

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ALOISIO SIMONI NETTO

**DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DE VIGA DE SEÇÃO
CELULAR COM POLÍMEROS DE FIBRAS DE CARBONO**

MARINGÁ
2025

ALOISIO SIMONI NETTO

**DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DE VIGA DE SEÇÃO
CELULAR COM POLÍMEROS DE FIBRAS DE CARBONO**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de Estruturas e Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Vladimir José Ferrari

MARINGÁ
2025

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

S599d

Simoni Netto, Aloisio

Dimensionamento à flexão de viga de seção celular com polímeros de fibras de carbono / Aloisio Simoni Netto. -- Maringá, PR, 2026.
134 f. : il. color., figs., tabs., mapas

Orientador: Prof. Dr. Vladimir José Ferrari.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2026.

1. Pontes - estruturas. 2. Polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC). 3. Reforço estrutural. I. Ferrari, Vladimir José, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 23.ed. 624.2

ALOISIO SIMONI NETTO

**DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO À FLEXÃO DE VIGA SEÇÃO
CELULAR COM POLÍMEROS DE FIBRAS DE CARBONO**

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 25/08/2025, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Vladimir José Ferrari

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá
Professor Orientador de Estudos

Prof. Dr. Wilson Wesley Wutzow

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá

Prof. Dr. Rodrigo Ribeiro Paccola

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade de São Paulo

AGRADECIMENTOS

Não seria possível concluir essa dissertação de mestrado sem o grande apoio que recebi durante o caminho.

Gostaria de agradecer a meus pais, Aloisio e Márcia, por todo esforço empregado para tornar a minha vida e a dos meus irmãos a melhor possível dentro de nossas condições. Obrigado por terem nos incentivado a sempre estudar, a fazer o bem e entregar o nosso melhor para tudo e para todos. Sem vocês nada do que fiz até aqui teria sentido.

Gostaria de agradecer aos meus irmãos, Rodrigo e Daniel, pela amizade e apoio em todos os momentos difíceis. Também, agradecer pelas risadas, pelo companheirismo e sinceridade que nós temos uns com os outros. Sou muito feliz por ter vocês e tenho muito orgulho das pessoas que são.

Agradeço ao meu orientador, Professor Doutor Vladimir José Ferrari, pelo apoio em todo o processo, paciência e empenho na minha orientação. Obrigado por toda motivação, por me corrigir e ensinar. Obrigado por todos os conselhos e discussões técnicas que tivemos.

Agradeço a todos os meus amigos do PCV por todo apoio e companheirismo ao longo desse processo. Obrigado por todas as conversas, ensinamentos e estudos.

Desejo agradecer a todos os funcionários e professores do PCV e do DEC da Universidade Estadual de Maringá por todos os ensinamentos e experiências vividas nesses anos.

Por fim, gostaria de agradecer aos meus amigos do Instituto SENAI de Inovação em Engenharia de Estruturas. Agradeço por toda a ajuda nos momentos em que precisei, pela amizade e aprendizados diários. É um prazer e uma honra trabalhar com pessoas tão competentes e de bom coração.

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

RESUMO

O transporte rodoviário brasileiro depende fortemente de uma ampla rede de pontes e viadutos, dos quais cerca de 70% têm mais de 30 anos e foram projetados segundo normas obsoletas, como a NB-6 (1960), que previa trens-tipo de 240 kN ou 360 kN. Com a adoção do trem-tipo de 450 kN na ABNT NBR 7188 (2024), somada à ação de intempéries e à manutenção inadequada, muitas estruturas passaram a sofrer esforços superiores aos previstos originalmente, resultando em patologias e exigindo reforços estruturais. Nesse contexto, os Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono (PRFC) surgem como alternativa promissora, devido à alta resistência à tração, baixo peso e resistência à corrosão. Contudo, o PRFC passivo, aplicado por colagem externa (EBR), apresenta baixo aproveitamento de sua capacidade (20%–50%) por causa de falhas de descolamento prematuro. O trabalho teve como objetivo aplicar metodologias analíticas de reforço com PRFC, nas formas passiva e protendida, em uma viga celular de ponte, avaliando os efeitos da atualização normativa da NB-6 (1960) para a NBR 7188 (2024), verificando a necessidade de reforço e comparando as duas soluções. As análises estruturais foram realizadas com o software SAP2000, considerando os momentos fletores gerados por ambas as normas e verificando a seção sem reforço conforme a ABNT NBR 6118 (2024). O dimensionamento seguiu o ACI PRC-440.2 (2023) para o PRFC passivo e a metodologia de Pereira (2024) para o protendido. Os resultados 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 (12,60 cm² contra 42,00 cm²), alcançou resistência superior (32.249 kNm contra 31.765 kNm), aproveitando 90,3% da capacidade do material. Conclui-se que, mesmo sem norma brasileira específica, os reforços com PRFC são uma solução eficiente e durável para reforço de pontes e viadutos.

Palavras-chave: Viga celular; laminado; PRFC colado; PRFC protendido; reforço estrutural; concreto armado

ABSTRACT

Road transportation in Brazil plays a key role in national logistics and mobility, supported by an extensive network that includes thousands of bridges. Around 70% of these structures are over 30 years old and were designed according to outdated standards, such as NB-6 (1960), which specified design truck loads of 240 kN or 360 kN. With the current ABNT NBR 7188 (2024) adopting a 450 kN design truck load, combined with exposure to weathering and insufficient maintenance, many structures now face stresses beyond their original design, leading to deterioration and the urgent need for strengthening. In this scenario, Carbon Fiber Reinforced Polymers (CFRP) stand out as a promising strengthening material due to their high tensile strength, low weight, and corrosion resistance. However, passive CFRP externally bonded reinforcement (EBR) shows limited efficiency, utilizing only 20%–50% of its capacity because of premature debonding failures. This study aimed to apply analytical methodologies for strengthening a bridge box girder using passive and prestressed CFRP, evaluating the effects of updating the design code from NB-6 (1960) to NBR 7188 (2024), verifying the need for strengthening, and comparing both solutions. Structural analyses were performed using computational models in SAP2000 to determine bending moments under both codes, followed by section verification without reinforcement according to ABNT NBR 6118 (2024). The passive CFRP design followed ACI PRC-440.2 (2023), while the prestressed CFRP design used Pereira (2024) methodology, integrating ABNT NBR 6118 (2024) and ACI PRC-440.2 (2023). Results showed an average 42% increase in bending moment demand, confirming the need for strengthening. Passive CFRP increased flexural capacity by 20.7%, while prestressed CFRP, using 70% less material area (12.60 cm² vs. 42.00 cm²), achieved higher resistance (32,249 kNm vs. 31,765 kNm). The prestressed CFRP utilized 90.3% of its strength capacity versus 28.9% for the passive system. Despite the lack of Brazilian design codes for CFRP, the technique proved to be highly efficient, maximizing material performance and extending the service life of existing bridges and viaducts.

keywords: Box-girder; laminate; bonded CFRP; prestressed CFRP; structural strengthening; reinforced concrete

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Desabamento da ponte sobre o Rio Tocantins.....	14
Figura 2 - Distribuição regional das pontes no Brasil	17
Figura 3 - Distribuição das pontes por ano de construção.....	18
Figura 4 - Condição das pontes segundo classificação do DNIT	21
Figura 5 - Distribuição das condições em relação ao tipo de jurisdição e concessão	21
Figura 6 - Veículos tipo e suas dimensões (em metros) segundo a NB-6 (1960)	25
Figura 7 - Disposição do veículo e multidão na NB-6 (1960)	26
Figura 8 - Disposição das cargas estáticas.....	27
Figura 9 - Seção a) multicelular e b) unicelular	31
Figura 10- Discretização da ponte em elementos de barra.....	31
Figura 11 - Idealização da seção transversal	32
Figura 12 - Diagrama tensão x deformação do PRFC e aço CA-50	35
Figura 13 - Sistema composto com fibras de carbono.....	36
Figura 14 - Relação tensão x deformação entre fibras, matriz e compósito de PRFC	38
Figura 15- Aplicação do reforço com manta de PRFC de acordo com a técnica EBR	42
Figura 16 - Aplicação de a) colagem externa úmida e b) laminados pré-fabricados	43
Figura 17 - Interfaces entre o PRFC e o concreto	43
Figura 18 - Modos de falha de PRF colados	44
Figura 19 - Sistema de protensão por imposição de contra-flecha. (a) Aplicação da força vertical através de macacos hidráulicos; (b) Colagem dos laminados de PRFC; (c) Remoção dos macacos hidráulicos.....	46
Figura 20 – Sistema de protensão por pré-tensão. (a)Aplicação da protensão no laminado; (b) Colagem dos laminados de PRFC; (c) Remoção dos equipamentos e transferência de esforços ao compósito.....	47
Figura 21– Sistema de protensão por pós-tensão. Instalação da ancoragem e aplicação da tensão ao laminado	48
Figura 22 - Diagrama momento-curvatura de elementos não reforçado e reforçado	49
Figura 23 - Seção transversal unicelular.....	50
Figura 24 - Seção unicelular simplificada	50
Figura 25 - Vista em planta e 3D.....	51
Figura 26 - Discretização do tabuleiro por segmentos de barras e vista 3D	52
Figura 27 - Diagrama de esforço cortante característico $V_{g,ik}$	55

Figura 28- Diagrama de momento fletor característico $M_{g,ik}$	55
Figura 29 - Posicionamento do carregamento móvel no tabuleiro conforme NB-6 (1960).....	56
Figura 30 - Carregamento móvel conforme a NB-6 (1960)	57
Figura 31 - Indicação do caminho criado para o carregamento móvel	58
Figura 32 - Envoltória de esforço cortante característico devido ao carregamento móvel TB-360	58
Figura 33 - Envoltória de momento fletor característico devido ao carregamento móvel TB-360	59
Figura 34 - Envoltória de momento torçor característico devido ao carregamento móvel TB-360	59
Figura 35 - Posicionamento do carregamento móvel no tabuleiro (distâncias em metros).....	60
Figura 36 - Carregamento móvel conforme NBR 7188 (2024)	61
Figura 37 - Envoltória de esforço cortante característico devido ao carregamento móvel TB-450	62
Figura 38 - Envoltória de momento fletor característico devido ao carregamento móvel TB-450	62
Figura 39 - Envoltória de momento torçor característico devido ao carregamento móvel TB-450	63
Figura 40 - Diagrama tensão-deformação idealizado para o concreto comprimido.....	68
Figura 41 - Diagrama tensão-deformação idealizado para o aço da armadura	69
Figura 42 - Domínios representativos do ELU de uma seção transversal.....	69
Figura 43 - Distribuição das forças e deformações em uma seção de concreto armado	70
Figura 44 - Distribuição das forças resultantes na seção transversal com linha neutra na laje superior	72
Figura 45 - Distribuição das forças resultantes na seção transversal com linha neutra na alma da seção.....	73
Figura 46 - Distribuição das tensões em vigas	75
Figura 47 - Largura de mesa colaborante	76
Figura 48 - Área colaborante da seção celular na resistência a flexão	77
Figura 49 - Seção transversal de cálculo da viga caixão da ponte em estudo	77
Figura 50 - Resultantes das forças e deformações em seção de concreto protendido reforçada externamente.....	83
Figura 51 - Parâmetros da seção transformada com linha neutra na mesa superior.....	85
Figura 52 - Parâmetros da seção transformada com linha neutra na alma	86

Figura 53 - Distribuição das forças resultantes na seção transversal reforçada com linha neutra na laje superior.....	88
Figura 54 - Distribuição das forças resultantes na seção transversal reforçada com linha neutra na alma.....	90
Figura 55 - Fluxograma para obtenção do momento resistente na seção.....	91
Figura 56 - Posição da linha neutra no Estádio II.....	92
Figura 57 - Variação do momento fletor resistente de cálculo em função do número de laminados na seção	98
Figura 58 - Variação do momento fletor resistente de cálculo em função do número de camadas	99
Figura 59 - Domínios de deformações em vigas com protensão aderente	102
Figura 60 - Tensões e deformações no ELU em seção protendida	103
Figura 61 - Distribuição das forças resultantes na seção transversal reforçada com linha neutra na laje superior.....	104
Figura 62 - Distribuição das forças resultantes na seção transversal reforçada com linha neutra na alma.....	106
Figura 63 - Fluxograma para obtenção do momento resistente na seção protendida.....	107
Figura 64 - Variação do momento fletor resistente de cálculo em função do número de laminados e tensão inicial de protensão	116
Figura 65 – Perda total de protensão por número de laminados na seção.....	121

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Número de pontes em relação ao período de construção	18
Tabela 2 - Trem-tipo das pontes	19
Tabela 3 - Classificação da condição de OAEs	20
Tabela 4 - Características dos carregamentos de projeto da NBR 7188 (1984) e da NB-6 (1960)	24
Tabela 5 - Características das classes de veículo da NB-6 (1960)	25
Tabela 6 - Carregamentos de veículo e multidão da NB-6 (1960).....	26
Tabela 7 - Carregamentos móveis da ABNT NBR 7188 (2024).....	28
Tabela 8 - Propriedades típicas de fibras comercializadas	37
Tabela 9 - Coeficiente de dilatação térmica dos tipos de PRF	40
Tabela 10 - Comparativo das ações devido ao tráfego em pontes conforme normas ABNT ..	64
Tabela 11 - Comparativo de ações permanentes em pontes conforme normas ABNT	64
Tabela 12 - Variação do esforço cortante devido ao carregamento permanente e trens-tipos normativos	65
Tabela 13 - Variação dos momentos fletores devido ao carregamento permanente e trens-tipo normativos	65
Tabela 14 - Variação do momento torçor devido ao carregamento dos trens-tipo normativos	66
Tabela 15 - Dados das seções e propriedades dos materiais	78
Tabela 16 - Resultados do momento fletor resistente da seção transversal no meio do vão....	80
Tabela 17 - Deformação do substrato de concreto tracionado da seção celular.....	93
Tabela 18 - Propriedades mecânicas do polímero reforçado com fibras de carbono	94
Tabela 19 - Propriedades geométricas e mecânicas da seção transversal reforçada.	94
Tabela 20 - Resultados do momento fletor resistente da seção reforçada no meio do vão	99
Tabela 21 – Domínios de deformação de uma viga protendida a flexão	102
Tabela 22 - Limites de tensões em seções protendidas	109
Tabela 23 - Variação da tensão e força de protensão inicial	115
Tabela 24 - Momento fletor resistente com a variação do nível de protensão	116
Tabela 25 - Número de laminados necessários para o limite de tração da seção	118
Tabela 26 - Cálculo da perda por relaxação do PRFC para diferentes níveis de protensão...	119
Tabela 27 - Cálculo das perdas de protensão do PRFC causada pela compressão elástica e fricção do PRFC	119

Tabela 28 – Cálculo das perdas de protensão totais e tensão efetiva de protensão para 2 laminados.....	120
Tabela 29 - Porcentagem de perda no laminado em relação a tensão inicial	120
Tabela 30 - Número de laminados necessários para o limite de tração da seção com e sem perdas de protensão.....	122
Tabela 31 - Cálculo da deformação de pré-alongamento para 6 laminados.....	123
Tabela 32 - Resultados do momento fletor resistente da seção reforçada com protendido no meio do vão	124
Tabela 33 - Resumo dos resultados nas seções analisadas.....	124

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	12
1.1	Justificativa.....	14
1.2	Objetivos.....	15
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	16
2.1	Condição das Pontes e viadutos no brasil.....	16
2.2	Evolução das cargas móveis.....	22
2.2.1	Aspectos históricos.....	22
2.2.2	NB-6: Cargas móveis em pontes rodoviárias (1960).....	24
2.2.3	NBR 7188: carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas (2024).....	27
2.3	Pontes em concreto armado em seção celular.....	30
2.4	Reforço em estruturas de concreto armado.....	32
2.4.1	Polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC).....	34
2.5	Sistemas de reforço estrutural utilizando PRFC.....	41
2.5.1	Sistema por colagem externa (EBR).....	42
2.5.2	Sistemas protendidos com PRFC.....	45
3	ESTUDO DE CASO.....	50
3.1	Descrição da estrutura da ponte.....	50
3.2	Análise estrutural.....	51
3.2.1	Ações permanentes.....	53
3.2.2	Carga móvel conforme NB-6 (1960).....	55
3.2.3	Carga móvel conforme NBR 7188 (2024).....	59
3.2.4	Comparação dos resultados.....	63
3.3	Verificação da seção sem reforço.....	66
3.3.1	Linha neutra localizada na espessura da mesa da seção ($y \leq h_f$).....	71

3.3.2	Linha neutra localizada na alma da viga da seção celular ($y > h_f$)	72
3.3.3	Largura colaborante da laje	74
3.3.4	Resistência a flexão da seção sem reforço.....	77
3.3.5	Verificação da necessidade de reforço	80
4	Refoço a flexão com polímeros	82
4.1	Reforço à flexão com polímeros passivos	82
4.1.1	Linha neutra localizada na laje superior da seção celular: ($a \leq h_f$).....	88
4.1.2	Linha neutra localizada na alma da seção celular reforçada: ($a > h_f$)	89
4.1.3	Capacidade resistente à flexão da seção celular com PRFC	92
4.2	Reforço à flexão com polímeros protendidos.....	101
4.2.1	Verificações das tensões na seção protendida	108
4.2.2	Perdas de protensão em laminados protendidos	110
4.2.3	Resistência a flexão da seção celular protendida.....	112
5	CONCLUSÕES	126
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	129

1 INTRODUÇÃO

As vigas de seção celular possuem grande utilização na construção de pontes e viadutos. Esse tipo de seção traz consigo diversas vantagens em seu uso. Sua geometria proporciona grande rigidez torcional, melhorando sua resistência aos esforços de torção. Além disso, as mesas superiores e inferiores colaboram no aumento da resistência a flexão (Leonhardt, 1979; Luchi, 2001).

Define-se como Obras de Arte Especiais (OAEs), as estruturas de pontes, viadutos, passarelas ou passagem (NBR 9452, 2023). No Brasil, diversas OAEs foram construídas nas últimas décadas com vigas celulares em concreto armado e protendido. Muitos destes, construídos nas décadas de 60 e 70. Dados obtidos por Santos *et al.* (2024) 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.

Mendes (2009) 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-6 (1943) e NB-6 (1950), ou de 360 kN, da NB-6 (1960). Além disso, quase a totalidade das pontes não possuíam informação quanto ao material utilizado em sua construção.

As pontes que foram executadas na vigência dessas normas utilizavam concreto com menor resistência à compressão. Além de que, devido à idade, foram expostos a intempéries por longos períodos, somadas a manutenção deficiente do sistema viário nacional (Mendes, 2009, Santos *et al.*, 2024)

Esses fatores, em conjunto com a evolução do trem-tipo, que atualmente é de 450 kN segundo a ABNT NBR 7188 (2024), fizeram com que os viadutos desse período fossem expostos a esforços superiores para os quais foram projetados. Isso pode causar patologias e, em casos extremos, o colapso da estrutura (Pinheiro, 2018).

Existem diversas soluções consolidadas para o reforço de viadutos. Dentre as mais comuns estão a colagem de perfis e chapas metálicos, 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 fibras (Esfahani; Kianoush; Tajari, 2007; Garcez, 2007; Pinheiro, 2018; Beneberu; Yazdani, 2019; Etienot *et al.*, 2024; Pereira, 2024; Fathalla; Mihaylov, 2025).

Um desses compósitos em específico, o polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC), vem sendo cada vez mais utilizado nas soluções de reforço estrutural. O PRFC é um material composto de fibras com alta resistência a tração banhadas por uma matriz polimérica que mantém as fibras ordenadas e transfere os esforços para o concreto. O uso do PRFC na engenharia de estruturas vem cada vez mais se consolidando por conta do interesse em propriedades como a sua elevada resistência à tração, baixo peso próprio, resistência à corrosão e bom comportamento a fadiga (Ferrari, 2007, Naser *et al.*, 2019).

Apesar de suas vantagens, ainda não existem normas brasileiras para o dimensionamento deste material como elemento de reforço de estruturas existentes em concreto armado e/ou protendido. Para contornar essa limitação, tem-se utilizado normas internacionais, especialmente o código americano do ACI PRC-440.2 (2023) e o europeu Bulletin 90 (FIB Bulletin 90, 2019) que apresentam métodos de dimensionamento para o reforço colado. Entretanto, essas normas não falam sobre a aplicação de protensão no PRFC, o que faz com que seja necessário buscar trabalhos como o método sugerido por Pereira (2024).

Segundo Costa (2019), o reforço estrutural de viadutos e pontes com vigas celulares é um processo desafiador que requer um entendimento complexo do comportamento e dimensionamento dessas estruturas. Isso ocorre devido à exposição desses viadutos, durante o serviço, a esforços combinados consideráveis, incluindo momento torçor, fletor e esforço cortante. Devido à pouca quantidade de pesquisas e normatização do PRFC, projetistas brasileiros possuem grandes 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 readequados para as novas condições de tráfego e/ou para recuperar suas características resistentes originais

perdidas pela degradação natural, são de grande importância pesquisas que abordem o tema de reforço estrutural para esse tipo de estrutura.

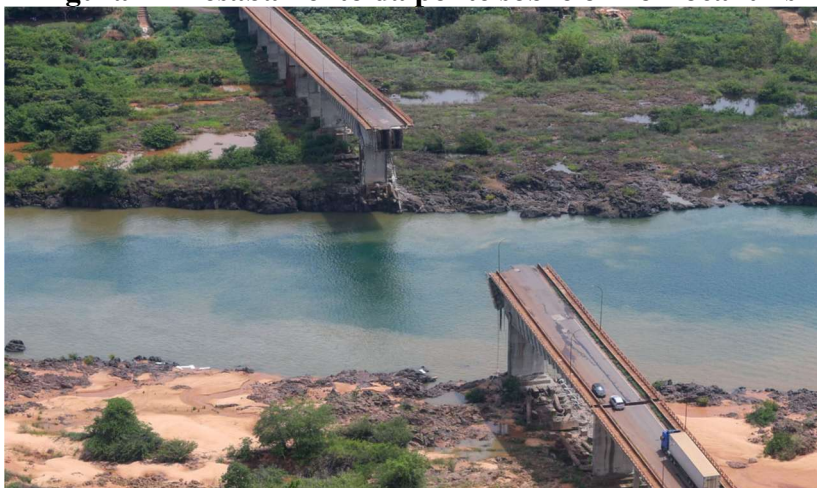
1.1 JUSTIFICATIVA

De acordo com dados compilados por Mendes (2009) e Santos *et al.* (2024), a maioria das pontes brasileiras possui mais de 30 anos de idade, foi projetada para trem-tipo com cargas inferiores aos atuais e não possui informações claras quanto aos materiais utilizados em sua construção.

As mudanças nos carregamentos dos trens-tipo para pontes com relação ao utilizado na época de execução dessas pontes colaboram para o aumento da solicitação que essas estruturas sofrem. Além disso, a exposição às intempéries ao longo dos anos e a falta de manutenção adequada aumentam a fragilidade dessas estruturas. Com a crescente demanda de transporte e o aumento do volume de veículos pesados, as estruturas existentes precisam ser capazes de suportar esses esforços adicionais.

A situação das pontes brasileiras fica evidenciada nos recentes desabamentos de pontes que vêm acontecendo no país nos últimos anos. Como exemplo mais recente, pode-se citar a Ponte Juscelino Kubitschek de Oliveira que fazia ligação entre os estados do Maranhão e do Tocantins (Figura 1). A ponte, que era uma viga de seção celular, desabou em 22 de dezembro de 2024 deixando dezenas de mortos.

Figura 1 - Desabamento da ponte sobre o Rio Tocantins



Fonte: Estadão (2024)

A combinação das técnicas de protensão externa com o PRFC oferece uma solução para garantir a resistência e a durabilidade dessas estruturas, permitindo que elas atendam às necessidades atuais e futuras. Entretanto, muitos engenheiros têm dificuldade em encontrar parâmetros e dimensionar esse tipo de reforço, devido as poucas pesquisas realizadas no tema e falta de normas nacionais (Costa, 2019; Naser *et al.*, 2019; Pereira, 2024)

Dessa forma, essa pesquisa busca colaborar no avanço do conhecimento sobre o reforço estrutural de pontes e viadutos. Ao explorar a combinação de vigas celulares de concreto armado, PRFC colado e protendido.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é aplicar metodologias analíticas de reforço colado e protendido a uma viga de seção celular típica de estruturas de ponte/viaduto. Os objetivos específicos são:

- Avaliar o incremento de solicitação do momento fletor conforme NB-6 (1960) e a NBR 7188 (2024) através de um estudo de caso;
- Avaliar a necessidade de reforço estrutural devido ao incremento da solicitação de momento fletor;
- Apresentar metodologia analítica para cálculo do reforço com laminado em PRFC colado externamente na estrutura;
- Apresentar metodologia analítica para cálculo do reforço com laminado em PRFC protendido;
- Analisar as diferenças e particularidades das duas soluções

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONDIÇÃO DAS PONTES E VIADUTOS NO BRASIL

O transporte rodoviário é essencial para a logística e a mobilidade no Brasil, sendo responsável por transportar 65% das cargas e 95% das pessoas do país. Devido à grande infraestrutura de rodovias em relação a outros sistemas modais, as rodovias se tornam as principais escolhas para viagens curtas, médias e longas (CNT, 2025)

Segundo dados do Anuário CNT do Transporte (CNT, 2022), obtidos através de informações públicas e privadas sobre o transporte brasileiro, a malha rodoviária brasileira é composta por 1.720.909,0 km de rodovias, sendo apenas 12,4% pavimentada. Para conectar essa rede rodoviária são necessários milhares de pontes e viadutos. Essas estruturas são classificadas pela ABNT NBR 9452 (2023) como Obras de Arte Especiais (OAEs).

A vasta extensão da malha rodoviária e a grande quantidade de OAEs demandam um sistema de gestão robusto e eficiente, capaz de monitorar o estado dessas estruturas e subsidiar a tomada de decisões em todas as regiões do país (Mendes, 2009; Santos *et al.*, 2024)

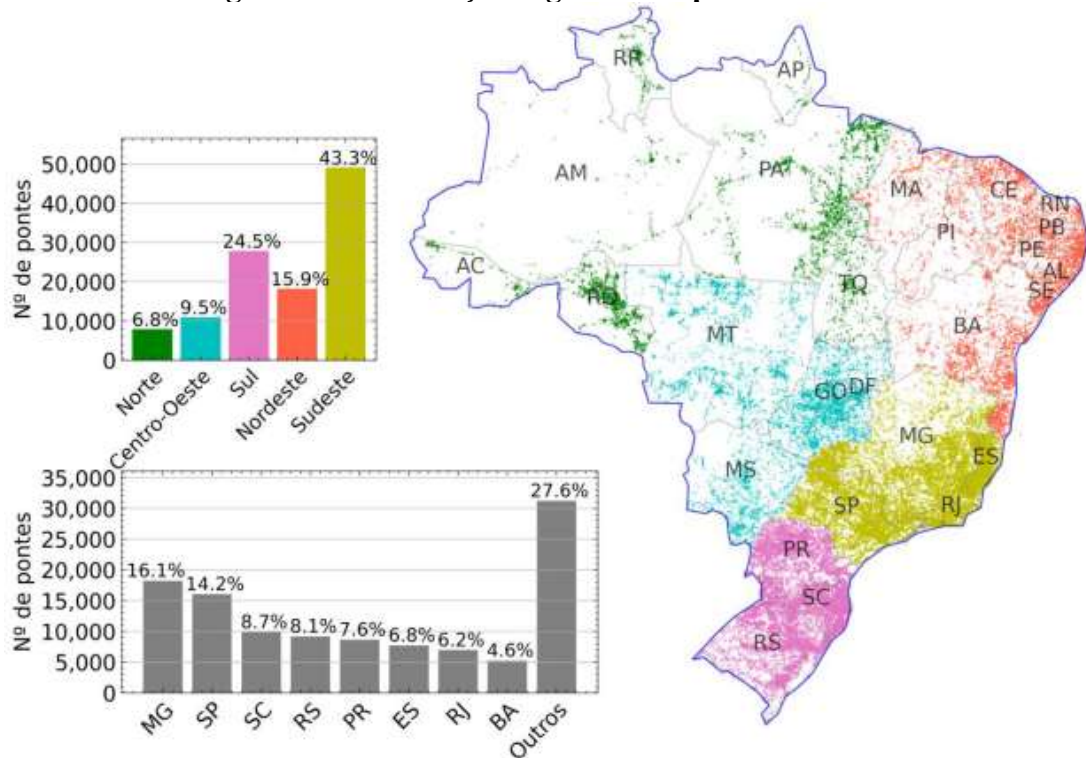
Embora os órgãos federais e estaduais ofereçam uma visão geral das características e problemas das pontes, incluindo fotos e desenhos, eles se mostram insuficientes para uma análise detalhada das estruturas. Isso ocorre devido à falta de dados mais específicos, como o tipo de concreto e aço utilizados, além da ausência de registros de ensaios realizados durante a construção ou ao longo da vida útil da obra. Esses fatores dificultam a produção de modelos que representem o comportamento estrutural e o desenvolvimento de patologias das pontes nacionais (Mendes, 2009; Silva; Melo, 2021).

Santos *et al.* (2024), através da construção de um Banco de Dados das Pontes Brasileiras (BDPB) e utilizando dados da ferramenta OpenStreetMap (OSM), estimaram que existe um total de aproximadamente 113.000 pontes no Brasil, com sua distribuição regional disposta na Figura 2.

Os dados analisados mostraram que do total de pontes conhecidas no Brasil apenas 13% delas têm histórico de inspeções conhecido, sendo a inspeção visual a principal forma de

avaliação (Santos *et al.*, 2024). A falta de informação e a necessidade da construção de um inventário detalhado e atualizado das pontes nacionais já foram evidenciadas em diversos trabalhos da literatura (Mendes, 2009; Silva; Melo, 2021).

