto justifica-se para mitigar a penetração de agentes agressivos que podem causar a corrosão das armaduras de aço, quando utilizadas. Como a maior vantagem da utilização de barras de GFRP é sua boa resistência a agentes de agressividade, para efeitos de cálculo, foi adotada uma resistência do concreto de 20 MPa (com maior relação água cimento e, conseqüentemente, com maior porosidade) uma vez que não é incomum que se encontrem falhas de dosagem que resultem em materiais com menores resistências, o que pode comprometer a durabilidade do elemento estrutural.

Como as barras de GFRP são menos suscetíveis à agressividade do ambiente, foi adotado um cobrimento de 1,5 cm, inferior aos cobrimentos preconizados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para estruturas de concreto armadas com barras de aço. Para os estribos, barras de aço CA-50 com diâmetro de 6,3 mm foram utilizadas em todas as análises. A Figura 5 apresenta o esquema estático adotado para as vigas.

**Tabela 2** – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Nome	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

Fonte: Adaptado de NBR 6118 (ABNT, 2014).



**Figura 5.** Esquema estático das vigas dimensionadas

Para a análise do comportamento de estruturas de concreto armadas selecionou-se, inicialmente, barras de GFRP do tipo do tipo Aslan 100, com diâmetro de 13 mm, aplicadas como armadura de tração positiva. As propriedades mecânicas das barras de GFRP são apresentadas na Tabela 3.

Para a escolha do diâmetro das barras de aço CA-50 a serem utilizadas, primeiramente, realizou-se o cálculo da área de aço equivalente ( $A_{s,eq}$ ) à área de uma barra de GFRP ( $A_f$ ) com

diâmetro de 13 mm. Assim, considerando o módulo de elasticidade do aço ( $E_s$ ) igual a 210 GPa e o módulo de elasticidade do GFRP ( $E_f$ ) igual a 46 GPa, tem-se o apresentado na Equação 35.

$$A_{s,eq} = \frac{A_f \cdot E_f}{E_s} = \frac{\left(\frac{\pi \cdot \phi_f^2}{4}\right) \cdot E_f}{E_s} = \frac{\left(\frac{\pi \cdot 13^2}{4}\right) \cdot 46}{210} = 29,07 \text{ mm}^2 \quad (35)$$

Desta forma, obteve-se um diâmetro de aço CA-50 equivalente ( $\phi_{s,eq}$ ), tal como apresentado na Equação 36.

$$A_{s,eq} = \frac{\pi \cdot \phi_{s,eq}^2}{4} \rightarrow \phi_{s,eq} = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{s,eq}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 29,07}{\pi}} = 6,08 \text{ mm} \quad (36)$$

Portanto, foi adotado o diâmetro comercial de aço mais próximo ao valor calculado de 6,08 mm utilizando-se, assim, o diâmetro de 6,3 mm para o dimensionamento da armadura longitudinal em aço CA-50. Por fim, selecionou-se, também, barras de aço e de GFRP com diâmetros de 12,5 e 6 mm, respectivamente, para comparação direta do comportamento de vigas armadas com os distintos materiais.

Para além disso, também foi feita uma análise da variação de taxa de armadura para as seções analisadas, variando-se a quantidade de barras (entre 2 a 5), posicionadas em uma única camada. A Tabela 4 apresenta um resumo das vigas analisadas, enquanto a Figura 6 apresenta um resumo das seções transversais analisadas. Nesta tabela,  $\phi$  é o diâmetro das barras analisadas e  $\rho_{s,eq}$  é a taxa de armadura equivalente à de aço (Equação 37), onde  $A_f$  é a área das barras de GFRP,  $E_f$  é o módulo de elasticidade das barras de GFRP,  $b$  é a largura da seção transversal,  $d$  é a altura útil e  $E_s$  é o módulo de elasticidade das barras de aço.

$$\rho_{s,eq} = \frac{A_f \cdot E_f}{b \cdot d \cdot E_s} \quad (37)$$

**Tabela 3** – Propriedades das barras de GFRP do tipo Aslan 100.

Diâmetro nominal		Área (mm <sup>2</sup> )	$f_{fu}^*$ (MPa)	$E_f$ (GPa)	$\varepsilon_{fu}^*$ (%)
Tamanho	mm				
2	6	31,67	896	46	1,94
3	10	71,26	827	46	1,79
4	13	126,70	758	46	1,64
5	16	197,90	724	46	1,57
6	19	285,00	690	46	1,49
7	22	387,90	655	46	1,42
8	25	506,70	620	46	1,34
9	29	641,30	586	46	1,27
10	32	791,70	551	46	1,19
11	35	958,10	482	46	1,04
12	38	1160,00	448	46	0,97
13	41	1338,00	413	46	0,90

Fonte: Adaptado de Owens Corning (2019).

