

DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO À FLEXÃO DE VIGA DE PONTE SEÇÃO CELULAR COM POLÍMEROS DE FIBRA DE CARBONO

FLEXURAL STRENGTHENING DESIGN OF A BOX-GIRDER BEAM WITH CARBON FIBER REINFORCED POLYMERS

ALOISIO SIMONI NETTO^{1*}, VLADIMIR JOSÉ FERRARI²

1. Acadêmico do curso de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas e Geotecnia da Universidade Estadual de Maringá; **2.** Professor Doutor do curso de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas e Geotecnia da Universidade Estadual de Maringá.

*Av. Colombo, 5790, Zona 07, Maringá, Paraná, Brasil. CEP: 87020-900. pg404633@uem.br

Recebido em 07/11/2025. Aceito para publicação em 01/12/2025

RESUMO

O transporte rodoviário brasileiro depende de uma ampla rede de pontes e viadutos, dos quais cerca de 70% têm mais de 30 anos e foram projetados conforme normas obsoletas, como a NB-6 (1960), que previa carregamento de trem-tipo de 240 kN ou 360 kN. A atual versão da norma (NBR 7188, 2024) considera trem-tipo de 450 kN de carregamento e o peso dos veículos que transitam nas rodovias aumentaram. Nesse cenário, os esforços solicitantes nessas estruturas podem ser superiores aos previstos em projeto, demandando reforço estrutural. Os Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (PRFC) surgem como alternativa atrativa, por sua alta resistência, baixo peso e durabilidade. Entretanto, o PRFC aplicado de forma passiva por colagem externa apresenta baixo aproveitamento (20%–50%) devido a possibilidade de descolamento prematuro. Este trabalho aplicou metodologias analíticas de reforço com PRFC, nas formas passiva e protendida, em uma viga seção celular de ponte, avaliando-se os efeitos da atualização da NB-6 (1960) para a NBR 7188 (2024), verificando a necessidade de reforço e comparando as soluções. As análises estruturais, realizadas pelo software SAP2000, indicaram aumento médio de 42% no momento fletor, confirmando a necessidade de reforço. O PRFC passivo elevou a capacidade resistente em 20,7%, enquanto o protendido, com área 70% menor, apresentou resistência superior e aproveitamento de 90,3%, demonstrando ser a solução mais eficiente em termos de capacidade de carga.

PALAVRAS-CHAVE: Viga celular; laminado; PRFC colado; PRFC protendido; reforço estrutural.

ABSTRACT

Brazilian road transportation relies on an extensive network of bridges and overpasses, approximately 70% of which are over 30 years old and were designed according to obsolete standards such as NB-6 (ABNT, 1960), which specified design truckloads of 240 kN or 360 kN. The current standard (NBR 7188, 2024) considers a 450 kN design truck, and vehicle weights on highways have increased significantly. As a result, stresses in these structures may exceed their original design capacities, requiring structural strengthening interventions. Carbon Fiber Reinforced Polymers (CFRP) offer an attractive solution due to their high tensile strength, low weight, and durability. However, externally bonded CFRP typically

achieves only 20%–50% utilization because of premature debonding failures. This study applied analytical methodologies for strengthening using CFRP, bonded and prestressed, to a box-girder bridge beam. It assessed the effects of updating from NB-6 (1960) to NBR 7188 (2024), verified the need for strengthening, and compared the performance of both solutions. Structural analyses performed with SAP2000 indicated an average 42% increase in bending moment demand, confirming the necessity for reinforcement. Passive CFRP increased flexural capacity by 20.7%, whereas the prestressed system, using 70% less material, achieved higher strength and 90.3% utilization of the CFRP's ultimate capacity, demonstrating its superior efficiency in terms of load-carrying performance.

KEYWORDS: Box-girder; laminated; bonded CFRP; prestressed CFRP; structural strengthening.

1. INTRODUÇÃO

A NBR 9452¹ define como Obras de Arte Especiais (OAEs), as estruturas de pontes, viadutos, passarelas ou passagens. No Brasil, diversas OAEs foram construídas nas últimas décadas com vigas celulares em concreto armado e protendido. Muitas destas, construídas nas décadas de 60 e 70. Dados obtidos por Santos *et al.*² estimam a existência de 113.000 pontes no Brasil, sendo que dessas apenas 14.875 encontram-se inventariadas. Do total conhecido, 37% possuem mais de 50 anos de idade e mais de 11.000 pontes possuem condição crítica ou ruim requerendo intervenções imediatas.

Mendes³ compilou dados obtidos através de diversos órgãos rodoviários federais e empresas participantes de consórcios de estradas federais, constituindo um banco de dados de 5.619 pontes. Um dos resultados obtidos foi que 69% das pontes inventariadas possuem idade superior a 30 anos. Além disso, 90% das pontes foram projetadas com trem tipo de 240 kN, da NB-6⁴ ou de 360 kN, da NB-6⁵.

As pontes que foram executadas na vigência das normas citadas utilizavam concreto de baixa resistência à compressão e, devido à idade, foram expostas a intempéries por longos períodos, somadas à manutenção deficiente do sistema viário nacional^{1,2,3}.

Esses fatores, em conjunto com a evolução do trem-

tipo, que atualmente é de 450 kN segundo a NBR 7188⁶, fizeram com que as pontes desse período fossem expostas a esforços superiores para os quais foram projetadas. Isso pode causar patologias e, em casos extremos, o colapso da estrutura⁷.

Existem diversas soluções consolidadas para o reforço de pontes. Dentre as mais comuns estão a colagem de perfis e chapas metálicas, aumento da seção transversal de concreto com adição de nova armadura, utilização de compósitos em mantas ou lâminas e protensão externa de cordoalhas metálicas ou laminados de polímero reforçado com fibras⁷⁻¹³.

O PRFC é um material compósito contendo fibras de alta resistência à tração imersas em uma matriz polimérica que mantêm as fibras unidas. O uso do PRFC na engenharia de estruturas vem se consolidando cada vez mais por conta do interesse em propriedades como sua elevada resistência à tração, baixo peso próprio, resistência à corrosão e bom comportamento a fadiga^{14, 15}.

Apesar de suas vantagens, ainda não existem normas brasileiras para o dimensionamento deste material como elemento de reforço de estruturas. Essa limitação é contornada empregando-se normas internacionais, especialmente o código americano do ACI PRC-440.2¹⁶ e o europeu Bulletin 90¹⁷ que apresentam métodos de dimensionamento para o reforço polimérico.

As vigas em seção celular são muito utilizadas na construção de pontes e viadutos, devido a sua excelente capacidade estrutural além do apelo estético. Esse tipo de seção permite alcançar grandes vãos com um melhor controle da fissuração devido à protensão comumente aplicada. São utilizadas devido a sua conhecida eficiência na distribuição de esforços transversais excêntricos, sua grande rigidez a torção e grande capacidade de resistir à flexão¹⁸⁻²⁰.

Segundo Costa²¹, o reforço estrutural de pontes com vigas celulares é um processo desafiador que requer um entendimento complexo do comportamento e dimensionamento dessas estruturas. Isso ocorre devido à exposição dessas estruturas, durante o serviço, a esforços combinados consideráveis, incluindo momento torçor, fletor e esforço cortante. Devido à pouca quantidade de pesquisas e normatização sobre o uso do PRFC, projetistas brasileiros têm encontrado dificuldades em projetar com esse material.

Não obstante, tem sido comum deparar-se com um ou outro projeto de reforço de pontes de vigas celulares com altíssimas taxas de reforço polimérico dispondo-se de mantas ou laminados com reduzido espaçamento e, em praticamente todas as superfícies da viga em seção celular.

Visto que centenas de OAEs da malha rodoviária brasileira precisam ser readequadas para as novas condições de tráfego e/ou para recuperar suas características resistentes originais prejudicadas pela degradação natural, pesquisas sobre o tema de reforço estrutural para esse tipo de estrutura são de grande importância.

