

COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADAS COM BARRAS DE FIBRA DE VIDRO (GFRP)

BEHAVIOR OF CONCRETE BEAMS REINFORCED WITH GFRP BARS

Alex Alves Bandeira (1); Alfonso Pappalardo Junior (2); Simão Prizskulnik (3)

(1) Professor, Laboratório de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil Escola de Engenharia da Universidade Presbiteriana Mackenzie. email: alex_bandeira@terra.com.br

(2)

(3) Professor, Laboratório de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil Escola de Engenharia da Universidade Presbiteriana Mackenzie. email: alfonso@mackenzie.com.br

(3) Professor, Laboratório de Ensaios de Materiais, Departamento de Engenharia Civil Escola de Engenharia Universidade Presbiteriana Mackenzie. email: prisz@mackenzie.com.br

Rua da Consolação, 930, Prédio 6, CEP 01302-907
São Paulo, SP – Brasil

Resumo

Este trabalho apresenta pesquisa experimental para a verificação do comportamento à flexão de vigas compostas de concreto e barras de fibras de vidro. Os modelos experimentais desenvolvidos neste trabalho foram submetidos ao ensaio de flexão, utilizando-se uma combinação de barras de aço para os estribos, e barras de material compósito reforçado com fibras de vidro para as armaduras de flexão. As peças foram suficientemente armadas transversalmente para não apresentassem ruína por tração diagonal, e de modo que a ruptura fosse governada pela capacidade resistente à flexão. A partir da variação da taxa mecânica das barras de fibras de vidro, pode-se verificar a ruína das peças para várias posições da linha neutra. Diante de tais constatações, pode-se validar os coeficientes de segurança propostos pela norma americana para os materiais compósitos produzidos no Brasil.

Palavras-Chave: concreto armado; materiais compósitos; barras fibra de vidro, pultrusão, ruptura flexão

Abstract

This work presents an experimental research for the verification of the behaviour of concrete beams reinforced with glass-fiber-reinforced polymer bars. The experimental assessment of the structural response for beams elements developed in this work were submitted to bending test being used a combination of steel bars for the stirrups, and glass-fiber-reinforced polymer bars for bending reinforcement. The shear reinforcement of the specimens were sufficiently to prevent diagonal crack, in order that the rupture would be governed by the flexural capacity. Starting from the variation of the reinforcement ratio of glass fibers bars, the failure of the pieces can be verified for several positions of the depth of compression zone. Due to such verifications, can be validated the safety's coefficients proposed by the American Concrete Institute code for the composites material produced in Brazil.

Keywords: reinforced concrete; composites materials; glass fiber bars; pultrusion; bending rupture

1 Introdução

1.1 Considerações iniciais

Este trabalho apresenta o estudo de comportamento à flexão de vigas de concreto armadas com barras de fibras de vidro (GFRP). Será mantida a designação da norma ACI 440 (2003), por falta de uma regulamentação brasileira, do termo GFRP (*Glass-Fiber-Reinforced Polymer*) referido às barras produzidas com materiais compósitos reforçados com fibras de vidro. Embora se pudessem estabelecer recomendações de projeto baseadas nas normas americana (ACI 440, 2003), canadense e japonesa, o mercado brasileiro ainda não dispõe comercialmente de barras de GFRP.

Os princípios de dimensionamento à flexão de vigas de concreto armadas com barras de fibras de vidro seguem os mesmos estabelecidos nas normas internacionais que regulamentam o dimensionamento de estruturas de concreto armadas com barras de aço. Tais princípios, baseados no Estado Limite Último, devem conferir utilidade à peça de modo que sua ruptura seja avisada.

O dimensionamento à flexão de vigas de concreto armadas com barras de fibras de vidro deve levar em consideração o comportamento mecânico dos materiais envolvidos. No caso das barras de fibras de vidro observa-se, mediante o ensaio de tração uniaxial, a ocorrência de ruptura brusca associada a um alongamento significativo. Logo, a eminência de colapso do elemento estrutural se caracteriza por intenso alastramento das fissuras seguido de uma ruptura catastrófica.

Ao contrário das vigas de concreto armadas com barras de aço, não é de se esperar das vigas de concreto armadas com barras de fibras de vidro um comportamento dúctil. No entanto, para peças dimensionadas de modo que a falência da mesma ocorra por esmagamento do concreto (Domínios 3 e 4) exibem um certo comportamento plástico com maiores deformações associadas, sendo a ruptura progressiva menos catastrófica (MACHADO,2002).

1.2 Aplicações correntes

A matriz, constituída por resina polimérica, é álcali resistente, para não sofrer os efeitos deletérios devidos ao ataque de álcalis contidos do cimento. Dependendo da formulação da matriz, as barras GFRP podem resistir à deterioração por fogo, ataque químico, salinidade, gelo e degelo e umidade. Deste modo, a utilização de barras de GFRP surge como uma alternativa de armação de vigas de concreto expostas a: (a) meios fortemente agressivos (tanques industriais, galvanoplastia, indústria de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústria química), (b) brisa marítima (plataformas, portos) (c) campos eletromagnéticos (unidades médicas de tratamento por ressonância magnética) não ocorrendo interferência de campo.

1.3 Processo de produção

Os conhecimentos técnicos acumulados pelos países que detêm esta tecnologia permitem melhorar o desempenho mecânico das barras produzidas, devido ao estreito relacionamento entre a indústria e os centros de pesquisas na área. Assim, para obter uma geometria superficial complexa, essencial para a aderência das mesmas ao concreto, as barras devem ser manufaturadas segundo diferentes processos.

As barras são produzidas pelo processo da pultrusão, que combina injeção e extrusão das fibras de vidro. Este é um processo contínuo de fabricação de perfis lineares de

seção transversal constante. Inicialmente, as fibras imergem num reservatório contendo a matriz (resina polimérica) e, em seguida, o material impregnado é puxado através da unidade térmica, que consiste num molde de metal aquecido que dá a forma à seção transversal, mostrada na Figura 1. Ao longo do processo, a resina cura e a barra é enrolada em bobinas.