O dimensionamento das vigas de concreto armadas com barras de aço seguiu as recomendações da norma ACI 318 (ACI, 2019), enquanto o dimensionamento com barras de GFRP foi realizado segundo a ACI 440.1R (ACI, 2015). Note-se que para o dimensionamento das barras de GFRP consideraram-se vigas localizadas em região interna, sem contato com solo ou ambientes agressivos, sendo utilizado um coeficiente de redução devido à agressividade ambiental ( $C_E$ ) igual a 0,8.

#### 4 Resultados e discussões

A seguir são apresentados os resultados do dimensionamento para dois cenários: vigas armadas com barras de GFRP, com diâmetros de 6 e 13 mm, as quais foram dimensionadas segundo as recomendações da ACI 440.1R (ACI, 2015); e o segundo com barras de aço CA-50, com diâmetros de 6,3 mm e 12,5 mm, as quais foram dimensionadas segundo a norma ACI 318 (ACI, 2019). Por fim, apresenta-se uma análise de custos para obtenção de barras de GFRP e da armadura convencional de aço.

**Tabela 4 – Identificação das vigas analisadas**

ID	Material	$\phi$ (mm)	nº barras	$\rho_{s,eq}$ (%)	
ACI 440.1R	VG1	GFRP	6	2	0,02
	VG2	GFRP	6	3	0,03
	VG3	GFRP	6	4	0,04
	VG4	GFRP	6	5	0,05
	VG5	GFRP	13	2	0,09
	VG6	GFRP	13	3	0,13
	VG7	GFRP	13	4	0,18
	VG8	GFRP	13	5	0,22
ACI 318	VA1	CA-50	6,3	2	0,09
	VA2	CA-50	6,3	3	0,14
	VA3	CA-50	6,3	4	0,18
	VA4	CA-50	6,3	5	0,23
	VA5	CA-50	12,5	2	0,36
	VA6	CA-50	12,5	3	0,54
	VA7	CA-50	12,5	4	0,72
	VA8	CA-50	12,5	5	0,90

Fonte: Autoria própria (2020)

##### 4.1 Comparação entre barras de aço e GFRP quanto a capacidade resistente e modo de ruptura

A Tabela 5 e a Figura 7 apresentam os valores do momento resistente ( $M_u$ ) e a previsão do modo de ruptura das vigas obtidos com o uso de barras de GFRP e de aço.

**Tabela 5** – Resultados de momento resistente ( $M_u$ ) e modo de ruptura das vigas

ID	Material	$\phi$ (mm)	n° barras	$\rho_{s,eq}$ (%)	$M_n$ (kN.m)	$\phi$	$M_u$ (kN.m)	Modo de ruptura esperado	
ACI 440.1R	VG1	GFRP	6	2	0,02	10,41	0,55	5,72	Ruptura do FRP
	VG2	GFRP	6	3	0,03	15,61	0,55	8,58	Ruptura do FRP
	VG3	GFRP	6	4	0,04	20,81	0,55	11,45	Ruptura do FRP
	VG4	GFRP	6	5	0,05	26,01	0,55	14,31	Ruptura do FRP
	VG5	GFRP	13	2	0,09	40,35	0,55	22,19	Ruptura do FRP
	VG6	GFRP	13	3	0,13	45,87	0,63	28,95	Dimensionamento balanceado
	VG7	GFRP	13	4	0,18	57,29	0,65	37,24	Esmagamento do concreto
	VG8	GFRP	13	5	0,22	63,32	0,65	41,15	Esmagamento do concreto
ACI 318	VA1	CA-50	6,3	2	0,09	8,48	0,9	7,63	Escoamento do aço
	VA2	CA-50	6,3	3	0,14	12,63	0,9	11,36	Escoamento do aço
	VA3	CA-50	6,3	4	0,18	16,72	0,9	15,05	Escoamento do aço
	VA4	CA-50	6,3	5	0,23	20,76	0,9	18,68	Escoamento do aço
	VA5	CA-50	12,5	2	0,36	31,66	0,9	28,50	Escoamento do aço
	VA6	CA-50	12,5	3	0,54	46,17	0,9	41,55	Escoamento do aço
	VA7	CA-50	12,5	4	0,72	59,78	0,9	53,80	Escoamento do aço
	VA8	CA-50	12,5	5	0,90	72,51	0,9	65,26	Escoamento do aço