Figura 2 - Distribuição regional das pontes no Brasil



Fonte: Santos *et al.* (2024)

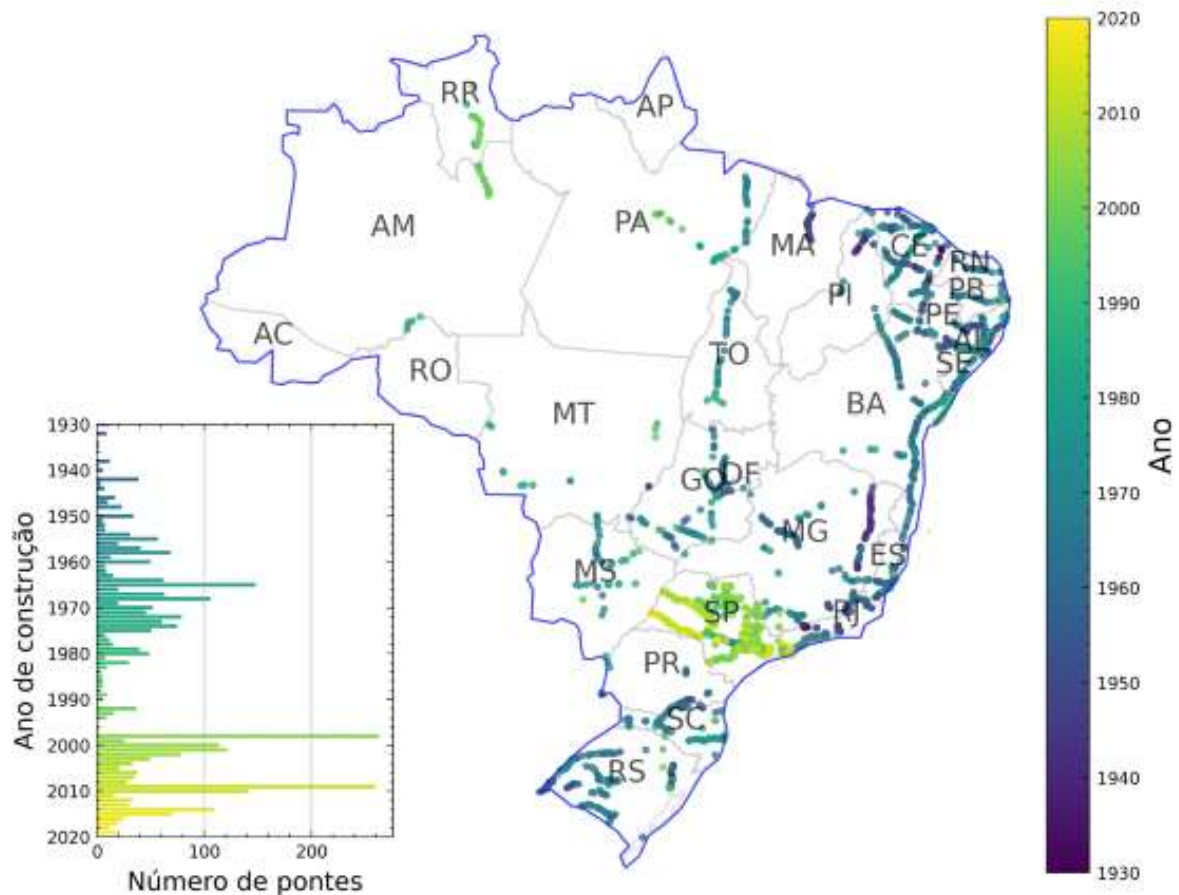
Quanto à idade, 37% das pontes brasileiras possuem mais de 50 anos (Figura 3), o que aumenta a necessidade de manutenção e reparos. Constatou-se através dos dados analisados que 80% das pontes não têm ano de construção conhecido, o que dificulta qualquer tipo de análise quanto da vida útil e quanto as normas de projetos a serem utilizadas em dimensionamentos para retro análise de projetos (Santos *et. al.*, 2024)

(Mendes, 2009), compilou dados obtidos através de diversos órgãos rodoviários federais, estaduais e empresas participantes de consórcios de estradas federais, que constituíram um cadastro de 5.619 pontes.

Os dados coletados pelo autor mostraram que 41% das pontes têm idade desconhecida, 56% não conhecem o trem-tipo para o qual foram projetadas e praticamente todas não possuem informações sobre as características de resistência dos materiais utilizados na construção. Das pontes que têm idade conhecida, 69% têm mais de 30 anos e 90% foram projetadas com o trem-

tipo de 240 kN ou 360 kN, da antiga NB-6 (1960), que são inferiores ao da atual ABNT NBR. 7188 (2024), com trem-tipo de 450 kN.

Figura 3 - Distribuição das pontes por ano de construção



Fonte: Santos *et al.* (2024)

Com base em dados de 188 pontes, obtidos através do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT) do estado da Paraíba, Silva e Melo (2021) concluíram que o panorama do estado é similar ao nacional. Do total de pontes cadastradas no Sistema de Gerência de Obras de Artes Especiais (SGO), mais da metade não possui idade identificada, como mostrado na Tabela 1.

Tabela 1 - Número de pontes em relação ao período de construção

Ano de construção	Nº de pontes	Percentual (%)
1950-1965	50	26,6
1968-1986	40	21,3
Não identificado	98	52,1

Fonte: adaptado de Silva e Melo (2021)

Na Tabela 1 é possível observar que além de boa parte das pontes não serem identificadas, a outra parte (47,9%) é composta por OAEs com mais de 40 anos de idade de construção. O mesmo acontece quando é analisado o trem-tipo para o qual foram projetadas.

Na Tabela 2 estão as informações com relação ao trem-tipo de projeto presentes nos dados obtidos por Silva e Melo (2021).

Tabela 2 - Trem-tipo das pontes

Trem-tipo	Nº de pontes	Percentual (%)
240 kN	16	8,5
360 kN	44	23,4
450 kN	32	17,0
Não identificado	96	51,1

Fonte: adaptado de Silva e Melo (2021)

É possível averiguar que, aproximadamente, 32% das pontes cadastradas no SGO do estado da Paraíba foram projetadas para um trem-tipo inferior ao da norma atual NBR 7188 (2024). Além disso, mais da metade das pontes não tem informações quanto ao carregamento móvel utilizado e apenas 17% foram comprovadamente projetadas com o trem-tipo vigente hoje.

A mudança do tráfego e do trem-tipo ao longo das décadas contribui para acelerar processos de deterioração das estruturas das pontes (Mendes, 2009). Uma das normas utilizadas para a inspeção da condição das OAEs nacionais é a DNIT 010/2004-PRO.

Ela tem como objetivo fixar as condições exigíveis para realizar inspeções em pontes, viadutos, pontilhões e bueiros de concreto armado e protendido, além da apresentação dos resultados dessas inspeções (DNIT, 2004).

Essa norma classifica a condição das estruturas inspecionadas com uma nota que varia de 1 a 5. As pontes classificadas com nota 1 são consideradas obras críticas, as notas 2 e 3 são aplicadas a obras problemáticas e potencialmente problemáticas. 4 e 5 as que não possuem nenhum tipo de problema, como mostrado na Tabela 3 (DNIT, 2004; Mendes, 2009; Silva; Melo, 2021; Santos *et al.*, 2024).

A referida norma disponibiliza fichas para cadastro e inspeção, que, segundo Mendes (2009), não oferecem condições suficientes para avaliações objetivas da condição das OAEs, o que favorece a dispersão significativa dos resultados das avaliações dependendo do nível de conhecimento dos avaliadores.

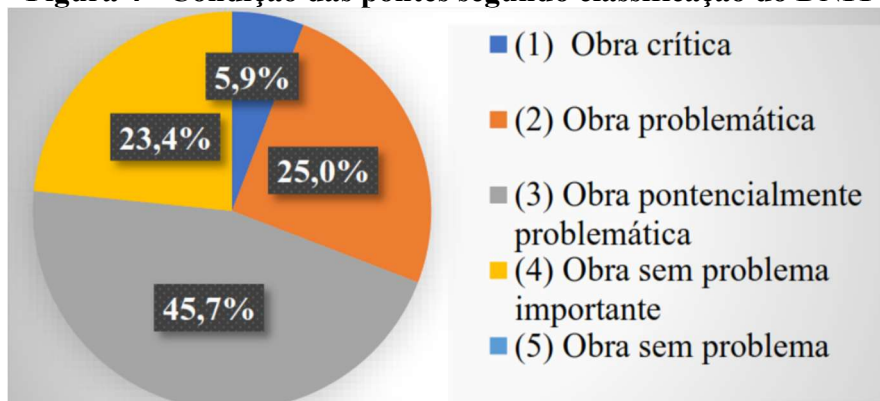
Tabela 3 - Classificação da condição de OAEs

NOTA	DANOS ESTRUTURAIS	AÇÃO CORRETIVA	CONDIÇÃO DE ESTABILIDADE	CLASSIFICAÇÃO DA CONDIÇÃO DA PONTE
5	Não há danos nem insuficiência estrutural.	Nada a fazer.	Boa	Obra sem problemas
4	Há alguns danos, mas não há sinais de que estejam gerando insuficiência estrutural.	Nada a fazer; apenas serviços de manutenção.	Boa	Obra sem problemas importantes
3	Há danos gerando alguma insuficiência estrutural, mas não há sinais de comprometimento da estabilidade da obra.	A recuperação da obra pode ser postergada, devendo-se, porém, neste caso, colocar-se o problema em observação sistemática.	Boa aparentemente	Obra potencialmente problemática
2	Há danos gerando significativamente insuficiência estrutural, porém não há ainda, aparentemente, um risco tangível de colapso estrutural.	A recuperação (geralmente com reforço estrutural) da obra deve ser feita no curto prazo.	Sofrível	Obra problemática
1	Há danos gerando grave insuficiência estrutural na ponte; o elemento em questão encontra-se em estado crítico, havendo um risco tangível de colapso estrutural.	A recuperação (geralmente com reforço estrutural) - ou em alguns casos, substituição da obra - deve ser feita sem tardar	Precária	Obra crítica

Fonte: adaptado da norma DNIT 010/2004-PRO

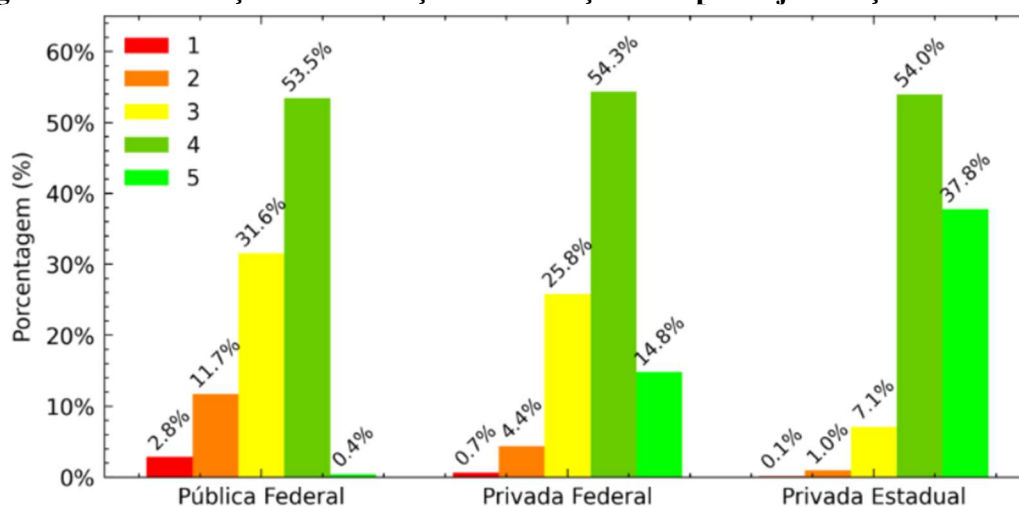
Para avaliar a condição das pontes de seu banco de dados Silva e Melo (2011) utilizaram a classificação adotada pela norma DNIT 010/2004-PRO. Os resultados obtidos estão dispostos na Figura 4.

É possível observar que nenhuma ponte é classificada com nota 5 (Obra sem problema) e que do total de 188 pontes avaliadas pelos autores, 76,6% das pontes (144) estão classificadas com nota de 1 (Obra crítica) a 3 (Obra potencialmente problemática), evidenciando a situação crítica em que se encontram as pontes no Estado da Paraíba.

Figura 4 - Condição das pontes segundo classificação do DNIT

Fonte: Silva e Melo (2021)

O levantamento feito por Santos *et al.* (2024) mostra um panorama mais amplo das condições atuais das pontes nacionais cujas informações são conhecidas. Os autores classificaram as pontes em seu banco de dados quanto à jurisdição e concessão para avaliar a diferença em suas condições físicas, como mostrado na Figura 5.

Figura 5 - Distribuição das condições em relação ao tipo de jurisdição e concessão

Fonte: Santos *et al.* (2024)

Os dados dos autores mostram que as pontes privadas estaduais são as que possuem maior predominância de notas 5 quanto a sua condição. Quanto às rodovias públicas federais, 46% das pontes possuem nota de 1 a 3, enquanto as privadas federais apresentam 30,9% com essas notas.

Devido ao fato de que as pontes brasileiras não foram projetadas para o tráfego atual de veículos, torna-se essencial verificar a segurança estrutural dessas OAEs. A situação é preocupante, pois muitas pontes foram construídas com base na norma brasileira de 1960 para cargas móveis (NB-6, 1960), utilizando materiais e técnicas de construção considerados

obsoletos atualmente (Luchi, 2006; Rossigali, 2013; Mendes, 2009; Silva; Melo, 2011; Santos et al., 2024).

2.2 EVOLUÇÃO DAS CARGAS MÓVEIS

2.2.1 Aspectos históricos

No início da década de 1940 a normatização da engenharia brasileira teve um grande salto. A primeira norma de cálculo de estruturas de concreto, a NB-1, foi publicada no ano de 1940. No ano seguinte, foi publicada a primeira versão da norma específica para o cálculo e execução de pontes de concreto armado, a NB-2, atual NBR 7187 (2021). Posteriormente, em 1943, a primeira norma brasileira a tratar dos carregamentos em pontes, a NB-6, atualmente com nome NBR 7188 (2024) (Luchi, 2006, 2006; Rossigali, 2013).

A primeira versão da NB-6 (1943), dividia as pontes em grau de importância através de diferentes classes (Rossigali, 2013). Sendo as classes definidas como:

- Classe I: Pontes situadas em estradas principais federais e estaduais ou em suas estradas de ligação;
- Classe II: Pontes situadas em estradas secundárias, mas que necessitam prever a passagem de veículos pesados;
- Classe III: Pontes situadas em estradas secundárias não incluídas na Classe II.

O trem-tipo são os carregamentos móveis aplicados às estruturas em sua posição mais desfavorável para cada seção e combinação de cálculo. Na versão de 1943 da NB-6, o trem-tipo para pontes de Classe I era composto por compressores de 160 kN e caminhões de 90 kN distribuídos sobre todas as faixas de tráfego menos uma, com a restrição de apenas um veículo por faixa. A ponte ainda deveria ser verificada para um compressor de 240 kN posicionado na posição mais desfavorável para o elemento em estudo (Luchi, 2006; Rossigali, 2013).

A carga de multidão, que representa o tráfego de veículos de pequeno porte que pode acompanhar o caminhão e/ou compressor, tinha magnitude de $4,50 \text{ kN/m}^2$. Esse carregamento era aplicado no tabuleiro à área não ocupada por veículos (Luchi, 2006).

Com o crescimento do Brasil nas décadas de 1960 e 1970 houve grande aumento na construção de OAEs. Em 1960, a NB-6 (1943) foi substituída por uma nova versão (NB-6, 1960). Nesse novo texto, foram definidas as classes de carga dos novos trens-tipos que para as pontes classe I, II e III, os trens-tipo eram, respectivamente, de 360, 240 e 120 kN. A consideração dos efeitos dinâmicos era feita através de um coeficiente de impacto em função do vão livre da ponte, calculado pela NB-2 de 1961 (Luchi, 2006; Rossigali, 2013).

Quanto ao carregamento do tabuleiro, considerava-se um trem-tipo de largura 3,00 m e um carregamento de multidão principal uniformemente distribuído p na faixa longitudinal em que está o veículo, na parte não ocupada por este, de valor $5,00 \text{ kN/m}^2$. No restante do tabuleiro e nos passeios, é distribuída uma carga de multidão secundária p' de valor $3,00 \text{ kN/m}^2$ (NB-6, 1960).

O Código Nacional de Trânsito (CNT) de 1966 elevou o peso bruto total (PBT) permitido para veículos para 400 kN. Esse novo limite excedeu o carregamento máximo de 360 kN, estabelecido pelo trem-tipo TB-36 da norma NB-6 (1960). Mais tarde, em 1978, o CNT autorizou a circulação de caminhões com um peso bruto total combinado (PBTC) de até 450 kN (Rossigali, 2013).

Para se adequar à nova realidade do tráfego rodoviário a NB-6 (1960) foi reeditada e substituída pela NBR 7188 (1984). Nessa versão os trem-tipos de 240 kN e 360 kN foram substituídos por 300 (Classe 30) e 450 kN (Classe 45). As dimensões do veículo tipo se mantiveram iguais, com 18 m^2 (6 m de comprimento por 3m de largura), bem como a quantidade e distância entre eixos das rodas.

Com relação ao carregamento de multidão, a NBR 7188 (1984) modificou a aplicação dos carregamentos principais e secundários. Agora, o carregamento p passou a ser aplicado na posição mais desfavorável em qualquer posição no tabuleiro e a carga p' atua apenas em passeios quando existirem. A Tabela 4 resume as diferenças entre as considerações de trem-tipo e multidão das normas de 1960 e 1984.

Tabela 4 - Características dos carregamentos de projeto da NBR 7188 (1984) e da NB-6 (1960)

Classe da ponte	Ano da norma	Peso de veículo (kN)	Cargas uniformemente distribuídas	
			p (kN/m ²)	p' (kN/m ²)
45	1984	450	5	3
36	1960	360	5	3
30	1984	300	5	3
24	1960	240	4	3
12	1984	120	4	3
12	1960	120	3	3

Fonte: adaptado de Rossigali (2013)

Como mostrado pelos dados da Figura 2, obtidos por Santos *et al.* (2024), houve um grande crescimento na construção de OAEs no país a partir dos anos 2000, que se deve a rápida mudança no fluxo rodoviário a partir da década de 1990 (Rossigali, 2013).

Com a sua última revisão datada de 1984, a NBR 7188 foi atualizada em 2013. As principais mudanças foram na exclusão dos veículos de classe 12, mantendo-se apenas veículos de classe 24, para estradas vicinais e secundárias, e um principal de classe 45 (NBR 7188, 2013).

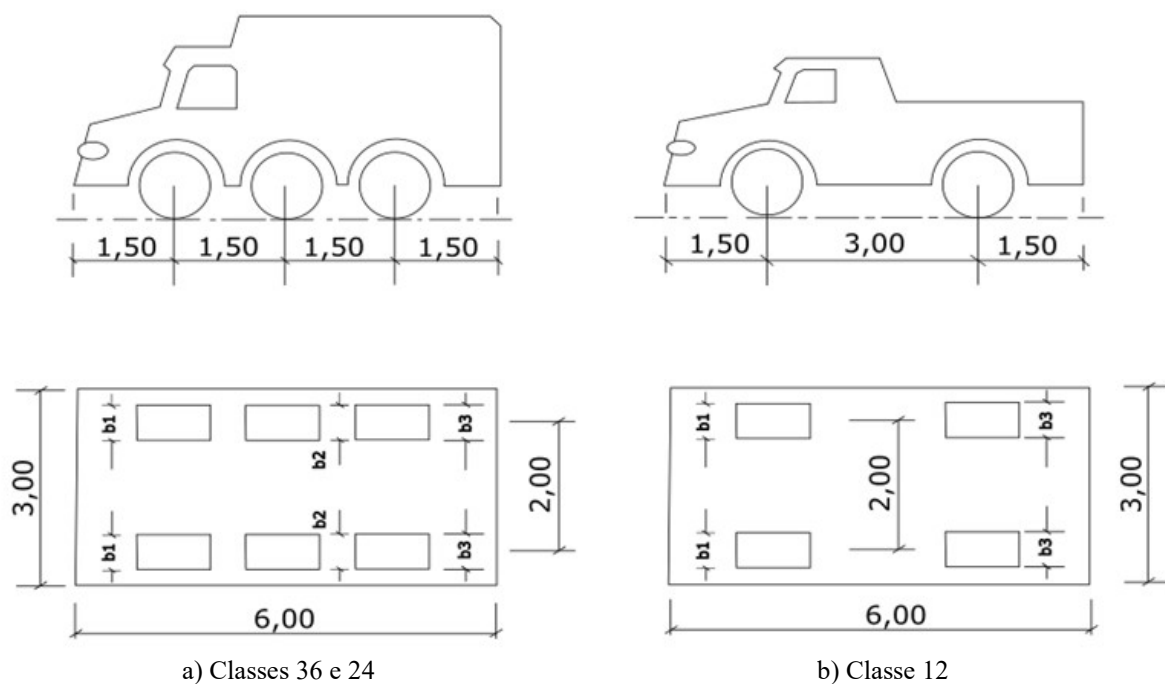
A principal mudança na NBR 7188 (2013) foi que o carregamento de impacto passou a ser composto por diferentes fatores, sendo esses o coeficiente de impacto vertical (CIV), de número de faixas (CNF) e de impacto adicional (CIA). Essas mudanças continuam atualmente, na mais recente versão da norma, lançada em 2024. Não houve mudanças nas classes dos veículos, suas dimensões e nos coeficientes de impacto com relação à versão de 2013 (NBR 7188, 2024).

2.2.2 NB-6: Cargas móveis em pontes rodoviárias (1960)

A versão da NB-6 da década de 1960 esteve em vigor por mais de 20 anos. Diversas pontes e viadutos do Brasil foram construídos em sua vigência. As pontes de classe I, II e III passaram a ser dimensionadas com veículos tipo, respectivamente, de classe de carga 360, 240 e 120 kN. As dimensões e disposições dos eixos dos veículos e do projeto são mostradas na Figura 6.

Segundo Luchi (2006), esses carregamentos considerados são idealizados e não refletem a realidade dos veículos reais, tanto em relação à carga quanto pela distribuição por eixo. Essa versão decidiu por considerar veículos de projeto idênticos à norma alemã DIN 1072 ao invés de um modelo nacional.

Figura 6 - Veículos tipo e suas dimensões (em metros) segundo a NB-6 (1960)



Fonte: adaptado de ABNT NB-6 (1960)

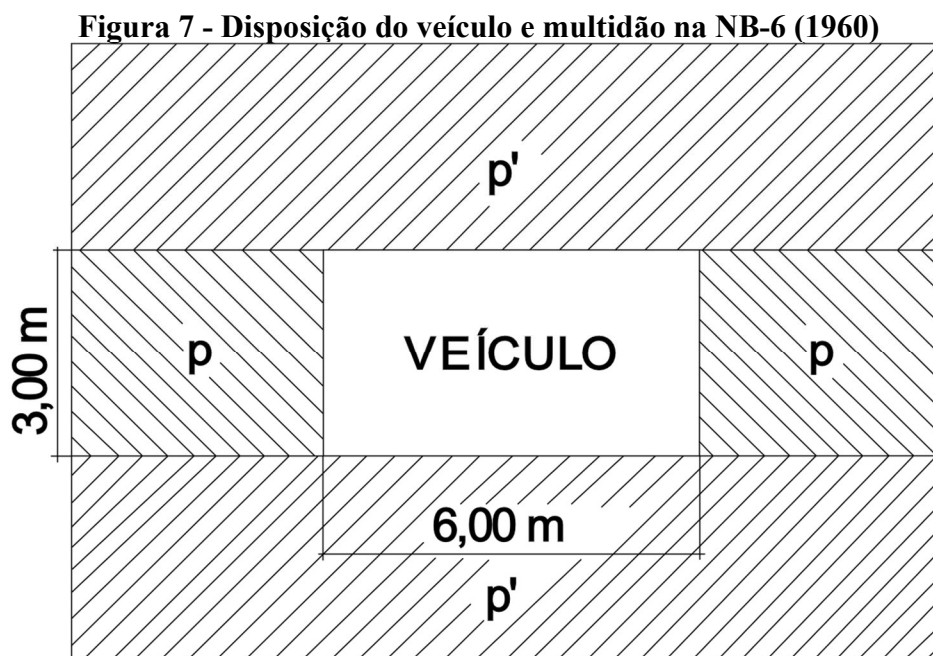
As características geométricas como dimensões das rodas, espaçamento entre eixos longitudinais e transversais, além do peso total de cada classe da NB-6 (1960) podem ser observadas na Tabela 5.

Tabela 5 - Características das classes de veículo da NB-6 (1960)

Parâmetro	Unidade	TB-360	TB-240	TB-120
Quantidade de eixos	-	3	3	2
Peso total	t	36	24	12
Peso de cada roda dianteira	t	6	4	2
Peso de cada roda intermediária	t	6	4	-
Peso de cada roda traseira	t	6	4	4
Largura de cada roda dianteira (b1)	cm	45	35	20
Largura de cada roda intermediária (b2)	cm	45	35	-
Largura de cada roda traseira (b3)	cm	45	35	30
Comprimento das rodas	cm	20	20	20
Distância entre eixos longitudinais	cm	150	150	300
Distância entre eixos transversais	cm	200	200	200

Fonte: adaptado de ABNT NB-6 (1960)

Na Figura 7 é mostrada a disposição do veículo e dos carregamentos móveis no seu entorno. Segundo a NB-6 (1960), a atuação do carregamento do veículo deve ser concomitante às ações devido ao carregamento de multidão.



Fonte: adaptado de ABNT NB-6 (1960)

A multidão é separada em duas parcelas, um carregamento principal a frente e atrás (p) do eixo longitudinal do veículo, em uma faixa de 3,00 m e outro secundário aplicado no restante do tabuleiro (p') (NB-6, 1960).

Na Tabela 6 são apresentados os veículos de projeto utilizados por classe de ponte e rodovia, além do carregamento de multidão correspondente a cada tipo.

Tabela 6 - Carregamentos de veículo e multidão da NB-6 (1960)

Classe da ponte	Veículo		Multidão			Classe da rodovia
	Tipo	Peso Total (kN)	p (kN/m ²)	p' (kN/m ²)	Disposição da carga	
36	36	360	5	3	Carga p a frente e atrás do veículo.	I
24	24	240	4	3		II
12	12	120	3	3	Carga p' no restante da pista e passeios.	III

Fonte: adaptado de NB-6 (1960)

Para as pontes de Classe I, consideradas vias principais, o trem-tipo da NB-6 (1960) possuía 360 kN, com carregamento principal de multidão igual a 5 kN/m² e o secundário 3 kN/m². As pontes de Classe 2 e 3, consideradas vias secundárias e vicinais, podiam ser dimensionadas com veículos de classe 24 e 12, respectivamente.

O coeficiente de impacto utilizado para levar em conta os efeitos dinâmicos foi introduzido pela NB-2 (1961). Esse coeficiente deixou de ser constante, como na versão de 1943, passando a variar conforme o vão teórico (l) da ponte. A equação para o cálculo desse coeficiente é mostrada na Equação 1.

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times l \geq 1,00 \quad 1$$

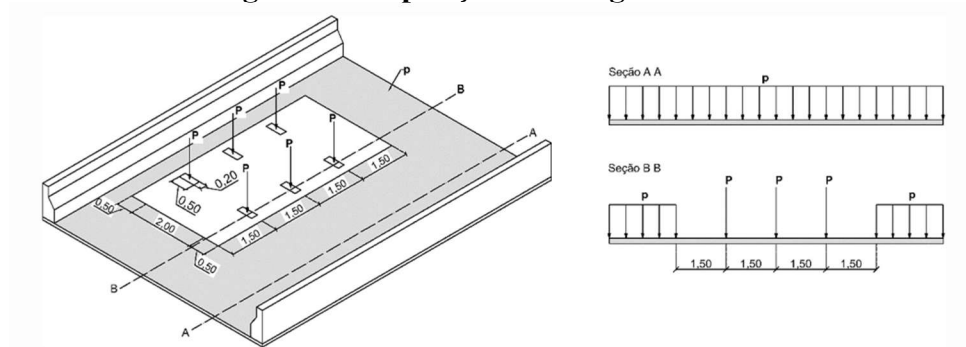
Segundo a NB-2 (1961), o vão teórico é dado em metros e independe do sistema estrutural. Para balanços, o valor do comprimento do vão é multiplicado por dois. Para vãos desiguais, cujo comprimento do menor vão seja pelo menos 70% do vão maior, podia-se considerar um vão ideal equivalente composto da média aritmética entre os dois vãos em análise.

2.2.3 NBR 7188: carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas (2024)

A norma atual para carga móvel é a NBR 7188 (2024) que define os valores característicos básicos das cargas móveis rodoviárias de veículos sobre pneus e ações de pedestres, em projeto de pontes, viadutos, galerias, passarelas e edifícios-garagem.

A principal diferença em relação à antiga NB-6 (1960) ocorre nos pesos dos trens-tipo de projeto, que passam de uma carga de 360 e 240 kN para 450 e 300 kN, respectivamente. O trem-tipo de 120 kN manteve-se como na versão da década de 60. As ações para viadutos e pontes rodoviários são definidas a partir da carga descrita na Figura 8, onde são definidas sua disposição e geometria.

Figura 8 - Disposição das cargas estáticas



Fonte: NBR 7188 (2024)

Pode-se, em obras de estradas vicinais municipais de uma faixa ou particulares, utilizar-se do trem-tipo de 240 kN. Ambos possuem as mesmas características geométricas, alterando-se apenas os carregamentos, como mostra a Tabela 7. A carga p' (kN/m²) representa o carregamento disposto sobre os passeios, caso existam, na posição mais desfavorável e concomitante com a carga móvel rodoviária.

Tabela 7 - Carregamentos móveis da ABNT NBR 7188 (2024)

Classe	Trem-tipo			Multidão	
	Peso total (kN)	Carga por eixo (kN)	Carga por roda (kN)	p (kN/m ²)	p' (kN/m ²)
<i>TB-450</i>	450	150	75	5	3
<i>TB-240</i>	240	80	40	4	3

Fonte: adaptado de ABNT NBR 7188 (2024)

Na ABNT NBR 7188 (2024), a carga móvel rodoviária padrão TB-450 (trem-tipo rodoviário brasileiro) é definida por um veículo tipo de 450 kN, com seis rodas ($P_{roda} = 75$ kN), três eixos de carga afastados entre si em 1,5 m, com área de ocupação de 18 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 5$ kN/m².

Na versão atual da ABNT NBR 7188 (2024), o antigo coeficiente de impacto (Equação 1) utilizado até a versão de 1984 foi substituído. Agora, a ponderação das cargas móveis é feita através dos coeficientes de impacto vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e do impacto adicional (CIA).

A carga concentrada Q (kN) e a carga distribuída q (kN/m²) são os valores da carga móvel aplicados no nível do pavimento, iguais aos valores característicos ponderados pelos coeficientes de impacto vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e de impacto adicional (CIA) conforme as Equações 2 e 3.

$$Q = P.CIV.CNF.CIA \quad 2$$

$$q = p.CIV.CNF.CIA \quad 3$$

Segundo a NBR 7188 (2024), as cargas móveis verticais características devem ser majoradas para o dimensionamento de todos os elementos estruturais pelo coeficiente CIV. O coeficiente CIV amplifica a ação da carga estática, simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores em todos os elementos estruturais. Seu valor pode é assumido constante para pontes com menos de 10 m (Equação 4) ou pode ser calculado em função do vão livre da ponte (Equação 5).

$$CIV = 1,35, \text{ para vãos menores que } 10,0 \text{ m} \quad 4$$

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right), \text{ para vãos entre } 10,0 \text{ e } 200,0 \text{ m} \quad 5$$

Onde:

- L_{iv} : usado para estruturas de vão isostático. Representa a média aritmética dos vãos quando existem vãos contínuos. Em caso de estruturas em balanço, o coeficiente representa o comprimento do próprio balanço.