Os equipamentos necessários para a produção das barras GFRP ocupam um espaço muito reduzido. Tal fato permite a instalação de pequenas indústrias produtoras deste material para armação concreto estrutural, sem prejuízo do meio ambiente. A impossibilidade de se conformar pequenas saliências, entalhes ou impressões na superfície das barras é inerente ao próprio processo de fabricação que se limita à produção de barras com seção transversal constante, além do fato que a máxima eficiência da fibra é obtida quando as fibras de vidro estiverem totalmente estiradas. Tal fato deve ser contornado, pois a aderência mecânica é fundamental para o comportamento conjunto entre o concreto e a barra FRP.

As pesquisas experimentais permitem sugerir melhorias no comportamento mecânico (resistência à tração, fadiga, aderência mecânica, deformação lenta) das barras produzidas. Tais pesquisas servirão de estímulo aos fabricantes nacionais para desenvolvimento de técnicas complexas e moldes para conformação superficial.



Figura 1 – Unidade térmica do processo de pultrusão e reservatório de imersão
(Fonte: acervo particular da empresa WINCRET)



Figura 2 – Dispositivo de retesamento das fibras e bobinas de estocagem
(Fonte: acervo particular da empresa WINCRET)

2 Materiais constituintes

2.1 Concreto

Para a moldagem das vigas, empregou-se concreto de traço em massa 1,000 (aglomerante total) : 2,316 (agregado total) : 0,390 (relação água / aglomerante total) : 0,0013 (aditivo superplastificante).

O aglomerante total foi composto com 92,64% em massa de cimento Portland de alto forno CP III-40 e 7,36% em massa de sílica ativa.

O agregado total foi constituído-se de 32,80% de areia natural quartzosa procedente de Bofete – SP e 67,20% de pedrisco calcário. A areia natural apresentou dimensão máxima característica de 2,36 mm e módulo de finura de 2,08. O pedrisco, por sua vez, apresentou dimensão máxima de 9,5 mm e módulo de finura de 3,68.

Com o concreto empregado, moldaram-se corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura para serem ensaiados à compressão axial, tendo sido obtidos os seguintes resultados:

Tabela 1 – Evolução da resistência à compressão do concreto em função do tempo de cura

Idade (dias)	Corpo-de-prova nº	Resistências à compressão (MPa)	
		Individual	Média
1	1	12,7	12,6
	2	12,5	
2	3	24,1	23,2
	4	22,3	
3	5	29,3	28,6
	6	27,9	
7	7	30,0	31,0
	8	32,0	
14	9	33,7	36,3
	10	38,8	

O monitoramento do aumento da resistência à compressão do concreto, resumido na Tabela 1, permite definir a data do ensaio de ruptura à flexão de cada uma das vigas, uma vez que o dimensionamento exige resistências distintas, conforme indica a figura 11.

O comportamento mecânico do concreto à compressão é não-linear, conforme indicado na figura 3, correspondente à degradação do material à medida que aumenta o nível de tensão por conta do fenômeno do fissuração. A deformação última das barras de concreto é da ordem de 0,35% que indica a fragilidade do material. Quanto ao módulo de elasticidade, também exibe características não-lineares, será dependente do nível de tensão que está associado ao grau de fissuração do corpo-de-prova. As normas definem diferentes tipos de módulos de elasticidade que diferem pelo método pelo qual eles são determinados (secante, tangente inicial, corda).

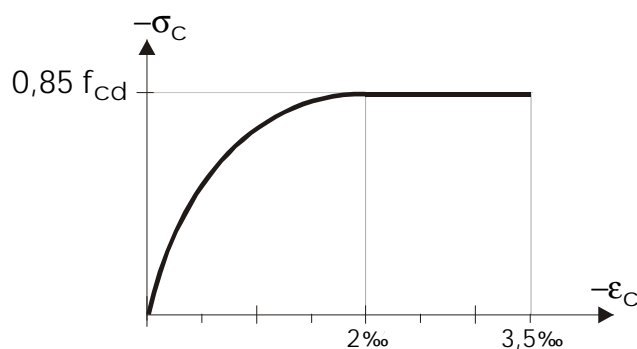


Figura 3 – Diagrama tensão-deformação teórico para o concreto comprimido (NBR 6118, 2004)

2.2 Barras GFRP

O comportamento mecânico das barras de GFRP difere muito daquele observado nas barras de aço. Tais diferenças são mostradas na figura 4 que apresenta as curvas tensão-deformação teórica para o aço e experimental para o GFRP. Em relação ao módulo de elasticidade pode-se afirmar que as barras de GFRP apresentam um valor 4 vezes menor daquele observado para as barras de aço. A deformação última das barras de GFRP é compatível com a deformação convencional utilizada para o concreto armado com barras de aço. Neste nível de deformação evidencia-se um estado de fissuração avançado, muito além dos limites estabelecidos para flechas e abertura de fissuras.