Fonte: Autoria própria (2020)

Tendo em vista o uso de taxas de armadura equivalentes similares, as quais foram obtidas com o uso de barras de GFRP com diâmetro de 13 mm e de aço convencional com diâmetro de 6,3 mm, verifica-se capacidades resistentes superiores com o uso de barras de GFRP em relação ao uso de barras convencionais de aço. Assim, diferenças entre 191 e 120% foram observadas com o uso das barras de GFRP em relação as de aço convencional.

Com relação ao modo de ruptura, diferenças são observadas com o uso de barras de aço e de GFRP. Para a seção analisada, o modo de ruptura com o uso de barras de aço é baseado no escoamento da armadura, enquanto com o uso de barras de GFRP a ruína varia entre ruptura do FRP (para o caso da viga armada com apenas 2 barras de GFRP) ao esmagamento do concreto (para o caso das vigas armadas com 4 e 5 barras de GFRP).

Pela análise direta do diâmetro aproximado de 6 mm percebe-se que as que vigas armadas com aço CA-50 apresentam capacidade resistente aproximadamente 30% superior à das vigas armadas com barras de GFRP. Para além disso, verifica-se que os modos de ruptura para as barras de aço convencional continuam sendo baseados no escoamento da armadura, enquanto a com barras de GFRP é baseada na ruptura das barras à tração.

Quando se compara de forma direta os diâmetros de aproximadamente 13 mm nota-se que as vigas armadas com aço CA-50 apresentaram capacidade resistente 30 e 60% superior à apresentada pelas vigas armadas com barras de GFRP. Os modos de ruptura obtidos também apresentaram diferenças, sendo baseados no escoamento da armadura com o uso de barras de aço e passando para ruptura da armadura ou esmagamento do concreto quando se utilizam barras de GFRP.