As cargas móveis características devem ser ajustadas pelo coeficiente do número de faixas (CNF) conforme Equação 6. O CNF representa a probabilidade de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas (não se aplica ao dimensionamento dos elementos estruturais transversais ao sentido do tráfego - transversinas).

$$CNF = 1 - 0,005 \times (n - 2) > 0,9 \quad 6$$

Sendo:

- n : é o número inteiro de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Não são considerados faixas de tráfego, acostamentos e faixas de segurança.

De acordo com a NBR 7188 (2024), o coeficiente de impacto adicional (CIA) consiste em coeficiente destinado à majoração da carga móvel característica devido à imperfeição e/ou descontinuidade da pista de rolamento, no caso de juntas de dilatação e nas extremidades das obras, estruturas de transição e acessos.

Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal a junta estrutural, inferior a 5 m para cada lado da junta ou da descontinuidade estrutural (extremidade), devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majorados pelo coeficiente (CIA). Seu valor é assumido constante dependendo do tipo de material estrutural utilizado, conforme mostrado nas Equações 7 e 8.

$$CIA = 1,25, \text{ para estruturas em concreto ou mistas;} \quad 7$$

$$CIA = 1,15, \text{ para estruturas em aço.} \quad 8$$

Por fim, o coeficiente de impacto final a ser aplicado segundo a NBR 7188 (2024) deve ser composto pelas parcelas apresentadas, podendo ser obtido através da Equação 9.

$$\varphi = CIV \times CNF \times CIA$$

2.3 PONTES EM CONCRETO ARMADO EM SEÇÃO CELULAR

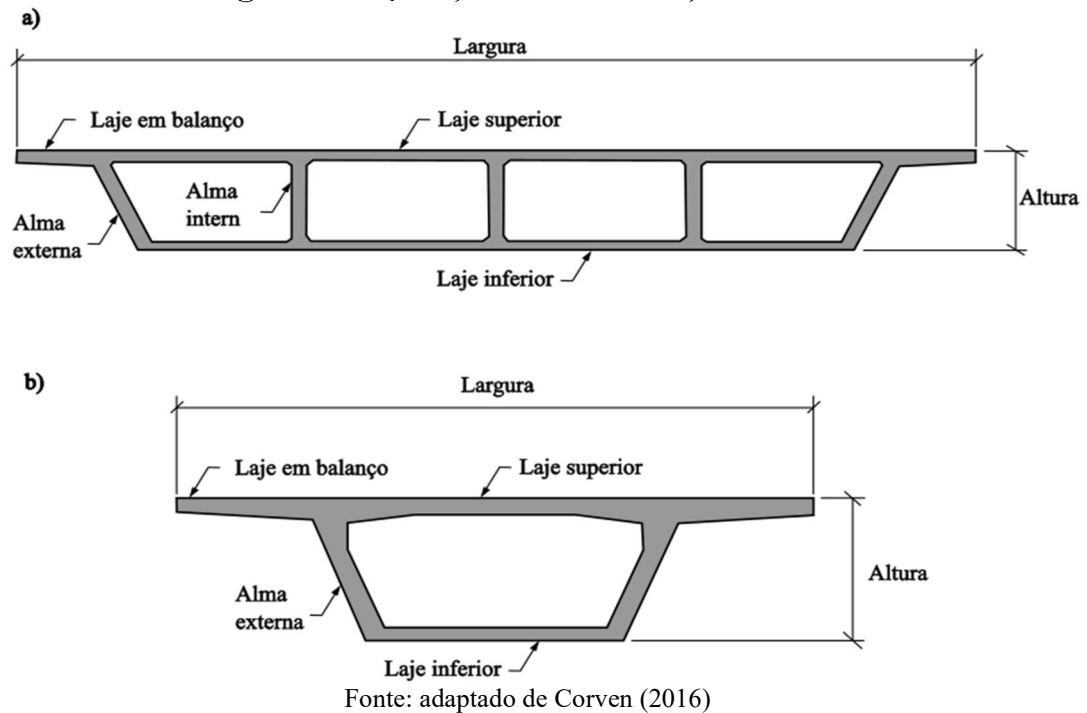
As vigas em seção celular são muito utilizadas na construção de pontes e viadutos, devido a sua excelente capacidade estrutural além do apelo estético. Esse tipo de seção permite alcançar grandes vãos com um melhor controle da fissuração devido à protensão comumente aplicada. As vigas celulares são utilizadas devido a sua conhecida eficiência na distribuição de esforços transversais excêntricos, sua grande rigidez a torção e grande capacidade de resistir a flexão (Luchi, 2001; Schlaich; Scheef, 1982; Stucchi, 1982)

Segundo Gaspar (2003), as vantagens aumentam significativamente caso as pontes com esse tipo de seção sejam construídas com o método dos balanços sucessivos ou lançamentos progressivos. Isso acontece pois permite-se tirar melhor proveito dos efeitos da protensão, além da economia significativa de custo e tempo devido à ausência de cimbramentos.

As vigas em seção caixão também são utilizadas em pontes com largura variável devido a facilidade de modificação dos trechos em balanço e o espaçamento das almas. Quando protendidas, possuem vantagens em relação as pontes de viga T por apresentarem menor deformação lenta devido ao alívio dos carregamentos de peso próprio e, também, a posição do eixo baricêntrico mais centrada (Leonhardt, 1979).

As seções de caixão se dividem em dois tipos básicos: unicelulares ou multicelulares (Figura 8). Segundo Stucchi (2006), a solução com múltiplas células é válida para tabuleiros com grande largura em relação ao tamanho do vão.

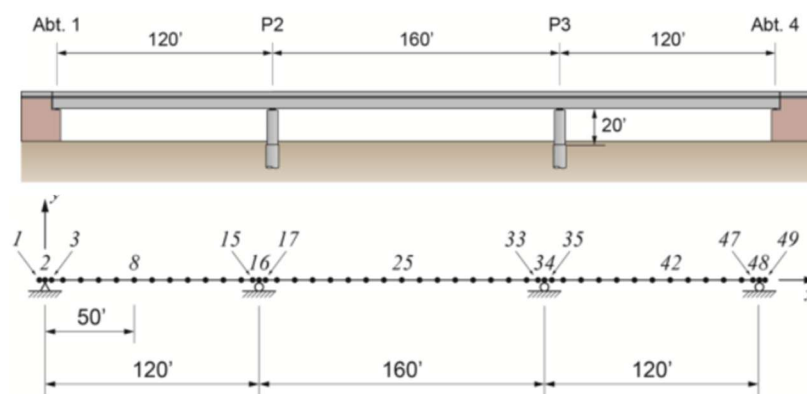
Observa-se uma preferência pelo uso de vigas unicelulares, inclusive em pontes de grande largura. Essa escolha se justifica por aspectos de economia e praticidade construtiva: a adoção de uma única célula reduz o volume de concreto necessário, diminui o consumo de armaduras e simplifica tanto o sistema de fôrmas quanto as etapas de protensão e de manutenção (Gaspar, 2003; Costa, 2019).

Figura 9 - Seção a) multicelular e b) unicelular

Segundo Stucchi (1982), quando existem transversinas suficientemente próximas, pode-se considerar as seções indeformáveis e a superestrutura pode ser dimensionada como uma viga como forma de simplificação.

Segundo Corven (2016), a análise dos esforços longitudinais de seções celulares pode ser realizada por meio de modelos bidimensionais complementados por cálculos manuais para estimar os efeitos das forças na estrutura. A estrutura pode ser discretizada em elementos de barras e nós. A discretização da p

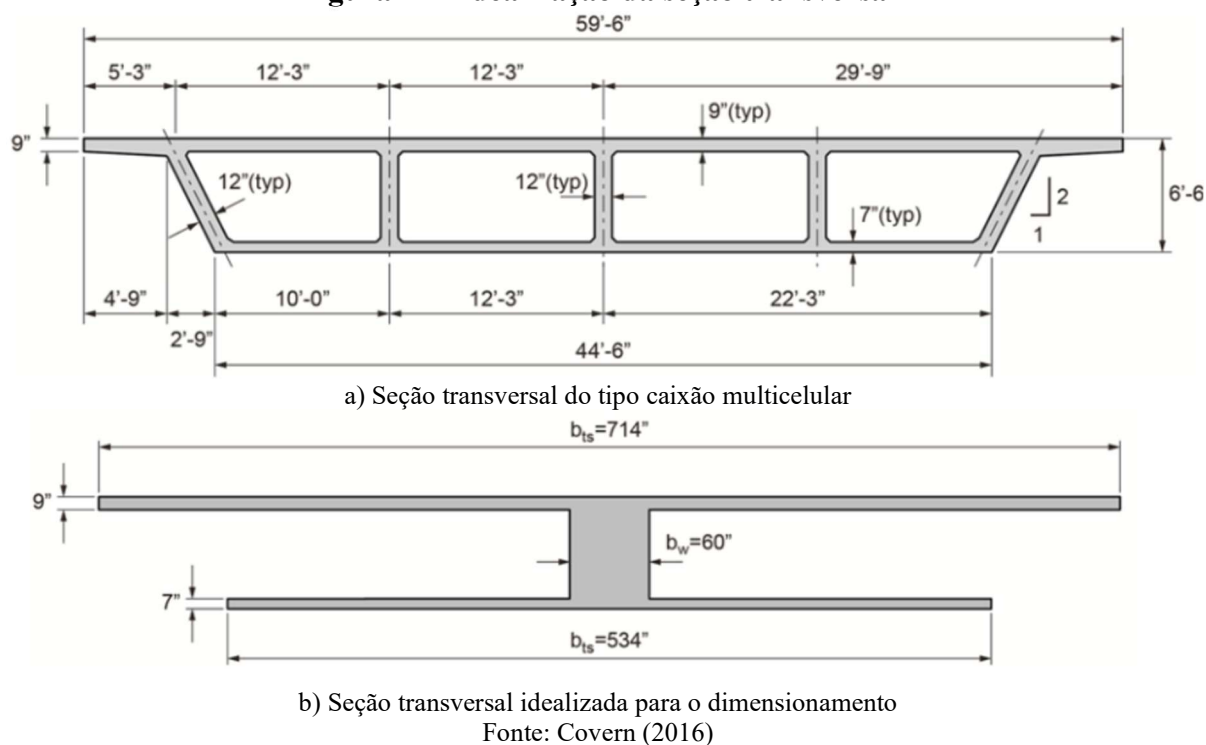
onte deve ser suficiente para permitir o correto comportamento do modelo como mostrado na Figura 10.

Figura 10- Discretização da ponte em elementos de barra

Fonte: Covern (2016)

A resistência à flexão desse tipo de estrutura segue os procedimentos convencionais do cálculo do concreto armado, baseado nas compatibilidades de deformação e equilíbrio das tensões nos materiais (Corven, 2016; Costa, 2019). Como mostra a Figura 11, as seções celulares podem ser idealizadas como vigas I ou T para obtenção da resistência à flexão.

Figura 11 - Idealização da seção transversal



2.4 REFORÇO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

O reforço estrutural, é definido como o aumento da capacidade resistente de um elemento estrutural em relação ao projeto original. O reforço pode estar relacionado ao reestabelecimento das condições de serviço (ELS) e/ou de sua capacidade resistente (ELU) (Ferrari, 2007).

Existem diversos fatores que fazem com que um elemento precise ser reforçado como, por exemplo, a alteração no uso da edificação, falhas de dimensionamento ou detalhamento nos projetos, falhas na fase de execução definição equivocada de carregamentos e vida útil do elemento de concreto armado (Souza; Ripper, 1998; Ferrari, 2007; FIB *Bulletin* 90, 2019; Fathalla; Mihaylov, 2024)

Para projetar um reforço estrutural, o engenheiro deve conhecer diversos fatores do elemento no qual trabalhará. Esses, vão desde a concepção original da estrutura, seu histórico e finalidade inicial, bem como as novas exigências a serem empregadas e a mão-de-obra disponível para a realização dos serviços (Souza; Ripper, 1998)

Segundo a NBR 6118 (2024) todas as estruturas devem resistir aos carregamentos aos quais são expostas, garantindo a segurança à ruptura. Além disso, a estrutura deve funcionar apropriadamente em serviço, sem grandes deformações e desconforto aos usuários. As estruturas devem ter sua durabilidade assegurada durante sua execução e toda a vida útil.

Algumas técnicas foram desenvolvidas ao longo dos anos, como a adição de armaduras de complementação envoltas em concreto armado (encamisamento), utilização de chapas coladas, protensão externa e reforço com compósitos (Esfahani *et al.*, 2006; Garcez, 2007; Pinheiro, 2018; Beneberu; Yazdani, 2019; Fathalla; Mihaylov, 2025).

O encamisamento, consiste em envolver a peça original de concreto completa ou parcialmente com novo concreto e armaduras adicionais. Esse método de reforço é eficiente quando não existem limitações para o aumento da seção transversal. Com esse aumento, existe um ganho de resistência e rigidez com a utilização de materiais de fácil acesso (aço, concreto e graute). (Machado; Machado, 2015; Fathalla; Mihaylov, 2025; Etienot *et al.*, 2024).

O reforço por colagem de chapas de aço utiliza das propriedades do aço (grande resistência e módulo de elasticidade) para favorecer uma camada menos espessa de reforço. As limitações desse tipo de solução são a possibilidade de corrosão, alto peso das chapas e comprimento limitado (Garcez, 2007; Machado; Machado, 2015)

A protensão externa é uma técnica muito difundida no reforço de pontes e viadutos. Consiste no posicionamento de cabos ancorados nas estruturas, posteriormente tracionados. Se necessário, pode haver desvio na trajetória dos cabos por meio de desviadores (Pinheiro, 2018).

A protensão externa pode ser aplicada para o reforço de várias solicitações simultaneamente. Isso ocorre, pois é possível posicionar os cabos de forma a reforçar as vigas em relação aos momentos fletores positivos e negativos, bem como esforços cortantes. (Pinheiro, 2018).

Entre as alternativas aos sistemas de reforço já mencionados, destaca-se o uso de materiais compósitos com polímeros reforçados com fibras (FRP), que apresentam aplicação

prática e rápida, além de boas propriedades mecânicas e alta resistência à corrosão (Souza; Ripper, 1998; Machado; Machado, 2015; Wang *et al.*, 2022).

Outro ponto relevante é que sua utilização altera de forma mínima a geometria e o peso próprio do elemento reforçado. Apesar dessas vantagens, a eficiência do reforço depende de cuidados específicos durante a execução, principalmente na preparação da superfície e dos materiais, de modo a assegurar a aderência adequada entre o material polimérico e o substrato de concreto (Souza; Ripper, 1998; Wang *et al.*, 2022).

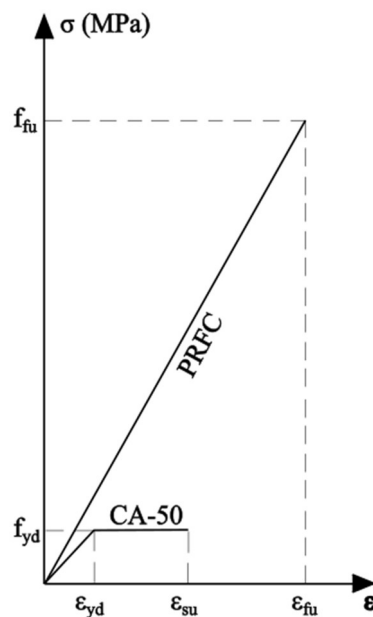
2.4.1 Polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC)

Os polímeros reforçados com fibra (PRF) são materiais compósitos constituídos por fibras contínuas envoltas em uma matriz polimérica de modo que o conjunto tenha propriedades superiores aos seus componentes individuais (Balagaru; Nanni; Giancaspro, 2009; ACI PRC-440.2, 2023)

As características mecânicas do compósito resultam, em grande medida, da interação entre os seus constituintes e das condições em que esses elementos são combinados. Aspectos como a concentração, o tamanho, a forma e a orientação das fibras exercem influência direta no desempenho final do material. Essa multiplicidade de variáveis confere ao compósito elevada versatilidade, permitindo a obtenção de diferentes comportamentos a partir de ajustes em sua composição. Cada componente contribui de forma particular para o desempenho global, de modo que o conjunto passa a apresentar características distintas daquelas observadas isoladamente. Nesse contexto, a resistência e a rigidez dos polímeros reforçados com fibras estão associadas não apenas ao tipo de fibra utilizada, mas também à matriz polimérica que a envolve e, sobretudo, à qualidade da interação entre esses dois elementos (Beber, 2003).

Os compósitos de PRFC são caracterizados como anisotrópicos e heterogêneos, com comportamento elástico linear até a ruptura, diferente do aço que possui esse comportamento apenas até atingir seu patamar de escoamento (Figura 12). Essa característica faz com que o PRFC rompa de forma abrupta (Machado; Machado, 2015; ACI PRC-440.2, 2023).

Figura 12 - Diagrama tensão x deformação do PRFC e aço CA-50



Fonte: adaptado de Costa (2019)

A partir da década de 80, os materiais compósitos estruturados com fibra de carbono começaram a ser utilizados como reforço estrutural. Inicialmente, esses materiais foram desenvolvidos para a indústria aeroespacial, entretanto ganhou espaço dentro da engenharia civil com o desenvolvimento da indústria e diminuição de seus custos de produção (Hollaway, 2010; Naser *et al.* 2019)

A viabilidade econômica no custo da matéria-prima e manufatura permitiu o aumento das pesquisas utilizando materiais poliméricos. A técnica ganhou destaque nos órgãos estatais de infraestrutura de transportes, bem como concessionárias privadas de rodovias (Ferrari, 2007)

Algumas de suas vantagens são o baixo peso próprio, elevada resistência à tração, ausência de corrosão, facilidade de aplicação sem interrupção do tráfego, fácil adaptação a qualquer superfície de aplicação. Além disso, é comercializada em grandes comprimentos e quando em situação de incêndio, a fibra de carbono consegue manter suas propriedades mecânicas a altas temperaturas (Ferrari, 2007, Machado; Machado, 2015, Naser *et al.*, 2019).

Suas características mecânicas são superiores aos materiais tradicionalmente utilizados no reforço de estruturas, como chapas de aço e encamisamento em concreto armado, gerando um aumento na demanda de projetos utilizando essa técnica (Garcez, 2007; Ferrari, 2007).

Apesar de suas vantagens, o ACI PRC-440.2 (2023) e outros autores como Pinto (2000) e Machado e Machado (2015), apresentam o contraponto do uso do material:

- O material pode apresentar problemas caso seja exposto a radiação ultravioleta;
- É necessário atenção ao desempenho e durabilidade na utilização do PRFC em ambientes agressivos;
- Deve-se apresentar alternativas para proteção do reforço quanto a vandalismo, ação de raios ultravioletas e temperaturas elevadas quando em ambientes passíveis desses efeitos;
- A ductilidade do elemento reforçado diminui devido a possibilidade de ruína frágil do elemento;
- O custo do material é elevado em comparação ao concreto e aço tradicionais;

O PRF é composto de duas fases principais: as fibras e a matriz polimérica (Figura 13). A união dessas, forma um material com propriedades superiores (Hollaway, 2010; Naser *et al.*, 2019). Os dois materiais possuem comportamentos distintos e de igual importância na composição do sistema, sendo eles:

- Matriz polimérica: tem a função de manter a coesão das fibras e propiciar a transferência de tensões de cisalhamento entre o concreto e a fibra de carbono;
- Fibras de carbono: são o elemento estrutural propriamente dito, são responsáveis por absorver as tensões de tração decorrentes das solicitações.

Figura 13 - Sistema composto com fibras de carbono



Fonte: Machado e Machado (2015)

As fibras são as responsáveis por garantir a resistência e rigidez ao compósito PRFC. As principais fibras comercializadas para o uso em reforço estrutural são as de vidro, carbono e aramida. Elas possuem capacidade resistente muito superior à da matriz e são as responsáveis

por resistir aos esforços solicitantes de tração. A Tabela 8 apresenta as características mecânicas típicas de alguns tipos de fibra de carbono comercializadas.

Tabela 8 - Propriedades típicas de fibras comercializadas

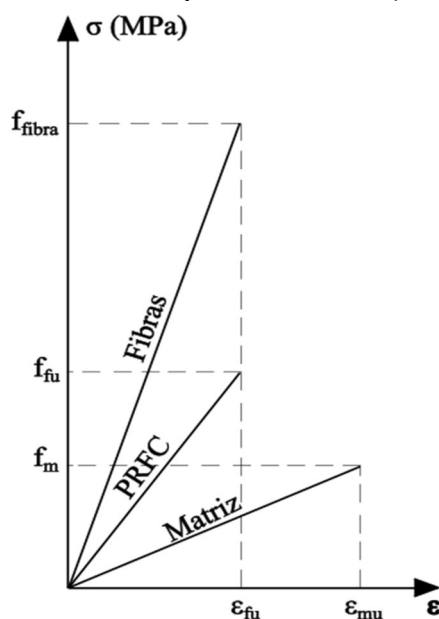
Material		Módulo de elasticidade (GPa)	Tensão à tração última (MPa)	Deformação última à tração (%)
Carbono	Alta resistência	215-235	3500-4800	1,4-2,0
	Ultra alta resistência	215-235	4800-6000	2,0-2,3
	Alto módulo	350-500	2500-3100	0,5-0,9
	Ultra alto módulo	500-700	2100-2400	0,2-0,4
Vidro	E	70	1900-3000	3,0-4,5
	S	85-90	3500-4800	4,5-5,5
Aramida	Baixo módulo	70-80	3500-4100	4,3-5,0
	Alto módulo	115-130	3500-4000	2,5-3,5
Basalto		80-90	2500-3200	3,0-3,5
Aço		185	3070	1,7
Fibras naturais	Cânhamo	30-70	500-700	2,0-4,0
	Linho	30-40	500-1500	2,5-3,5
	Kenaf	30-50	500-900	1,2-2,0

Fonte: adaptado de FIB *Bulletin* 90 (2019)

Conforme os dados apresentados na Tabela 8 e segundo o disposto no FIB *Bulletin* (2019), é possível destacar que as fibras de carbono apresentam maiores valores de resistência à tração e módulo de elasticidade. Com relação às fibras de vidro, as do tipo “E” e “S”, sendo a última mais rígida e resistente, esse tipo de fibra possui baixa durabilidade em meios alcalinos. As fibras de aramida são altamente vulneráveis à degradação por radiação ultravioleta além de serem produzidas por poucos fabricantes. Já as fibras de basalto possuem características mecânicas semelhantes às da fibra de vidro, com uma rigidez um pouco superior. Por fim, as fibras naturais possuem grande variação em suas propriedades que variam conforme o local de origem, sendo essencial sua caracterização antes da utilização.

As fibras aumentam a rigidez do sistema, enquanto a matriz distribui as tensões entre os componentes do compósito. Um exemplo de curva tensão por deformação com todos os componentes PRFC é mostrado na Figura 14. É possível observar que a curva do compósito apresenta comportamento linear e frágil, sofrendo baixa deformação, semelhante ao das fibras (ACI 440R, 1996; ACI PRC-440.2, 2023).

Figura 14 - Relação tensão x deformação entre fibras, matriz e compósito de PRFC



Fonte: adaptado de Costa (2019)

Quanto maior a relação comprimento/diâmetro de fibras compósito, maior a efetividade da transferência de carga através do material da matriz polimérica para as fibras, permitindo maior aproveitamento das propriedades das mesmas (FIB *Bulletin*, 2019).

As fibras comercializadas podem ser encontradas comumente com orientação única (unidirecionais) ou em duas direções (bidirecionais). Ambas possuem comportamentos anisotrópicos, entretanto, as fibras unidirecionais apresentam os valores máximos de resistência e módulo de elasticidade. Isso ocorre, pois, as características principais que afetam o desempenho desses compósitos são a orientação, comprimento, forma e composição das fibras (ACI 440R, 1996).

As fibras mais utilizadas para fabricação do PRFC com fins estruturais são as de carbono. As com maior resistência e módulo de elasticidade são fabricadas através de fibras precursoras de poliácridonitril (PAN). No processo, elas são carbonizadas a temperaturas superiores a 800°C e sua resistência máxima aparenta ser alcançada a 1500°C (Machado; Machado, 2015).

A matriz utilizada em compósitos estruturais é um polímero que pode ser termorrígido, cuja rigidez não se altera com a temperatura, ou termoplástico que sofre alteração com a temperatura. A principal função da matriz é manter as fibras juntas, protegê-las do ambiente externo, bem como manter a homogeneidade do composto e permitir a transferência de tensões. As propriedades mecânicas do compósito são diretamente influenciadas pela matriz, sendo fator

crucial no seu funcionamento. Os tipos de resinas comumente utilizadas nos PRF são as de epóxi, poliéster e vinil éster. Entretanto, das citadas as resinas de epóxi são as com melhores propriedades mecânicas e de durabilidade (Amran et al., 2018; FIB Bulletin 90, 2019)

É um material altamente viscoelástico e suas propriedades mecânicas dependem diretamente da temperatura ambiente e da taxa de carregamento. Quando uma carga é aplicada a uma matriz polimérica, ela sofre instantaneamente deformação elástica seguida de uma lenta deformação viscosa. Com o aumento da temperatura, as propriedades do polímero mudam e ele passa a sofrer grandes deformações (ACI 440R, 1996).

Segundo o ACI 440R (1996), a maioria da literatura foca nas fibras como o principal constituinte dos compósitos de polímeros reforçados com fibras (PRF). Entretanto, a matriz tem grande relevância no comportamento desse material. A matriz polimérica pode ser comparada, guardadas as proporções, ao concreto quando se fala em concreto armado. Para estruturas sofrendo flexão, o cisalhamento interlaminar é um fator extremamente importante. Além disso, a matriz polimérica é responsável por prover suporte lateral contra a flambagem das fibras quando existe carregamento de compressão (ACI 440R, 1996).

O adesivo epoxídico é muito utilizado como matriz. São compostos bicomponentes, sendo formados pela mistura da resina de epóxi sem solvente e um endurecedor. Para a produção do PRFC laminado, existe a adição de quartzo. Para garantir a qualidade do adesivo, é necessário que a mistura seja feita corretamente e com cautela, seguindo as recomendações do fabricante (ACI 440R, 1996; ACI PRC-440.2, 2023).

Adesivos epoxídicos apresentam várias vantagens em relação a outros tipos de polímeros utilizados como adesivos como mostra Hollaway e Leeming, (2001):

- Atividade superficial alta e boas propriedades umectantes em diversos tipos de substratos;
- Podem ser formulados de maneira a obter-se um tempo de colagem (tempo entre a aplicação e o início do endurecimento) superior a outros tipos de adesivos;
- Alta resistência coesiva quando curado;
- Baixa retração em relação com poliésteres, acrílicos e tipos de vinil;
- Baixa fluência e resistência de retenção de força sob carregamento;
- Sua formulação pode ser modificada misturando uma variedade de materiais para obter-se as propriedades desejadas.

Os adesivos, em geral, apresentam boa resistência à tração, à fluência, à química e a solventes. Entretanto, esse material tem suas propriedades alteradas rapidamente em contato com altas temperaturas, o que compromete o desempenho, causa a perda de resistência e diminuição no módulo de elasticidade (ACI 440R, 1996; Ferrari, 2007).

As fibras e as resinas são afetadas diretamente devido às condições às quais estão expostas. As propriedades mecânicas do PRF podem se degradar quando submetidas a condições ambientais agressivas, tais como ambientes com alta alcalinidade, água salgada, agentes químicos, luz ultravioleta, elevadas temperaturas e umidade, bem como ciclos de congelamento e descongelamento (ACI PRC-440.2, 2023; Machado; Machado, 2015).

Os sistemas compostos de FRP inseridos em ambientes alcalinos ou ácidos têm seu desempenho completamente dependente da matriz epoxídica utilizada e das características da fibra de carbono. As fibras secas, nuas e insaturadas são resistentes aos meios ácidos e alcalinos. Entretanto, a matriz deve resistir às agressões ambientais e proteger as fibras de carbono a fim de retardar possíveis deteriorações (Machado; Machado, 2015).

De acordo com o ACI PRC-440.2 (2023), o coeficiente de expansão térmica para um sistema unidirecional de PRF varia significativamente em relação ao tipo de fibra e resina, bem como o volume de fibras presente no compósito. A Tabela 9 apresenta a comparação entre os coeficientes de expansão térmica entre os compósitos de fibra de vidro (PRFV), carbono (PRFC) e aramida (PRFA).

Tabela 9 - Coeficiente de dilatação térmica dos tipos de PRF

Direção	Coeficiente de expansão térmica, $\times 10^{-6}/^{\circ}C$				
	Concreto	Aço	PRFV	PRFC	PRFA
Longitudinal	7,0 a 11,0	11,7	6,0 a 10,0	-1 a 0	-6 a -2
Transversal	7,0 a 11,0	11,7	22,0 a 50,0	22,0 a 50	60 a 80

Fonte: adaptado de ACI PRC-440.2 (2023)

No sentido das fibras, observa-se que os compósitos de aramida apresentam contração com o aumento da temperatura, enquanto os de vidro tendem a se expandir. Já os compósitos de carbono apresentam coeficiente de dilatação praticamente nulo, podendo inclusive assumir valores negativos. Por outro lado, no sentido transversal às fibras, todos esses materiais sofrem dilatação quando submetidos ao aquecimento.

É importante frisar que acima da temperatura de transição vítrea (T_g) o polímero começa a perder sua rigidez. O módulo elástico do composto é severamente reduzido devido a

mudanças na sua estrutura molecular. O valor de T_g varia com relação ao tipo de resina e, normalmente, encontra-se na região entre 60 e 82°C (ACI PRC-440.2, 2023).

As fibras, que possuem melhores propriedades térmicas do que as resinas, podem continuar a suportar uma parte do carregamento na direção longitudinal até atingir a temperatura em que começam a se degradar (aproximadamente 1000°C) (ACI PRC-440.2, 2023).

Segundo Machado e Machado (2015), os sistemas de FRP devem ser investigados em relação aos efeitos da corrosão dos aços, ciclos de calor e umidade, imersão em meio alcalino, ciclos de congelamento e descongelamento e exposição a raios ultravioleta. De acordo com os autores, ainda estão sendo efetuadas pesquisas sobre a durabilidade desses materiais, cabendo aos engenheiros projetistas escolherem sistemas que disponham de testes consistentes.

2.5 SISTEMAS DE REFORÇO ESTRUTURAL UTILIZANDO PRFC

Os polímeros reforçados com fibras destacam-se pela versatilidade e pelas propriedades vantajosas já discutidas, possibilitando sua aplicação em diferentes elementos estruturais. Entre os principais usos estão o reforço à flexão em vigas, lajes e paredes, o reforço ao cisalhamento e a torção, além do confinamento de pilares e reservatórios.

