



Resistência de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Polímeros Reforçados com Fibras Protendidos pela Técnica EBR

Mariana Pedrosa¹, Mayra Perlingeiro², Luiz Carneiro³

¹Universidade Federal Fluminense / Programa de Pós-Graduação em Eng^a Civil / mspedrosa@id.uff.br

²Universidade Federal Fluminense / Programa de Pós-Graduação em Eng^a Civil / mayraperlingeiro@id.uff.br

³Universidade Federal Fluminense / Programa de Pós-Graduação em Eng^a Civil / luizcarneiro@id.uff.br

Resumo

Este trabalho tem por objetivo apresentar considerações sobre o cálculo da resistência à flexão de vigas de concreto armado reforçadas com polímeros reforçados com fibras (PRF) protendidos com o uso da técnica EBR, que consiste na colagem do material de reforço na face externa tracionada destas vigas. Para tal, foram utilizados dados de uma viga de concreto armado reforçada ensaiada por PEREIRA (2024). Apresenta-se um método de dimensionamento à flexão de vigas de concreto armado reforçadas com PRF protendidos pela técnica EBR, que teve por base recomendações da norma ABNT NBR 6118 (2023) e dos guias ACI 440.4R-04 (2004) e ACI 440.2R-17 (2017). Constatou-se que, para estes dados coletados, o método de dimensionamento à flexão proposto foi eficiente, pois a resistência experimental da viga reforçada foi praticamente igual à teórica.

Palavras-chave

Resistência à flexão; Vigas de concreto armado; Reforço protendido; Polímeros reforçados com fibras; Técnica de reforço EBR.

Introdução

Vigas de concreto armado podem ser reforçadas com o emprego de polímeros reforçados com fibras (PRF) por meio da técnica *externally bonded reinforcement* (EBR), na qual o reforço é colado na sua face externa tracionada e cujo processo de instalação deste tipo de reforço é relatado no código ACI 440.2R-17 (2017).

A técnica EBR conduz o material de reforço à exposição ao meio ambiente, ou seja, este fica susceptível a impactos ambientais, danos mecânicos, incêndios e vandalismo, além de ser propenso a se soltar do substrato de concreto. Por conta disto, o material de reforço deve ser protegido por meio do uso de camada de proteção e possuir nas suas extremidades sistema de ancoragem.

Os materiais PRF apresentam resistência à tração superior à do aço e concreto, mas podem não atingir sua capacidade última na ruptura de vigas reforçadas. Com o objetivo de aumentar a resistência da viga reforçada por meio de um melhor aproveitamento da resistência do reforço, é sugerida a imposição de um estado prévio de tensões no PRF com o uso da sua protensão.

Nesse contexto, o presente artigo apresenta um método de cálculo da resistência à flexão de vigas reforçadas pela técnica EBR com PRF protendido, baseando-se nos preceitos apresentados pelos códigos ACI 440.4R-04 (2004) e ACI 440.2R-17 (2017). Tais conceitos foram compatibilizados com as orientações da norma ABNT NBR 6118 (2023).

Um exemplo de cálculo é detalhado e baseado no experimento de PEREIRA (2024) em viga de concreto armado reforçada com lâmina de polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) protendida em cerca de 30% da resistência à tração do material.

Dimensionamento do Reforço EBR Protendido

O cálculo da resistência de vigas de concreto armado reforçadas à flexão pela técnica EBR com materiais PRF protendidos baseia-se na monoliticidade da sua seção transversal, na compatibilidade entre deformações dos seus materiais e no equilíbrio entre forças internas na sua seção transversal. Além disso, é considerado o efeito da protensão do material de reforço, cuja deformação inicial de tração é levada em conta neste cálculo.

A seguir, mostram-se as etapas de cálculo para o estado inicial de carregamento e para o estado limite último de vigas de concreto armado reforçadas à flexão pela técnica EBR com materiais PRF protendidos, cujos preceitos estão incluídos nos códigos ACI 440.4R-04 (2004) e ACI 440.2R-17 (2017) e foram compatibilizados com as orientações da norma ABNT NBR 6118 (2023).