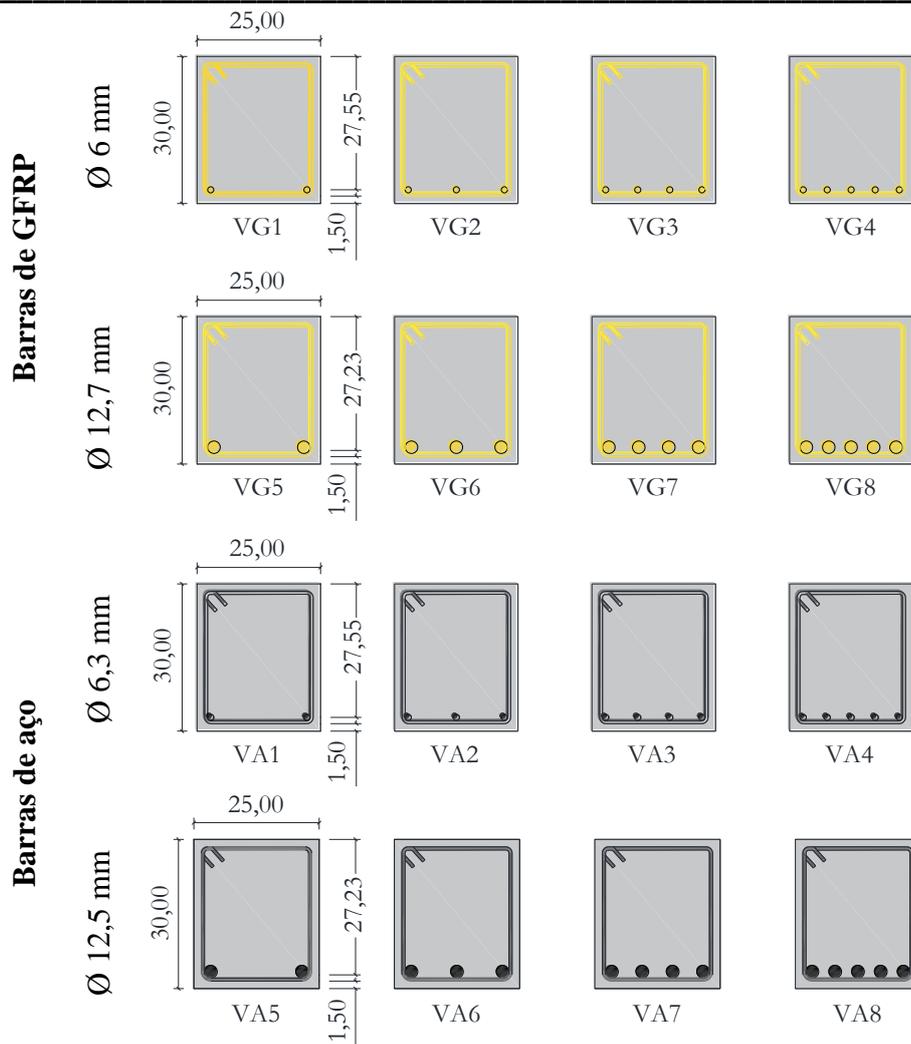


Figura 6. Seções transversais analisadas

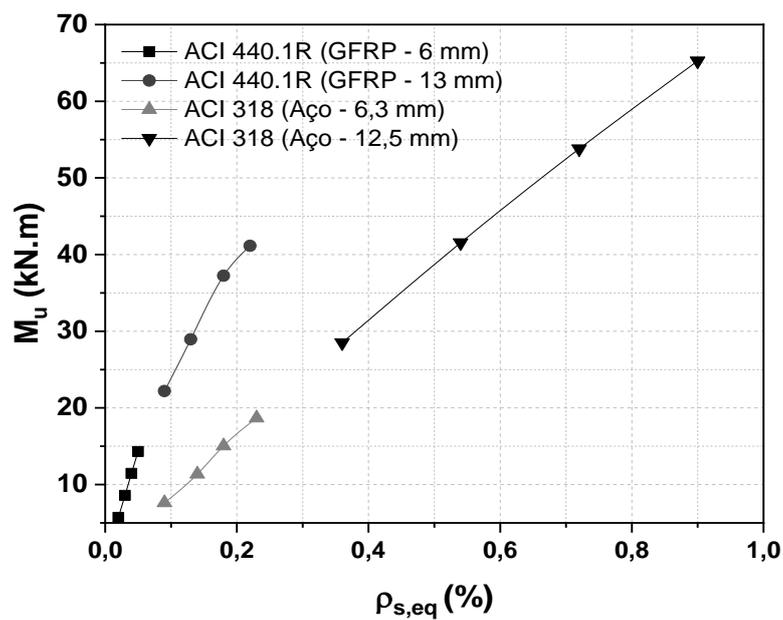


Figura 7. Gráfico do momento resistente em função da taxa de armadura equivalente

.Entretanto, levando-se em conta a densidade dos distintos materiais, é possível afirmar que o peso de uma estrutura armada com barras de GFRP pode ser inferior ao de uma estrutura armada com barras de aço, uma vez que a densidade do GFRP (1200 – 2100 kg/m<sup>3</sup>) é inferior à do aço (7800 kg/m<sup>3</sup>).

Por fim, é necessário avaliar os deslocamentos possível dos elementos armados com FRPs e a taxa de armadura mínima recomendada para a seção transversal viga dado que os deslocamentos verticais, com o uso de barras de GFRP, podem ser maiores e são dependentes do módulo de elasticidade deste material em comparação ao aço convencional.

#### 4.2 Comparação entre barras de aço e GFRP quanto ao custo

Para o levantamento de custos das barras de aço e GFRP, primeiramente foi realizada uma pesquisa de fornecedores na região de São Carlos, interior do Estado de São Paulo, em novembro de 2019. Selecionou-se, para esta análise, fabricante cuja sede situa-se em Rio Claro/SP e com o qual foram cotados os preços das barras de GFRP. Com relação às barras de aço, os preços foram cotados com o fornecedor cuja sede localiza-se na própria cidade de São Carlos/SP, sendo que este fornece barras de aço avulsas ou armadura já montada, pronta para ser utilizada na estrutura. Para esta análise levou-se em conta o diâmetro de 13 mm para as barras de GFRP e de 6,3 mm para as barras de aço.

As barras de aço CA-50 são fornecidas com comprimento de 12 m e, levando-se em conta o diâmetro de 6,3 mm, um custo unitário de R\$ 13,30 foi obtido via orçamento, perfazendo, deste modo, num total de R\$ 1,11 por metro.