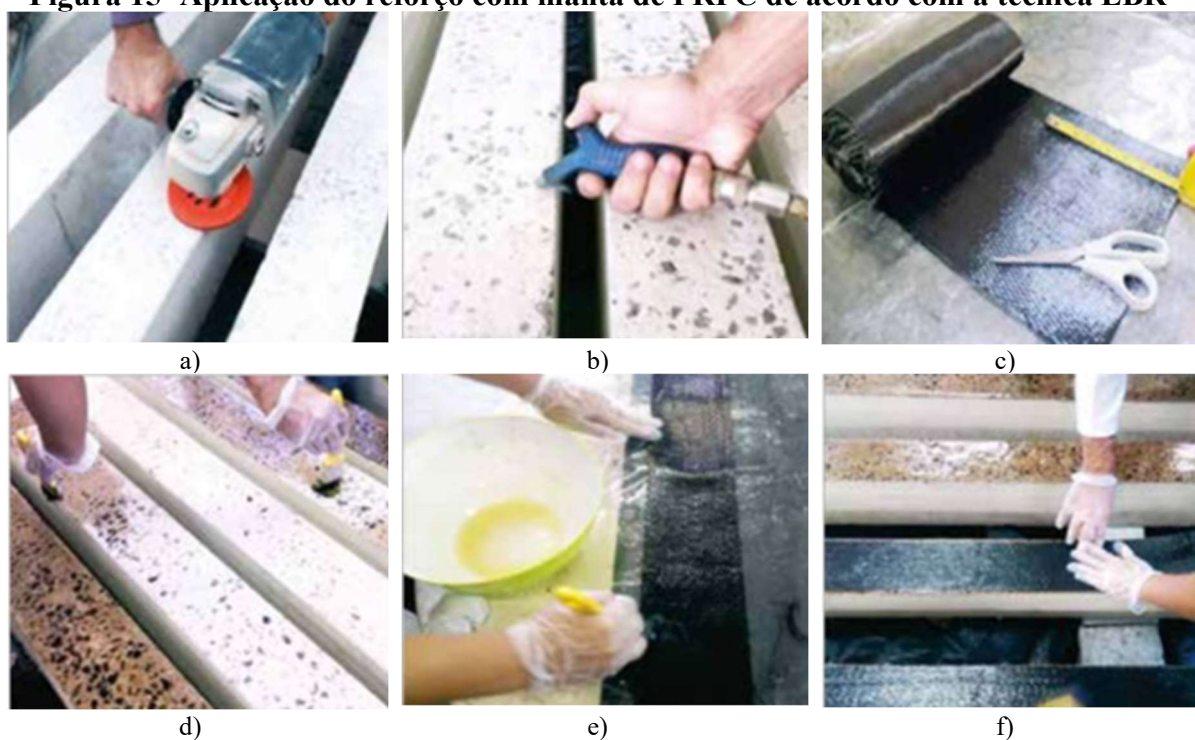
Atualmente, a técnica mais difundida para reforços à flexão é a colagem externa de laminados ou mantas, internacionalmente conhecida como *Externally Bonded Reinforcement* (EBR). Em razão de sua ampla utilização, foram desenvolvidas normas que estabelecem critérios de dimensionamento e recomendações de projeto para estruturas reforçadas com polímeros reforçados com fibras. Entre os mais relevantes estão o ACI PRC-440.2 (2023), o FIB *Bulletin* 90 (2019). No Brasil, não existem normas técnicas que falem sobre o tema.

Em contrapartida, o uso do laminado de PRFC protendido tem crescido. Esse sistema é uma combinação do reforço passivo EBR com os conceitos do concreto protendido, gerando, uma força oposta ao sentido das cargas permanentes melhorando o comportamento em serviço, além de reduzir fissuras e deslocamentos pré-existentes (Azevedo, 2015; Michels *et al.*, 2015).

2.5.1 Sistema por colagem externa (EBR)

No sistema de reforço por colagem (EBR), o material de reforço é colado ao substrato de concreto no formato de mantas ou placas. O processo de aplicação dessa técnica é separado nas seguintes etapas: (a) a superfície deve ser preparada com remoção da camada de nata de concreto e exposição dos agregados para melhora da rugosidade (Figura 15-a); (b) os resíduos devem ser removidos e a superfície limpa (Figura 15-b); (c) corte da manta de PRFC nas dimensões a serem utilizadas (Figura 15-c); (d) aplicação de resina epoxídica no compósito e no substrato em que será aplicado (Figura 15-d); (e) regularização com resina antes da aplicação (Figura 15-e); (f) Aplicação e colagem do PRFC (Souza; Ripper, 1998; Dalfré; Alves; Oliveira, 2019)

Figura 15- Aplicação do reforço com manta de PRFC de acordo com a técnica EBR



Fonte: Dalfré, Alves e Oliveira, 2019)

A utilização do tecido em PRFC é conhecido como colagem externa úmida (Figura 16-a). Nessa aplicação, a manta de fibras de carbono é impregnada com a resina epoxídica no momento da instalação do sistema de reforço. Já os sistemas pré-fabricados (Figura 16-b), vêm impregnados de fábrica, na forma de lâminas rígidas. Segundo o FIB *Bulletin* (2019), a vantagem desse sistema é a possibilidade de aplicação das fibras o mais paralelamente possível às tensões de tração do elemento.

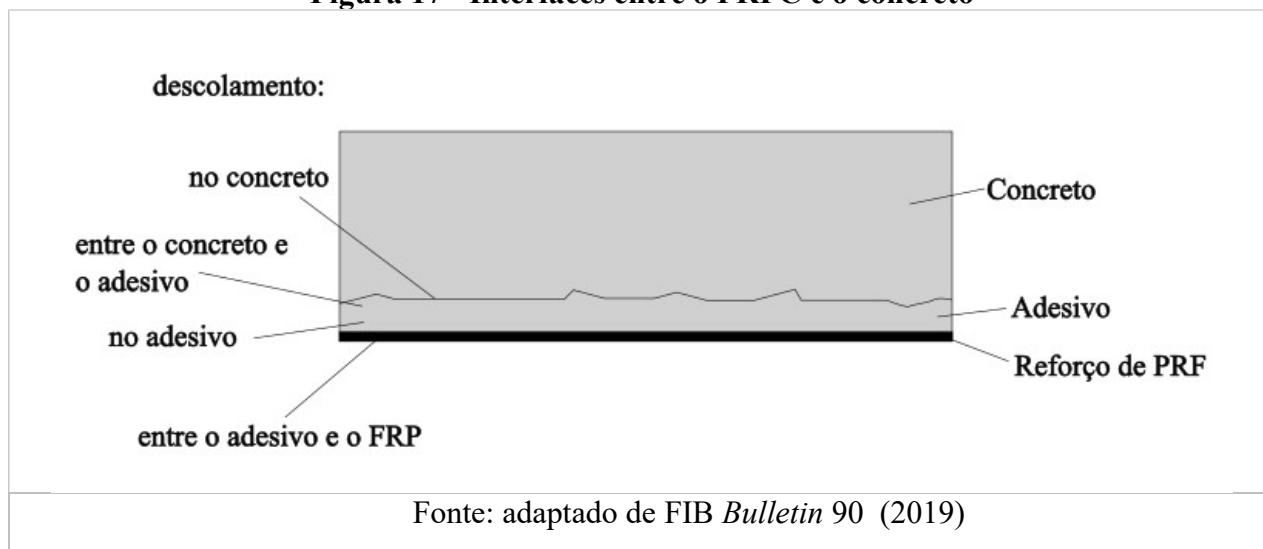
Figura 16 - Aplicação de a) colagem externa úmida e b) laminados pré-fabricados



Fonte: ACI 440.2R (2017)

A transmissão dos esforços entre o concreto do elemento estrutural e o reforço em PRF ocorre por meio do mecanismo de aderência existente entre ambos. Segundo o FIB *Bulletin 90* (2019), quando empregada a técnica de colagem externa (EBR), as falhas de ligação podem se manifestar em diferentes camadas ou interfaces, como no próprio concreto, no adesivo utilizado ou no compósito, conforme ilustrado na Figura 17.

Figura 17 - Interfaces entre o PRFC e o concreto



Quando o descolamento ocorre no próprio concreto, caracterizando uma falha coesiva, a penetração do adesivo estrutural em sua microestrutura contribui para aumentar a rigidez e a resistência à tração, reduzindo a possibilidade de desprendimentos prematuros na interface concreto/PRF. Nesses casos, parte do cobrimento pode se soltar a poucos milímetros do reforço ou em regiões fragilizadas do concreto, como nas proximidades das armaduras. Já o

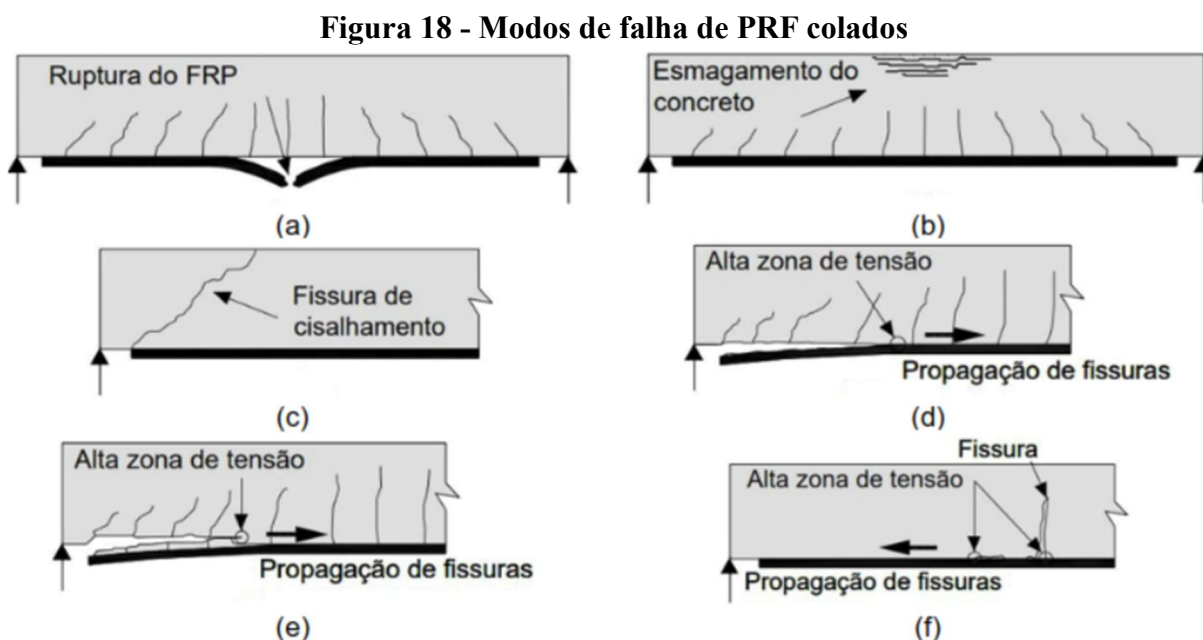
descolamento localizado na camada do adesivo tende a acontecer quando a resistência à tração do concreto supera significativamente a do adesivo ou em condições de temperatura elevada (FIB *Bulletin* 90, 2019).

As falhas de aderência localizadas nas interfaces concreto/adesivo ou adesivo/PRF geralmente decorrem de uma preparação inadequada das superfícies antes da aplicação do reforço. Isso ocorre principalmente quando a resistência coesiva do adesivo é menor do que sua capacidade de aderência (FIB *Bulletin* 90, 2019).

Além disso, embora menos comum, o descolamento também pode se manifestar dentro da própria camada de PRF, quando a resistência ao cisalhamento do compósito é ultrapassada. No entanto, esse tipo de falha é raro, já que as matrizes poliméricas dos FRP costumam apresentar valores de resistência superiores aos do concreto (FIB *Bulletin* 90, 2019).

Os modos de ruptura devido ao descolamento do PRFC podem ocorrer devido ao aumento da fissuração na região central ou por ancoragem insuficiente nas extremidades (FIB *Bulletin* 90, 2019).

Na Figura 18 são mostrados os principais modos de falha de um elemento com reforço passivo de PRF.



Fonte: Teng (2003) *apud* (Pereira, 2024)

A Figura 18-a mostra a condição em que o laminado falha pela sua ruptura. Esse tipo de falha acontece quando existe condição suficiente de ancoragem para que possa ser desenvolvida toda capacidade a tração do material. Com essas condições pode ocorrer também a falha pelo

esmagamento do concreto (Figura 18-b). Quando a resistência à flexão é superior à sua capacidade ao cisalhamento, o polímero falha de forma frágil, conforme Figura 18-c (Teng, 2003, *FIB Bulletin* 90, 2019).

Próximo as extremidades, onde existe uma interação entre as tensões cisalhantes e normais, o PRF pode falhar pelo descolamento, conforme a Figura 18-d. Caso a resistência do substrato não seja suficiente, esse modo de falha pode acarretar o arrancamento de parte da camada de cobrimento (Figura 18-e). No caso da fissuração elevada devido ao momento fletor, o descolamento do PRF pode acontecer na parte central da seção e se propagar para as extremidades (Teng, 2003, *FIB Bulletin* 90, 2019).

A eficiência dos sistemas de reforço com PRF colados já foi amplamente estudada na literatura, mostrando incrementos na capacidade de flexão de vigas e lajes que podem alcançar até 50%. Entretanto, os modos de ruptura apresentados tendem a limitar a capacidade de utilização do material onde apenas de 15 a 50% da sua capacidade última é utilizada (You; Choi; Kim, 2012, Correia *et al.*, 2015; Hong; Park, 2017; Wang *et al.*, 2022; Pessi, 2022; Pereira, 2024)

2.5.2 Sistemas protendidos com PRFC

Nos sistemas de reforço utilizando colagem externa (EBR), o mecanismo de falha, na maior parte das vezes, se baseia no seu nível de deformação. Dessa forma, é comum que esse sistema seja limitado a tensões muito abaixo da resistência total, não utilizando a total capacidade desse material. Devido a essa limitação, começaram estudos em sistemas utilizando a protensão do PRFC. (Firmo, 2010; Azevedo, 2015).

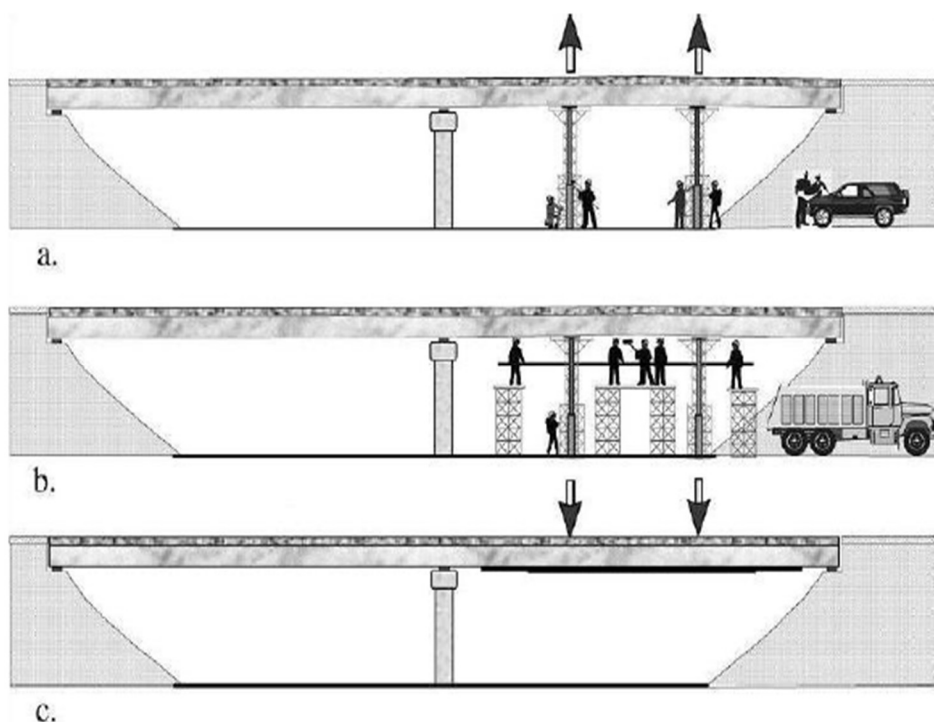
Essa técnica combina os benefícios do sistema de reforço passivo (EBR) com as vantagens de aplicação de um reforço por protensão externa. É bastante vantajosa por atuar contra os carregamentos permanentes, na retardação da abertura de fissuras, redução da flecha. Além disso, evita o colapso devido ao descolamento do laminado antes da sua capacidade resistente devido as ancoragens utilizadas em ambas as extremidades do laminado de PRF (Azevedo, 2015; El-Hacha; Wight; Green, 2001; Michels *et al.*, 2013). Alguns de seus benefícios são:

- Menor deflexão na estrutura reforçada;
- Redução das aberturas de fissuras e retardamento no seu aparecimento;
- Diminuição na tensão das armaduras de aço;
- Maior resistência à fadiga;
- Melhor aproveitamento do concreto e PRF;
- Aumento na carga última e a rigidez do elemento reforçado.

Diversas técnicas foram desenvolvidas para a aplicação de laminados de PRFC protendido. As principais são: protensão por imposição de uma contra-flecha, com pós-tensão e com pré-tensão.

No primeiro sistema (Figura 19-a), a protensão é aplicada indiretamente a partir da imposição de uma flecha contrária ao deslocamento da viga por meio de macacos hidráulicos. O laminado de PRFC é colado na parte inferior da viga deformada (Figura 19-b). Após o tempo de cura, os macacos são retirados (Figura 19-c). O sistema é considerado ineficiente devido ao esforço necessário para aplicar a contra flecha em comparação à baixa protensão que é induzida no laminado (El-Hacha; Wight; Green, 2001, Michels *et al.*, 2015, Correia, 2018).

Figura 19 - Sistema de protensão por imposição de contra-flecha. (a) Aplicação da força vertical através de macacos hidráulicos; (b) Colagem dos laminados de PRFC; (c) Remoção dos macacos hidráulicos



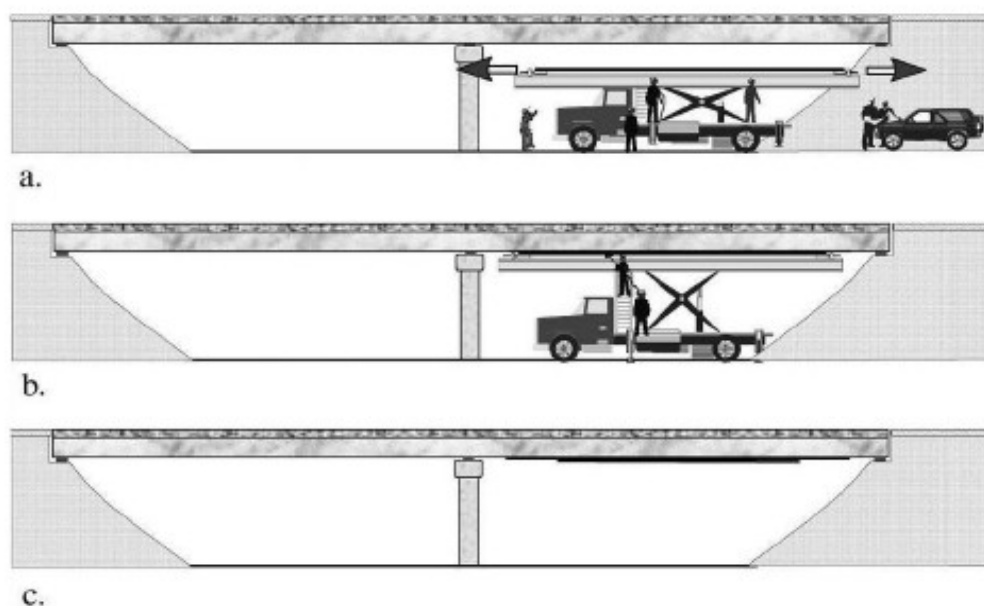
Fonte: El-Hacha, Wight e Green (2001)

Esse método é considerado simples, apesar da necessidade de maquinário especializado para sua realização. O princípio fundamental dessa técnica consiste em aplicar forças contrárias à deflexão no centro da viga. Esse mecanismo reduz o risco de delaminação do concreto, uma vez que a tensão de cisalhamento na interface do adesivo torna-se uniforme e de menor magnitude. A carga transferida ao laminado é controlada pela pressão exercida pelos macacos hidráulicos, a qual é limitada pela capacidade do concreto de suportar deformações compressivas, evitando, assim, a formação de fissuras ou trincas na superfície da viga (El-Hacha; Wight; Green, 2001, Azevedo, 2015)

Segundo Garcez (2007), quando o laminado de FRP protendido não conta com sistemas permanentes de ancoragem em suas extremidades, o nível de protensão aplicável ao reforço fica limitado. Isso ocorre porque a ausência desse recurso favorece mecanismos de ruptura associados ao descolamento do laminado nas extremidades, em razão das elevadas tensões de cisalhamento concentradas na interface entre os materiais.

O segundo sistema de protensão, por pré-tensão, é apresentado na Figura 20. Nesse método a protensão é aplicada antes da aplicação na estrutura, através de um sistema de reação (Figura 20-a). As extremidades do laminado são fixas por ancoragens metálicas e conectadas a um macaco hidráulico que realiza a aplicação da carga. O adesivo é aplicado na viga e no PRFC, após a aplicação da protensão.

Figura 20 – Sistema de protensão por pré-tensão. (a) Aplicação da protensão no laminado; (b) Colagem dos laminados de PRFC; (c) Remoção dos equipamentos e transferência de esforços ao compósito

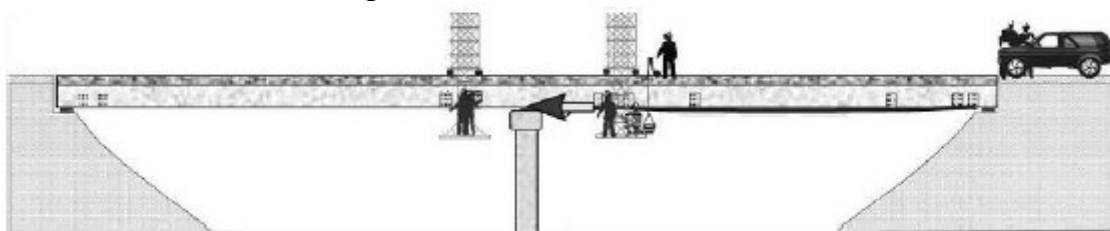


Fonte: El-Hacha, Wight e Green (2001)

Posteriormente o polímero é colado a superfície do concreto (Figura 20-b). O equipamento de protensão é mantido até a cura do adesivo. É um método adequado para vigas testadas em laboratório, entretanto, é de difícil aplicação em obras de grande porte (El-Hacha; Wight; Green, 2001).

Por fim, o sistema utilizando a pós-tensão, apresentado na Figura 20. Nesse sistema as extremidades dos laminados são fixadas à estrutura por meio de sistemas de ancoragem. É instalado um atuador hidráulico na extremidade não ancorada e é aplicado o valor de tensão desejado utilizando a ancoragem como ponto de reação. Após atingir esse valor, é instalada outra ancoragem na extremidade onde foi feita a protensão (El-Hacha; Wight; Green, 2001, Correia, 2018).

Figura 21– Sistema de protensão por pós-tensão. Instalação da ancoragem e aplicação da tensão ao laminado



Fonte: El-Hacha, Wight e Green (2001)

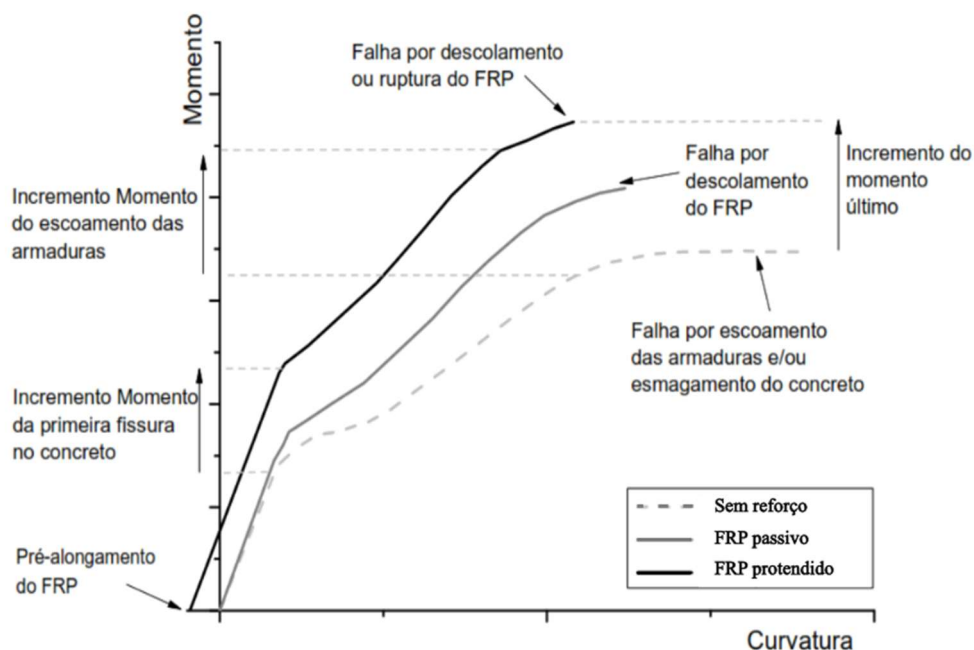
A protensão em estruturas com o uso de PRF possui etapas extras às necessárias para utilização da técnica EBR. Segundo Pereira (2024), essas etapas podem ser resumidas em:

- Preparação do substrato de concreto de forma similar à técnica EBR;
- Instalação dos sistemas de ancoragem;
- Fixação dos pontos de ancoragem e colagem do PRF ao substrato;
- Aplicação da força de protensão no FRP;
- Transferência da força de protensão ao substrato do elemento reforçado.

As vantagens do uso do PRF com laminado protendido são destacadas por Michels *et al.*, (2015) por meio da comparação entre os sistemas de reforço através de um diagrama de momento-curvatura (Figura 22).

É possível observar que os laminados protendidos aumentam a capacidade última das seções, além disso existente um incremento nas cargas e fissuração e escoamento na armadura, o que mostra que essa técnica possui boa eficiência em serviço com relação ao PRF passivo.

Figura 22 - Diagrama momento-curvatura de elementos não reforçado e reforçado



Fonte: Michels *et al.* apud Pereira (2024)

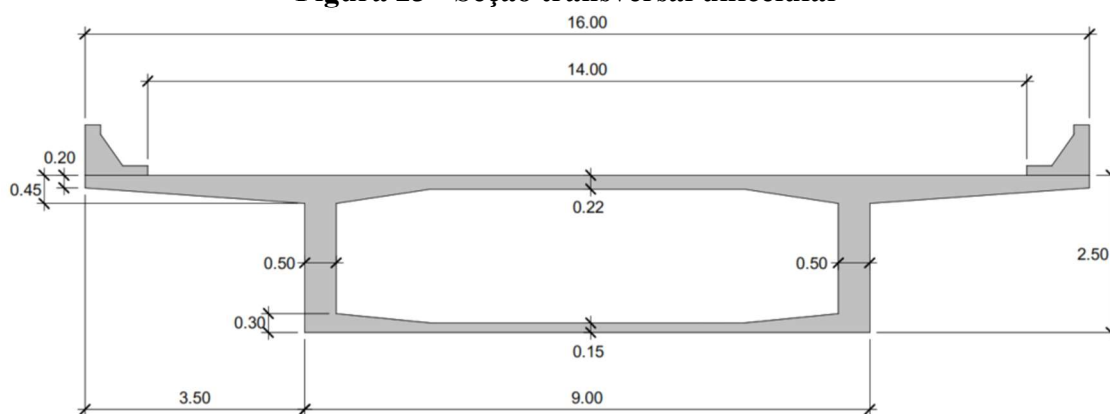
O reforço passivo, apesar de ter menor desempenho na capacidade última, de fissuração e escoamento, tem maior ductilidade que o reforço protendido. Entretanto, a menor curvatura indica uma diminuição na ductilidade da peça, efeito conhecido e observado em diversos trabalhos da literatura (Correia *et al.*, 2015, Wang *et al.*, 2012, Wang *et al.*, 2022, Pereira, 2024).

3 ESTUDO DE CASO

3.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA DA PONTE

Na Figura 23 tem-se a indicação da geometria da seção transversal da ponte idealizada para o estudo de caso. Trata-se de uma seção do tipo unicelular, proposta por Stucchi (1982), composta por duas vigas longitudinais interligadas pela laje superior e inferior.

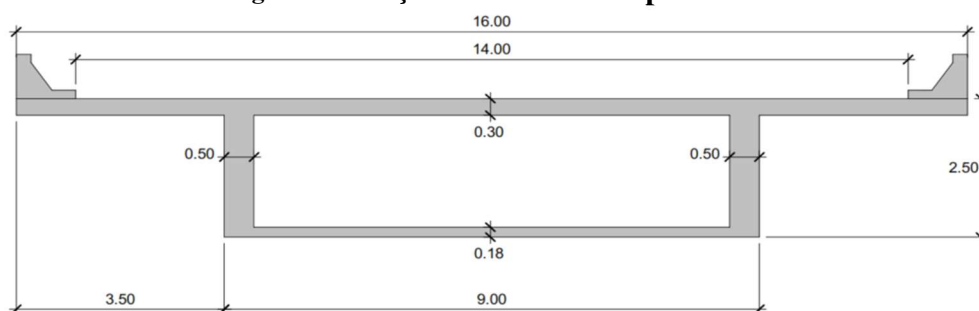
Figura 23 - Seção transversal unicelular



Fonte: adaptado de Stucchi (1982)

Para facilitar a abordagem analítica, foi considerada a seção simplificada (Figura 24) caracterizada pelas mesas da seção de espessura constante correspondente à média das espessuras reais. Conforme destacado por Stucchi (1982), essa abordagem traz simplificação matemática sem comprometimento da exatidão dos resultados. Entretanto, para as análises numéricas, foi considerada a geometria real da seção transversal.

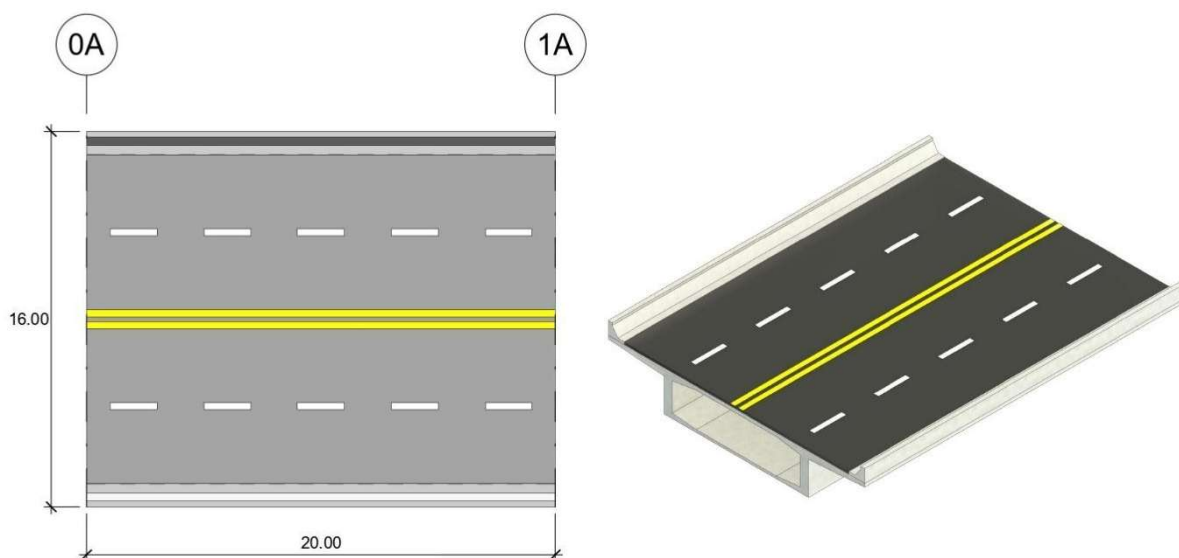
Figura 24 - Seção unicelular simplificada



Fonte: adaptado de Stucchi (1982)

A ponte tem comprimento total de 20,00 m e seção transversal de 16,00 m, abrigando-se duas faixas de trânsito em cada sentido e guarda-corpos nas laterais como mostrado pela Figura 25.