No estado inicial de carregamento, considera-se que o material de reforço é tracionado, por meio de uma força de puxada inicial imposta pelo aparelho de tração, ancorado com o uso de sistema de fixação e aderido à viga por meio de cola, originando neste material uma deformação de protensão inicial ($\epsilon_{fp,i}$), equivalente ao seu nível de protensão.

Porém, perdas de protensão ocorrem, expressas pela deformação de perdas de protensão no material de reforço ($\epsilon_{fp,pp}$), reduzindo $\epsilon_{fp,i}$ até a deformação de protensão efetiva ($\epsilon_{fp,ef}$), conforme Equação 1.

$$\epsilon_{fp,ef} = \epsilon_{fp,i} - \epsilon_{fp,pp} \quad (1)$$

Pelo fato do material de reforço apresentar comportamento elástico, é possível estimar sua tensão de protensão efetiva ($\sigma_{fp,ef}$), conforme mostrado na Equação 2, em que E_{fp} é o módulo de elasticidade do material de reforço.

$$\sigma_{fp,ef} = E_{fp} \times \epsilon_{fp,ef} \quad (2)$$

A tensão $\sigma_{fp,ef}$ atuante provoca uma força normal de compressão ($N_{fp,ef}$) no nível do centro de gravidade do reforço. Esta força normal é calculada em função da área do material de reforço (A_{fp}), de acordo com a Equação 3.

$$N_{fp,ef} = \sigma_{fp,ef} \times A_{fp} \quad (3)$$

Ao transportar a força normal $N_{fp,ef}$ para nível do centro de gravidade da viga, conforme ilustrado na Figura 1, origina-se um momento fletor devido à excentricidade do material de reforço ($M_{fp,exc}$), dado pela Equação 4, sendo a excentricidade do material de reforço (e_{fp}) expressa na Equação 5.

$$M_{fp,exc} = N_{fp,ef} \times e_{fp} \quad (4)$$

$$e_{fp} = d_{fp} - y_{cg} \quad (5)$$

onde d_{fp} é a altura útil do material de reforço e y_{cg} é a altura do centro de gravidade da seção transversal da viga.

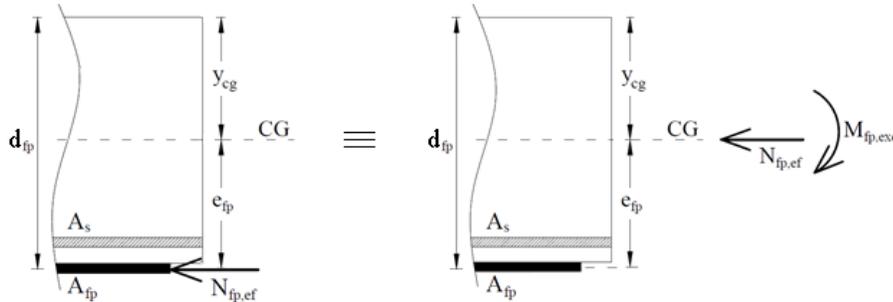


Figura 1 – Atuação da força normal $N_{fp,ef}$ na seção da viga reforçada.

Ao mesmo tempo em que o momento fletor de protensão devido à excentricidade do reforço traciona a face superior da viga, o peso próprio da viga origina um momento fletor positivo que atua no sentido contrário. Sendo assim, o peso próprio de uma viga biapoiada (g_{pp}) e seu respectivo momento fletor (M_g) podem ser calculados pelas Equações 6 e 7, onde γ_{ca} é o peso específico do concreto armado, A_c é a área total da seção transversal da viga e L_{ef} é o vão efetivo da viga reforçada.

$$g_{pp} = A_c \times g_{ca} \quad (6)$$

$$M_g = (g_{pp} \times L_{ef}^2)/8 \quad (7)$$

Portanto, o momento fletor atuante na viga reforçada antes da imposição de carga externa ($M_{fp,0}$) é dado pela Equação 8.