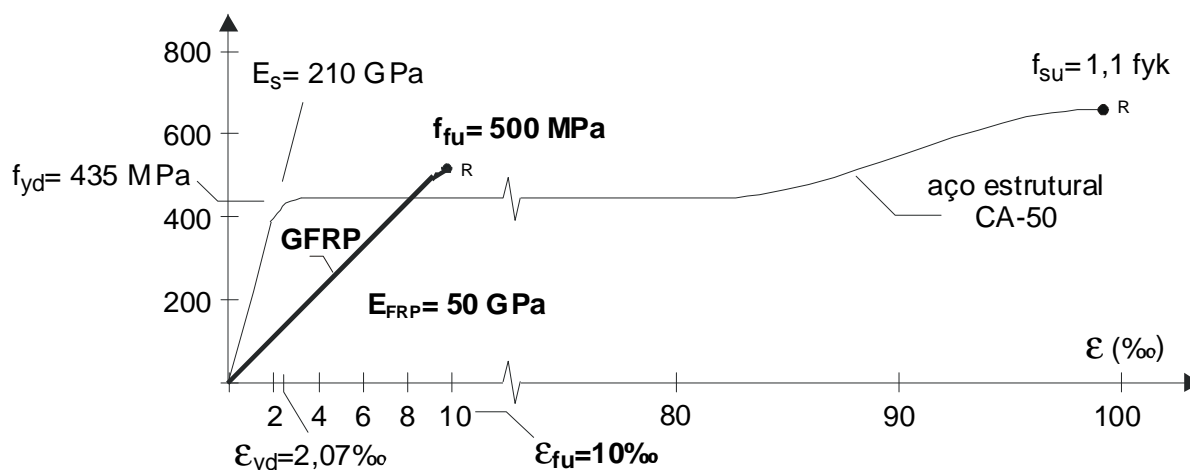


Figura 4 - Diagramas tensão-deformação teórico para o aço e experimental para GFRP

No entanto, para as peças armadas com aço ainda existe uma grande reserva estrutural além deste limite, ao passo que para as peças armadas com GFRP observa-se, neste nível de deformação, a eminência de uma ruptura repentina. Tal comportamento justifica a utilização de fatores de carga reduzidos para as peças armadas com barras de GFRP. A ductilidade das barras de aço é evidente, enquanto que para as barras de GFRP não é observada esta característica que dá lugar a um comportamento frágil. Quanto às resistências de cálculo, elas são praticamente equivalentes, sendo que para o aço é especificada a partir da resistência ao escoamento minorada pelo coeficiente 1,15, enquanto que para o GFRP é obtida a partir da resistência última multiplicada pelo fator de intemperismo igual a $C_E = 0,8$ (ACI 440, 2003).

3 Dimensionamento à flexão

3.1 Analogia com o concreto armado tradicional

Apesar da filosofia de dimensionamento não diferir daquela utilizada tradicionalmente para o concreto armado, algumas adaptações devem ser introduzidas no que tange ao comportamento mecânico das fibras de vidro, que não exibem comportamento dúctil mantendo-se elástico-linear até o limiar da ruptura. Normalmente, as peças em concreto armado são dimensionadas para que se esgote a capacidade resistente da mesma, no Estado Limite Último (ELU), por escoamento plástico excessivo das barras de aço. A imposição do escoamento das barras de aço preceder o esmagamento do concreto permite a manutenção do critério de utilidade da seção.

Por outro lado, as mesmas imposições não podem ser aplicadas às peças de concreto armado com GFRP, pois as barras de GFRP não apresentam comportamento dúctil e poderão acarretar numa ruptura frágil do elemento estrutural. O modo mais desejável de esgotamento da capacidade resistente de vigas de concreto armado com barras de fibras de vidro é aquele decorrente do esmagamento do concreto, que ainda poderá exibir algum comportamento plástico antes da ruptura.

A seguir, são apresentadas as expressões utilizadas no dimensionamento à flexão de vigas de concreto retangulares armadas com barras de GFRP. O dimensionamento apresentado se aplica exclusivamente a seções retangulares, sendo que, para outras seções, não existem confirmações experimentais. Paralelamente, são apresentadas as correlações com a NBR 6118 (2004) que controla o dimensionamento à flexão de vigas de concreto armado com barras de aço.

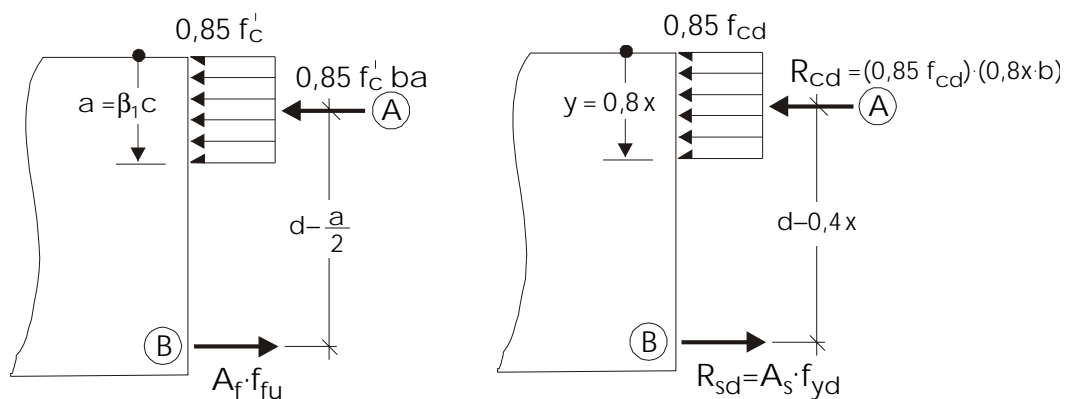


Figura 5 - Resultantes de tensão para o ELU segundo ACI 440 (2003) e NBR 6118 (2004)

A partir da equação de equilíbrio de momentos em torno do ponto (A), mostrado na figura 5, pode-se escrever:

$$M_n = A_f \cdot f_f \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad M_d = A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{0,8x}{2} \right) \quad (\text{Equação 1})$$

que representa o momento resistente da seção. É interessante notar que o aumento da área das barras de GFRP, resistência e altura útil da peça maior será a capacidade resistente da seção. Ao passo que, a medida que se aumenta a profundidade da linha neutra menor será a capacidade portante da peça. A equação de equilíbrio das resultantes de tensão, indicadas na figura 5, é dada por:

$$a = \beta_1 \cdot c = \frac{A_f \cdot f_f}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad y = 0,8x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b} \quad (\text{Equação 2})$$

onde se pode observar que o aumento da área de GFRP implica numa maior profundidade da linha neutra. Por outro lado, o aumento da resistência à compressão do concreto reduz a profundidade da linha neutra. A equação de compatibilidade de deformações, escrita para os domínios de dimensionamento 3 e 4, é dada por:

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\beta_1 d - a)}{a} \quad \varepsilon_s = 3,5 \cdot \frac{(d - x)}{x} \quad (\text{Equação 3})$$

E, finalmente, a equação de equilíbrio de momentos em torno do ponto (B), mostrado na figura 5, é dada por:

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad M_d = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,8x \cdot \left(d - \frac{0,8x}{2} \right) \quad (\text{Equação 4})$$

Define-se a taxa de armadura GFRP como sendo:

$$\rho_f = \frac{A_f}{b \cdot d} \quad \rho_s = \frac{A_s}{b \cdot h} \quad (\text{Equação 5})$$

A partir do diagrama tensão-deformação das barras de GFRP, apresentado na figura 4, pode-se afirmar que o comportamento mecânico da fibras de vidro se mantém praticamente elástico-linear até o limiar da ruptura, conforme observado na figura 4, sendo regido pela Lei de Hooke dada por:

$$\varepsilon_f = \frac{f_f}{E_f} \quad (\text{Equação 6})$$

Introduzindo-se as equações 1, 3 e 6 em 4 e, após algumas manipulações algébricas, chega-se a taxa de armadura balanceada, dada pela expressão:

$$\rho_{fb} = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_{fu}} \cdot \frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{(E_f \cdot \varepsilon_{cu} + f_{fu})} \quad \rho_s = 0,68 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{3,5}{(3,5 + \varepsilon_s)} \quad (\text{Equação 7})$$

definida quando o esmagamento do concreto ocorre simultaneamente com o rompimento das barras de fibras de vidro. Substituindo-se as equações 2 e 6 em 3, chega-se a:

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85 \beta_1 f'_c}{\rho_f} \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu}} - 0,5 E_f \cdot \varepsilon_{cu} \right) \leq f_{fu} \quad (\text{Equação 8})$$

que representa a tensão na fibras de vidro.

O dimensionamento é feito por tentativas ou por métodos de otimização. Inicialmente, adota-se a área das armaduras, constituída pelas barras de GFRP, e se calcula a taxa de armadura, dada pela equação 5 e, em seguida, a tensão nas barras de GFRP, aplicando-se a equação 8. Finalmente, a capacidade nominal à flexão do elemento estrutural é dada pela equação 1, sendo a profundidade da linha neutra previamente calculada utilizando-se a equação 2. A partir deste ponto, calcula-se a taxa de armadura balanceada (equação 7) para determinação dos fatores de carga propostos pelo ACI 440 (2003). Assim, no ELU pode-se escrever:

$$M_u \leq \phi \cdot M_n \quad (\text{Equação 9})$$

onde a solicitação não pode superar capacidade resistente, minorada pelo fator de carga.

Os fatores de carga são apresentados na Figura 6. Observa-se que vigas de concreto armadas com taxas de armadura inferiores a taxa balanceada, apresentam ruptura controlada pelas barras de GFRP e, portanto, sofrem maiores restrições de uso da capacidade nominal, de modo que se afaste suficientemente do risco de uma ruptura frágil e repentina.

Para taxas superiores da taxa balanceada o modo de ruptura é controlado pelo concreto e a peça é dimensionada utilizando fatores de carga maiores que a situação anterior, mas ainda altos em relação aos praticados com o concreto armado convencional. E, além disso, para garantir a deficiência de utilidade, o elemento deve possuir uma reserva estrutural superior àquela utilizada nas estruturas convencionais de concreto armado (MACHADO, 2002).

A NBR 6118 (2004), que regulamenta o dimensionamento de estruturas de concreto armado com barras de aço, impõe que a linha neutra deve estar abaixo do limite $x/d=0,628 \cdot d$, de modo que não se dimensione a peça em regime de superarmação e a ruptura seja controlada pelo concreto.

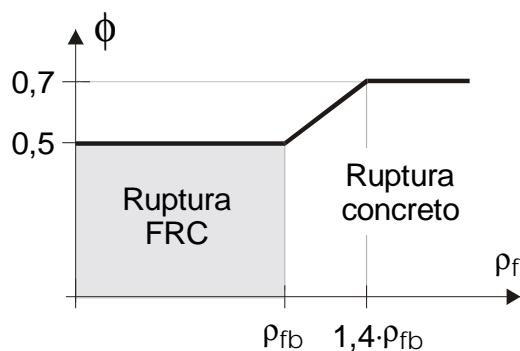


Figura 6 – Fatores de carga em função da taxa de armadura (ACI 440,2003)

Diferentemente do proposto pela NBR 6118 (2004), a norma ACI 440 (2003) aplica fatores de carga maiores para situações de superarmadura, ou seja, deve-se impedir que a ruptura seja controlada pelas barras de GFRP e sim pelo concreto.

A figura 8 apresenta uma comparação entre os fatores de carga (ACI 440, 2003) e a profundidade da linha neutra (NBR 6118, 2004). Observa-se que é desejável que a profundidade da linha neutra esteja acima de $x/d=0,3d$, sem a imposição de um limite superior, como é o caso do concreto armado convencional que se deve atender o critério de ductilidade para $x/d=0,5d$. Porém, no caso de vigas de concreto armadas com barras de GFRP, este mesmo limite foi adotado como um limite econômico de modo a impedir a sub-utilização das barras de GFRP.