Figura 25 - Vista em planta e 3D



Fonte: Autor (2025)

3.2 ANÁLISE ESTRUTURAL

Este estudo adota uma abordagem metodológica baseada na obtenção dos esforços a partir de modelos computacionais frente aos carregamentos estabelecidos pelas normas ABNT NB-6 (1960), ABNT NBR 7188 (2024) e ABNT NBR 6118 (2024). A análise foi conduzida por meio de um modelo em elementos de barras que representa a superestrutura como uma viga unicelular longitudinal, com barras transversais rígidas para transferência de esforços na linha dos apoios das extremidades. O modelo foi idealizado para a obtenção dos esforços longitudinais ao longo do tabuleiro: cortante, momento fletor e torção.

A necessidade de reabilitação estrutural foi avaliada conforme os critérios de segurança da NBR 8681 (2004) expressos pela Equação 10:

$$\frac{R_d}{S_d} \geq 1,0$$

Sendo:

S_d : representa os valores de cálculo dos esforços atuantes;

R_d : representa os valores de cálculo dos correspondentes esforços resistentes.

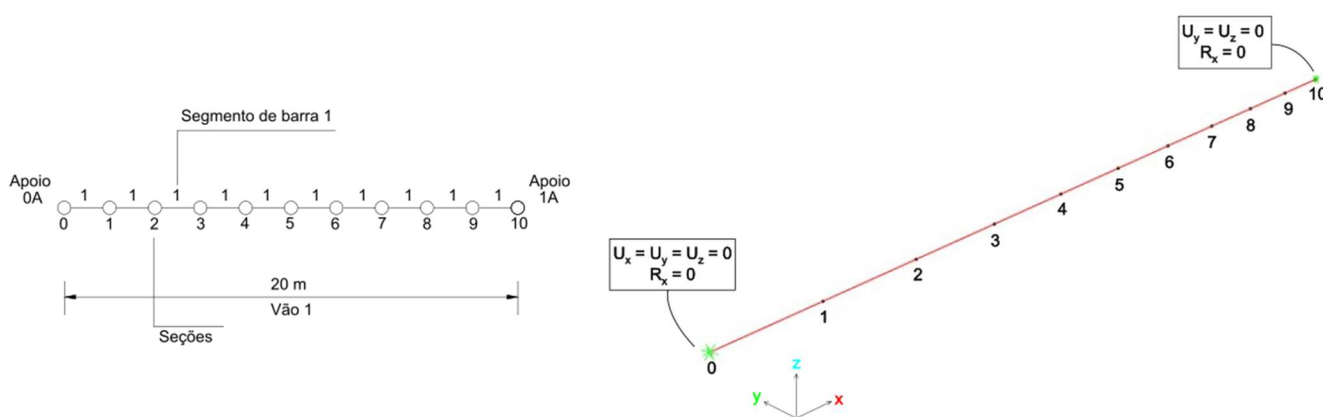
A determinação do valor de cálculo do esforço atuante, segundo a ABNT NBR 8681 (2004), é feita no regime elástico linear de forma que o coeficiente (γ_f) é aplicado diretamente ao valor do esforço característico conforme Equação 11.

$$S_d = \gamma_f \times S_k \quad 11$$

A análise estrutural do tabuleiro foi realizada por meio de um modelo numérico com elementos de barra (*frame*) no software SAP2000 com o modelo consistindo em barras longitudinais (representativas da seção transversal celular ao longo do comprimento da ponte).

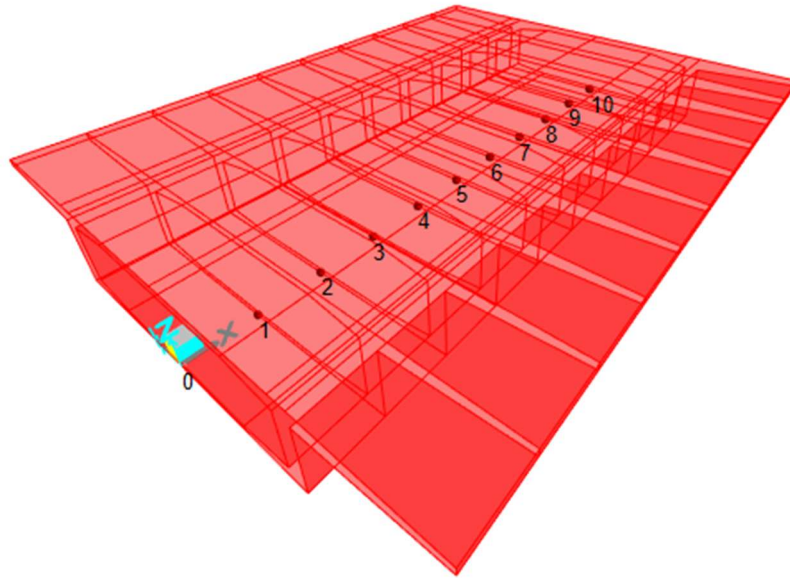
A discretização do vão da ponte foi idealizada dividindo em 10 segmentos de barras longitudinais com nós distanciados de 2,00 m, totalizando-se 10 seções transversais ao longo do comprimento (Figura 26-a). Nos apoios, foram aplicadas restrições de forma a simular uma viga biapoiada (Figura 26-b). Na seção 0 foram aplicadas restrições para os deslocamentos nos 3 globais e na seção 10, o deslocamento na direção do eixo x foi permitido. Em ambos os apoios foi restringida a rotação em torno do eixo x para simular a rigidez à torção proporcionada pelas transversinas que foram consideradas presentes nessas seções.

Figura 26 - Discretização do tabuleiro por segmentos de barras e vista 3D



a) Segmentos de barra e nós da discretização

b) Condições de contorno do modelo



c) Vista 3D das seções aplicadas aos segmentos de barra

Fonte: Autor (2025)

As propriedades físicas do concreto empregado na modelagem são:

- Massa específica do concreto: 25 kN/m^3 ;
- Módulo de elasticidade do concreto (E_c): 28.000 MPa ;
- Coeficiente de Poisson do concreto: $0,2$;
- Resistência característica à compressão (f_{ck}): 25 MPa ;

3.2.1 Ações permanentes

A ação permanente devido ao peso próprio das vigas (g_1) foi gerada automaticamente pelo software com base nas propriedades geométricas indicadas anteriormente. O carregamento devido a pavimentação (g_{pav_1}) foi considerado como em Stucchi (1982), com valor referencial empregado na década de 80, como mostra a Equação 12:

$$g_{pav_1} = 26,00 \frac{kN}{m}$$

O carregamento devido a pavimentação com valores conforme consta no item 7.2.3 da ABNT NBR 7187 (2021) (g_{pav_2}) foi obtido como exposto na Equação 13:

$$g_{pav_2} = 0,12m \times 14,00m \times 24,00 \frac{kN}{m^3} \quad 13$$

$$g_{pav_2} = 40,32 \frac{kN}{m} \quad 14$$

O carregamento devido às barreiras laterais (g_{bar}) foi adotado o valor de $g_{bar} = 20 \text{ kN/m}$ como considerado em Stucchi (1982). A ação permanente g_2 , correspondente às cargas do pavimento e das barreiras laterais. Essa carga foi dividida em duas parcelas. A primeira levando em conta g_{pav1} (Equação 15) e a segunda g_{pav2} (Equação 17):

$$g_{2a} = g_{pav_1} + g_{bar} \quad 15$$

$$g_{2a} = 26,00 + 20,00 = 46,00 \frac{kN}{m} \quad 16$$

$$g_{2b} = g_{pav_2} + g_{bar} \quad 17$$

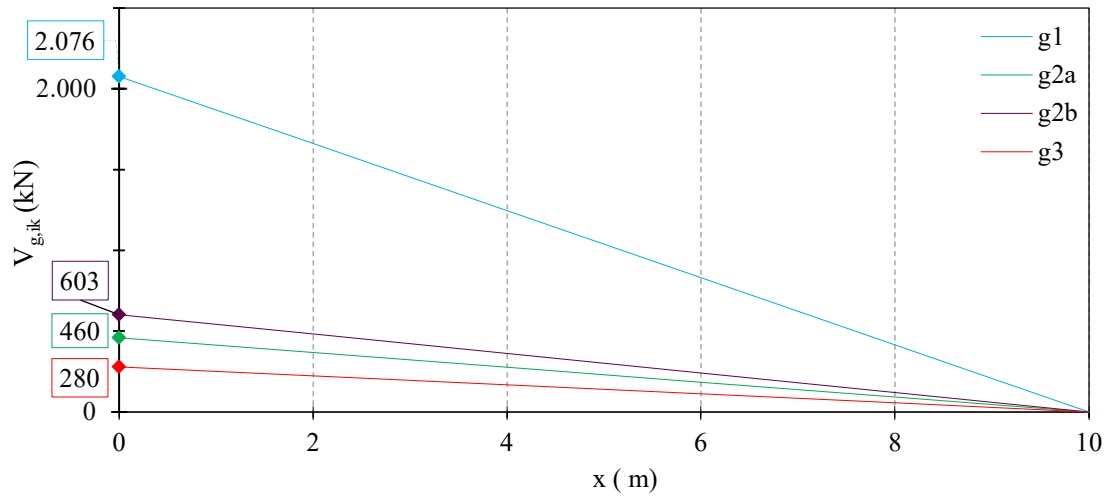
$$g_{2b} = 40,32 + 20,00 = 60,32 \frac{kN}{m} \quad 18$$

Conforme recomendado pelo item 7.2.3 da ABNT NBR 7187 (2021), foi considerado a ação do peso de um possível recapeamento com valor de $2,00 \text{ kN/m}^2$ (g_3), dado pela Equação 19:

$$g_3 = 2,00 \times 14,00 = 28,00 \frac{kN}{m} \quad 19$$

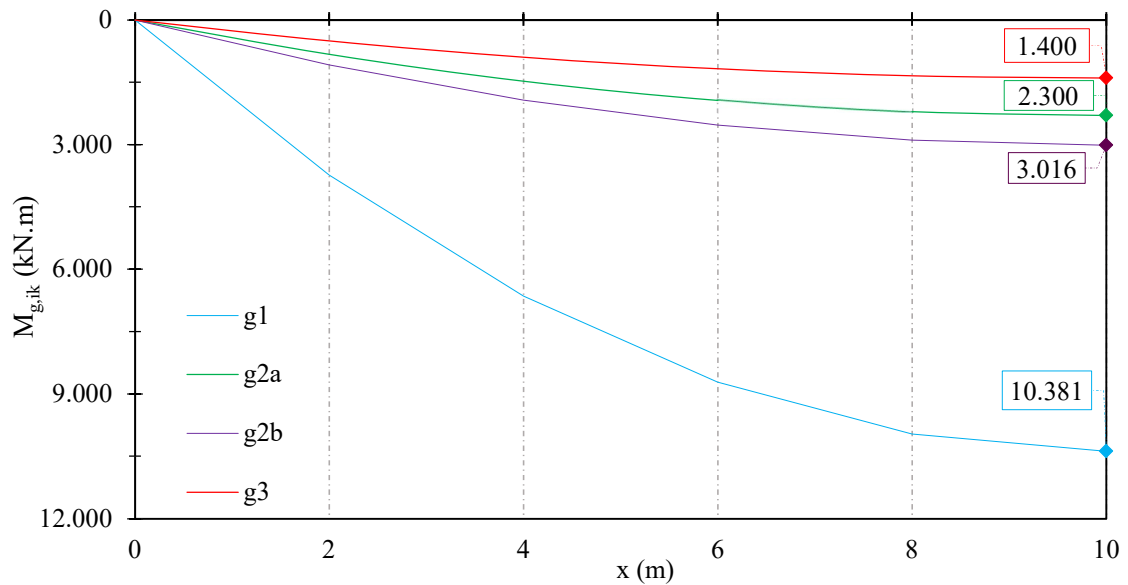
Os diagramas de esforços solicitantes característicos (S_k) de momento fletor e esforço cortante estão apresentados na Figura 27 e na Figura 28, respectivamente, para algumas seções da metade da superestrutura do viaduto. Os valores apresentados estendem-se até a seção 5, coincidente com o eixo de simetria da estrutura.

Figura 27 - Diagrama de esforço cortante característico $V_{g,ik}$



Fonte: Autor (2025)

Figura 28- Diagrama de momento fletor característico $M_{g,ik}$



Fonte: Autor (2025)

3.2.2 Carga móvel conforme NB-6 (1960)

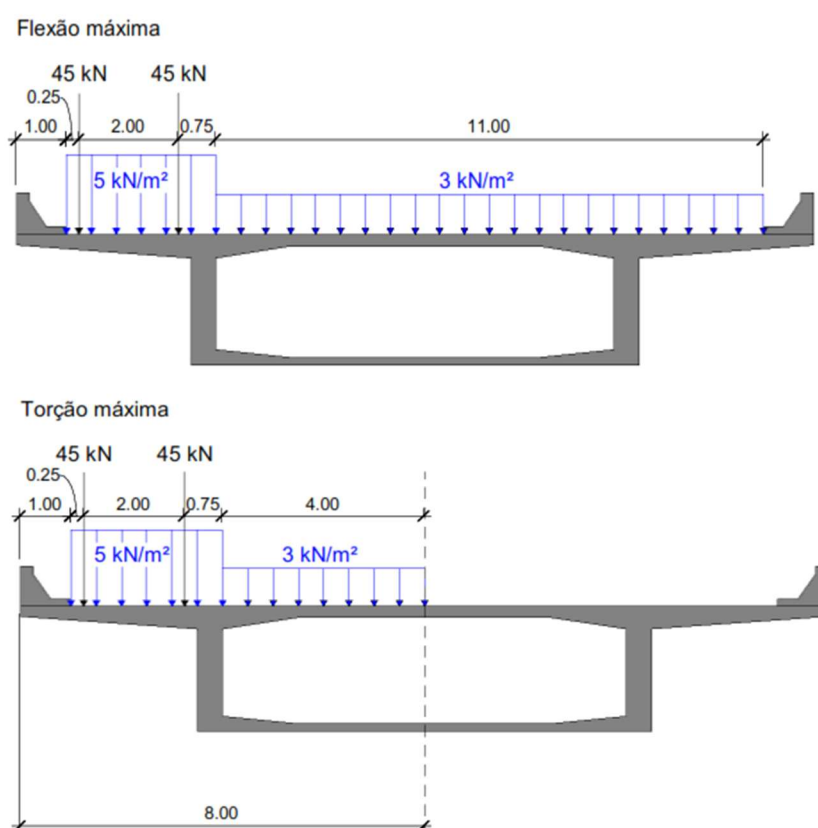
No trabalho de Stucchi (1982), adotou-se como referência para cargas móveis o trem-tipo classe 36 (TB-360), conforme a normativa vigente à época. Esse trem-tipo é caracterizado por um veículo de peso igual a 360 kN, com três eixos de carga afastados entre si por 1,50 m e

cargas distribuídas de multidão com valores iguais a 5 kN/m^2 e de 3 kN/m^2 , respectivamente, distribuídos na faixa do veículo e em suas laterais.

A carga móvel foi posicionada na pista com as rodas do veículo (carga concentrada P) na posição mais desfavorável e a carga distribuída (multidão p) aplicada na posição mais desfavorável, independentemente das faixas rodoviárias.

O posicionamento da carga móvel (o veículo e a multidão) na seção transversal do tabuleiro é indicado pela Figura 29. O intuito dessa disposição é buscar os maiores esforços de torção e flexão. Para tanto, o veículo foi posicionado na borda em balanço do tabuleiro, com sua excentricidade referenciada com relação à longarina mais próxima e a carga de multidão foi posicionada de forma análoga, entretanto, para quantificação da flexão máxima, o tabuleiro foi carregado completamente pela carga distribuída.

Figura 29 - Posicionamento do carregamento móvel no tabuleiro conforme NB-6 (1960)



Fonte: Autor (2025)

A análise foi realizada considerando o carregamento de multidão aplicado em todo o comprimento da pista, inclusive na projeção do veículo. Dessa forma, para evitar superposição de efeitos entre as cargas, foi reduzido do peso do veículo o valor da parcela referente à carga

distribuída existente na área de projeção do veículo. O peso líquido das rodas do veículo (P_{rodas}) foi tomado como sendo 45 kN conforme a Equação 19:

$$g_3 = 2,00 \times 14,00 = 28,00 \frac{kN}{m} \quad 19$$

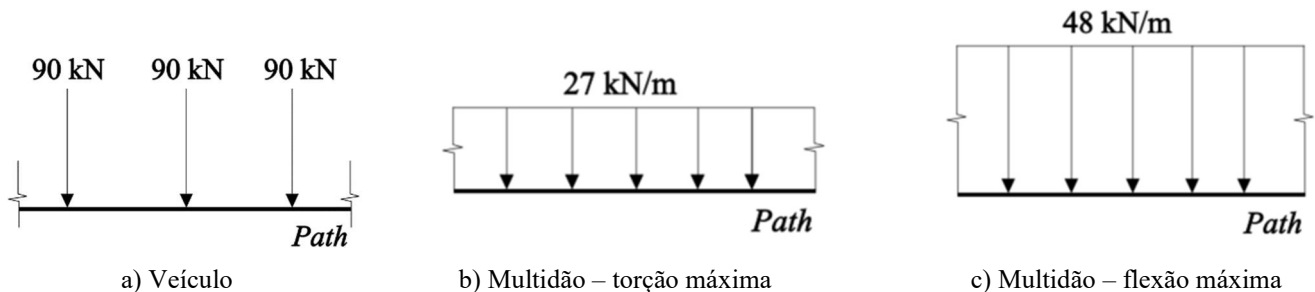
$$P_{rodas} = \frac{360,0 - 5,0 \times 18,0}{6,0} = 45,0 \frac{kN}{roda} \quad 20$$

A Figura 30-a mostra o carregamento de veículo e o carregamento de multidão. Os casos do carregamento de multidão (Figura 30-b e Figura 30-c) referem-se à torção (p_t) e flexão máximas (p_f) e foram calculados conforme as Equações 21 e 22:

$$p_t = 5,0 \frac{kN}{m^2} \times 3,0m + 3,0 \frac{kN}{m^2} \times 4,0m = 27,0 \frac{kN}{m} \quad 21$$

$$p_f = 5,0 \frac{kN}{m^2} \times 3,0m + 3,0 \frac{kN}{m^2} \times 11,0m = 48,0 \frac{kN}{m} \quad 22$$

Figura 30 - Carregamento móvel conforme a NB-6 (1960)



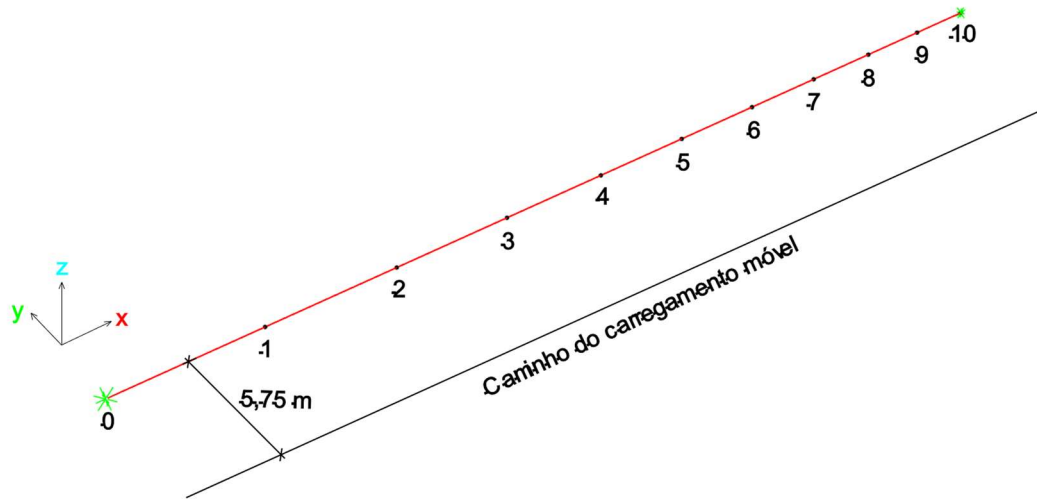
Fonte: Autor (2025)

Para aplicação dos carregamentos móveis no viaduto utilizou-se o módulo denominado *Moving-load analysis* do software SAP2000. Essa ferramenta determina as respostas da superestrutura devido aos carregamentos móveis aplicados e todos os pontos da linha de influência do viaduto são cobertos na análise, sendo possível obter a envoltória de esforços (SAPFIRE, 2017).

Na Figura 31 tem-se a indicação do caminho (*path*, em língua inglesa) criado no software com uma excentricidade de 5,75 m do centro da seção transversal, com a roda do veículo encostada no guarda-corpo lateral do tabuleiro do viaduto. Essa excentricidade é a distância entre o centro de gravidade do veículo e o centro de gravidade da ponte.

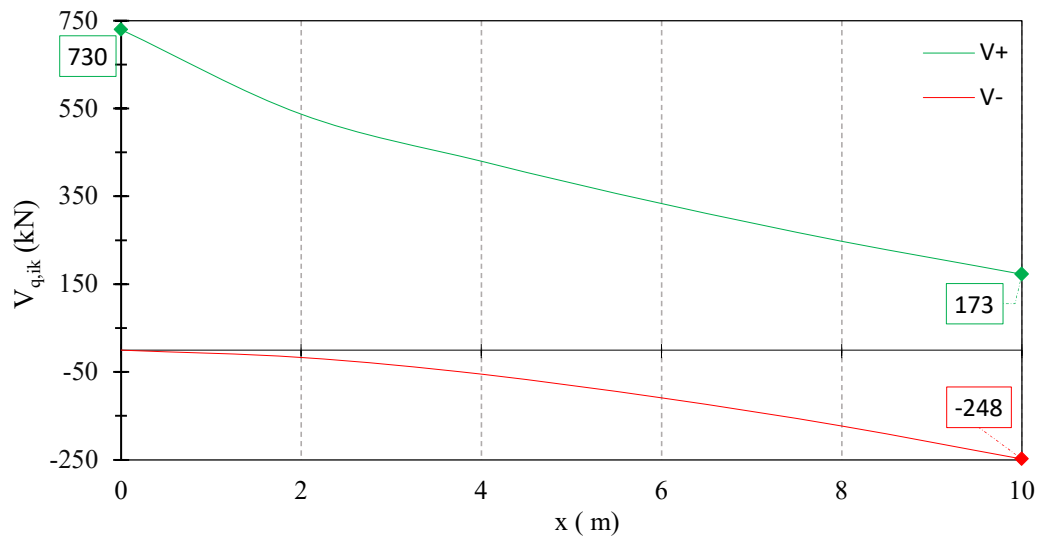
Foi realizada uma análise linear com os carregamentos apresentados. Os diagramas de esforço cortante, momento fletor e esforço torçor obtidos nesse procedimento estão apresentados nas Figuras 32, 33 e 34.

Figura 31 - Indicação do caminho criado para o carregamento móvel



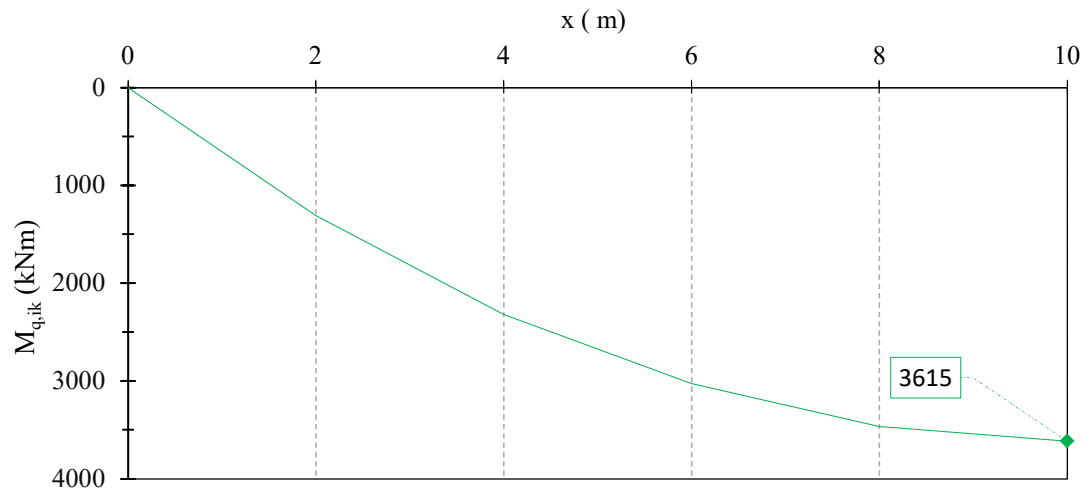
Fonte: Autor (2025)

Figura 32 - Envoltória de esforço cortante característico devido ao carregamento móvel TB-360



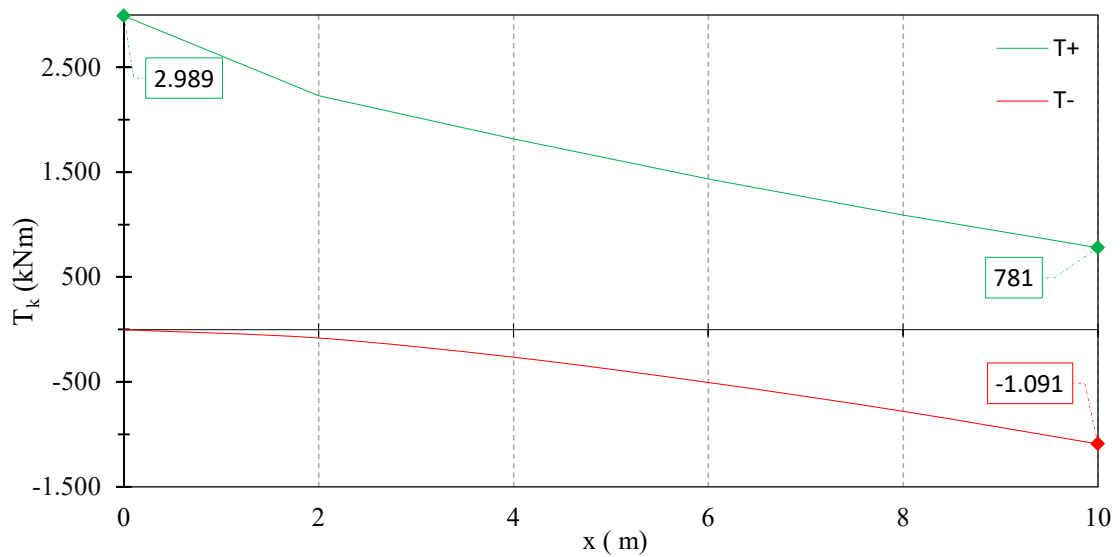
Fonte: Autor (2025)

Figura 33 - Envoltória de momento fletor característico devido ao carregamento móvel TB-360



Fonte: Autor (2025)

Figura 34 - Envoltória de momento torçor característico devido ao carregamento móvel TB-360



Fonte: Autor (2025)

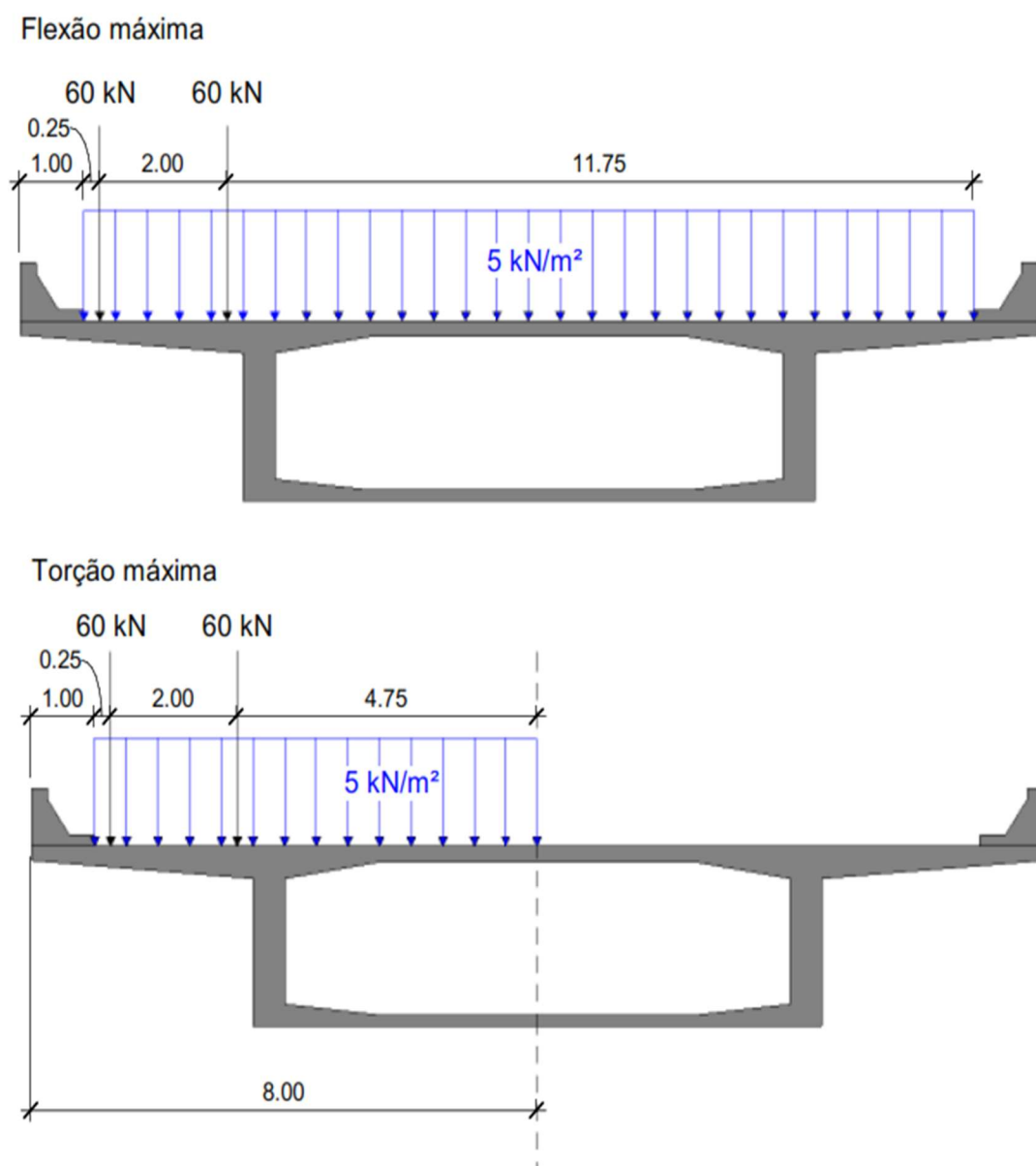
3.2.3 Carga móvel conforme NBR 7188 (2024)

A carga móvel rodoviária padrão (TB-450) indicada pela ABNT NBR 7188 (2024) é definida por um veículo-tipo de 450 kN, também com três eixos de carga afastados entre si por

1,50 m e circundada por uma carga uniformemente distribuída constante de valor igual a 5 kN/m².