$$M_{fp,0} = M_{fp,exc} - M_g \quad (8)$$

A Figura 2 ilustra a distribuição de tensões atuantes na viga reforçada devido à ação do momento fletor $M_{fp,0}$ e da força normal $N_{fp,ef}$. A partir desta figura, considerando que a viga ainda não se encontra fissurada (ou seja, a altura da linha neutra se encontra no nível do centro de gravidade da seção transversal da viga), a tensão normal de tração atuante no bordo superior da viga de concreto ($\sigma_{ct,0}$) pode ser calculada pela Equação 9, na qual I_c é o momento de inércia da seção transversal cheia da viga. A tensão $\sigma_{ct,0}$ deve ser menor que a resistência à tração indireta do concreto na flexão ($f_{ct,f}$), cujo valor é recomendado pela norma ABNT NBR 6118 (2023) e dado pelas Equações 10 e 11.

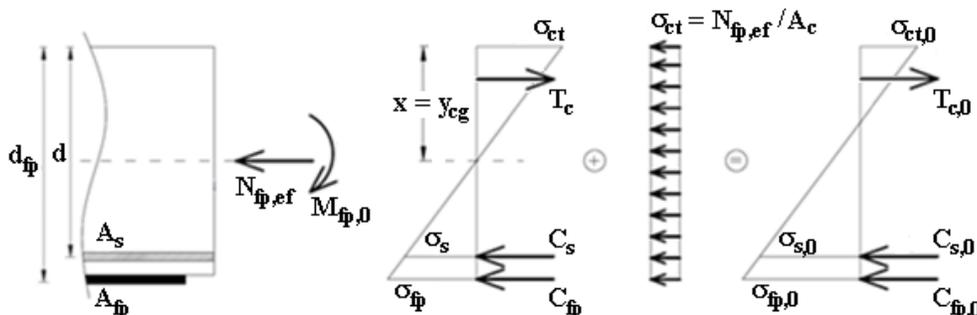


Figura 2 – Distribuição de tensões ao longo da seção da viga reforçada devido a $N_{fp,ef}$ e $M_{fp,0}$.

$$\sigma_{ct,0} = -(M_{fp,0} \times y_{cg}) / I_c + N_{fp,ef} / A_c \quad (9)$$

$$f_{ct,f} = (0,3 \times f_{ck}^{2/3}) / 0,7, \text{ para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (10)$$

$$f_{ct,f} = \{2,12 \times \ln[1 + 0,1 \times (f_{ck} + 8)]\} / 0,7, \text{ para concretos com } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (11)$$

onde f_{ck} é a resistência característico do concreto à compressão em MPa.

As Equações 12 e 13 apresentam a tensão normal de compressão e a deformação atuante na armadura longitudinal interna da viga reforçada, onde E_s é o módulo de elasticidade do aço, d é a altura útil da viga e α_e é a relação entre o módulo de elasticidade do aço da armadura longitudinal interna (E_s) e o módulo de deformação secante do concreto (E_{cs}), que de acordo com a norma ABNT NBR 6118 (2023) é expresso pelas Equações 14 a 17.

$$\sigma_{s,0} = -[M_{fp,0} \times (d - y_{cg}) \times \alpha_e] / I_c - N_{fp,ef} / A_c \quad (12)$$

$$\varepsilon_{s,0} = \sigma_{s,0} / E_s \quad (13)$$

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci} \quad (14)$$

onde:

$$\alpha_i = (0,8 + 0,2 \times f_{ck} / 80) \geq 1,0 \quad (15)$$

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \times f_{ck}^{0,5}, \text{ para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (16)$$

$$E_{ci} = \alpha_E \times 21500 \times (f_{ck} / 10 + 1,25)^{1/3}, \text{ para concretos com } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (17)$$

sendo $\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio, $1,0$ para granito e gnaiss, $0,9$ para calcário, e $0,7$ para arenito.