4 Requerimentos básicos

4.1 Aderência concreto-GFRP

Três tipos principais de conformação superficial de barras de fibra de vidro são produzidos comercialmente no mercado internacional (MACHADO, 2002). O primeiro deles é um acabamento entalhado muito semelhante àquele das barras de aço nervuradas. O segundo acabamento superficial é obtido pelo envolvimento da superfície com fibras especiais, por exemplo fibras de aramida, em espiral. Neste caso, ocorre um estrangulamento das fibras e, conseqüentemente, perda de eficiência mecânica. E, por último, aquele obtido pela impregnação da superfície das barras por areia. Este é o tipo de acabamento empregado para as barras utilizadas no ensaio, mostradas na figura 7, e corresponde ao mais simples daqueles citados. Impregnou-se com adesivo epoxídico a superfície das barras de GFRP com areia quartzosa de grãos compreendidos entre as peneiras de 1,18 mm e 0,600 mm.

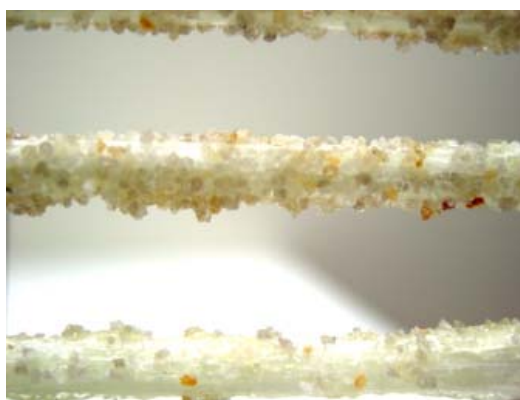


Figura 7 – Superfície das barras de GFRP impregnada com areia

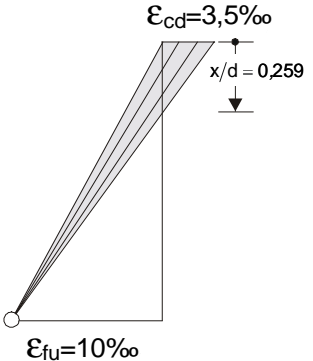
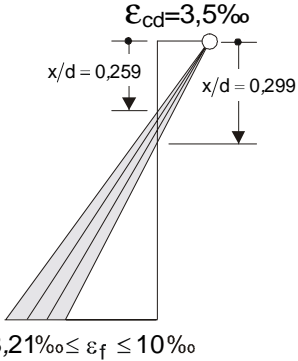
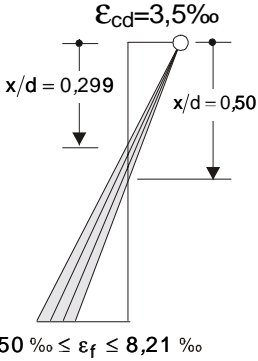
RUPTURA POR ROMPIMENTO DAS FIBRAS	ESMAGAMENTO DO CONCRETO E ROMPIMENTO DAS FIBRAS	RUPTURA POR ESMAGAMENTO DO CONCRETO
<p>Taxa armadura $\rho_f \leq \rho_{fb}$</p> <p>Coeficiente de minoração da resistência da fibra $\phi = 0,50$</p>	<p>$\rho_{fb} < \rho_f < 1,4\rho_{fb}$</p> <p>$0,50 \leq \phi \leq 0,70$</p>	<p>$\rho_f \geq 1,4\rho_{fb}$</p> <p>$\phi = 0,70$</p>
<p>Domínios de Deformação</p>  <p>$\epsilon_{cd} = 3,5\text{‰}$ $x/d = 0,259$</p> <p>$\epsilon_{fu} = 10\text{‰}$</p> <p>Profundidade LN $0 \leq x/d \leq 0,259$</p>	 <p>$\epsilon_{cd} = 3,5\text{‰}$ $x/d = 0,259$ $x/d = 0,299$</p> <p>$8,21\text{‰} \leq \epsilon_f \leq 10\text{‰}$</p> <p>$0,259 \leq x/d \leq 0,299$</p>	 <p>$\epsilon_{cd} = 3,5\text{‰}$ $x/d = 0,299$ $x/d = 0,50$</p> <p>$3,50\text{‰} \leq \epsilon_f \leq 8,21\text{‰}$</p> <p>$0,299 \leq x/d \leq 0,500$</p>

Figura 8 – Tipos de ruptura e domínios de dimensionamento para vigas de concreto armadas com aço (NBR 6118,2004) e fibras de vidro (ACI 440,2003)

4.2 Resistência à compressão

A utilização de concretos de alta resistência permite um pleno aproveitamento da resistência à tração das fibras de vidro. O único inconveniente no uso de concretos de alta resistência é o aumento da fragilidade do material. Observa-se que a ruptura em corpos-de-prova de concreto de altas resistências ocorre de maneira repentina e explosiva.

Por esta razão, o uso de concretos com média resistência são mais adequados para uma melhor utilização da alta resistência das barras de fibras de vidro, além da possibilidade de maior deformabilidade do elemento estrutural. O dimensionamento econômico, que explora a máxima capacidade resistente dos materiais, não deve ser atendido pois a fibra sempre será sub-utilizada, de modo que a reserva estrutural para o colapso controlado pelas barras de GFRP seja grande.

4.3 Ruptura controlada pelo concreto

A capacidade resistente à flexão de vigas de concreto armadas com barras de GFRP é dependente do modo de ruptura ser governado pelo concreto ou pelas barras de GFRP. Pelas razões expostas anteriormente, modo mais desejável de esgotamento da capacidade resistente de vigas de concreto armado com barras de GFRP é aquele decorrente do esmagamento do concreto. Logo, implica afirmar que quanto maior a resistência de concreto menor será a segurança da estrutura e, com isso, menores fatores de carga devem ser aplicados. Por exemplo, se a resistência do concreto for maior daquela especificada, a peça pode passar a apresentar no ELU ruptura por rompimento das fibras (ACI 440, 2003). Neste sentido, o emprego de concretos com média resistência é mais adequado para uma melhor utilização da alta resistência das barras de fibras de vidro, além da possibilidade de deformabilidade do elemento estrutural.