Os carregamentos devem assumir qualquer posição na pista, com as rodas na posição mais desfavorável, como na análise realizada para o trem-tipo TB 360. O posicionamento da carga móvel (veículo e multidão) na seção transversal é indicado na Figura 35.

Figura 35 - Posicionamento do carregamento móvel no tabuleiro (distâncias em metros)



Fonte: Autor (2025)

A análise foi realizada separando-se o carregamento móvel em carga concentrada (rodas do veículo) e distribuída (multidão – também considerada na projeção do veículo). O peso da roda do veículo de 75 kN foi homogeneizado para que não houvesse superposição. O peso líquido por roda (P_{rodas}) foi tomado como 60 kN como mostra a Equação 23:

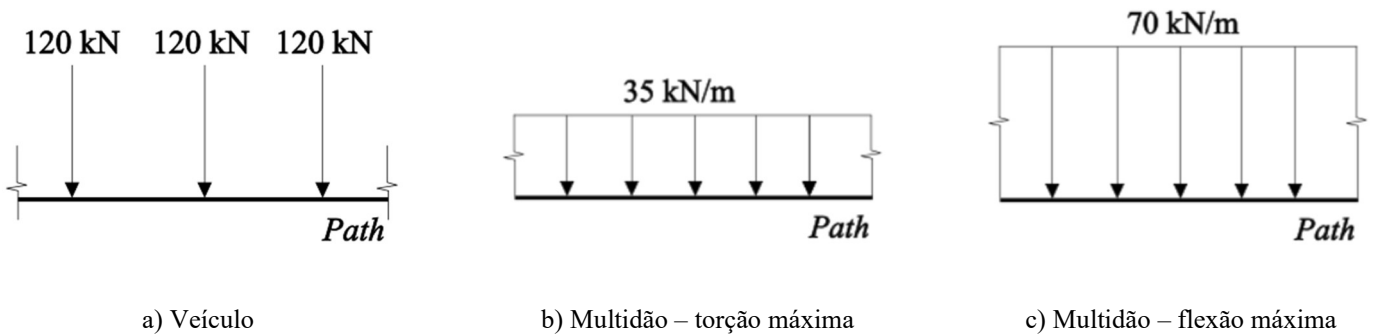
$$P_{rodas} = \frac{450,0kN - 5,0 \frac{kN}{m^2} \times 18,0m^2}{6,0} = 60,0 kN \quad 23$$

A Figura 36-a mostra o carregamento do veículo por eixo. Os casos do carregamento de multidão (Figuras 36-b e 36-c) referem-se à torção (p_t) e flexão máximas (p_f) e foram calculados conforme as Equações 24 e 25:

$$p_t = 5,0 \frac{kN}{m^2} \times 7,0m = 35,0 \frac{kN}{m} \quad 24$$

$$p_f = 5,0 \frac{kN}{m^2} \times 14,0m = 70,0 \frac{kN}{m} \quad 25$$

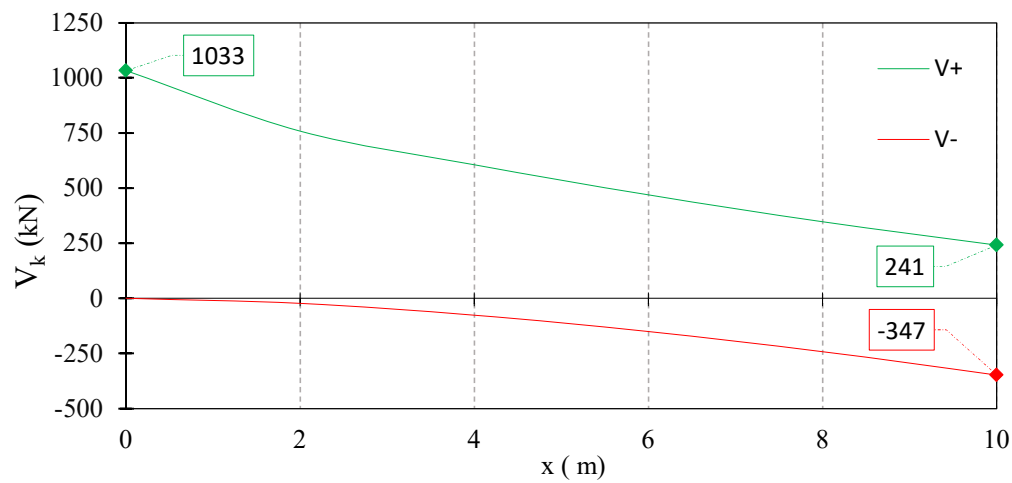
Figura 36 - Carregamento móvel conforme NBR 7188 (2024)



Fonte: Autor (2025)

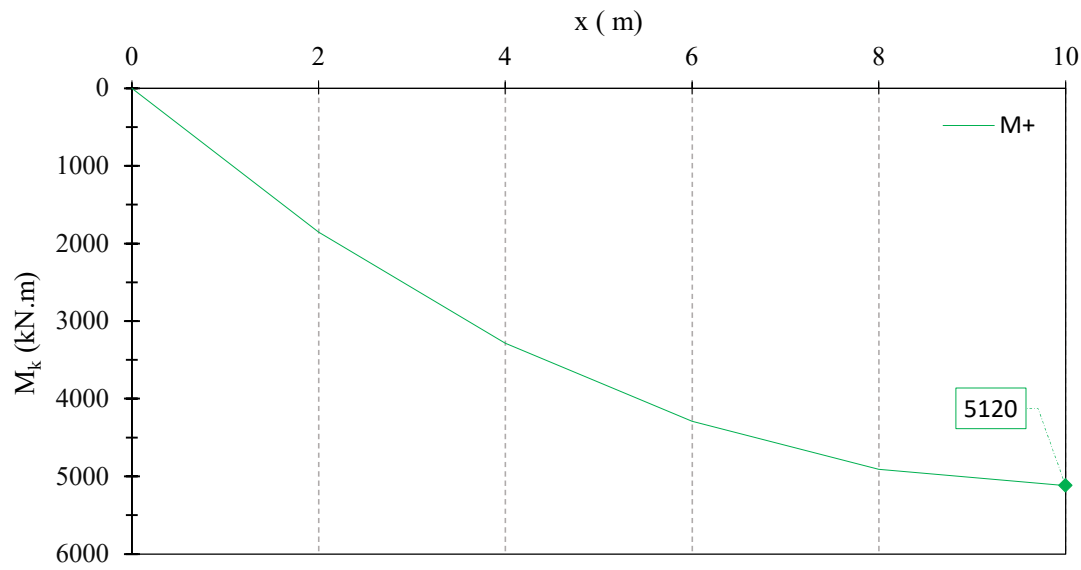
A aplicação do carregamento aconteceu de forma análoga ao carregamento TB 360. O caminho (*path*) utilizado foi o mesmo mostrado na Figura 31, com excentricidade de 5,75 m em relação ao centro da seção. A partir dos resultados da análise, os valores do momento fletor, esforço corante e torçor foram plotados nas Figuras 37, 38 e 39.

Figura 37 - Envoltória de esforço cortante característico devido ao carregamento móvel TB-450



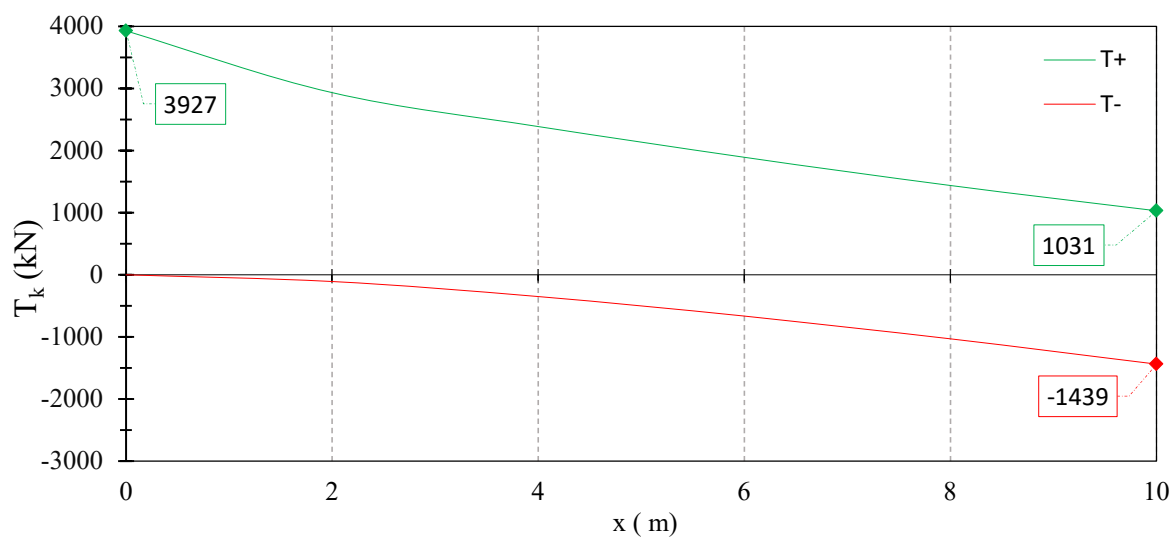
Fonte: Autor (2025)

Figura 38 - Envoltória de momento fletor característico devido ao carregamento móvel TB-450



Fonte: Autor (2025)

Figura 39 - Envoltória de momento torçor característico devido ao carregamento móvel TB-450



Fonte: Autor (2025)

3.2.4 Comparação dos resultados

Para efeito de comparação entre os esforços que foram indicados anteriormente, apresenta-se nas Tabelas 10 e 11 um resumo das considerações sobre como cada uma das normas brasileiras, atual e a norma da época do projeto, considera a aplicação dos carregamentos na superestrutura de uma ponte.

Então, segue o que se constata acerca dos carregamentos previstos pelas normas, vigente na época de projeto e a norma atual:

- Aumento do peso do veículo do trem tipo de 360 kN para 450 kN;
- Aumento do valor da carga de multidão de 3 kN/m² para 5 kN/m², especificamente para a carga secundária de multidão disposta ao lado do veículo;
- Carga permanente de recapeamento de 2 kN/m² não foi considerada no dimensionamento da estrutura da ponte;
- Peso específico do material do pavimento foi considerado inferior (13,00 kN/m³) ao valor da norma atual (24 kN/m³);

- A majoração dos esforços pelos coeficientes de impacto difere-se significativamente entre as normas;

Tabela 10 - Comparativo das ações devido ao tráfego em pontes 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)	$P = 75$ kN	$P = 60$ kN
Carga distribuída (p)	$p = 5$ kN/m ²	$p = 5$ kN/m ² e $p' = 3$ kN/m ²
Carga concentrada (Q)	$Q = P \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA$	$Q = P \cdot \phi$
Carga distribuída (q)	$q = p \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA$	$q = p \cdot \phi$ e $q' = p' \cdot \phi$

O veículo é todo circuncidado por uma carga uniformemente distribuída e constante de valor “ p ” pela NBR 7188. Entretanto, pela NB-6, 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: Autor (2025)

Tabela 11 - Comparativo de ações permanentes em pontes conforme normas ABNT

Tipo de cargas	ABNT NBR 7187 (2021)	NB-6 (1960)
Peso específico do concreto armado	25 kN/m ³	25 kN/m ³
Peso específico do material do pavimento	24 kN/m ³	13,00 kN/m ³
Recapeamento	2 kN/m ²	0 kN/m ²

Recapeamento: é uma carga adicional para atender a necessidade de reabilitação do pavimento durante a vida útil da superestrutura do viaduto;

A sobrecarga de recapeamento de 2 kN/m² passou a ser exigida pela versão de 2003 da NBR 7187.

Fonte: Autor (2025)

Posto isso, pode-se afirmar que há um aumento dos carregamentos previstos pela norma atual em relação aos carregamentos previstos pela norma da época de projeto e isso resultou em elevação dos valores das solicitações da superestrutura da ponte.

As Tabelas 12, 13 e 14 mostram o aumento percentual relativo entre o momento fletor, torção e esforço cortante característicos para os carregamentos permanentes e de veículos das normas NB-6 (1960) e ABNT NBR 7188 (2024). Como a estrutura apresenta simetria, os resultados foram apresentados até a seção 5, seu ponto médio longitudinal

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 inicial.

A Tabela 12 condensa e compara os resultados de esforço cortante característico relativos ao carregamento permanente e ao carregamento móvel (veículo somado a multidão). Foi possível observar um aumento significativo nas solicitações. A diferença percentual entre os modelos foi de aproximadamente 40% para os esforços de cisalhamento referentes ao carregamento móvel.

Tabela 12 - Variação do esforço cortante devido ao carregamento permanente e trens-tipos normativos

Seções	Posição x (m)	NB-6 (1960)			NBR 7188 (2024)			Aumento (%)		
		$V_{g,ik}$ (kN)	$V_{q,ik+}$ (kN)	$V_{q,ik-}$ (kN)	$V_{g,ik}$ (kN)	$V_{q,ik+}$ (kN)	$V_{q,ik-}$ (kN)	$\Delta V_{g,ik}$	$\Delta V_{q,ik+}$	$\Delta V_{q,ik-}$
0	0	2.536	730	0	2.959	1.033	0	17	42	0
1	2	2.029	537	-17	2.368	759	-23	17	41	37
2	4	1.522	430	-55	1.776	606	-76	17	41	38
3	6	1.015	334	-109	1.184	469	-151	17	41	39
4	8	507	248	-173	592	348	-241	17	40	39
5	10	0	173	-248	0	241	-347	0	39	40

Fonte: Autor (2025)

A Tabela 13 apresenta os resultados para os esforços permanentes e carregamentos móveis com relação ao momento fletor. Devido a mudança do trem-tipo da década de 60 para o atual, houve um aumento no valor do momento fletor característico de 42%.

Tabela 13 - Variação dos momentos fletores devido ao carregamento permanente e trens-tipo normativos

Seções	Posição x (m)	NB-6 (1960)		NBR 7188 (2024)		Aumento (%)	
		$M_{g,ik}$ (kN.m)	$M_{q,ik+}$ (kN.m)	$M_{g,ik}$ (kN.m)	$M_{q,ik+}$ (kN.m)	$\Delta M_{g,ik}$	$\Delta M_{q,ik+}$
0	0	0	0	0	0	0	0
1	2	4.565	1.309	5.327	1.854	17	42
2	4	8.116	2.319	9.470	3.284	17	42
3	6	10.652	3.028	12.430	4.290	17	42
4	8	12.174	3.465	14.205	4.908	17	42
5	10	12.681	3.615	14.797	5.120	17	42

Fonte: Autor (2025)

Em relação ao momento torçor (Tabela 14), a variação do valor entre as normas foi de aproximadamente 32%.

Tabela 14 - Variação do momento torçor devido ao carregamento dos trens-tipo normativos

Seções	Posição x (m)	NB-6 (1960)		NBR 7188 (2024)		Variação	
		$T_{q,ik+}$ (kN.m)	$T_{q,ik-}$ (kN.m)	$T_{q,ik+}$ (kN.m)	$T_{q,ik-}$ (kN.m)	$\Delta T_{q,ik+}$	$\Delta T_{q,ik-}$
0	0	2.989	0	3.927	0	31	0
1	2	2.230	-82	2.932	-109	31	33
2	4	1.816	-263	2.390	-348	32	32
3	6	1.436	-504	1.892	-667	32	32
4	8	1.091	-780	1.439	-1.030	32	32
5	10	781	-1.091	1.031	-1.439	32	32

Fonte: Autor (2025)

Vale ressaltar que aqui os valores obtidos são característicos. Esse efeito será ainda maior se levados em contas os coeficientes de impacto previstos na NB-2 (1961) e a norma atual ABNT NBR 7188 (2024). Essa é mais conservadora em relação aos coeficientes de impacto do que a norma antiga, apresentando valores médios superiores de coeficiente de impacto a serem aplicados na estrutura.

Esse aumento nos esforços devido às novas considerações de cálculo dos carregamentos permanentes, levando em conta possíveis recapeamentos ao longo da vida útil da estrutura bem como mudanças no peso próprio dos materiais considerados na pavimentação, somados à evolução do trem-tipo utilizado na análise dos carregamentos móveis, pode inviabilizar o uso da estrutura. Apesar do levantamento de esforços de cisalhamento e torção, nesse trabalho serão analisados apenas os efeitos oriundos da flexão. Não foi considerado o efeito do vento na análise da estrutura.

3.3 VERIFICAÇÃO DA SEÇÃO SEM REFORÇO

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 capacidade da seção conforme representado pela Equação 25 (ACI PRC-440.2, 2023).

$$\phi M_{Rd} \geq M_{Sd}$$

O coeficiente ϕ é um redutor de resistência e pode ser calculado em função da deformação das armaduras de aço através da Equação 26. Dessa forma, é levada em consideração a ductilidade do elemento na resistência última.

$$\begin{aligned} &0,90, \text{ para } \varepsilon_s \geq 0,005 \\ &0,65 + \frac{0,25(\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0,005 - \varepsilon_{sy}}, \text{ para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0,005 \\ &0,65, \text{ para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{aligned} \quad 26$$

Sendo:

ε_s : tensão na armadura de aço;

ε_{sy} : tensão de escoamento da armadura.

A combinação última normal empregada para o cálculo do momento fletor solicitante (M_{Sd}) é aquela indicada pela Equação 27 conforme ABNT NBR 8681 (2003).

$$M_{Sd} = \sum_{i=1}^m \gamma_g \cdot M_{gi,k} + \sum_{j=1}^n \gamma_q \cdot M_{qi,k} \quad 27$$

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 8681 (2003) 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. Tomando como valor de $\gamma_q = 1,50$ para efeito da ação variável desfavorável para a estrutura (Tabela 5 da NBR 8681, 2003) 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 do viaduto, respectivamente.

As hipóteses básicas empregadas na análise dos esforços resistentes da seção transversal da viga são as indicadas a seguir tendo-se como referência a NBR 6118 (2024):

1. As seções transversais planas, permanecem planas após a deformação;

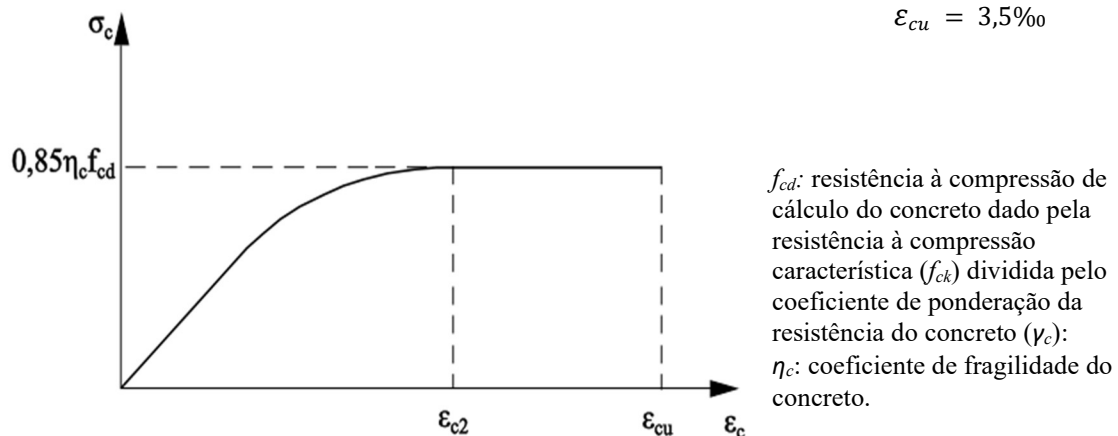
2. A deformação das barras passivas aderentes é a mesma do concreto do seu entorno;
3. As tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, são desprezadas;
4. A distribuição de tensões no concreto é feita de acordo com o diagrama idealizado conforme Figura 40.

Figura 40 - Diagrama tensão-deformação idealizado para o concreto comprimido

Para concreto até C50:

$$\varepsilon_{c2} = 2\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$$



$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

a) Diagrama $\sigma_c - \varepsilon_c$

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (2024)

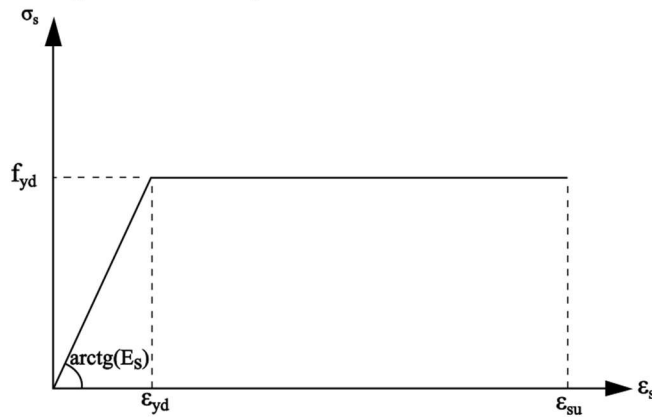
b) Equações

O comportamento idealizado tensão-deformação para o concreto comprimido ($\sigma_c - \varepsilon_c$) é curvo e retangular com tensão de pico igual a “ $0,85\eta_c f_{cd}$ ” em que ε_{c2} e ε_{cu} representam, respectivamente, as deformações específicas de início do patamar de plastificação e de ruptura do concreto.

Para o aço da armadura foi empregado o diagrama tensão-deformação ($\sigma_s - \varepsilon_s$), simplificado apresentado na Figura 41, em que, f_{yd} representa a resistência de cálculo ao escoamento com valor igual ao da resistência característica ao escoamento (f_{yk}) dividida pelo coeficiente de ponderação da resistência do aço (γ_s).

O módulo de elasticidade do aço (E_s) foi tomado igual a 210.000 MPa, tendo-se assim, a deformação de cálculo ao escoamento do aço (ε_{syd}) como indicado na Figura 41. A deformação última equivalente a ruptura do aço é representada por ε_{su} equivalente a 10‰.

Figura 41 - Diagrama tensão-deformação idealizado para o aço da armadura



$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$\epsilon_{syd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

$$\epsilon_{su} = 10\text{‰}$$

a) Diagrama σ_s - ϵ_s

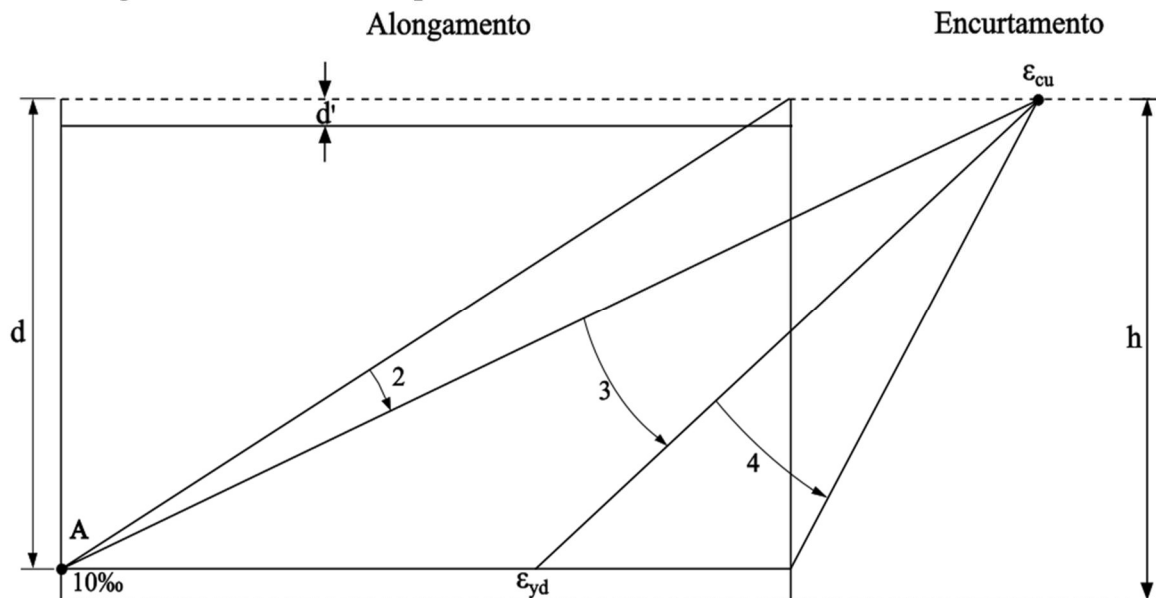
b) Equações

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (2024)

O Estado Limite Último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios indicados pela Figura 42, sendo que:

- Domínio 2 representa ruína por ruptura devido ao alongamento excessivo da armadura;
- Domínio 3 representa ruína por ruptura do concreto por esmagamento escoamento da armadura;
- Domínio 4 representa ruína pela ruptura por esmagamento do concreto comprimido, mas sem o escoamento do aço da armadura;

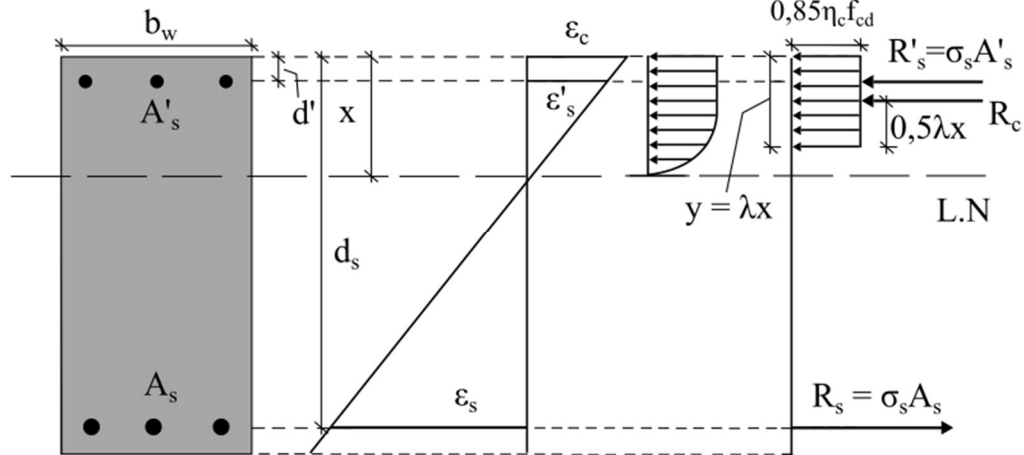
Figura 42 - Domínios representativos do ELU de uma seção transversal



Fonte: Adaptado da NBR 6118 (2024)

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 do elemento estrutural conforme mostrado na Figura 43.

Figura 43 - Distribuição das forças e deformações em uma seção de concreto armado



Fonte: adaptado de NBR 6118 (2024)

Para a distribuição de tensões no concreto utiliza-se o diagrama 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 6118 (2024).

Na Figura 43 representa-se a distribuição das deformações ao longo da altura da seção transversal de uma viga. Como as deformações ocorrem de forma linear é possível escrever as seguintes equações de compatibilidade (Equação 28 e 29) que relacionam as deformações entre os materiais:

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = \frac{x}{d_s - x} \quad 28$$

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_s} = \frac{x}{x - d'} \quad 29$$

Onde:

ε_c : deformação no concreto;

ε_s : deformação no aço tracionado;

ε'_s : deformação no aço comprimido;

x : altura da linha neutra.

d_s : altura útil da seção em relação ao aço tracionado;

d' : altura útil da seção em relação ao aço comprimido;

A_s : área de aço da armadura tracionada;

A'_s : área de aço da armadura comprimida;

σ_s : tensão na armadura de aço.

A verificação do equilíbrio de forças na seção transversal da viga celular é feita determinando-se a largura colaborante da laje superior comprimida (b_f) e calculando-se a posição da linha neutra, podendo ocorrer os seguintes casos:

- 1) Linha neutra localizada na espessura da laje comprimida da seção ($y \leq h_f$);
- 2) Linha neutra ultrapassa a espessura da mesa da seção ($y > h_f$);

3.3.1 Linha neutra localizada na espessura da mesa da seção ($y \leq h_f$)

No caso da linha neutra localizada na espessura da laje ($y \leq h_f$), a região comprimida fica limitada apenas a espessura da laje (h_f) e o cálculo da seção celular pode ser feito como do tipo retangular com largura comprimida igual b_f . A representação da distribuição das forças resultantes é indicada na Figura 44. Em que:

b_f : largura colaborante da mesa;

h_f : espessura da laje superior comprimida;

b_w : largura da alma da viga da seção celular;

y : define a altura da região comprimida da seção ($y = \lambda x$), sendo “ λ ” o parâmetro utilizado para substituir o diagrama parábola-retângulo de distribuições de tensões no concreto pelo diagrama retangular;

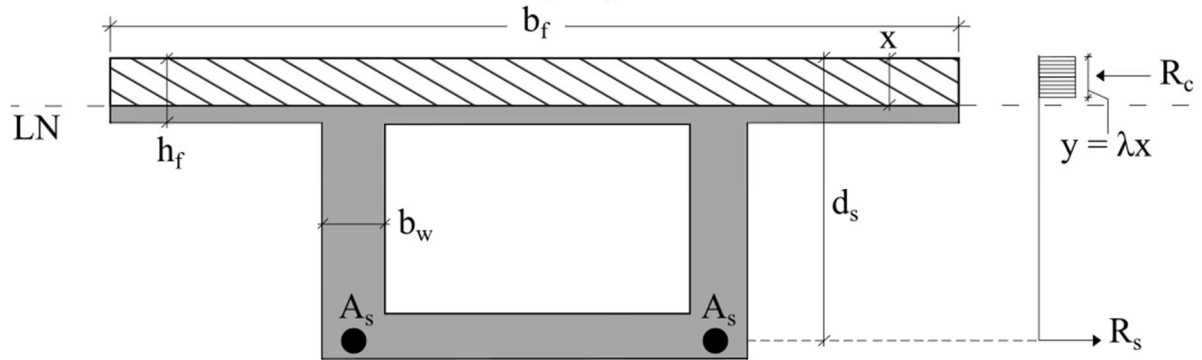
d_s : altura útil da armadura tracionada;

A_s : área de aço da armadura tracionada;

R_c : força resultante de compressão no concreto: $R_c = \alpha_c \eta_c f_{cd} y b_f$

R_s : força resultante de tração na armadura passiva: $R_s = \sigma_s A_s$

Figura 44 - Distribuição das forças resultantes na seção transversal com linha neutra na laje superior



Fonte: Autor (2025)

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 30:

$$M_{Rd} = R_s(d_s - 0,5y) \quad 30$$

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 31:

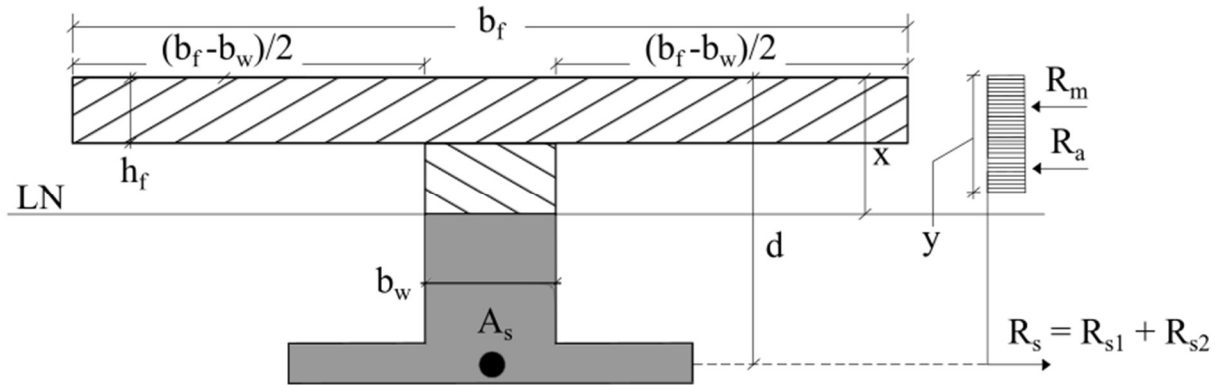
$$\begin{aligned} R_c &= R_s \\ \alpha_c f_{cd} y b_f &= A_s \sigma_s \\ x &= \frac{A_s \sigma_s}{\alpha_c \lambda f_{cd} b_f} \end{aligned} \quad 31$$

3.3.2 Linha neutra localizada na alma da viga da seção celular ($y > h_f$)

A Figura 45 representa a hipótese da linha neutra quando localizada na alma da viga da seção celular ($y > h_f$). A seção de cálculo é simplificada por uma seção 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 (Corven, 2016; Costa,

2019). A região comprimida é composta pela contribuição da parcela da mesa/laje (R_m) e da parcela da alma da seção unificada pela largura das vigas (R_a).