O objetivo principal deste artigo foi aplicar

metodologias analíticas de dimensionamento de reforço colado externamente e previamente protendido a uma viga de seção celular típica de estrutura de ponte. Para isso comparou-se o incremento de momento fletor calculado conforme parâmetros das normas NB-6 e NBR 7188 através de um estudo de caso.

O software SAP2000²² foi utilizado para a modelagem numérica da estrutura e obtenção dos esforços solicitantes e a necessidade de reforço estrutural devido ao incremento da solicitação foi analisada analiticamente.

As mudanças nas solicitações geraram um aumento de 42% nos momentos fletores característicos solicitantes, mostrando a necessidade de reforço estrutural.

Para o cálculo do reforço estrutural foram aplicadas metodologias analíticas do ACI PRC-440.2¹⁶ para o reforço colado e uma metodologia analítica proposta por Pereira¹², para o reforço polimérico protendido. Os resultados das duas técnicas foram comparados e verificou-se que, ambas as soluções foram capazes de aumentar a capacidade resistente da seção.

Entretanto, o reforço com laminado colado mostrou-se menos eficiente, exigindo 42,0 cm² de polímero para resistir às solicitações, utilizando apenas 20,7% da capacidade do material, enquanto o reforço protendido apresentou desempenho superior, necessitando de apenas 12,6 cm² para atender às mesmas solicitações, com aproveitamento de 90,3% da capacidade resistente.

2. MATERIAL E MÉTODOS

Nessa seção são apresentadas as características geométricas da ponte, as propriedades dos materiais, o modelo computacional da estrutura e os esforços solicitantes obtidos. Além disso, são descritos os procedimentos adotados no dimensionamento do reforço com PRFC colado e protendido.

Descrição da estrutura e esforços

Na Figura 1 tem-se a indicação da ponte idealizada para o estudo de caso. O vão livre é de 20 m de comprimento e a seção transversal tem 16 m de largura composta por duas vigas de concreto armado longitudinais interligadas pela laje superior e inferior com altura total de 2,50 m.

A seção transversal é, portanto, do tipo caixão perdido, unicelular e foi proposta por Stucchi²⁰ que investigou o comportamento estrutural de pontes celulares com relação à deformação da seção transversal. São duas faixas de trânsito em cada sentido e barreiras rígidas laterais em concreto.

Para a análise estrutural dos esforços solicitantes foi empregado um modelo tridimensional composto por elementos de barra por meio do software SAP2000²².

A discretização do vão da ponte foi idealizada dividindo-o em 10 segmentos de barras longitudinais com nós distanciados por 2,00 m, totalizando-se 10 seções transversais conforme representado pela Figura 2.

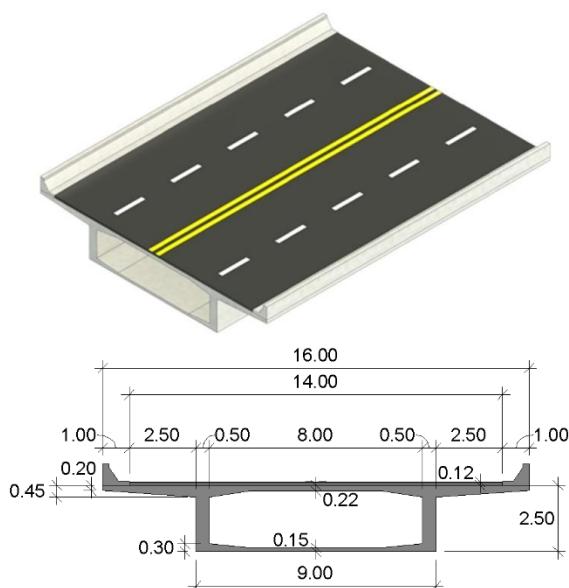


Figura 1. Geometria da seção transversal unicelular composta por duas vigas interligadas e vista tridimensional da estrutura. **Fonte:** os Autores (2025)

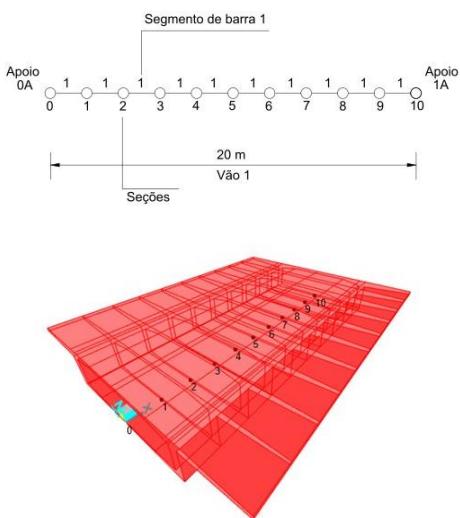


Figura 2. Discretização do tabuleiro da ponte e modelo tridimensional pelo software SAP2000²². **Fonte:** os Autores (2025)

As condições de contorno do modelo são apresentadas na Figura 3.

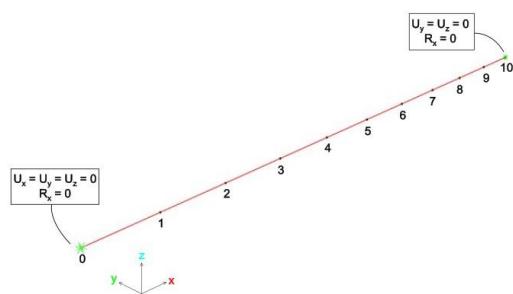


Figura 3. Condições de contorno assumidas. **Fonte:** os Autores (2025)

O carregamento permanente na ponte devido ao peso próprio dos materiais da estrutura foi gerado automaticamente pelo software (g₁). O carregamento

devido ao efeito do peso próprio do pavimento foi considerado com valor referencial ao adotado em projetos na década de 80 ($g_{pav1} = 26,00 \text{ kN/m}$ e com valor “ g_{pav2} ” calculado conforme indicado pelo item 7.2.3 da NBR 7187²³ com material de peso específico de valor mínimo de 24 kN/m^3 como mostrado na Equação 1.

$$g_{pav2} = 0,12 \times 14,00 \times 24,00 = 40,32 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (1)$$

Para o carregamento das barreiras rígidas de concreto nas laterais da seção transversal foi considerado o valor de “ $g_{bar} = 20 \text{ kN/m}$ ”. Assim, a ação permanente devido ao peso próprio do pavimento e das barreiras laterais foi dividido em duas parcelas, “ $g_{2a} = 46 \text{ kN/m}$ ” e “ $g_{2b} = 60,32 \text{ kN}$ ”, para considerar, respectivamente, o efeito do peso do pavimento como idealizado na época do projeto e como carregamento previsto pela norma atual.

O carregamento adicional permanente de 2 kN/m^2 para atender a um possível recapeamento da pavimentação, conforme indicado na norma representado pelo termo g_3 , foi calculado pela Equação 2.

$$g_3 = 2,00 \times 14,00 = 28,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (2)$$

Esforços solicitantes devido à carga móvel

As solicitações devido a carga móvel foram analisadas seguindo-se as prescrições da norma atual⁶ e considerando-se os critérios da NB-6⁵ exigidos para projetos de estruturas daquela época. Para efeito de comparação entre os códigos normativos, apresenta-se a Tabela 1.

Tabela 1. Comparativo das ações relativas ao trem-tipo conforme normas ABNT.