A tensão normal e a deformação atuantes no material PRF da armadura de reforço são dadas pelas Equações 18 e 19, respectivamente, onde α_{ef} é a relação entre o módulo de elasticidade do material PRF da armadura de reforço (E_{fp}) e o módulo de deformação secante do concreto.

$$\sigma_{fp,0} = -[M_{fp,0} \times (d_{fp} - y_{cg}) \times \alpha_{ef}] / I_c - N_{fp,ef} / A_c \quad (18)$$

$$\varepsilon_{fp,0} = \sigma_{fp,0} / E_{fp} \quad (19)$$

Após a protensão do reforço, levando-se em conta as perdas de protensão, e a ação do peso próprio, a viga está submetida a um momento fletor negativo $M_{fp,0}$ (v. Equação 8), sendo sua armadura longitudinal interna com deformação de encurtamento $\varepsilon_{s,0}$ (v. Equação 13) e o seu reforço com deformação $\varepsilon_{fp,0}$ (v. Equação 19). A partir desse estado inicial, é imposta carga externa sobre a viga reforçada, levando o reforço da viga ao seu estado de descompressão e posteriormente, ao estado limite último.

No estado limite último (ELU) da viga reforçada, atuam sobre o concreto tensões de compressão que podem ser representadas pelo diagrama retangular simplificado proposto pela norma ABNT NBR

6118 (2023), exposto na Figura 3. Por sua vez, as tensões de tração atuantes na viga são absorvidas pela armadura longitudinal interna em aço e pela armadura de reforço em PRF.

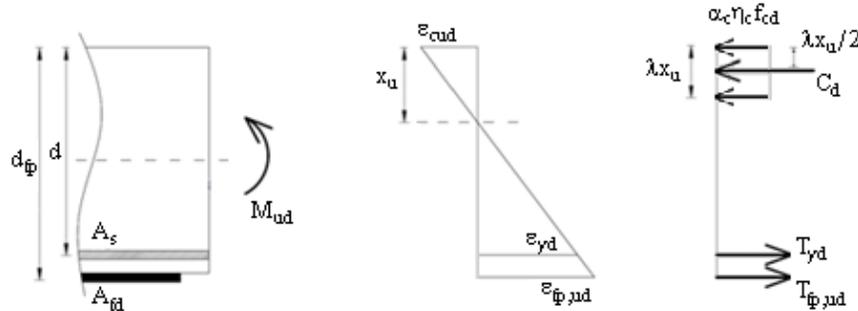


Figura 3 – Distribuição de tensões ao longo da seção da viga reforçada no ELU.

Pelo equilíbrio entre as forças internas atuantes na viga no ELU, a Equação 20 se faz válida, em que os coeficientes α_c , η_c e λ são expressos pelas Equações 21, 22 e 23, nesta ordem. Além disso, f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão, x_u é a altura da linha neutra no ELU, b é a largura da viga, A_s é a área total de aço da armadura longitudinal interna, f_{yd} é a resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura longitudinal interna e $\epsilon_{fp,ud}$ é a deformação última de cálculo do material PRF da armadura de reforço.

$$(\alpha_c \times \eta_c \times f_{cd}) \times (\lambda \times x_u \times b) = (f_{yd} \times A_s) + (E_{fp} \times \epsilon_{fp,ud} \times A_{fp}) \quad (20)$$

$$\begin{aligned} \alpha_c &= 0,85, \text{ para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ \alpha_c &= 0,85 \times [1,0 - (f_{ck} - 50)/200], \text{ para concretos com } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (21)$$

$$\begin{aligned} \eta_c &= 1,00, \text{ para concretos com } f_{ck} \leq 40 \text{ MPa} \\ \eta_c &= (40/f_{ck})^{1/3}, \text{ para concretos com } f_{ck} > 40 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (22)$$

$$\begin{aligned} \lambda &= 0,8, \text{ para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ \lambda &= 0,8 - (f_{ck} - 50)/400, \text{ para concretos com } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (23)$$

A deformação $\epsilon_{fp,ud}$ é dada pela subtração entre a deformação última do material PRF informada pelo fabricante ($\epsilon_{fp,fab}$), a deformação de protensão efetiva ($\epsilon_{fp,ef}$) e a deformação atuante no reforço antes do início do carregamento ($\epsilon_{fp,0}$), conforme mostrado na Equação 24.

$$\epsilon_{fp,ud} = \epsilon_{fp,fab} - \epsilon_{fp,ef} - \epsilon_{fp,0} \quad (24)$$