Figura 45 - Distribuição das forças resultantes na seção transversal com linha neutra na alma da seção



Fonte: Autor (2025)

A Equação 32 para cálculo do momento fletor resistente (M_{Rd}), considerando linha neutra localizada na alma da seção, é obtida tomando-se o momento das forças em relação ao ponto de aplicação da resultante R_m .

$$M_{Rd} = R_s(d_s - 0,5h_f) - R_a[0,5(y - h_f) + 0,5h_f] \quad 32$$

Os valores das resultantes de compressão no concreto são dados pelas Equações 33 e 34:

$$R_m = \alpha_c f_{cd} h_f b_f \quad 33$$

$$R_a = \alpha_c f_{cd} b_w (y - h_f) \quad 34$$

A posição da linha neutra pode ser determinada através do equilíbrio das forças horizontais na seção transversal, sendo determinada pela Equação 35.

$$x = \frac{A_s \sigma_s + \alpha_c f_{cd} h_f (b_w - b_f)}{\alpha_c \lambda f_{cd} b_w} \quad 36$$

Para a determinação da posição da linha neutra, o procedimento aqui adotado consiste em adotar um valor inicial (x_i) de forma que esteja contido na espessura da mesa ($\lambda x \leq h_f$), verificar o domínio de deformação (em domínio 2, $x_i \leq x_{2-3}$, sendo a deformação do aço da armadura tracionada fixada em 0,001 e, em domínio 3, $x_{2-3} < x_i \leq x_{3-4}$, sendo a deformação do concreto fixada em ε_{cu}). Segundo Bastos (2023), devido à grande área comprimida de vigas

com mesas colaborantes, a maioria das vigas T tende a estar nessa condição de posição da linha neutra e em domínio 2.

Com a posição da linha neutra inicial (y_i) são calculadas as deformações nos materiais pelas equações de compatibilidade e, a partir de seus resultados e baseado nos diagramas de tensão-deformação, pode-se obter as tensões a que está submetido cada um dos materiais. Com isso, é possível calcular um novo valor para a linha neutra (y_{i+1}) pela Equação 36. O valor da linha neutra da seção é aquele que satisfaz o critério de convergência estabelecido pela Equação 37.

$$|y_{i+1} - y_i| \leq 0,001 \quad 37$$

Caso não se tenha convergência entre os valores y_{i+1} e y_i , o novo valor da linha neutra (y_{i+2}) pode ser tomado pela média aritmética entre esses valores. O processo iterativo é então sucedido até a convergência, ou seja, o estabelecimento do equilíbrio entre as forças que atuam na seção transversal.

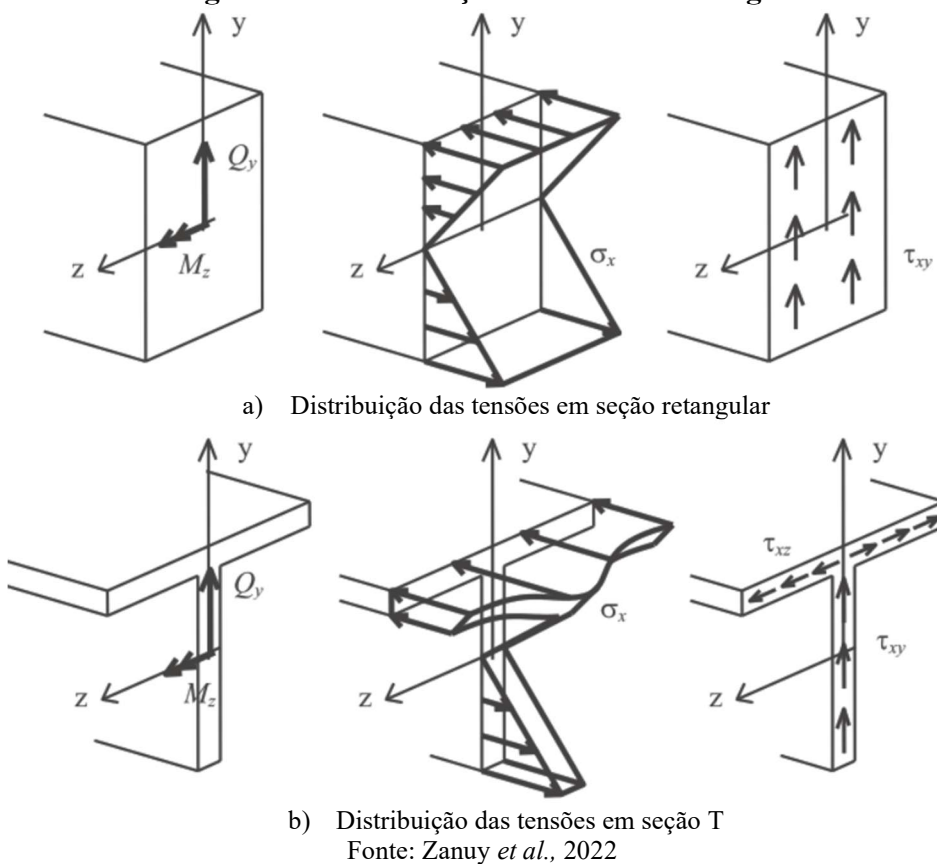
Com o estabelecimento do equilíbrio, deve-se comparar a respectiva posição da linha neutra com a espessura da mesa (h_f) e, se $y > h_f$, então, a linha neutra deve ser calculada pela metodologia que considera sua localização na alma da viga da seção celular.

3.3.3 Largura colaborante da laje

Na teoria clássica da flexão, assume-se que a distribuição das tensões é uniforme ao longo de cada fibra distante a uma distância y do centroide da seção transversal (Figura 46-a). Entretanto, para seções que possuem mesas, essa distribuição não é mais uniforme, como visto na Figura 46-b, devido à interação entre as tensões normais e o fluxo interno de cisalhamento da seção (Zanuy *et al.*, 2022).

A determinação da largura colaborante da laje superior fundamenta-se no princípio da energia mínima aplicado a placas retangulares com flanges com dimensões grandes em comparação a alma. Devido as suas dimensões e a interação das tensões normais com o fluxo de cisalhamento interno, parte dos flanges deixa de atuar efetivamente na resistência ao momento fletor (Timoshenko, 1980; Zanuy *et al.*, 2022)

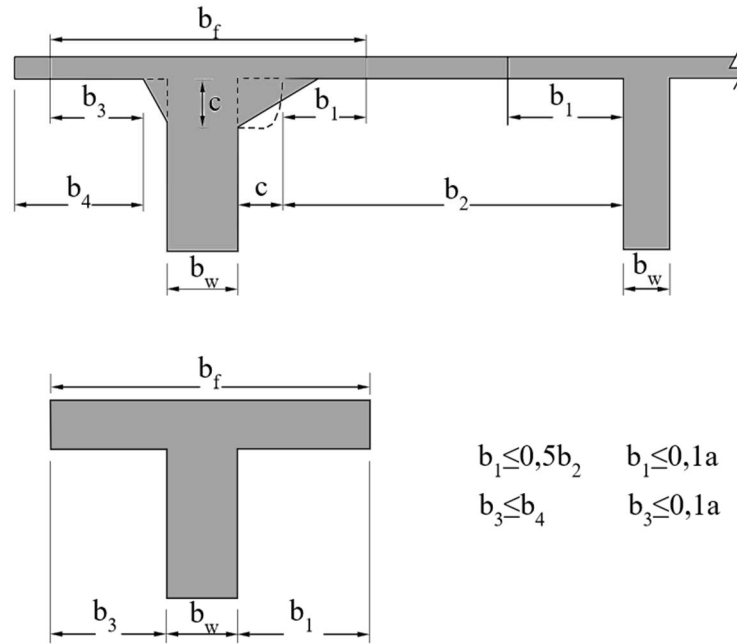
Figura 46 - Distribuição das tensões em vigas



Uma forma simples de considerar esse efeito, conhecido como *shear-lag*, é através da definição de uma largura colaborante na mesa superior, onde os esforços normais se mantêm constantes e iguais ao valor máximo encontrado na interseção com a alma, assumindo que as seções continuam planas após a deformação (Pancella e Luongo, 2024).

Neste estudo, a largura colaborante da laje associada à viga caixão (b_f) é feita seguindo a NBR 6118 (2024) e tomando-se a largura (b_w) da viga acrescida de no máximo 10% da distância “ a ” entre os pontos de momento fletor nulo, para cada lado da viga em que se tenha laje colaborante.

Além disso, devem ser respeitados os limites b_1 e b_3 , conforme apresentados na Figura 14.2 da NBR 6118 (2024). Deve ser adotado o menor valor entre b_1 e b_3 representados pelas inequações presentes na Figura 47.

Figura 47 - Largura de mesa colaborante

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (2024)

A referida distância para momento fletor nas duas extremidades do tramo da viga de vão livre (l) é dada pela Equação 38:

$$a = 1,00 l \quad 38$$

Da seção transversal apresentada na Figura 24, foram adotados os valores de b_2 e b_4 , respectivamente, como 8,00 m e 3,50 m. Aplicando o proposto na NBR 6118 (2024), sendo o valor de “a” igual a 20,00m, tem-se através das Equações 39 e 40:

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,1 \times a = 2,00m \\ 0,5 \times b_2 = 4,00m \end{cases} \quad 39$$

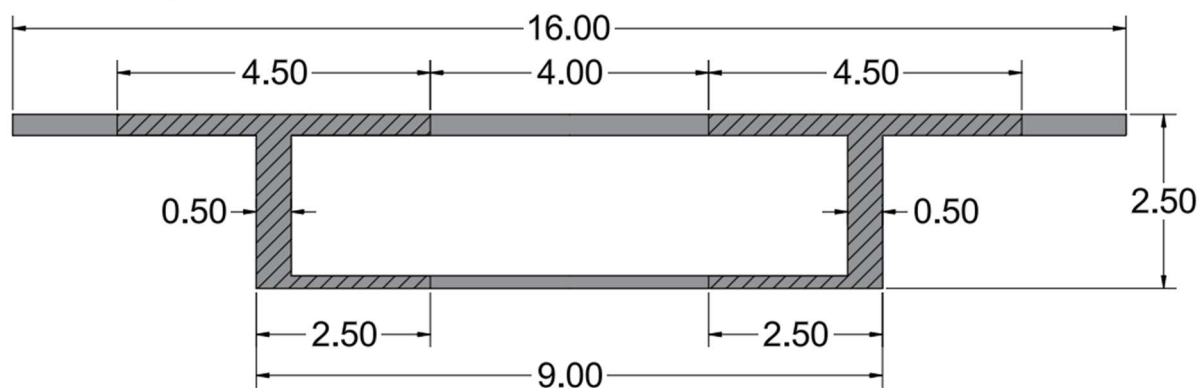
$$b_3 \leq \begin{cases} 0,1 \times a = 2,00 \\ b_4 = 3,50m \end{cases} \quad 40$$

Dessa forma, foram adotados os valores de b_1 e b_3 iguais a 2,00m e a largura efetiva colaborante da laje superior pode ser calculada através da Equação 41:

$$b_f = 2 \times (b_w + b_1 + b_2) = 2 \times (0,5 + 4) = 9,0 \quad 41$$

A Figura 48 mostra as áreas colaborantes adotadas na resistência a flexão da seção transversal celular nesse estudo.

Figura 48 - Área colaborante da seção celular na resistência a flexão

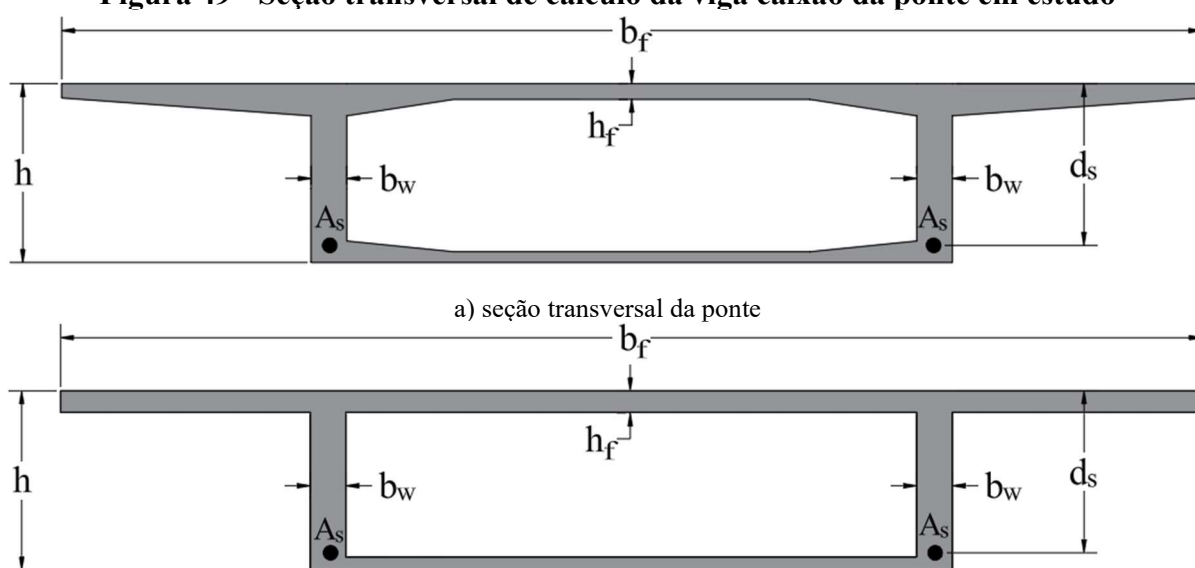


Fonte: Autor (2025)

3.3.4 Resistência a flexão da seção sem reforço

A Figura 49 apresenta a seção transversal da ponte estudada, bem como a respectiva seção transversal de cálculo utilizada para o dimensionamento estrutural. A armadura de flexão total assumida é composta por 92 barras de 20 mm de diâmetro de aço CA-50 (distribuídas entre as duas almas e laje inferior), totalizando 289,03 cm² com uma altura útil (d_s) equivalente a aproximadamente 237 cm.

Figura 49 - Seção transversal de cálculo da viga caixa da ponte em estudo



b) seção transversal de cálculo

Fonte: Autor (2025)

As propriedades mecânicas dos materiais e geométricas da seção transversal de cálculo estão resumidas na Tabela 15.

Tabela 15 - Dados das seções e propriedades dos materiais

Parâmetro	Valor
Vão 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)	$7,45 \cdot 10^8$
A_c (cm ²)	83.000
y_{cg} (cm)	164,0

Fonte: Autor (2025)

Considerando que a viga caixão é biapojada, foram utilizadas apenas as armaduras positivas no cálculo da capacidade resistente da seção. Foi aplicada a metodologia exposta no item 3.3.2, adotando-se inicialmente a hipótese de que a linha neutra está localizada na meia altura da mesa comprimida.

$$x_i = \frac{h_f}{2} = \frac{30}{2} = 15,0 \text{ cm} \quad 42$$

O limite da profundidade da linha neutra para o domínio 2 pode ser calculado através da Equação 43.

$$x_{2-3} = 0,259d_s \quad 43$$

$$x_{2-3} = 0,259 \times 237 = 61,4 \text{ cm} \quad 44$$

Como $x_i \leq x_{2-3}$, a deformação na armadura de aço foi fixada em sendo $\varepsilon_s = 0,01$, assumindo domínio 2. A profundidade do bloco comprimido foi obtida conforme a Equação 45.

$$y_i = \lambda x_i \quad 45$$

$$y_i = 0,8 \times 15 = 12,0 \text{ cm} \quad 46$$

Assumindo que a armadura escoou, a força resultante na armadura de aço pode ser obtida através da Equação 47:

$$R_s = \sigma_s A_s \quad 47$$

$$R_s = 43,48 \times 289,03 = 12.566,5 \text{ kN} \quad 48$$

A força resultante no bloco comprimido foi então calculada através da Equação 49.

$$R_c = \alpha_c \eta_c f_{cd} y_i b_f \quad 49$$

$$R_c = 0,85 \times 1 \times 1,79 \times 12 \times 900 = 16.392,9 \text{ kN} \quad 50$$

Definidas as forças e tensões, pode-se recalculer a posição do bloco comprimido através da Equação 36 e verificar o critério de convergência requerido mostrado na Equação 37.

$$y_{i+1} = \frac{43,48 \times 289,03}{0,85 \times 1 \times 1,79 \times 900} = 9,2 \text{ cm} \quad 51$$

$$|y_{i+1} - y_i| = |9,2 - 12| = 2,8 \text{ cm} > 0,001 \quad 52$$

Na Equação 53 é possível constatar que o equilíbrio não foi verificado, portanto adotou-se um novo valor para a linha neutra:

$$y_{i+2} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} = \frac{12 + 9,2}{2} = 10,6 \text{ cm} \quad 54$$

O processo iterativo foi então recommçado, e repetido, com o cálculo das tensões e forças na seção, até que o valor da linha neutra satisfizesse o critério de convergência (Equação 37) com a profundidade de 11,50 cm, confirmando a hipótese inicial de seção posicionada na mesa superior. Por fim, foi calculado o momento fletor resistente da seção através da Equação 32.

$$M_{Rd} = 12566,5 \times (237 - 0,5 \times 0,8 \times 11,5) = 29.204 \text{ kNm} \quad 50$$

O momento fletor resistente (M_{Rd}) obtido para a seção transversal sem reforço foi de $M_{Rd} = 29.204 \text{ kNm}$. Como a deformação da armadura de aço foi maior que 5‰, o coeficiente de redução da resistência ϕ (Equação 26) é igual a 0,9 e, portanto, o momento fletor resistente de cálculo $\phi M_{Rd} = 26.284 \text{ kNm}$.

A Tabela 16 compila os resultados obtidos em termos do momento fletor resistente da seção transversal na seção 5 (meio do vão).

Tabela 16 - 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
	ε_s	0,01
Linha neutra (cm)	x	11,50
Momento fletor resistente (kNm)	M_{Rd}	29.204
Momento fletor resistente de cálculo (kNm)	ϕM_{Rd}	26.284

Fonte: Autor (2025)

3.3.5 Verificação da necessidade de reforço

Para comparar as solicitações geradas pelos trens-tipo TB-360 (NB-6, 1960) e TB-450 (7188, 2024), foi necessário calcular os seus respectivos coeficientes de impacto. De acordo com a NB-2 (1961), o coeficiente de impacto varia em função do vão livre da ponte, conforme indicado na Equação 1, sendo igual a 1,26 neste caso.

A partir dos resultados obtidos na análise estrutural, foi possível obter o valor do momento fletor solicitante de cálculo na seção 5 da ponte (meio do vão). Aplicando a Equação 27 e os dados da Tabela 15, obtém-se:

$$M_{Sd,TB360} = 1,35 \times 12.681 + 1,5 \times 1,26 \times 3.615 = 23.952 \text{ kN.m} \quad 51$$

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 10, obteve-se a razão entre o momento resistente e o momento solicitante:

$$\frac{\phi M_{Rd}}{M_{Sd,TB360}} = 1,1 \quad 52$$

O coeficiente de impacto determinado pela NBR 7188 (2024) é composto por 3 coeficientes, obtidos a partir das Equações 5, 6 e 7. O valor do coeficiente de impacto vertical (CIV) obtido foi de 1,30, o coeficiente de número de faixas (CNF) igual a 0,90 e o coeficiente de impacto adicional (CIA) igual a 1,25. O coeficiente total determinado foi igual a 1,46. Portanto, o momento solicitante para o trem-tipo TB-450 foi:

$$M_{Sd,TB450} = 1,35 \times 14.497 + 1,5 \times 1,46 \times 5.120 = 30.784 \text{ kN.m} \quad 53$$

É possível observar que o momento fletor solicitante de cálculo, com os valores obtidos para o TB-450, foi superior ao TB-360 em aproximadamente 29%. Com isso, o momento fletor resistente ϕM_{Rd} é menor que o esforço solicitante de cálculo para o trem-tipo TB-450 e a seção transversal precisa de reforço estrutural para suportar os novos carregamentos:

$$\frac{\phi M_{Rd}}{M_{Sd,TB450}} = 0,85 \quad 54$$

4 REFOÇO A FLEXÃO COM POLÍMEROS

4.1 REFORÇO À FLEXÃO COM POLÍMEROS PASSÍVOS

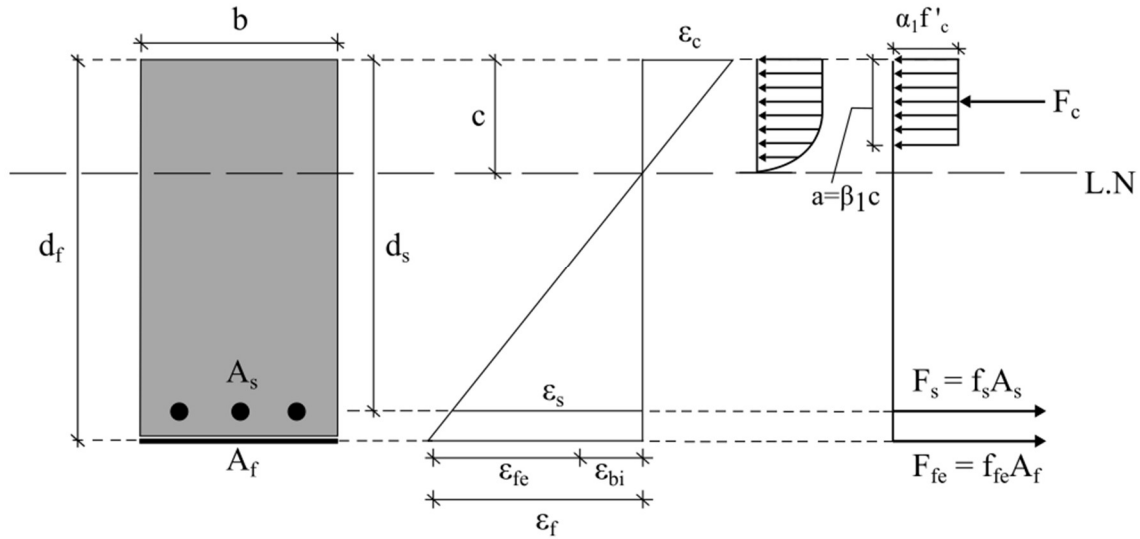
De forma semelhante ao procedimento descrito na ABNT NBR 6118 (2024) para o projeto de estruturas de concreto, o ACI PRC-440.2 (2023) estabelece critérios para o dimensionamento do reforço estrutural com o emprego de materiais poliméricos reforçados com fibras. A determinação da capacidade resistente à flexão de seções transversais reforçadas com polímeros reforçados com fibras (PRF) pelo emprego dos conceitos da norma americana é aqui apresentada visto a ausência de normas nacionais sobre o tema. A determinação baseia-se na compatibilidade das deformações, equilíbrio das forças internas e no controle do modo de ruína da seção. As hipóteses para o dimensionamento são as que seguem indicadas:

1. Devem ser conhecidas as dimensões, a disposição das armaduras e as propriedades dos materiais do elemento estrutural de forma que o cálculo seja realizado com base no que realmente existe;
2. As seções planas permanecem planas após o carregamento;
3. Não há deslizamento relativo entre o PRF e a superfície de concreto do elemento estrutural (aderência perfeita);
4. A resistência à tração do concreto é desprezada;
5. Máxima deformação de compressão do concreto (ϵ_{cu}) é 3‰;
6. O diagrama tensão-deformação do aço é elástico-linear até o escoamento, seguido de comportamento perfeitamente plástico;
7. O PRF é caracterizado por uma lei linear e elástica de tensão-deformação até a ruptura;
8. A deformação de cisalhamento na camada de adesivo é desprezada visto que é muito fina e com pequena variação na sua espessura.

A Figura 50 apresenta a distribuição das forças resultantes nos materiais e as respectivas deformações específicas em uma seção transversal de uma viga de concreto armado reforçada com PRF. A distribuição de tensões de compressão no concreto é idealizada simplificada 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 55, 56 e 57.

Figura 50 - Resultantes das forças e deformações em seção de concreto protendido reforçada externamente



Fonte: Adaptado de ACI PRC-440.2 (2023)

$$\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c} \quad 55$$

$$\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c'^2} \quad 56$$

$$\varepsilon'_c = \frac{1,71 f'_c}{E_c} \quad 57$$

Em que:

ε'_c : é a máxima deformação do concreto não-confinado;

ε_c : é a deformação no concreto;

E_c : é o módulo de elasticidade do concreto conforme o ACI 318 (2025);

A deformação na camada de PRF (ε_f) é determinada pela Equação 58 obtida com base na compatibilidade das deformações na seção transversal, assumindo-se deformação no concreto igual ao seu valor máximo, ou seja, $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$.

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{(d_f - c)}{c} \quad 58$$

A deformação na armadura (ε_s) pode ser obtida através da compatibilização das deformações conforme Equação 59, sendo d_s e d_f , respectivamente, a altura útil da armadura e do PRF.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \frac{(d_s - c)}{(d_f - c)} \quad 59$$

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}).

A estimativa dessa deformação pré-existente no substrato do elemento estrutural onde será implantado o reforço polimérico pode ser feita considerando-se os materiais com comportamento elástico e a ação do carregamento existente antes da execução do reforço. Assim, é possível escrever a Equação 60 para a estimativa da deformação do substrato de concreto tracionado (ε_{bi}) da seção transversal em que, o (M_{perm}) representa o momento fletor devido ao carregamento permanente sobre a estrutura.

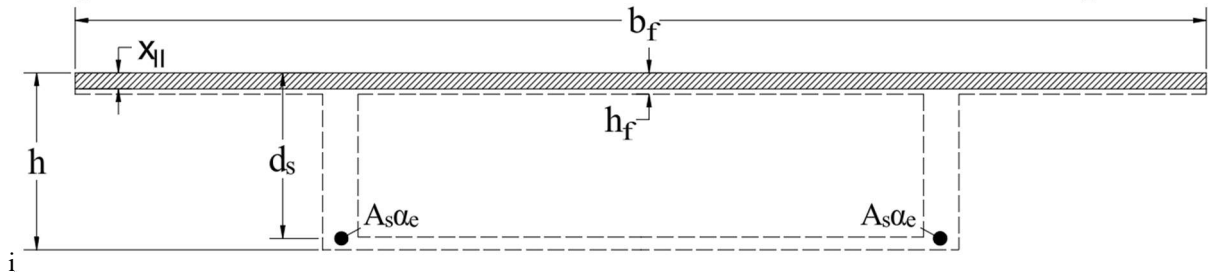
$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{perm}}{I_{II} \cdot E_c} \cdot (h - x_{II}) \quad 60$$

Os termos I_{II} e x_{II} , representam, respectivamente, o momento de inércia e a posição da linha neutra da seção no Estádio II de comportamento do elemento estrutural.

Segundo Carvalho e Filho (2014), o momento de inércia no Estádio II é determinado a partir da posição da linha neutra (x_{II}), considerando que a peça fissurou e a resistência a tração do concreto tracionado é desprezada, que pode ser obtida fazendo o momento estático da seção homogeneizada igual a zero.

Entretanto, para a seção celular, existem as hipóteses em que a resultante de compressão pode estar na mesa superior ou nas almas. Dessa forma, na hipótese em que a linha neutra (x_{II}) se encontra na mesa superior ($x_{II} \leq h_f$), a seção é tratada como retangular de área $x_{II} \cdot b_f$, como mostra a Figura 51.

Figura 51 - Parâmetros da seção transformada com linha neutra na mesa superior



Fonte: Autor (2025)

Através do equilíbrio do momento estático na seção homogeneizada no Estádio II (Equações 61 e 62) é possível determinar a posição da linha neutra através da Equação 63.

$$\frac{b_f x_{II}^2}{2} + A_s \alpha_e (x_{II} - d_s) = 0 \quad 61$$

$$\frac{b_f x_{II}^2}{2} + A_s \alpha_e x_{II} - A_s \alpha_e d_s = 0 \quad 62$$

$$x_{II} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad 63$$

Onde:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c};$$

$$a = \frac{b_f}{2};$$

$$b = A_s \alpha_e;$$

$$c = -A_s \alpha_e d_s.$$

Com a posição da linha neutra encontrada, pode-se calcular o momento de inércia no Estádio II (I_{II}), determinado através do teorema dos eixos paralelos, exposto na Equação 64.

$$I_{II} = \frac{b_f x_{II}^3}{3} + A_s \alpha_e (d_s - x_{II})^2 \quad 64$$

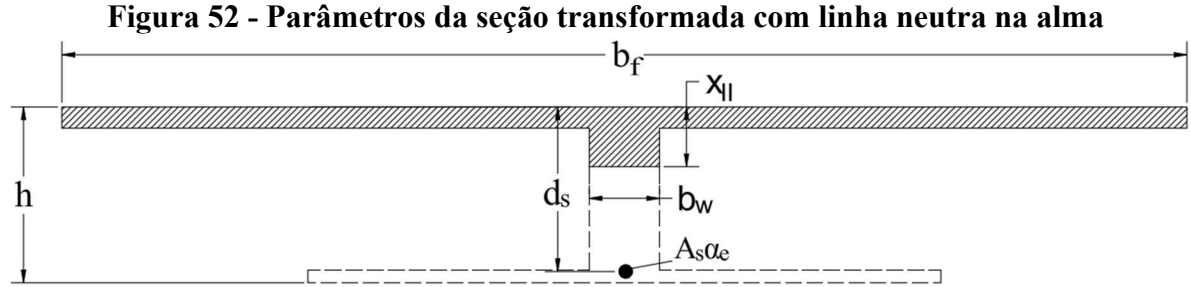
Onde:

b_f : é a largura efetiva da mesa superior;

A_s : é a área de armadura total;

d_s : é a altura útil da armadura.