Tipo de cargas	ABNT NBR 7188 (2024)	NB-6 (1960)
Carga móvel padrão	TB-450	TB-360
Peso do veículo	450 kN	360 kN
Peso em cada roda (P)	$P = 75 \text{ kN}$	$P = 60 \text{ kN}$
Carga distribuída (p)	$p = 5 \text{ kN/m}^2$	$p' = 3 \text{ kN/m}^2$
Carga concentrada (Q)	$Q = P.CIV.CNF.CIA$	$Q = P.\phi$
Carga distribuída (q)	$q = p.CIV.CNF.CIA$	$q = p\phi$
		$q' = p'\phi$

O veículo é todo circundado por uma carga uniformemente distribuída e constante de valor “ p ” pela NBR 7188⁶. Entretanto, pela NB-6⁵, p é a carga principal de multidão disposta na faixa de rolamento em que o trem-tipo está posicionado (na sua frente e atrás do veículo) e p' é a carga secundária de multidão disposta no restante do tabuleiro;

CIV: coeficiente de impacto vertical;
CNF: coeficiente do número de faixas;
CIA: coeficiente de impacto adicional;
 ϕ : coeficiente de impacto;

Fonte: os Autores (2025)

A carga móvel foi posicionada na pista com as rodas do veículo com carga concentrada “ P ” e a carga distribuída de multidão “ p ” aplicadas na posição mais desfavorável como indicado na Figura 4.

Pela NBR 7188⁶, o posicionamento é o indicado na Figura 4 com veículo na borda em balanço da seção

transversal e excentricidade referenciada em relação a viga mais próxima. Para o carregamento de multidão, o tabuleiro foi totalmente carregado. O mesmo procedimento foi realizado para o carregamento móvel da NB-6 (1960)⁵.

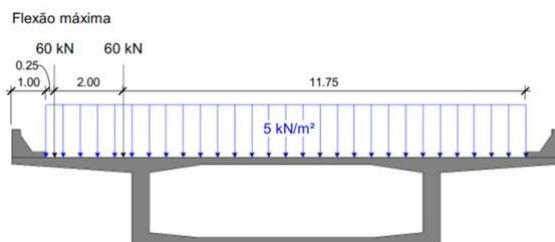


Figura 4. Posicionamento do TB-450 na estrutura. **Fonte:** os Autores (2025)

O peso líquido por roda do veículo foi tomado como sendo de 60 kN de forma a descontar a superposição com a carga distribuída. A aplicação do carregamento móvel foi realizada empregando-se o módulo denominado por análise de cargas móveis (do inglês, *Moving-load analysis*) do software SAP2000²². A ferramenta permite obter respostas devido à ação dos carregamentos móveis percorrendo-se todos os pontos da linha de influência da ponte.

Com todas as informações e carregamentos aplicados, foi realizada uma análise linear para obtenção dos esforços relativos a cada caso de carregamento. A determinação do valor de cálculo do esforço atuante S_d , segundo a NBR 8681²⁴, é feita no regime elástico linear de forma que o coeficiente (γ_f) é aplicado diretamente ao valor do esforço característico S_k conforme Equação 3.

$$S_d = \gamma_f \times S_k \quad (3)$$

A necessidade de reforço estrutural foi avaliada conforme critérios de segurança da NBR 8681²⁴ representado pela Equação 4 em que R_d é o valor de cálculo dos esforços resistentes:

$$\frac{R_d}{S_d} \geq 1,0 \quad (4)$$

Verificação da capacidade da seção sem reforço

A Figura 5 apresenta a seção transversal da estrutura para efeito de cálculo da capacidade resistente. A armadura de flexão total (A_s) é composta por 92 barras de 20 mm de diâmetro de aço CA-50 (distribuídas entre as duas vigas e laje inferior), totalizando 289,03 cm² com uma altura útil (d_s) equivalente a aproximadamente 237 cm.

As propriedades mecânicas dos materiais e geométricas da seção transversal de cálculo são resumidas na Tabela 2, sendo 1 o vão livre, f_{ck} é a resistência à compressão característica do concreto, f_{cd} é a sua resistência à compressão de cálculo, b_f é a largura colaborante da mesa superior, h_f é a altura da mesa superior, E_s é o módulo de elasticidade do aço, I_c é o momento de inércia da seção, A_c é a área seção e y_{cg} é a

altura do centro de gravidade da seção.

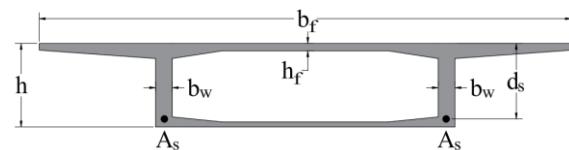


Figura 5. Parâmetros geométricos da seção transversal. **Fonte:** os Autores (2025)

Tabela 2. Propriedades mecânicas dos materiais e geométricas da seção transversal.

Parâmetro	Valor
Vôo livre (l) (m)	20,0
f_{ck} (kN/cm ²)	2,5
f_{cd} (kN/cm ²)	1,79
b_f (cm)	900,0
h_f (cm)	30,0
b_w (cm)	50,0
A_s (cm ²)	289,03
d_s (cm)	237,0
f_{yd} (kN/cm ²)	43,48
E_s (kN/cm ²)	21.000
I_c (cm ⁴)	7,45.10 ⁸
A_c (cm ²)	83.000
y_{cg} (cm)	164,0

Fonte: os Autores (2025)

O momento fletor resistente de cálculo da seção transversal (ϕM_{Rd}) é comparado ao momento fletor solicitante de cálculo (M_{Sd}) para efeito da verificação da necessidade de reforço conforme representado pela Equação 5.¹⁶

$$\phi M_{Rd} \geq M_{Sd} \quad (5)$$

O coeficiente ϕ é um redutor de resistência, calculado em função da deformação específica das armaduras pela Equação 6.

$$0,90, \text{ para } \varepsilon_s \geq 0,005$$

$$0,65 + \frac{0,25(\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0,005 - \varepsilon_{sy}}, \text{ para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0,005 \quad (6)$$

$$0,65, \text{ para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}$$

Sendo ε_s a deformação na armadura e ε_{sy} a deformação de escoamento da armadura.

A combinação última normal empregada para o cálculo do momento fletor solicitante (M_{Sd}) é aquela indicada pela Equação 7 conforme ABNT NBR 8681 (2003)²⁴.

$$M_{Sd} = \sum_{i=1}^m \gamma_g \cdot M_{gi,k} + \sum_{j=1}^n \gamma_q \cdot M_{qi,k} \quad (7)$$

Em que:

γ_g : coeficiente de ponderação para as ações permanentes. Tomado como o valor de $\gamma_g = 1,35$ (estrutura moldada no local) segundo Tabela 1 da NBR 8681²⁴ para quando o efeito da ação permanente for desfavorável para a estrutura e $\gamma_g = 1,00$ em caso contrário;

γ_q : coeficiente de ponderação para as ações variáveis. Tomado como valor de $\gamma_q = 1,50$ para efeito da ação variável desfavorável para a estrutura (Tabela 5 da NBR 8681²⁴) e para efeito favorável para a estrutura, a ação

foi desconsiderada;

$M_{gi,k}$ e $M_{qi,k}$ representam os valores característicos dos momentos fletores devido as ações permanentes e devido as ações variáveis que atuam sobre a estrutura da ponte, respectivamente.

A verificação da capacidade resistente à flexão da seção foi realizada tomando-se os conceitos da NBR 6118²⁵. A determinação do momento fletor resistente (M_{Rd}) no Estado Limite Último (ELU) é baseada no equilíbrio das forças e do momento das forças resistentes que atuam na seção transversal conforme Figura 6.

Para a distribuição de tensões no concreto utiliza-se o diagramma representado pelo retângulo de profundidade igual a $y = \lambda x$, em que o parâmetro λ foi tomado como sendo igual a 0,8 para $f_{ck} \leq 50$ MPa conforme NBR 6118²⁵.