Tal deformação $\epsilon_{fp,ud}$ é aplicada na Equação 20 para a determinação da altura x_u . Uma vez definida esta altura, que deve ser menor que 45% da altura útil da viga a fim de garantir a ductilidade da viga reforçada, é possível calcular o momento fletor resistente teórico de ruptura da viga reforçada pela Equação 25.

$$M_{ud} = (f_{yd} \times A_s) \times (d - 0,5 \times \lambda \times x_u) + (E_{fp} \times \epsilon_{fp,ud} \times A_{fp}) \times (d_{fp} - 0,5 \times \lambda \times x_u) \quad (25)$$

Exemplo de Cálculo

PEREIRA (2024) ensaiou três vigas de concreto armado, sendo uma viga sem reforço (viga B1-0-0), outra viga reforçada com lâmina de PRFC sem protensão (viga B2-NPC-NP), e a restante reforçada com lâmina de PRFC protendida (viga B4-NPC-P). Cada viga reforçada possuía lâmina de PRFC colada no seu bordo tracionado (técnica EBR) e submetida ao ensaio de flexão em quatro pontos.

As vigas ensaiadas possuíam 400 mm x 500 mm x 6000 mm de dimensões, com vão livre entre apoios de 5600 mm, cujas propriedades geométricas, armaduras e esquema estrutural do ensaio estão apresentados nas Figuras 4 e 5. A resistência à compressão do concreto usado na data do ensaio das vigas foi 48,3 MPa.

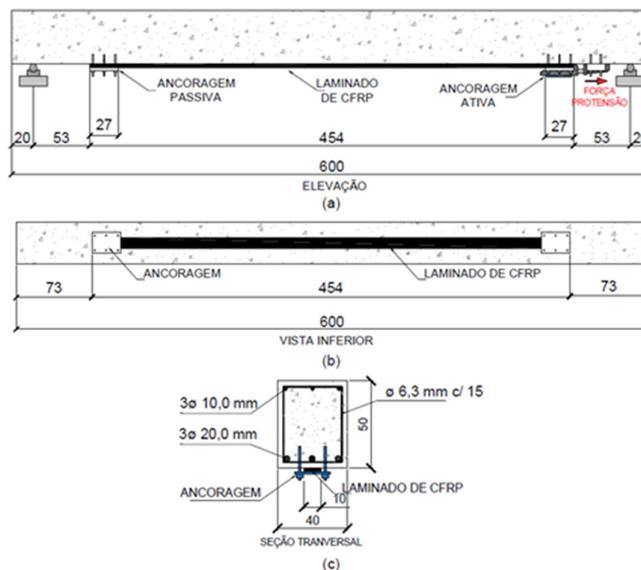


Figura 4 – Características geométricas (dimensões em cm) e armaduras das vigas ensaiadas por PEREIRA (2024).

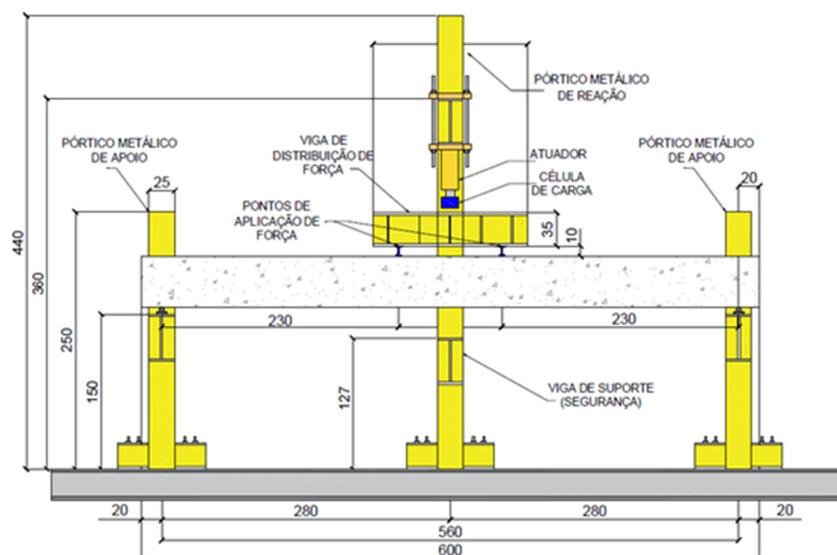


Figura 5 – Esquema estrutural (dimensões em cm) das vigas ensaiadas por PEREIRA (2024).