5 Evidências experimentais

5.1 Dimensões das vigas

Serão consideradas neste estudo três vigas de concreto armadas com barras de GFRP. As dimensões da seção transversal, a resistência à compressão e a taxa de armadura foram criteriosamente escolhidas de modo que as peças assumissem três posições distintas da linha neutra no ELU. As posições da linha neutra esperadas compreendem as três situações de ruptura mostradas na figura 8. A primeira, governada pelas barras de GFRP a segunda, compreendida numa zona transitória e a terceira, exclusivamente controlada pelo concreto.

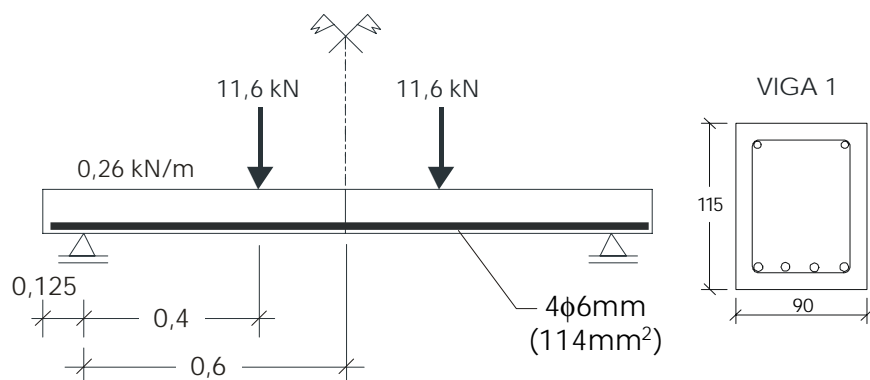


Figura 9a – Esquema estático, dimensões e carregamento da VIGA 1

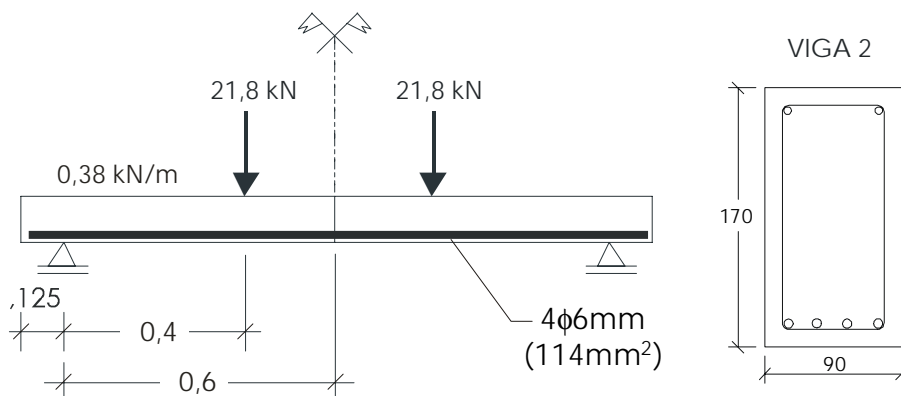


Figura 9b – Esquema estático, dimensões e carregamento da VIGA 2

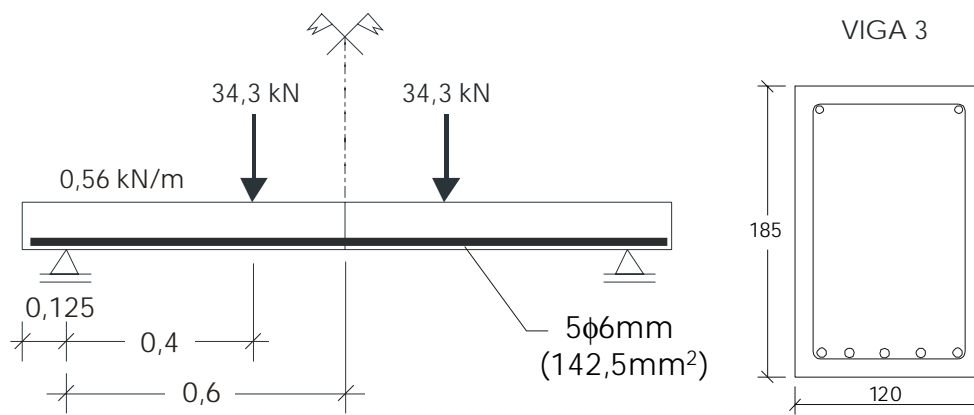


Figura 9c – Esquema estático, dimensões e carregamento da VIGA 3

5.2 Previsões analíticas

As previsões analíticas do comportamento à flexão de vigas de concreto armadas com barras de GFRP são baseadas no modelo de cálculo apresentado na seção 3.

Para a estimativa da capacidade portante das vigas não foram aplicados os fatores de carga recomendados pelo ACI 440 (2003). A figura 10 mostra as armaduras longitudinais (GFRP) e transversais (CA 60) das três vigas ensaiadas. As vigas foram armadas transversalmente com o dobro da capacidade de carga atribuído para a armadura longitudinal, de certo que todas as vigas ensaiadas apresentassem ruína devida à flexão.

A figura 11 apresenta os dados de entrada e a verificação da capacidade nominal das vigas, que serviram de referência para o ensaio realizado. Pode-se observar nesta mesma figura que, intencionalmente, as peças recaem nos três casos apresentados nas figuras 6 e 7.