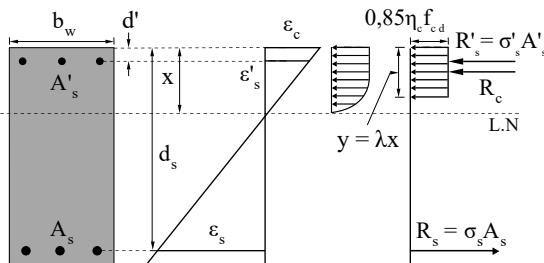


Figura 6. Distribuição das forças e deformações em uma seção de concreto armado. Fonte: adaptado de NBR 6118²⁵

Na Figura 6, ε_c é a deformação no concreto, ε_s é a deformação no aço tracionado, ε'_s é a deformação no aço comprimido, x é altura da linha neutra, d_s é a altura útil da armadura tracionada, d' é a altura útil da armadura comprimida, A_s é a tensão no aço tracionado e A'_s é a tensão no aço comprimido, σ_s é a tensão na armadura, R_c é a força de compressão no concreto, R'_s é a força de compressão no aço e R_s é a força de tração no aço.

A posição da linha neutra da seção é determinada por meio do equilíbrio de forças na seção transversal, podendo ocorrer linha neutra na espessura da laje comprimida ($y \leq h_f$) ou na alma da viga ($y > h_f$);

Para o caso da linha neutra com ($y \leq h_f$), a região comprimida fica limitada a espessura da laje (h_f) e o cálculo da seção pode ser feito como do tipo retangular com largura comprimida igual b_f (Figura 7).

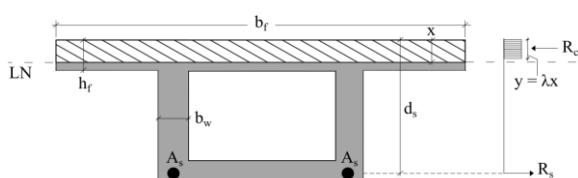


Figura 7. Distribuição das forças resultantes na seção com L.N. na laje superior. Fonte: adaptado de NBR 6118²⁵

A equação para o cálculo do momento fletor resistente da seção (M_{Rd}) pode ser obtida pelo equilíbrio do momento das forças em relação ao ponto de aplicação da resultante R_c . Assim, tem-se a Equação 8:

$$M_{Rd} = R_s(d_s - 0,5y) \quad (8)$$

O momento fletor resistente depende da posição da linha neutra e consequentemente da determinação das tensões e deformações nos materiais. Do equilíbrio entre as forças resultantes que atuam na seção transversal é possível obter a posição da linha neutra (x) indicada pela Equação 9:

$$x = \frac{A_s \sigma_s}{\alpha_c \lambda f_{cd} b_f} \quad (9)$$

A Figura 8 representa a hipótese da linha neutra localizada na alma da viga da seção celular ($y > h_f$). A seção de cálculo é simplificada por uma equivalente à seção celular por meio da unificação das almas das vigas com largura b_w dado por ($b_w = b_{w1} + b_{w2} + \dots + b_{wi}$), sendo b_{wi} a largura de cada viga que compõe a seção celular.^{21, 26}

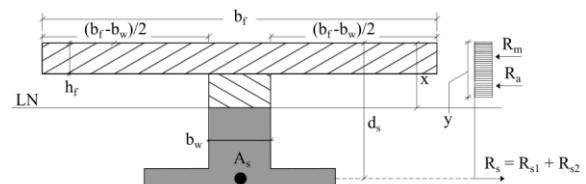


Figura 8. Distribuição das forças resultantes na seção com L.N. na alma. Fonte: adaptado de NBR 6118²⁵

A Equação 10 indica o cálculo do momento fletor resistente (M_{Rd}) considerando-se linha neutra localizada na alma da seção.

$$M_{Rd} = R_s(d_s - 0,5h_f) - R_a[0,5(y - h_f) + 0,5h_f] \quad (10)$$

A posição da linha neutra pode ser determinada através do equilíbrio das forças horizontais na seção transversal conforme Equação 11.

$$x = \frac{A_s \sigma_s + \alpha_c f_{cd} h_f (b_w - b_f)}{\alpha_c \lambda f_{cd} b_w} \quad (11)$$

Metodologia de cálculo do reforço com polímero colado externamente

O ACI PRC-440.2¹⁶ estabelece critérios para o dimensionamento do reforço estrutural com o emprego de materiais poliméricos reforçados com fibras.

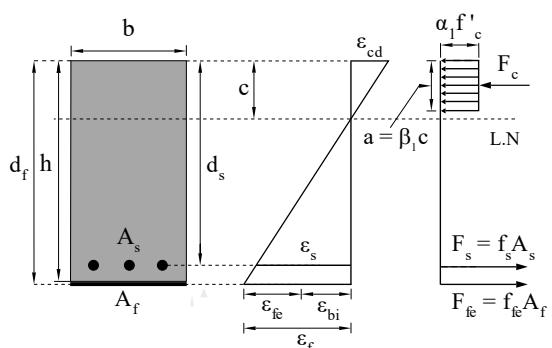


Figura 9. Distribuição das forças e deformações em uma seção de concreto armado reforçada com PRFC colado. Fonte: adaptado de ACI-PRC 440.2¹⁶

A determinação da capacidade resistente à flexão pela norma americana é aqui apresentada visto a ausência de normas nacionais sobre o tema.

A Figura 9 apresenta a distribuição das forças nos materiais e as respectivas deformações específicas em seção transversal reforçada externamente com PRF.

A distribuição de tensões de compressão no concreto é idealizada simplificadamente como do tipo retangular com profundidade (a) representada por $\beta_1 c$, sendo c a posição da linha neutra em relação ao bordo comprimido. A tensão no concreto é igual ao produto de sua resistência característica (f'_c) pelo fator α_1 . Os termos β_1 e α_1 são os parâmetros que definem o bloco de tensões, determinados pelas Equações 12, 13 e 14.

$$\beta_1 = \frac{4\epsilon'_c - \epsilon_c}{6\epsilon'_c - 2\epsilon_c} \quad (12)$$

$$\alpha_1 = \frac{3\epsilon'_c \epsilon_c - \epsilon_c^2}{3\beta_1 \epsilon_c'^2} \quad (13)$$

$$\epsilon'_c = \frac{1,71 f'_c}{E_c} \quad (14)$$

Onde ϵ'_c é a máxima deformação do concreto não-confinado e E_c é o módulo de elasticidade do concreto conforme o ACI 318²⁷.

A deformação na camada de PRF (ϵ_f) é determinada pela Equação 15 obtida com base na compatibilidade das deformações na seção transversal, assumindo-se deformação no concreto igual ao seu valor máximo, ou seja, $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$.

$$\epsilon_f = \epsilon_{cu} \frac{(d_f - c)}{c} \quad (15)$$

A deformação na armadura (ϵ_s) pode ser obtida através da compatibilização das deformações conforme Equação 16, sendo d_s e d_f , respectivamente, a altura útil da armadura e do PRF.

$$\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) \frac{(d_s - c)}{(d_f - c)} \quad (16)$$

Na equação anterior, a deformação no reforço (ϵ_f) foi substituída pela soma da deformação efetiva no reforço (ϵ_{fe}) e a deformação inicial existente no elemento estrutural antes da execução do reforço (ϵ_{bi}), determinada pela Equação 17.

$$\epsilon_{bi} = \frac{M_{perm}}{I_{II} \cdot E_c} \cdot (h - x_{II}) \quad (17)$$

Onde M_{perm} é o momento gerado pelo carregamento permanente, I_{II} e x_{II} são, respectivamente, o momento de inércia e a posição da linha neutra no Estadio II.

A deformação efetiva no reforço (ϵ_{fe}) é então representada pela Equação 19, obtida substituindo-se a Equação 15 na Equação 18. A deformação efetiva é limitada ao valor da deformação do reforço relacionada com a possibilidade de descolamento (debonding, da língua inglesa) (ϵ_{fd}).