Todas as vigas possuíam armadura interna de tração composta por 3 barras de aço de 20 mm de diâmetro e armadura transversal formada por estribos de aço de 6,3 mm de diâmetro espaçados a cada 15 cm. A resistência ao escoamento e o módulo de elasticidade do aço da armadura interna de tração foram iguais a 535 MPa e 196 GPa.

A lâmina de PRFC tinha 100 mm x 1,4 mm de dimensões, 159 GPa de módulo de elasticidade, 2317 MPa de resistência à tração e 14,57‰ de deformação última.

Em se tratando do reforço da viga B4-NPC-P, o seu nível de protensão foi cerca de 30% da tensão de ruptura do PRFC e o seu comprimento possuía 4540 mm de comprimento, que foi colado na face inferior da viga por meio de resina epóxi e teve suas extremidades fixadas com auxílio de ancoragem mecânica. A viga B4-NPC-P apresentou 5,04% de perda de protensão, levando a 4,26‰ de deformação efetiva.

As cargas de fissuração, escoamento da armadura longitudinal e ruptura da viga sem reforço (viga B1-0-0) foram de 46,2 kN, 185,9 kN e 199,9 kN, respectivamente. Com o reforço sem protensão (viga B2-NPC-NP), a carga de fissuração diminuiu cerca de 6,9% e as cargas de escoamento da armadura longitudinal e de ruptura aumentaram em até 16,9% e 18,6%, e com o reforço 30% protendido (viga B4-NPC-P), estas cargas aumentaram em até 79,4%, 37,9% e 41,9%.

A Figura 6 ilustra curvas carga-flecha das vigas ensaiadas, em que a flecha na ruptura foi reduzida em 11,8%, para a viga com reforço sem protensão (viga B2-NPC-NP), e em 7,5%, para a viga com o reforço 30% protendido (viga B4-NPC-P), quando comparadas à da viga sem reforço (40,94 mm).

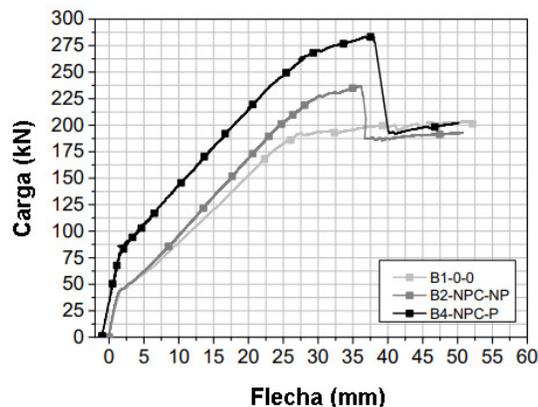


Figura 6 – Curvas carga-flecha das vigas ensaiadas por PEREIRA (2024).

Na ruptura da viga com reforço sem protensão (viga B2-NPC-NP), a lâmina de PRFC alcançou deformações de 5,17‰, o que corresponde a 35,4% da deformação última do PRFC, enquanto na ruptura da viga com reforço protendido (viga B4-NPC-P), este valor passou para 10,00‰, o que equivale a 68,5% da deformação última do PRFC.

A viga sem reforço (B1-0-0) apresentou ruptura por flexão, atingindo a ruína de forma dúctil com deformação acentuada da armadura interna e sem esmagamento do concreto.

A viga com reforço sem protensão (viga B2-NPC-NP) apresentou descolamento da lâmina de PRFC (v. Figura 7a), precedido de estalados do material de reforço sob carregamentos da ordem de 230 kN.

Na região da ancoragem mecânica da viga com reforço protendido (viga B4-NPC-P), foi observado um escorregamento do PRFC em uma das placas metálicas, indicando uma falha da ancoragem. Com relação ao ensaio de flexão, esta viga apresentou descolamento e ruptura parcial da lâmina de PRFC (v. Figura 7b), precedido de estalos do material de reforço sob carregamentos da ordem de 250 kN, o equivalente à capacidade última das vigas com reforço passivo.