Com relação às barras de GFRP, as barras com diâmetro de 13 mm apresentaram custo de R\$ 3,20 + 5% de IPI por metro (valor estimado para pedidos de 20000 m de barras). É importante ressaltar que, segundo informado durante contato com o fornecedor, o custo da barra pode ser reduzido em função do pedido de uma quantidade maior de barras de GFRP.

Comparando-se os custos por metro informados pelos fornecedores, as barras de GFRP apresentam custo três vezes superior ao custo das barras de aço convencionais. Desta maneira, considerando-se apenas os custos em curto prazo, uma estrutura de concreto armada com barras de GFRP apresenta custo inicial superior ao de um elemento armado com barras de aço convencionais. Entretanto, deve-se levar em conta que uma estrutura armada com barras de GFRP, em longo prazo, apresenta menores custos de manutenção uma vez que os FRPs são mais resistentes às condições de agressividade do ambiente. Além disso, soma-se a redução do peso total da estrutura com a utilização de armaduras não metálicas dada a menor densidade do material.

## 5 Conclusões

Este trabalho estudou a substituição das barras de aço por barras de GFRP (fibras de vidro) em estruturas de concreto armado, suas vantagens de desvantagens mecânicas e econômicas. Para isso, foram dimensionadas vigas de concreto armadas com barras de aço e com barras de GFRP a fim de se estudar o modo de ruptura e o momento resistente. Cotações de preços foram realizadas para comparação de custos de execução das estruturas (considerando-se apenas o curto prazo).

Apresentam-se, a seguir, as conclusões deste trabalho:

- Tendo-se em vista o uso de taxas de armadura equivalentes similares e a seção transversal analisada, verifica-se que o uso de barras de GFRP leva a obtenção de capacidades resistentes superiores que variam entre 191 e 120% em relação às de aço convencional;

- Pela análise direta do diâmetro aproximado de 6 mm percebe-se que as vigas armadas com aço CA-50 apresentam capacidade resistente 30% superior à das vigas armadas com barras de GFRP;
- Com relação aos diâmetros aproximados de 13 mm, as vigas armadas com barras de aço CA-50 apresentaram capacidade resistente entre 30 e 60% à obtida com o uso de armadura de GFRP;
- O modo de ruptura das vigas armadas com barras de aço convencionais é baseado no escoamento da armadura, enquanto com o uso de barras de GFRP é baseada na ruptura das barras à tração, no esmagamento do concreto comprimido ou na ruptura simultânea da barra de GFRP e do concreto;
- Os custos de execução das vigas armadas com barras de GFRP, em curto prazo, são maiores do que os custos de execução de vigas armadas com barras de aço. Entretanto, é necessário avaliar os possíveis custos com manutenção das estruturas, dado que as vigas armadas com barras de GFRP são mais resistentes às condições de agressividade do ambiente e apresentam menores custos de manutenção quando se leva em conta a vida útil de projeto das estruturas de concreto armado; e
- É necessário avaliar a viabilidade econômica quando da utilização de barras de GFRP pois, quanto maior o número de barras, menores são os custos associados à sua aquisição.

Ressalta-se que neste trabalho não foram verificados os Estados Limites de Serviço, relacionados aos deslocamentos verticais e abertura de fissuras das vigas. Entretanto, é necessário que se avalie este Estado Limite, sendo levadas em consideração as limitações de deslocamento e armadura mínima recomendada para a viga dimensionada uma vez que, devido ao menor módulo de elasticidade do material, a utilização do GFRP como armadura poderá conduzir a maiores deslocamentos verticais.

## Referências

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI COMMITTEE 440.R. Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures**. Farmington Hills, 2007.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI COMMITTEE 440.1R. Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars**. Farmington Hills, 2015.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318. Building code requirements for reinforced concrete**. Farmington Hills, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro, 2014.

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

OWENS CORNING. Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) Rebar – Aslan 100 series. Acessado em 30/11/2019. Web Page <http://aslanfrp.com/resources/Aslan-100-GFRP-Rebar-data-sheet.pdf>.

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

---

PILAKOUTAS, K.; NEOCLEOUS, K.; GUADAGNINI, M.; MATTHYS, S. Design guidelines for FRP reinforced concrete structures. **Structures and buildings**, v. 164, p. 255-263, 2013.

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

WANG, H.; BELARBI, A. Flexural Behavior of Fiber-Reinforced Concrete Beams Reinforced with FRP Rebars. In: **International Symposium of Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures**, 7., v. 230, p. 895-914, Kansas, 2005.