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_f - \epsilon_{bi} \leq \epsilon_{fd} \quad (18)$$

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq \epsilon_{fd} \quad (19)$$

A deformação limite para o descolamento (ϵ_{fd}) pode ser determinada pela Equação 20.

$$\epsilon_{fd} = 0,41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \leq 0,9 \cdot \epsilon_{fu} \quad (20)$$

Em que, n é o número de camadas de PRF, E_f é o módulo de elasticidade do PRF e t_f é a espessura de uma camada do material polimérico. Com a deformação efetiva no reforço é possível calcular a tensão efetiva (f_{fe}) através da Equação 21.

$$f_{fe} = E_f \cdot \epsilon_{fe} \quad (21)$$

Para o dimensionamento são utilizadas a tensão (f_{fu}) e deformação (ϵ_{fu}) últimas do FRP (Equações 22 e 23), multiplicadas pelo coeficiente de ponderação ambiental do sistema de reforço (C_E), com valor 0,85 para pontes.

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad (22)$$

$$\epsilon_{fu} = C_E \epsilon_{fu}^* \quad (23)$$

Nas Equações 22 e 23, f_{fu}^* é a tensão última do material PRF, ϵ_{fu}^* é a deformação última do PRFC fornecidos pelo fabricante.

Com a deformação no reforço (ϵ_f) é possível obter a deformação na armadura e sua respectiva tensão e proceder com a verificação do equilíbrio das forças na seção transversal. Para tanto, no caso da seção celular, essa análise deve ser feita conforme a posição da linha neutra na mesa ou na alma da viga conforme retratado pelos itens a seguir.

Quando $a \leq h_f$ o momento fletor resistente (M_{Rd}) é obtido através do equilíbrio dos momentos na seção, agora levando em conta o PRFC colado na laje inferior da viga celular. Seu valor pode ser determinado através da Equação 18.

$$M_{Rd} = \psi_f F_f \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + F_s \left(d_s - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (18)$$

Onde ψ_f é um fator adicional de redução da resistência do PRF de valor igual a 0,85, F_f é a força no laminado de PRFC e F_s é a força na armadura de aço.

A posição da linha neutra (c) pode ser determinada através do equilíbrio das forças internas, conforme a Equação 19.

$$c = \frac{A_f f_{fe} + A_s f_s}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b_f} \quad (19)$$

De forma similar, quando a posição da linha neutra se encontra na alma ($a > h_f$), a seção é idealizada como uma seção T. O momento fletor resistente pode ser determinado através da Equação 20 e a posição da linha neutra através da Equação 21.

$$M_{Rd} = \psi_f F_{fe} \left(d_f - 0,5h_f \right) + F_s \left(d_s - 0,5h_f \right) - R_a [0,5(\beta_1 c - h_f) + 0,5h_f] \quad (20)$$

$$c = \frac{A_f f_{fe} + A_s f_s + \alpha_1 f'_c h_f (b_w - b_f)}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b_w} \quad (21)$$

Metodologia de cálculo do reforço com polímero protendido

O ACI PRC-440.2¹⁶ não estabelece diretrizes para o dimensionamento de sistemas de reforço com PRF protendido.

Dante dessa lacuna normativa, diversos modelos de dimensionamento têm sido propostos na literatura técnica, baseando-se em premissas compatíveis com aquelas adotadas pelas normas norte-americanas, chinesas e brasileiras, como a compatibilidade entre deformações e tensões, bem como o equilíbrio das forças atuantes na seção transversal do elemento reforçado.^{12, 28-31}

No caso específico do FRP protendido, o dimensionamento exige a identificação ou estimativa do modo de ruptura do elemento reforçado. Estudos experimentais indicam três modos de ruptura predominantes em vigas de concreto armado submetidas a reforço à flexão com FRP protendido: (i) escoamento das armaduras seguido do destacamento ou ruptura do laminado de CFRP, antes do esmagamento do concreto; (ii) escoamento das armaduras seguido do esmagamento do concreto, sem que ocorra a ruptura do laminado; e (iii) esmagamento do concreto antes do escoamento das armaduras e da ruptura do laminado.^{12, 28, 32}

A metodologia proposta por Pereira¹² combina os conceitos conhecidos de concreto armado e protendido previstos na NBR 6118²⁵, baseando-se na rotina para determinação do momento resistente no estado limite último (ELU) de vigas de concreto protendidas com cordoalhas aderidas.

A distribuição das tensões e deformações de uma viga reforçada com FRP protendido é apresentada na Figura 10.

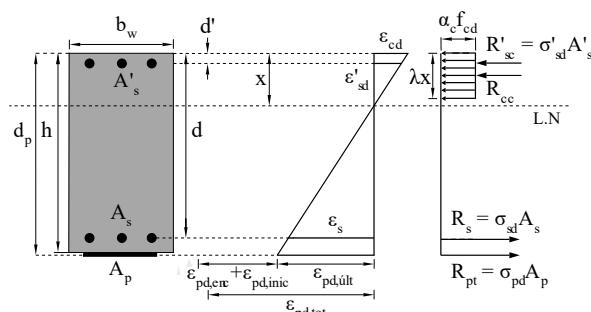


Figura 10. Distribuição das forças e deformações em uma seção de concreto armada reforçada com PRFC protendido. **Fonte:** adaptado de Bastos³³

Nela são indicadas as deformações de pré-alongamento no ato da protensão que é a soma da deformação devido ao encurtamento elástico do concreto ($\varepsilon_{pd,enc}$) e da deformação devido à força de protensão no regime elástico ($\varepsilon_{pd,inic}$), determinadas pelas Equações 22 e 23.

$$\varepsilon_{cd,enc} = \frac{1}{E_c} \left(\frac{P_d}{A_c} + \frac{P_d e_p^2}{I_c} \right) \quad (22)$$

$$\varepsilon_{cd,inic} = \frac{P_d}{E_p A_p} \quad (23)$$

Onde P_d é a força de protensão final de cálculo, considerando as perdas, E_c é o módulo de elasticidade do concreto, A_c é a área de concreto, e_p é a excentricidade da protensão, E_p é o módulo de elasticidade do material protendido, A_p é a área de material protendido e σ_{pd} é a tensão no material protendido.

Pereira (2024)¹² propôs a utilização desse procedimento levando em conta apenas vigas retangulares. Segundo Bastos (2023)³³, no cálculo de vigas que se comportam como T, como no caso das seções celulares, as hipóteses de linha neutra posicionadas na mesa superior ($y \leq h_f$) ou na alma ($y > h_f$) devem ser levadas em consideração.

Caso a condição $y \leq h_f$ seja verdadeira, a seção pode ser calculada como retangular, caso contrário, deve ser calculada como viga T, como mostrado anteriormente no caso da seção sem reforço e reforçada com polímero colado.