(a) viga B2-NPC-NP



(b) viga B4-NPC-P

Figura 7 – Modo de ruptura das vigas ensaiadas por Pereira (2024).

A partir das características geométricas e propriedades mecânicas de todos os materiais da viga reforçada protendida (viga B4-NPC-P), procedeu-se a estimativa da sua resistência de acordo com o procedimento descrito neste trabalho.

A Tabela 1 apresenta os parâmetros calculados segundo as Equações 1 a 19, que estão relacionados ao estado inicial de carregamento da viga reforçada protendida (viga B4-NPC-P). Ressalta-se que a tensão é positiva para concreto comprimido e para aço ou PRF tracionado.

Tabela 1 – Parâmetros referentes ao estado inicial de carregamento da viga com reforço protendido (viga B4-NPC-P) ensaiada por PEREIRA (2024).

Parâmetro	Viga B4-NPC-P
$\epsilon_{fp,ef}$ (‰)	4,26
$\sigma_{fp,ef}$ (MPa)	677,3
$N_{fp,ef}$ (kN)	94,83
$M_{fp,exc}$ (kNm)	-23,77
e_{fp} (mm)	250,7
g_{pp} (kN/m)	5,00
M_g (kNm)	19,60
$M_{fp,0}$ (kNm)	-4,17
$\sigma_{ct,0}$ (MPa)	-0,22
α_e	5,47
$\sigma_{s,0}$ (MPa)	-1,59
$\epsilon_{s,0}$ (‰)	-0,01
E_{cs} (GPa)	35,8
α_{ef}	4,44
$\sigma_{fp,0}$ (MPa)	1,59
$\epsilon_{fp,0}$ (‰)	0,01

Na Tabela 2 é possível ver os parâmetros calculados conforme as Equações 20 a 25, que estão associados ao estado limite último da viga reforçada B4-NPC-P.

Tabela 2 – Estimativa da resistência à flexão da viga com reforço protendido (viga B4-NPC-P) ensaiada por PEREIRA (2024).

Parâmetro	Viga B4-NPC-P
α_c	0,85
η_c	0,94
λ	0,80
$\epsilon_{fp, fab} (\%)$	14,57
$\epsilon_{fp, ef} (\%)$	4,26
$\epsilon_{fp, 0} (\%)$	0,01
$\epsilon_{fp, ud} (\%)$	10,30
$\sigma_{fp, ud} (MPa)$	1637,7
$x_u (mm)$	59,46
$M_{ud} (kNm)$	326,15

PEREIRA (2024) encontrou, para a viga B4-NPC-P ensaiada, o valor de momento fletor último experimental ($M_{ud,exp}$) igual a 326,30 kNm.

Fazendo-se a razão entre o momento fletor último experimental ($M_{ud,exp}$) e o momento fletor último calculado (M_{ud}), para a viga B4-NPC-P ensaiada, chega-se a aproximadamente 1,00.

Conclusões

Um método de dimensionamento à flexão de vigas de concreto armado reforçadas com material PRF protendido pela técnica EBR foi exposto neste trabalho, que teve por base recomendações da norma ABNT NBR 6118 (2023) e dos guias ACI 440.4R-04 (2004) e ACI 440.2R-17 (2017).

Utilizaram-se dados de uma viga de concreto armado reforçada com lâmina de polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) protendida em cerca de 30% da resistência à tração do material (viga B4-NPC-P) e ensaiada por PEREIRA (2024).

Verificou-se que, para esses dados coletados (viga B4-NPC-P), o método de dimensionamento à flexão proposto foi eficiente, pois a razão entre o momento fletor último experimental e o momento fletor último calculado foi, aproximadamente, 1,00.

Referências

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 440.2R-17. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. Committee 440.2R, Farmington Hills, 2017.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 440.4R-04. Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons. Committee 440.4R, Farmington Hills, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118. Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2023.
- PEREIRA, M.F. Reabilitação de Vigas de Concreto Armado com Reforço à Flexão com Laminados de CFRP Passivos e Protendidos. Dissertação de Mestrado. Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, 2024.