Figura 10 – Armaduras das vigas: longitudinal (GFRP) e transversal (CA 60)

VIGA 1	VIGA 2	VIGA 3
<p>Dados de entrada</p> $d = 115 - 18 = 97 \text{ mm}$ $f_{cd} = 34 \text{ MPa}$ $\epsilon_{cu} = 0,0035$ $A_f = 114 \text{ mm}^2$ $E_f = 50000 \text{ MPa}$ $f_{fu} = 500 \text{ MPa}$	$d = 170 - 18 = 152 \text{ mm}$ $f_{cd} = 29 \text{ MPa}$ $\epsilon_{cu} = 0,0035$ $A_f = 114 \text{ mm}^2$ $E_f = 50000 \text{ MPa}$ $f_{fu} = 500 \text{ MPa}$	$d = 185 - 18 = 167 \text{ mm}$ $f_{cd} = 38 \text{ MPa}$ $\epsilon_{cu} = 0,0035$ $A_f = 142,5 \text{ mm}^2$ $E_f = 50000 \text{ MPa}$ $f_{fu} = 500 \text{ MPa}$
$\rho_f = \frac{114}{90 \times 97} = 1,31 \%$ $\rho_{fb} = 0,81 \%$ <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">$\rho_f > 1,4 \cdot \rho_{fb} = 1,13 \%$</div> $\phi = 0,7$ $f_f = 476 \text{ MPa}$ $M_n = 4,70 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\rho_f = \frac{114}{90 \times 152} = 0,83 \%$ $\rho_{fb} = 0,7 \%$ <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">$\rho_{fb} < \rho_f < 1,4 \cdot \rho_{fb}$</div> $\phi = 0,6$ $f_f = 562 \text{ MPa}$ $M_n = 8,80 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\rho_f = \frac{142,5}{120 \times 167} = 0,71 \%$ $\rho_{fb} = 0,90 \%$ <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">$\rho_f < \rho_{fb}$</div> $\phi = 0,5$ $f_f = 625 \text{ MPa}$ $M_n = 13,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Figura 11 – Armaduras das três vigas ensaiadas: longitudinal (GFRP) e transversal (CA 60)

5.3 Ensaio à flexão

O ensaio à flexão consiste na aplicação de duas cargas concentradas nos terços do vão de 120 centímetros. As cargas foram aplicadas lenta e progressivamente.

A figura 9 mostra os pontos de aplicação e as intensidades das cargas concentradas, que levam as vigas a atingir o momento nominal (sem minoração) apresentado na figura 11. As cargas apresentadas são aquelas que levam cada uma das peças ao ELU.

5.4 Modos de ruptura

Conforme esperado, a VIGA 3 apresentou o modo de ruptura, inicializado por um intensa fissuração no trecho localizado entre as cargas pontuais (figura 12), seguido de uma ruptura catastrófica (figura 13). Embora todas tiveram falência brusca, pois no instante que o concreto esmaga, pois as tensões nas barras de GFRP aumentam significativamente, levando-as, imediatamente, ao rompimento.



Figura 12 - Alastramento das fissuras no trecho de momento constante



Figura 13 - Modo de ruptura catastrófica controlado pelas barras de GFRP

As barras de GFRP das vigas apresentaram desfibramento que comprova a eficiência do acabamento superficial com impregnação da areia e da resina aplicada, que também é confirmada pelo padrão difuso de fissuração no trecho central. Tal providência garantiu a resistência de aderência entre o concreto e as barras de GFRP até a ruína das peças.



Figura 14 - Rompimento das barras de GFRP

5.5 Interpretação dos resultados

A tabela 2 apresenta as cargas estimadas de colapso e as cargas de ruptura. As cargas estimadas foram calculadas no item 5.2 e representadas no esquema estático dado na

Figura 9. Observa-se que a melhor previsão foi verificada na análise da VIGA 1. Nesta peça, sendo a ruptura controlada pelo concreto, o fator de carga a ser aplicado é $\phi=0,7$, que induz a uma confiabilidade maior em relação às outras peças. Verifica-se na figura 15 que esta peça apresentou uma deformabilidade maior associada a ruína, em relação às outras peças. O limite de carga indicado na mesma figura, que representa a carga nominal ponderada pelo fator de carga, está adequado pois, a partir dele, a peça apresenta uma queda significativa de rigidez. Deve-se lembrar que os critérios de verificação de flechas, levando-se em conta a deformação lenta do concreto, são preponderantes no dimensionamento. A flecha limite estimada para as vigas vale $f_{lim}=5mm$, que corresponde a quantidade $L/250$ sendo L o vão livre. Observa-se, mediante a análise da figura 15, que a flecha limite é atingida muito aquém do limite de carga proposto pelo ACI 440 (2003). As curvas apresentadas nas figuras 15 a 17 foram suavizadas, pois a curva real apresenta pequenos patamares em cada estágio de carregamento, decorrentes da formação de fissuras nas peças.

Tabela 2 - Cargas de ruptura analítica e experimental

VIGA	Carga estimada (kN)	Carga de ruptura (kN)	Diferença (%)
1	23,20	23,00	1%
2	43,60	35,00	20%
3	68,60	56,00	18%