A posição da linha neutra (x) pode ser determinada através do equilíbrio das forças internas, conforme a Equação 24.

$$x = \frac{A_s \sigma_{sd} + A_p \sigma_{pd}}{\alpha_c f_{cd} \lambda b_f} \quad (24)$$

Caso a hipótese anterior seja falsa, o bloco comprimido encontra-se nas almas ($y > h_f$) e o equilíbrio foi obtido através da seção transformada idealizada, com a posição da linha neutra dada pela Equação 25.

$$x = \frac{\sigma_{pd} + A_s \sigma_{sd} + \alpha_c f_{cd} h_f (b_w - b_f)}{\alpha_c f_{cd} \lambda b_w} \quad (25)$$

A deformação no reforço protendido ($\varepsilon_{pd,últ}$) proveniente do carregamento externo foi determinada através da Equação 26. Para evitar a fissuração excessiva do elemento, essa deformação deve ser limitada ao valor último permitido (10%) pela NBR 6118 (2023)²⁵.

$$\varepsilon_{pd,últ} = \varepsilon_{cd} \left(\frac{d_p - x}{x} \right) \quad (26)$$

Foi então calculada a deformação total do material de reforço protendido ($\varepsilon_{pd,tot}$) com a Equação 27.

$$\varepsilon_{pd,tot} = \varepsilon_{pd,enc} + \varepsilon_{pd,inic} + \varepsilon_{pd,últ} \quad (27)$$

As deformações no concreto e no aço devem ser verificadas através das Equações 28 e 29 com o intuito de confirmar o domínio de deformação em que a seção se encontra.

$$\frac{\varepsilon_{cd}}{\varepsilon_{sd}} = \frac{x}{d - x} \quad (28)$$

$$\frac{\varepsilon_{cd}}{\varepsilon_{pd,últ}} = \frac{x}{d_p - x} \quad (29)$$

Realizadas as verificações de tensões e deformações, o momento fletor resistente pode ser obtido através da Equação 30 ($y \leq h_f$) e da Equação 31 ($y > h_f$).

$$M_{Rd} = \sigma_{pd} A_p (d_p - 0,4x) + f_{yd} A_s (d - 0,4x) \quad (30)$$

$$M_{Rd} = \sigma_{pd} A_p (d_p - 0,5h_f) + R_{st} (d - 0,5h_f) - R_a [0,5(\lambda x - h_f) + 0,5h_f] \quad (31)$$

3. RESULTADOS

Os resultados de momento fletor característico da análise linear realizada com os esforços permanentes e carregamentos móveis das normas NB-6⁵ e NBR 7188⁶ foram compilados na Tabela 3.

Tabela 3. Variação dos momentos fletores na seção transversal para diferentes normas.

Seção	x (m)	NB-6 (1960)		NBR 7188 (2024)	
		M _{g,ik} (kNm)	M _{q,ik+} (kNm)	M _{g,ik} (kNm)	M _{q,ik+} (kNm)
0	0	0	0	0	0
1	2	4.565	1.309	5.327	1.854
2	4	8.116	2.319	9.470	3.284
3	6	10.652	3.028	12.430	4.290
4	8	12.174	3.465	14.205	4.908
5	10	12.681	3.615	14.797	5.120

Fonte: os Autores (2025)

Onde, x representa a distância da seção até o apoio, M_{g,ik} é o momento fletor característico devido aos carregamentos permanentes e M_{q,ik} é o momento fletor característico pelo carregamento móvel.

O momento resistente da seção de concreto armado foi calculado de acordo com os procedimentos da NBR 6118²⁵ mostrados anteriormente para a seção 5, no meio do vão.

Os resultados da verificação da seção foram compilados na Tabela 4. O coeficiente redutor do momento fletor ϕ assumido com valor 0,9 visto que a deformação no aço foi maior que 5%, como mostra a Equação 6.

Tabela 4. Resultados do momento fletor resistente da seção transversal no meio do vão.

Parâmetro	Valores
Tensão no aço (kN/cm ²)	σ_s 43,48
Deformações	ε_c 0,00051
Linha neutra (cm)	ε_s 0,01
Momento fletor resistente (kNm)	x 11,50
Momento fletor resistente de cálculo (kNm)	M _{Rd} 29.204
	ϕM_{Rd} 26.284

Fonte: os Autores (2025)

O momento fletor de cálculo para as normas NB-6⁵ e NBR 7188⁶ em questão foram obtidos através da Equação 7, sendo, respectivamente:

$$M_{Sd,TB-360} = 23.952 \text{ kNm} \quad (32)$$

$$M_{Sd,TB-450} = 30.784 \text{ kNm} \quad (33)$$

Como o momento fletor resistente (ϕM_{Rd}) é superior ao momento solicitante calculado, conclui-se que não há

necessidade de reforço estrutural para atender à solicitação do trem-tipo TB-360. A partir da Equação 4, tem-se a razão entre o momento resistente e o momento solicitante para ambas as normas. Como se vê, com o aumento das solicitações, a seção necessita de reforço estrutural.

$$\frac{\phi M_{Rd}}{M_{Sd,TB360}} = 1,1 \quad (34)$$

$$\frac{\phi M_{Rd}}{M_{Sd,TB450}} = 0,85 \quad (35)$$

Reforço com PRFC colado externamente

Para o reforço à flexão pela técnica de colagem externa na face tracionada da seção optou-se por empregar polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) na forma de laminados, com o material tendo as propriedades mecânicas mostradas na Tabela 5.

Tabela 5. Propriedades mecânicas do polímero reforçado com fibras de carbono.

Laminado de PRFC	Parâmetros	Valores	
		t _f	1,4 mm
SC-1514	w _f	150 mm	
	f _{fu} *	3.100 MPa	
	ε_{fu}^*	0,017	
	E _f	170.000 MPa	

Fonte: adaptado de SIKA (2025)

Onde t_f é a espessura do laminado, w_f é sua largura, f_{fu}* é sua tensão última, ε_{fu}^* é sua deformação última e E_f seu módulo de elasticidade.

O momento fletor resistente da seção reforçada com PRFC foi obtido pelas equações e procedimentos descritos anteriormente. Na Figura 11 mostra-se o efeito da variação do número de laminados e o momento fletor resistente.

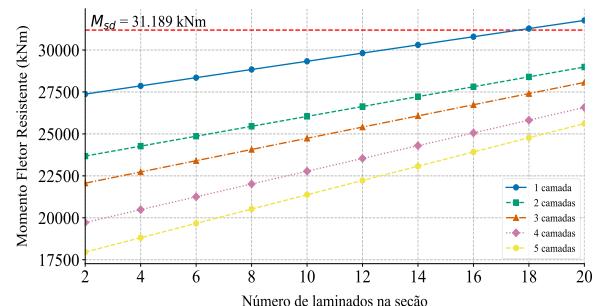


Figura 11. Variação do momento fletor resistente em função do número de laminados e camadas. **Fonte:** os Autores (2025)

Pela Figura 11 são necessários 20 laminados (A_f = 42 cm²) dispostos em uma única camada para que o reforço tenha condições de suportar o momento fletor provenientes das solicitações impostas pelos novos carregamentos permanentes e trem-tipo TB-450.

A Tabela 6 resume os resultados obtidos em relação às tensões e deformações nos materiais para a seção reforçada.

Tabela 6. Resultados para a seção reforçada com PRFC colado.

Parâmetro	Valor
ε_{fd}	0,0042
ε_f	0,024
A_f	42,0 cm^2
f_{fc}	71,4 kN/cm^2
ε_s	0,0041
σ_s	50,0 kN/cm^2
ε_c	0,00055
c	27,90 cm
a	19,20 cm
M_{Rd}	38.995 kNm
ϕ	0,815
ϕM_{Rd}	31.765 kNm

Fonte: os Autores (2025)

Reforço com PRFC protendido

A resistência à flexão da viga celular com reforço em PRFC protendido foi analisada com o objetivo de compará-la com o laminado colado externamente sem pré-tracionamento.

Em ambas as soluções, utilizou-se o mesmo material laminado com as características geométricas e mecânicas já definidas na Tabela 5.

O dimensionamento do reforço protendido requer conhecimento da área de PRFC instalada, pois esse parâmetro é necessário para calcular as deformações de pré-alongamento. Como essa área não era conhecida inicialmente, adotou-se procedimento semelhante ao utilizado na solução passiva, onde variou-se a quantidade de laminados na seção.

Valores encontrados na literatura variam de 10 a 60% da tensão última, entretanto níveis superiores a 40% tendem a antecipar o destacamento do laminado de PRFC sem aumento considerável na capacidade resistente última à flexão.^{30,31,36}

Dessa forma, o nível de protensão foi variado entre 10 e 40% a fim de analisar as diferenças na capacidade resistente da seção. Na Figura 12 são apresentados os resultados de momento fletor resistente para diferentes números de laminados e níveis de protensão.

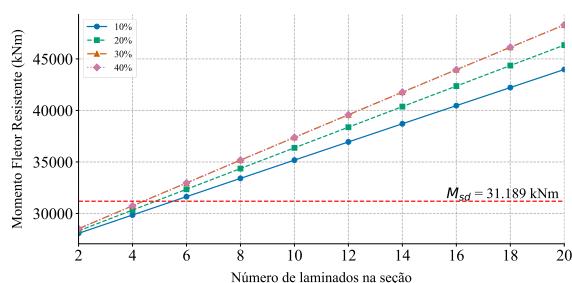


Figura 12. Variação do momento fletor resistente em função do número de laminados e tensão inicial de protensão. Fonte: os Autores (2025).

A partir dos resultados obtidos na Figura 12, foi possível observar que são necessários 6 laminados ($A_f = 12,6 \text{ cm}^2$), para superar o momento solicitante imposto pelos novos carregamentos.

Para o dimensionamento da solução de reforço protendido foi escolhido o nível de protensão de 20%. As perdas de protensão não foram levadas em conta no cálculo da resistência à flexão da seção. Na Tabela 7 são

mostrados os parâmetros utilizados para o cálculo da deformação de pré-alongamento.

Tabela 7. Resultados para a seção reforçada com PRFC colado.

Parâmetro	Valor
A_c	83.000
E_c	24.150
I_c	$7,45 \cdot 10^8$
ε_p	164,07
E_p	170.000
A_p	12,60
$\varepsilon_{cd,cnc}$	$1,23 \cdot 10^{-5}$
$\varepsilon_{pd,inic}$	0,00289
$\varepsilon_{pre-along}$	0,00289

Fonte: os Autores (2025)

Foi considerada a área da seção transversal integral, sem o desconto das armaduras, o módulo de elasticidade do concreto é o secante, calculado de acordo com a NBR 6118²⁵.

A verificação da capacidade resistente da seção foi realizada através do procedimento proposto por Pereira¹² apresentado anteriormente. Na Tabela 8 são resumidos os resultados obtidos e os parâmetros utilizados em sua obtenção.

Tabela 7. Resultados para a seção reforçada com PRFC colado.

Parâmetro	Valor
$\sigma_{pd,inic}$	49,10 kN/cm^2
P_d	618,70 kN
$\varepsilon_{pre-along}$	0,00289
$\sigma_{pd,i}$	219,30 kN/cm^2
X	14,03 cm
$\varepsilon_{pd,ult}$	0,01
ε_{tot}	0,0131
ε_c	0,00059
ε_s	0,0095
M_{Rd}	25.833 kNm
ϕ	0,9
ϕM_{Rd}	32.249 kNm

Fonte: os Autores (2025)

A fim de comparar os resultados do reforço colado com o protendido, os resultados de ambos foram compilados e comparados com a seção original (Tabela 8).

Tabela 7. Comparaçao dos resultados de momento fletor resistente da seção.

Seção	A_f (cm^2)	x (cm)	ε_c (%)	ε_s (%)	ε_f (%)	ϕM_{Rd} (kNm)
Sem reforço	-	11,50	0,51	10,00	-	26.284
PRFC colado	42,00	27,90	0,55	4,10	4,20	31.765
PRFC protendido	12,60	14,03	0,59	9,54	13,10	32.249

Fonte: os Autores (2025)

4. DISCUSSÃO

A Tabelas 3 mostra os resultados de momento fletor solicitante característicos para os carregamentos permanentes e de veículos das normas NB-6⁵ e NBR 7188⁶.

A análise dos dados da resposta linear elástica da estrutura mostrou que a variação do peso específico do material do pavimento levou a um aumento de aproximadamente 6% no esforço cortante e no momento fletor.

Com a adição da parcela de recapeamento aos outros carregamentos permanentes houve um acréscimo de 17% no valor desses esforços com relação ao carregamento adotado na análise relativa à NB-6⁵.

Devido a mudança do trem-tipo da década de 60 para o atual, houve um aumento no valor do momento fletor característico de 42%. Esse acréscimo, superou a capacidade resistente como mostrado na Equação 35.

Dessa forma, foram propostas duas soluções de reforço com PRFC: colado e protendido.

Os resultados obtidos com o reforço com PRFC colado mostraram que o aumento no número de laminados em uma única camada é superior à adição de camadas para o aumento do momento fletor resistente, como mostrado na Figura 11.

Foram necessários 20 laminados dispostos em uma camada para vencer o momento solicitante gerado pelo carregamento atualizado.

A Tabela 4 mostra que a deformação no aço (ϵ_s) tracionado foi de 4,1%, uma diminuição de 59% em relação a viga sem reforço, na qual a deformação do aço foi igual a seu valor último (10%). Essa diminuição na deformação do aço era esperada, visto que o reforço com PRFC colado tende a falhar por descolamento do laminado, com menores deformações no aço e sem alcançar a sua capacidade última^{10, 12, 28, 34}.

A profundidade da linha neutra obtida no processo iterativo foi de 27,90 cm, mostrando um aumento na posição com relação à viga sem reforço (11,50 cm) de aproximadamente 59%. Esse aumento significativo se deve à grande resistência do PRFC à tração, o que faz com que a seção precise de maior área comprimida para atingir o equilíbrio. É possível observar efeito semelhante no aumento na posição da linha neutra nos resultados obtidos por Pereira¹².

O aumento na capacidade resistente da seção reforçada laminado colado à flexão foi de aproximadamente 20,7% em comparação com a sem reforço. Esse valor é similar ao encontrado em trabalhos que compararam vigas sem e com reforço passivo com PRF, como Woo, Kim e Byun²⁸, Wang *et al.*³⁴ e Pereira¹². Com relação ao reforço com laminado protendido, a partir da Tabela 7, é possível concluir que a aplicação do laminado protendido elevou a posição da linha neutra em relação à seção não reforçada em aproximadamente 22%. Essa mudança, no entanto, foi menos acentuada do que a observada no sistema com PRFC colado (27,9 cm), em que a posição da linha neutra na solução protendida foi 48,2% inferior.

Esse resultado é esperado visto que no caso protendido foi utilizada uma área de polímero menor do que na solução colada adicionando menor rigidez total, apesar da protensão. Vale ressaltar que quando existem áreas de iguais de polímero para a solução colada e protendida, assim como no trabalho de Pereira¹², a diferença percentual diminui, mas a linha neutra do reforço colado continua sendo superior à do protendido.

A deformação no aço mostrou que a deformação no aço no reforço com laminado protendido foi próxima ao valor último, o que mostra que existe maior ductilidade

em relação ao laminado colado. Esses resultados corroboram com os obtidos por outros autores na literatura^{12, 28, 34, 35}.

Foi possível observar que a deformação total no laminado protendido atingiu a deformação de 13,10% enquanto o colado foi limitado pela deformação de descolamento que, nesse caso, foi de 4,2%. O reforço protendido e o colado utilizaram 90,3% e 28,9% da capacidade última do material.

Resultados similares foram apresentados por Wang *et al.*³⁴, em seus experimentos, onde algumas de suas vigas protendidas chegaram a níveis de utilização da resistência do laminado de 81,9% enquanto as com laminado colado utilizaram apenas 29,7%.

Isso mostra que, a partir das metodologias adotadas para o dimensionamento das soluções de reforço, o laminado protendido de PRFC tem maior capacidade de aproveitamento de material, devido às ancoragens utilizadas que permitem maiores níveis de deformação no laminado. No laminado colado, calculado segundo o ACI PRC-440.2¹⁶, o limite de descolamento não permite o uso total do material e, portanto, seu aproveitamento.

O uso de ancoragens mostrou-se eficiente em diversos trabalhos da literatura, visto que seu uso dificulta o início do descolamento do sistema e tende a alterar o modo de falha que passa a ser por ruptura do laminado de PRFC e não pelo descolamento^{12, 28, 34, 35}.