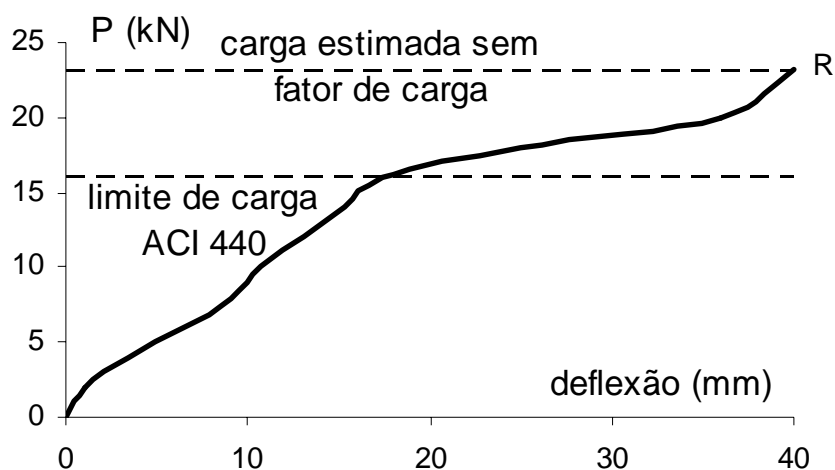


Figura 15 - Curva carga x deflexão PEÇA 1

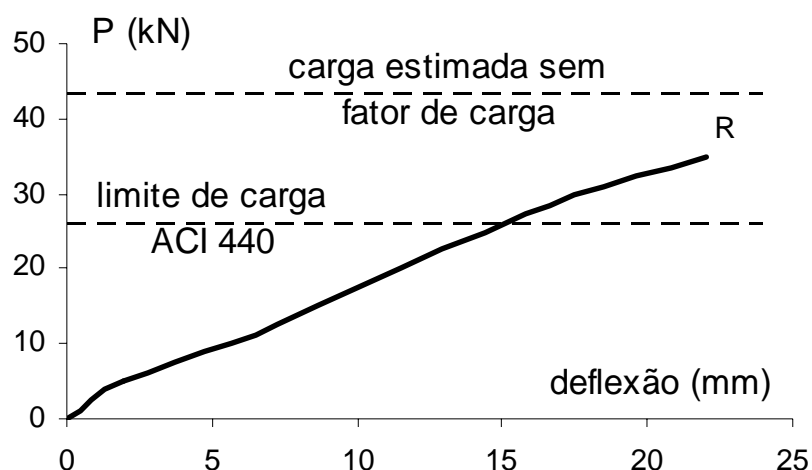


Figura 16 - Curva carga x deflexão PEÇA 2

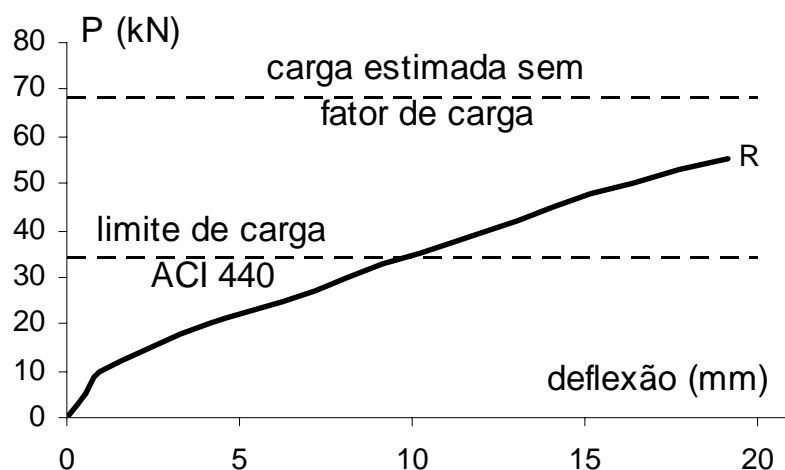


Figura 17 - Curva carga x deflexão PEÇA 3

As previsões das cargas de ruptura para as VIGA 2 e VIGA 3 não foram atingidas, sendo que as cargas verificadas no ensaio são cerca de 20% menores. Os fatores de carga a ser aplicados valem, respectivamente, $\phi=0,6$ e $\phi=0,5$, sendo que esta última sofre uma maior limitação de carga pois a ruptura é controlada pelas barras de GFRP. A VIGA 3 é menos confiável que as demais devido às incertezas ligadas à aderência entre os materiais e a resistência de rompimento das fibras. O limite de carga indicado na mesma figura 17 está adequado, e próximo do carregamento que leva a VIGA 3 a apresentar a flecha limite de $f_{lim}=5\text{mm}$.

6 Conclusões

A eficiência do acabamento superficial com impregnação da areia com adesivo epoxídico, aplicados superficialmente, garantiu a resistência de aderência entre o concreto e as barras de GFRP, e concorreu para que não ocorresse deslizamento relativo até a ruína das peças.

Dentre as três peças ensaiadas, a peça em que o concreto governa a ruptura é mais confiável podendo-se predizer com mais acuidade o seu comportamento. Por outro lado, na peça em que a ruptura é governada pelas barras de GFRP, as previsões foram

otimistas e não corresponderam à realidade. Dentre as incertezas envolvidas no modo de ruptura controlado pelas barras de GFRP pode-se destacar a perda de garantia de aderência entre a barra de GFRP e o concreto e a efetiva resistência a tração que a barra atinge.

Os fatores de carga apresentados pela norma ACI 440 (2003) são adequados para os concretos produzidos no Brasil e dimensionados segundo a NBR 6118 (2004).

O alto preço das matérias-primas envolvidas na fabricação das barras de GFRP, normalmente importadas, impedem que este uso ganhe competitividade junto ao mercado nacional.

Agradecimentos

À Diretoria e à Coordenação do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Presbiteriana Mackenzie.

À WINCRET Designer Concrete Products pelo fornecimento das barras de GFRP.

À Concreto Engemix pelo fornecimento dos agregados e do cimento Portland Votoran de alto forno CP III-40.

À Elkem Micossílica pelo fornecimento da sílica ativa.

À Otto Baumgart pelo fornecimento do aditivo Adiment Premium.e do adesivo epoxídico Compound S200.

Ao Laboratorista José Carlos Sobrinho e ao Auxiliar de Laboratório José Maria da Silva do Laboratório de Materiais de Construção e ao Laboratorista Abner Cabral Neto do Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Presbiteriana Mackenzie.

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6118:2003. **Projeto de Estruturas de Concreto. Procedimento.** Rio de Janeiro, ABNT, 2004.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI 440:R03. **Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars.** ACI Committee 440, 2003.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990.** London, Thomas Telford, 1993.

MACHADO, A. P.. **Reforço de estruturas de concreto armado com fibras de carbono: características, dimensionamento e aplicação.** São Paulo, PINI, 2002.