Portanto, de modo geral, as metodologias de reforço do ACI PRC-440.2¹⁶ e de Pereira¹² mostraram comportamento similar a estudos disponíveis na literatura que analisaram elementos de concreto armado reforçados com PRFC colado e protendido^{28, 34-36}.

5. CONCLUSÃO

Este trabalho avaliou a necessidade de reforço estrutural em uma viga celular de ponte devido à atualização normativa do trem-tipo de 360 kN⁵ para 450 kN⁶, que resultou em um aumento médio de 42% no momento fletor solicitante. A análise confirmou a insuficiência da capacidade resistente original, exigindo a intervenção de reforço.

Foram propostas e dimensionadas duas soluções utilizando Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (PRFC): uma com laminado colado externamente e outra com laminado protendido. O reforço passivo exigiu uma área de PRFC significativamente maior (42,0 cm²) para atingir a resistência necessária, mas apresentou baixa eficiência, utilizando apenas 20,7% da capacidade do material devido à limitação por descolamento prematuro.

Em contraste, a solução com PRFC protendido demonstrou superioridade técnica, requerendo uma área de material 70% menor (12,6 cm²) para atender à mesma solicitação. Este sistema permitiu um aproveitamento de 90,3% da resistência do PRFC, resultando em uma capacidade resistente final ligeiramente superior e um comportamento estrutural mais eficiente e dúctil.

A comparação direta evidencia que a protensão do compósito mitiga o deslocamento do laminado, permitindo maior mobilização da resistência do material.

Portanto, para a readequação de vigas celulares submetidas a cargas superiores às de projeto, o reforço com PRFC pretendido configura-se como a solução mais eficaz em termos de aproveitamento material, capacidade resistente e desempenho estrutural.

6. FINANCIAMENTO

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9452: Inspeção de pontes, viadutos e passarelas - Procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT; 2023.
- [2] Santos A, Bonatte M, Wu J, Sousa H, Bittencourt T, Matos J. Panorama geral das pontes rodoviárias brasileiras. In: Anais do Congresso Brasileiro do Concreto; 2024.
- [3] Mendes PTC. Contribuição para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras [Tese de Doutorado]. São Paulo: Universidade de São Paulo; 2009.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NB-6: Cargas móveis em pontes rodoviárias. Rio de Janeiro: ABNT; 1943.
- [5] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NB-6: Cargas móveis em pontes rodoviárias. Rio de Janeiro: ABNT; 1960.
- [6] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro: ABNT; 2024.
- [7] Pinheiro LHB. Reforço de pontes em concreto armado por protensão externa [Dissertação de Mestrado]. Campinas: Universidade Estadual de Campinas; 2018.
- [8] Esfahani MR, Kianoush MR, Tajari AR. Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by CFRP sheets. Eng Struct. 2007; 29:2428–44.
- [9] Garcez MR. Alternativas para melhoria no desempenho de estruturas de concreto armado reforçadas pela colagem de polímeros reforçados com fibras. Research Gate [Internet]. 2007. Disponível em: <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.35906.89286>
- [10] Beneberu E, Yazdani N. Residual strength of CFRP strengthened prestressed concrete bridge girders. Eng Struct. 2019.
- [11] Etienot S, Xargay H, Ripani M, Caggiano A, Folino P. Strengthening of existing reinforced concrete beams by self-compacting fiber reinforced concrete jackets. Constr Build Mater. 2024. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.138233>
- [12] Pereira MF. Reabilitação de vigas de concreto armado com reforço à flexão com laminados de CFRP passivos e pretendidos [Dissertação de Mestrado]. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos; 2024.
- [13] Fathalla E, Mihaylov B. Shear behaviour of deep beams strengthened with high-strength fiber reinforced concrete jackets. Eng Struct. 2025. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.119404>
- [14] Ferrari VJ. Reforço à flexão de vigas de concreto armado com manta de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido à substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho [Tese de Doutorado]. São Paulo: Universidade de São Paulo; 2007.
- [15] Naser MZ, Hawileh RA, Abdalla JA. Fiber-reinforced polymer composites in strengthening reinforced concrete structures: A critical review. Eng Struct. 2019. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109542>
- [16] American Concrete Institute. ACI PRC-440.2: Design and Construction of Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Systems for Strengthening Concrete Structures—Guide. Farmington Hills: ACI; 2023.
- [17] Fédération Internationale Du Béton. Bulletin 90: Externally applied FRP reinforcement for concrete structures. Genève: International Federation for Structural Concrete; 2019.
- [18] Luchi LAR. Revaliação do trem-tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras [Tese de Doutorado]. São Paulo: Universidade de São Paulo; 2006.
- [19] Schlaich J, Scheef H. Concrete box-girder bridges. Stuttgart: IABSE - AIPC - IVBH; 1982.
- [20] Stucchi FR. Sobre o comportamento estrutural das pontes celulares [Tese/Monografia]. São Paulo: Universidade de São Paulo; 1982.
- [21] Costa RMMC. Estudo teórico do dimensionamento do reforço de almas de pontes celulares em concreto utilizando polímero reforçado com fibra de carbono: estudo de caso do viaduto Av. Joseph Wagner (BR-101/BA) [Tese/Monografia]. Salvador: Universidade Federal da Bahia; 2019.
- [22] Computers and Structures Inc. CSI SAP2000, v23 [Software]. 2023.
- [23] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7187: Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT; 2021.
- [24] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8681: Ações e seguranças nas estruturas - procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT; 2004.
- [25] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT; 2024.
- [26] Corven J. Post-Tensioned Box Girder Design Manual. [Local de publicação desconhecido]: [Editora desconhecida]; 2016.
- [27] American Concrete Institute. ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills: ACI; 2025. Disponível em: <https://doi.org/10.14359/51716937>
- [28] Woo SK, Kim JHJ, Byun KJ. Development of strength prediction method of RC beams strengthened with prestressed CFRP plates by cross-section analysis. KSCE Journal of Civil Engineering. 2012;16:1011–22.
- [29] Silva ASC, Bandeira AA. Analyses of reinforced concrete beams strengthened with CFRP under bending: theoretical and computational approaches. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. 2019;12:233–54.
- [30] Deng Y, Ling D, Guo Z, et al. Strain driven mode-switching analytical framework for estimating flexural strength of RC box girders strengthened by prestressed CFRP plates with experimental validation. Eng Struct. 2023. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116084>
- [31] Wang HT, Wu Q, Zhu CY, Mao YH, Guo CC. An innovative prestressing system of prestressed carbon fiber sheets for strengthening RC beams under flexure. Constr Build Mater. 2024. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.134409>
- [32] Wang HT, Liu SS, Zhu CY, Xiong H, Xu GW. Experimental Study on the Flexural Behavior of Large-Scale Reinforced Concrete Beams Strengthened with

- Prestressed CFRP Plates. *Journal of Composites for Construction.* 2022. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0001267](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0001267)
- [33] Bastos PS. Flexão normal simples - Vigas [Apostila]. Bauru: Universidade Estadual Júlio Mesquita; 2023.
- [34] Wang NB, Shen W, Guo C, Wan HP. Moving load test-based rapid bridge capacity evaluation through actual influence line. *Eng Struct.* 2022. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113630>
- [35] Correia L, Teixeira T, Michels J, Almeida JAPP, Sena-Cruz J. Flexural behaviour of RC slabs strengthened with prestressed CFRP strips using different anchorage systems. *Compos B Eng.* 2015; 81:158–70.
- [36] Nguyen MH, Ho MH, Tran VR, Phan HN, Nguyen DD, Huynh PN. Flexural performance of reinforced concrete beams strengthened with prestressed FRP sheet: Experiments and numerical investigation. *Case Studies in Construction Materials.* 2024.