Para a linha neutra posicionada na alma, o processo é análogo, entretanto, a seção é tratada como uma seção T idealizada (Figura 52).



Fonte: Autor (2025)

A posição da linha neutra pode ser obtida através do momento estático da seção homogeneizada. O valor da posição da linha neutra (x_{II}) é obtido através da Equação 67, onde b_w é a soma das larguras das almas.

$$\frac{b_w x_{II}^2}{2} + (b_f - b_w) h_f \left(x_{II} - \frac{h_f}{2} \right) - A_s \alpha_e (d_s - x_{II}) = 0 \quad 65$$

$$\frac{b_w x_{II}^2}{2} + (b_f - b_w) h_f x_{II} + A_s \alpha_e x_{II} - \frac{h_f^2}{2} (b_f - b_w) - A_s \alpha_e d_s = 0 \quad 66$$

$$x_{II} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad 67$$

Onde:

$$a = \frac{b_w}{2};$$

$$b = (b_f - b_w) h_f + A_s \alpha_e;$$

$$c = -\frac{h_f^2}{2} (b_f - b_w) - A_s \alpha_e d_s.$$

O momento de inércia no Estádio (I_{II}) é determinado através da Equação 68:

$$I_{II} = \frac{b_w x_{II}^3}{3} + \frac{(b_f - b_w) h_f^3}{12} + h_f (b_f - b_w) \left(x_{II} - \frac{h_f}{2} \right)^2 + A_s \alpha_e (d_s - x_{II})^2 \quad 68$$

A deformação efetiva no reforço (ϵ_{fe}) é então representada pela Equação 70, obtida substituindo-se a Equação 58 na Equação 69. A deformação efetiva é limitada ao valor da

deformação do reforço relacionada com a possibilidade de descolamento (*debonding*, da língua inglesa) (ε_{fd}).

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_f - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd} \quad 69$$

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd} \quad 70$$

A deformação limite para o descolamento (ε_{fd}) pode ser determinada pela equação 71.

$$\varepsilon_{fd} = 0,41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \leq 0,9 \cdot \varepsilon_{fu} \quad 71$$

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 72.

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \quad 72$$

Para o dimensionamento, devem ser utilizadas a tensão (f_{fu}) e deformação (ε_{fu}) últimas do FRP (Equações 73 e 74) que devem ser multiplicadas pelo coeficiente de ponderação para levar em conta a exposição ambiental do sistema de reforço.

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad 73$$

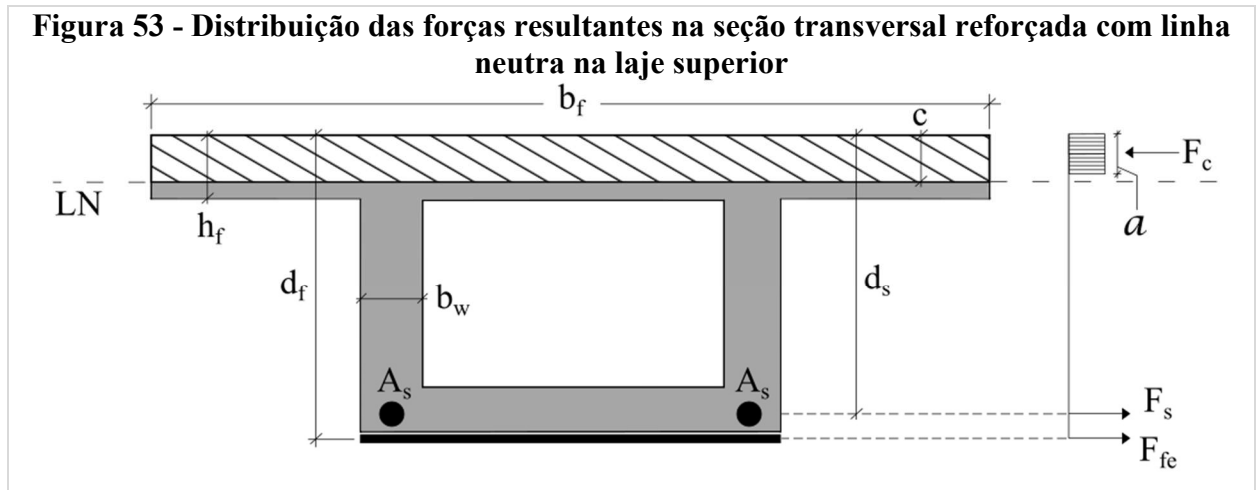
$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* \quad 74$$

Nas Equações 73 e 74, f_{fu}^* é a tensão última do material PRF, ε_{fu}^* é a deformação última do PRFC fornecidos pelo fabricante e C_E é o fator de redução ambiental igual a 0,85 para pontes.

Com a deformação no reforço (ε_f) é possível obter a deformação na armadura pela Equação 44 já apresentada e consequentemente a 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.

4.1.1 Linha neutra localizada na laje superior da seção celular: ($a \leq h_f$)

A Figura 53 ilustra uma a seção celular reforçada externamente com PRF, na qual a região comprimida está localizada na laje superior comprimida ($a \leq h_f$)



Fonte: Autor (2025)

Os parâmetros geométricos e mecânicos relevantes para esse caso são:

b_f : largura colaborante da mesa;

h_f : espessura da laje superior comprimida;

b_w : largura da alma da viga da seção celular;

a : define a altura da região comprimida da seção ($a = \beta_1 c$)

c : profundidade da linha neutra;

d_s : altura útil da armadura tracionada;

d_f : altura útil do reforço de PRF;

A_s : área de aço da armadura tracionada;

A_f : área da seção transversal do PRF;

F_c : força resultante de compressão no concreto ($F_c = \alpha_1 f'_c \beta_1 c b_f$)

F_s : força resultante de tração na armadura passiva ($F_s = f_s A_s$)

F_{fe} : força resultante de tração no PRF

A posição da linha neutra (c) pode ser determinada através do equilíbrio das forças internas, conforme a Equação 75.

$$F_c = F_{fe} + F_s$$

$$\alpha_1 f'_c \beta_1 c b_f = A_f f_{fe} + A_s f_s$$

$$c = \frac{A_f f_{fe} + A_s f_s}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b_f} \quad 75$$

O momento fletor resistente da seção (M_{Rd}) é obtido pelo equilíbrio do momento das forças em relação ao ponto de aplicação da força resultante de concreto comprimido (F_c), conforme representado pela Equação 76.

$$M_{Rd} = \psi_f F_f \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + F_s \left(d_s - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad 76$$

Em que o termo ψ_f é um fator adicional de redução da parcela de resistência dada pelo PRF de valor igual a 0,85 conforme recomendação do ACI PRC-440.2 (2023).

4.1.2 Linha neutra localizada na alma da seção celular reforçada: ($a > h_f$)

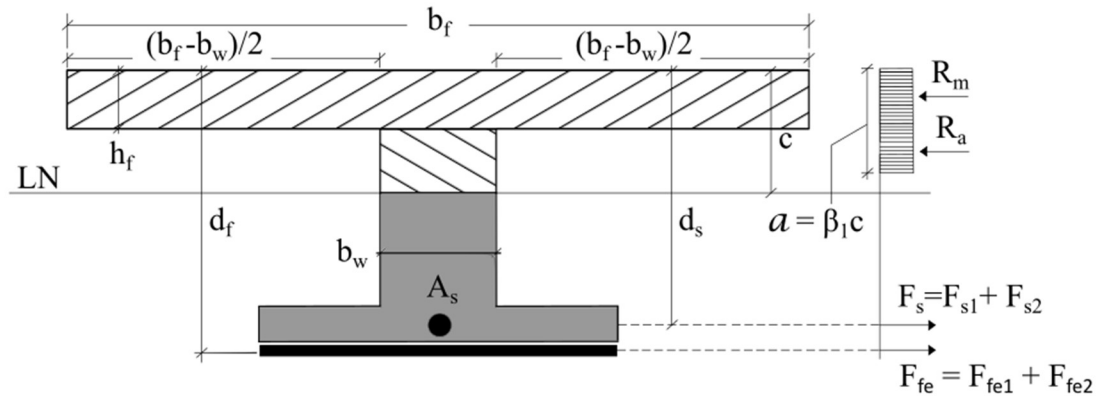
A Figura 54 representa a hipótese da região comprimida quando localizada na alma da viga da seção celular ($a > h_f$). A seção é simplificada de forma análoga ao apresentado para o caso da seção sem reforço. Agora, a região tracionada é composta pela parcela de contribuição das armaduras (F_s) e do reforço com PRF (F_{fe}).

Os resultados das forças de compressão no concreto são determinados pelas Equações 77 e 78.

$$R_m = \alpha_1 \cdot f'_c \cdot h_f \cdot b_f \quad 77$$

$$R_a = \alpha_1 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot (\beta_1 c - h_f) \quad 78$$

Figura 54 - Distribuição das forças resultantes na seção transversal reforçada com linha neutra na alma



Fonte: Autor (2025)

Do equilíbrio das forças horizontais, é possível determinar a posição da linha neutra da seção transversal reforçada através da Equação 79.

$$c = \frac{A_f f_{fe} + A_s f_s + \alpha_1 f'_c h_f (b_w - b_f)}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b_w} \quad 79$$

A Equação 80 para cálculo do momento fletor resistente (M_{Rd}) considerando linha neutra localizada na alma da seção é obtida tomando-se o momento das forças em relação ao ponto de aplicação da resultante R_m .

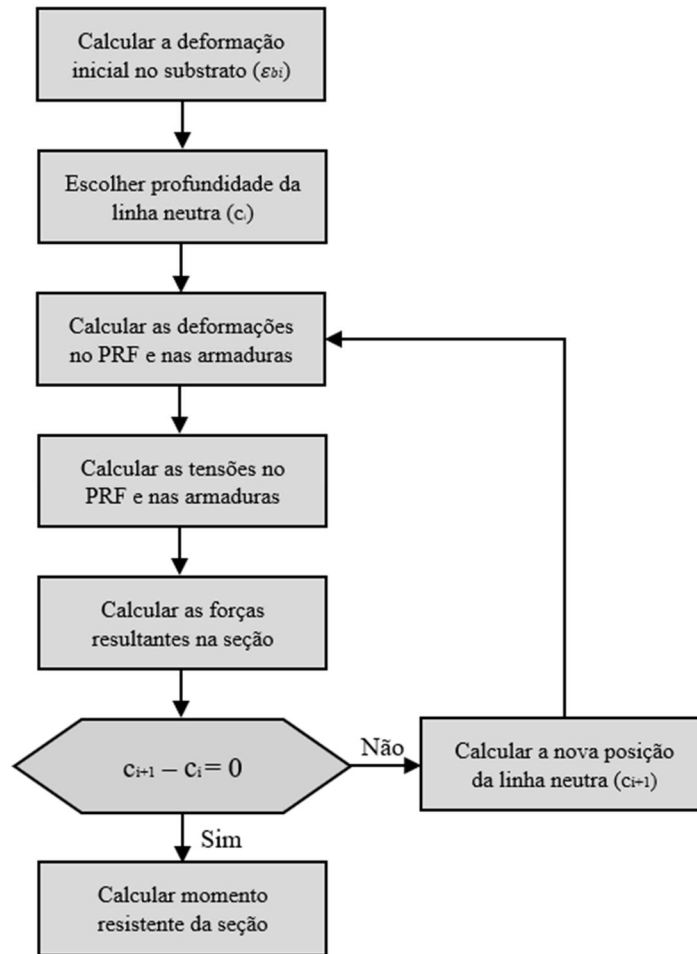
$$M_{Rd} = \psi_f \cdot F_{fe} \cdot (d_f - 0,5 \cdot h_f) + F_s \cdot (d_s - 0,5 \cdot h_f) - R_a \cdot [0,5 \cdot (\beta_1 c - h_f) + 0,5 \cdot h_f] \quad 80$$

A determinação da capacidade resistente da seção transversal conforme demonstrado analiticamente é dependente do conhecimento da posição da linha neutra (c), das tensões e deformações específicas nos materiais. Assim, devido ao número de incógnitas do problema ser maior do que o número de equações (equilíbrios e compatibilidade), a solução depende de um processo iterativo.

Aqui, será assumido um valor para a profundidade da linha neutra inicial como sendo (c_i), localizada na mesa comprimida ($\beta_1 c_i \leq h_f$). Segundo Bastos (2023), devido à grande área comprimida de vigas com mesas colaborantes, a maioria das vigas T tende a estar nessa condição de posição da linha neutra.

Com o valor inicial da linha neutra, é possível obter as deformações do PRF (Equação 70), na armadura e as respectivas tensões. O fluxograma mostrado na Figura 55 exemplifica o procedimento analítico empregado.

Figura 55 - Fluxograma para obtenção do momento resistente na seção



Fonte: Autor (2025)

Com base na Equação 75, a partir das deformações e tensões nos materiais obtidas com a linha neutra inicial, verifica-se o novo valor para a linha neutra (c_{i+1}). A linha neutra da seção é aquela a partir da convergência definida pela Equação 81.

$$|a_{i+1} - a_i| \leq 0,001 \quad 81$$

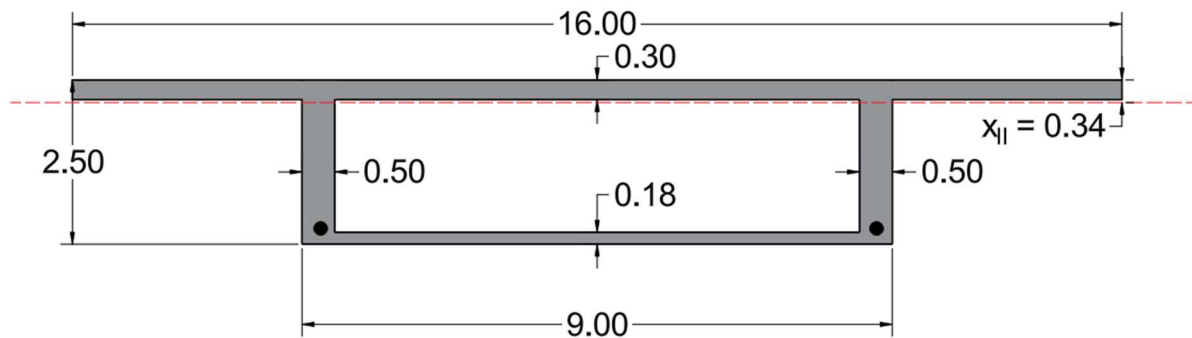
Caso o critério não seja atendido, o próximo valor da profundidade da linha neutra (c_{i+2}) pode ser obtido como a média aritmética dos valores anteriores, e o processo é repetido até que se verifique o equilíbrio da seção.

Ao fim do processo, deve-se comparar o valor da posição da linha neutra com a espessura da mesa (h_f). Se $a > h_f$, a linha neutra encontra-se na alma da seção celular, e o cálculo deve ser realizado conforme a metodologia para essa condição, caso contrário, calcular o momento fletor resistente da seção.

4.1.3 Capacidade resistente à flexão da seção celular com PRFC

Inicialmente foram calculados a posição da linha neutra (x_{II}) e o respectivo momento de inércia (I_{II}) no estágio II, sendo obtidos os resultados conforme ilustrado na Figura 56, onde a seção é mostrada com suas dimensões reais.

Figura 56 - Posição da linha neutra no Estádio II



Fonte: Autor (2025)

Na primeira estimativa, assumiu-se a linha neutra localizada na mesa inferior da viga. A posição da linha neutra no estágio 2 foi então calculada através da Equação 63, sendo:

$$\alpha_e = \frac{21.000}{2.350} = 8,94 \quad 82$$

$$a = \frac{900}{2} = 450 \text{ cm} \quad 83$$

$$b = 289,03 \times 8,94 = 2.583 \text{ cm}^2 \quad 84$$

$$c = -2.583 \times 237 = -612.129 \text{ cm}^3 \quad 85$$

$$x_{II} = \frac{-2.583 \pm \sqrt{2.583^2 - 4 \times 450 \times (-612.129)}}{2 \times 450} = 34,1 \text{ cm} \quad 86$$

Como a posição da linha neutra inicialmente adotada está fora da mesa superior, esta foi recalculada com o equacionamento utilizado para seções “T”, utilizando a Equação 67:

$$a = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \quad 87$$

$$b = (900 - 100) \times 30 + 2.583 = 26.583 \text{ cm}^2 \quad 88$$

$$c = -\frac{30^2}{2} \times (900 - 100) - 2.583 \times 237 = -972.129 \text{ cm}^3 \quad 89$$

$$x_{II} = \frac{-26.583 \pm \sqrt{26.583^2 - 4 \times 50 \times (-972.129)}}{2 \times 50} = 34,4 \text{ cm} \quad 90$$

Recalculando a posição da linha neutra no Estádio II, verificou-se que a posição final fica muito próxima da primeira tentativa, resultando em $x_{II} = 34,4 \text{ cm}$, representando seção fissurada com linha neutra cortando a alma da seção.

O valor do momento de inércia I_{II} é o que representa a seção fissurada desconsiderando-se o concreto tracionado, sendo apenas a armadura tracionada como material colaborante no equilíbrio presente abaixo da linha neutra. Sua determinação foi feita através da Equação 68:

$$I_{II} = \frac{100 \times 34,4^3}{3} + \frac{(900 - 100) \times 30^3}{12} + 30 \times (900 - 100) \left(34,4 - \frac{30}{2}\right)^2 + 2.583 \times (237 - 34,4)^2 = 1,18E8 \text{ cm}^4 \quad 91$$

O valor obtido de $1,18E8 \text{ cm}^4$ é, conforme esperado, inferior ao momento de inércia da seção para o caso de comportamento no estágio I, cujo valor era de $7,45E8 \text{ cm}^4$, refletindo a perda de rigidez da seção após a fissuração do concreto.

Através da Equação 60, foi feito o cálculo da deformação inicial do substrato (ε_{bi}) foi empregado o valor do momento fletor de $M_{ext} = 19.976 \text{ kNm}$ que representa o valor dos carregamentos permanentes somados e majorados. A altura da seção considerada foi de 2,5 m.

$$\varepsilon_{bi} = \frac{19.976 \times (250 - 34,4)}{1,18E8} = 0,00016 \quad 92$$

Os resultados para o cálculo da deformação do substrato estão compilados na Tabela 17.

Tabela 17 - Deformação do substrato de concreto tracionado da seção celular

Parâmetro	Valor
$M_{perm} \text{ (kNm)}$	19.976
$h \text{ (cm)}$	250
$x_{II} \text{ (cm)}$	34,4
$I_{II} \text{ (cm}^4\text{)}$	$1,01.10^8$
ε_{bi}	0,00016

Fonte: Autor (2025)

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 18. O laminado empregado é o Sika® CarboDur® tipo 1514 (SC-1514).

Tabela 18 - Propriedades mecânicas do polímero reforçado com fibras de carbono

Laminado de PRFC	Parâmetros	Valores
SC-1514	<i>Espessura do laminado (t_f)</i>	1,4 mm
	<i>Largura do laminado (w_f)</i>	150 mm
	<i>Tensão de tração última (f_{fu}^*)</i>	3.100 MPa
	<i>Deformação última (ε_{fu}^*)</i>	0,017
	<i>Módulo de Elasticidade (E_f)</i>	170.000 MPa

Fonte: adaptado de SIKKA (2025)

Destaca-se que a aplicação do laminado é simétrica, sendo aplicada primeiramente sobre as duas longarinas e seguindo em direção ao centro da seção transversal em uma única camada inicialmente. As propriedades geométricas da seção e as propriedades dos materiais são apresentadas na Tabela 19.

Tabela 19 - Propriedades geométricas e mecânicas da seção transversal reforçada.

Parâmetro	Valor
Vão livre (l) (m)	20,00
f'_c (MPa)	25,00
b_f (cm)	900,00
h_f (cm)	30,00
b_w (cm)	50,00
A_s (cm ²)	289,03
d_s (cm)	237,00
f_s (MPa)	500,00
E_s (MPa)	210.000
E_f (MPa)	170.000
d_f (cm)	250,07
I_c (cm ⁴)	7,45.10 ⁸
A_c (cm ²)	83.000
y_{cg} (cm)	164,00

Fonte: Autor (2025)

Para a obtenção do momento fletor da seção reforçada com PRFC, aplicou-se através das equações e procedimentos descritos nos itens anteriores. Iniciou-se pelo cálculo da tensão e deformação últimas, obtidas através das Equações 73 e 74.

$$f_{fu} = 0,85 \times 310 = 263,5 \text{ kN/cm}^2 \quad 93$$

$$\varepsilon_{fu} = 0,85 \times 0,017 = 0,0145 \quad 94$$

Para o cálculo da deformação efetiva na camada de reforço (ε_{fe}) foi realizado inicialmente o cálculo da deformação de descolamento (ε_{fd}), através da Equação 71.

$$\varepsilon_{fd} = 0,41 \cdot \sqrt{\frac{25}{1 \times 170.000 \times 1,4}} = 0,0042 \quad 95$$

Iniciou-se a verificação do momento fletor resistente da viga celular partindo-se da hipótese da linha neutra à meia altura da mesa superior, analogamente ao caso da seção sem reforço. Em seguida foi determinada a deformação na camada de reforço (ε_f), obtida pela Equação 58, assim sendo possível verificar o modo de falha do sistema de reforço.

$$\varepsilon_f = 0,003 \frac{(250,07 - 15)}{15} = 0,047 \quad 96$$

A deformação efetiva no laminado (ε_{fe}) foi verificada através da Equação 70:

$$\varepsilon_{fe} = 0,0468 - 0,00016 = 0,0468 \quad 97$$

É possível observar que a deformação no substrato influenciou pouco a deformação efetiva do PRFC e como deformação de descolamento foi inferior ao seu valor ($\varepsilon_{fe} < \varepsilon_{fd}$), o modo de falha do sistema é pelo descolamento do laminado de PRFC. Através da Equação 72 foi obtida a tensão efetiva no material de reforço.

$$f_{fe} = 17.000 \times 0,0042 = 71,4 \text{ kN/cm}^2 \quad 98$$

O próximo passo foi calcular a deformação no aço, obtida através da Equação 59.

$$\varepsilon_s = (0,0042 + 0,00016) \frac{(237 - 15)}{(250,07 - 15)} = 0,00412 \quad 99$$

Foi possível verificar que a deformação no aço superou a deformação de escoamento e, portanto, a tensão no aço é igual a de escoamento ($f_s = 50 \text{ kN/cm}^2$). Calculou-se, então, a força resultante no aço através da Equação 100.

$$F_s = 289,03 \times 50 = 14.451,5 \text{ kN} \quad 100$$

Foi necessário estipular uma área de laminado inicial para calcular a força resultante no material de reforço, obtida pela Equação 72. Inicialmente adotou-se duas placas de laminados aplicadas na seção, simetricamente, abaixo das duas longarinas totalizando uma área de $A_f = 4,2 \text{ cm}^2$.

$$F_{fe} = 4,2 \times 71,4 = 300,0 \text{ kN} \quad 101$$

A determinação da deformação no concreto comprimido é necessária para que seja possível calcular os parâmetros α_1 e β_1 , necessários ao cálculo da força resultante no bloco comprimido. Essa deformação foi obtida isolando seu valor na Equação 102.

$$\varepsilon_c = (0,0042 + 0,00016) \times \left(\frac{15}{250,07 - 15} \right) = 0,00028 \quad 102$$

O próximo passo foi calcular os parâmetros β_1 e α_1 através das Equações 55 e 56, inicialmente calculou-se o valor da deformação máxima do concreto não confinado (ε'_c), determinada pela Equação 57.

$$\varepsilon'_c = \frac{1,71 \times 25}{23500} = 0,0018 \quad 103$$

$$\beta_1 = \frac{4 \times 0,0018 - 0,00028}{6 \times 0,0018 - 2 \times 0,00028} = 0,68 \quad 104$$

$$\alpha_1 = \frac{3 \times 0,0018 \times 0,00028 - 0,00028^2}{3 \times 0,68 \times 0,0018^2} = 0,22 \quad 105$$

A força resultante no bloco comprimido foi determinada através da Equação 106:

$$F_c = 0,22 \times 2,5 \times 0,68 \times 15 \times 900 = 5049 \text{ kN} \quad 106$$

E por fim, com todos os parâmetros obtidos, foi possível obter a posição da linha neutra por meio da Equação 75 para a hipótese do bloco comprimido na mesa superior.

$$c_{i+1} = \frac{300 + 14.451,5}{0,22 \times 2,5 \times 0,68 \times 900} = 44,3 \text{ cm} \quad 107$$

$$a_{i+1} = 0,68 \times 44,3 = 30,1 \text{ cm} \quad 108$$

Portanto, o critério de convergência não foi alcançado. Dessa forma, deve-se adotar um novo valor para a linha neutra e para o bloco comprimido:

$$c_{i+2} = \frac{44,3 + 15}{2} = 29,6 \text{ cm} \quad 109$$

$$a_{i+2} = 0,68 \times 29,6 = 20,1 \text{ cm} \quad 110$$

Dessa forma, o processo iterativo é reiniciado com os novos valores. A convergência foi obtida para o valor de profundidade de linha neutra igual a 25,7 cm. O momento fletor resultante para a área de laminado escolhida foi obtido pela Equação 76.

$$M_{Rd} = 0,85 \times 300 \times \left(250,07 - \frac{0,68 \times 29,6}{2} \right) + 14.451,5 \times \left(237 - \frac{0,68 \times 29,6}{2} \right) = 33.593 \text{ kNm}$$

111

O momento fletor resistente (M_{Rd}) obtido para a seção transversal foi de $M_{Rd} = 33.593$ kNm. Como a deformação da armadura de aço foi menor que 5‰ e maior que seu valor de escoamento, o coeficiente de redução da resistência ϕ (Equação 26) foi calculado como 0,815 e, portanto, o momento fletor resistente de cálculo $\phi M_{Rd} = 27.373$ kNm.

Foi possível observar que o momento solicitante aplicado ($M_{Sd, TB450} = 31.189$ kNm) é maior que a resistência de cálculo obtida anteriormente. Dessa forma, optou-se por variar a quantidade de laminados de PRFC na seção, em números pares aplicados simetricamente, até que fosse possível obter um valor de momento fletor resistente de cálculo suficiente para vencer as solicitações impostas pelo novo trem-tipo.

Além disso, com o intuito de estudar a resposta do equacionamento da norma americana, foram variadas as quantidades de camadas de laminados de PRFC.

Na

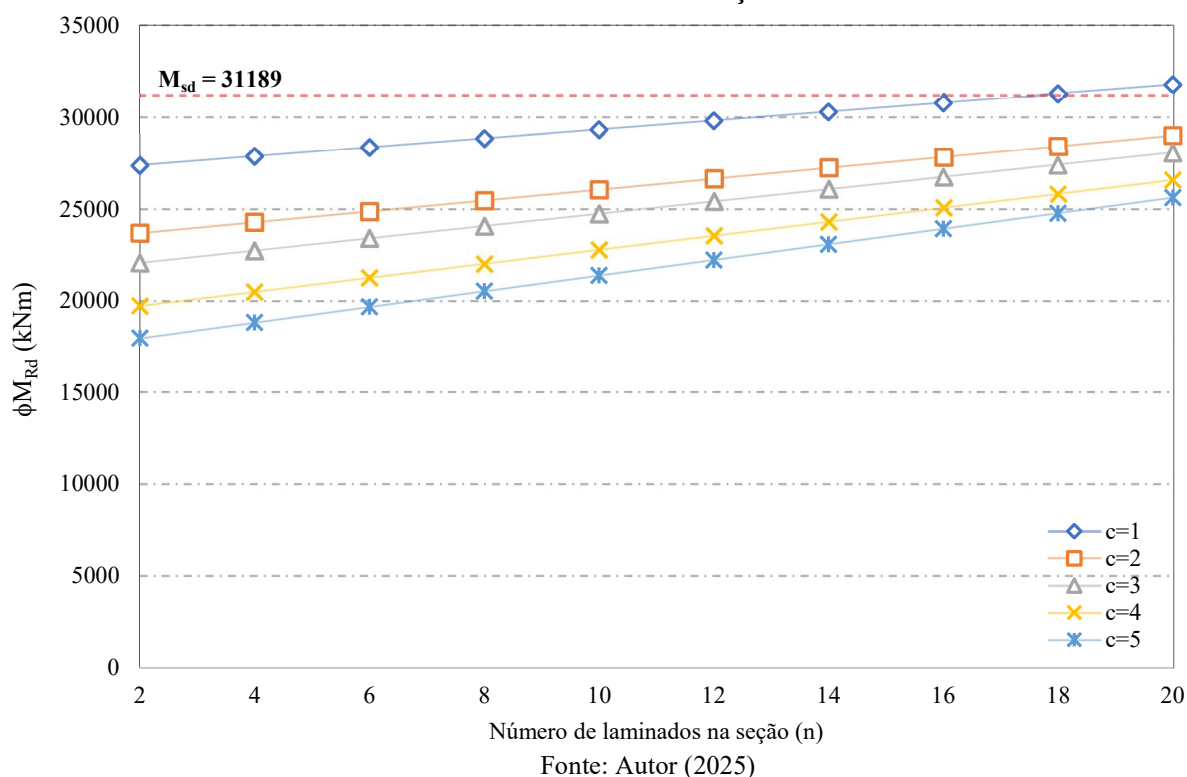
Figura 57, o eixo vertical representa os momentos fletores resistentes de cálculo, já considerada a redução feita pelo coeficiente ϕ do ACI PRC-440.2 (2023) e o eixo horizontal representa o número de laminados na seção. A letra “c” na legenda representa o número de camadas sobrepostas de laminado de PRFC.

Na pesquisa realizada por Toutanji, Zhao e Zhang (2005), os autores ensaiaram 8 vigas de concreto armado reforçadas com PRFC laminado variando o número de camadas de laminado entre 3 e 6, coladas ao concreto com uma matriz inorgânica. Os autores observaram que o aumento no número de camadas de PRFC resultou em aumento na capacidade resistente última ao momento fletor, além de mostrar melhoras significantes nos valores de força para o início do escoamento das armaduras.

Através da

Figura 57, foi possível concluir que o aumento na quantidade de camadas gera uma diminuição na capacidade resistente da seção ao momento fletor, diferente dos resultados de Toutanji, Zhao e Zhang (2005). Isso acontece pois o ACI PRC-440.2 (2023) é conservador em relação a deformação para o limite de descolamento, aumentar o número de camadas diminui o valor dessa deformação, como é possível observar na Equação 71.

Figura 57 - Variação do momento fletor resistente de cálculo em função do número de laminados na seção



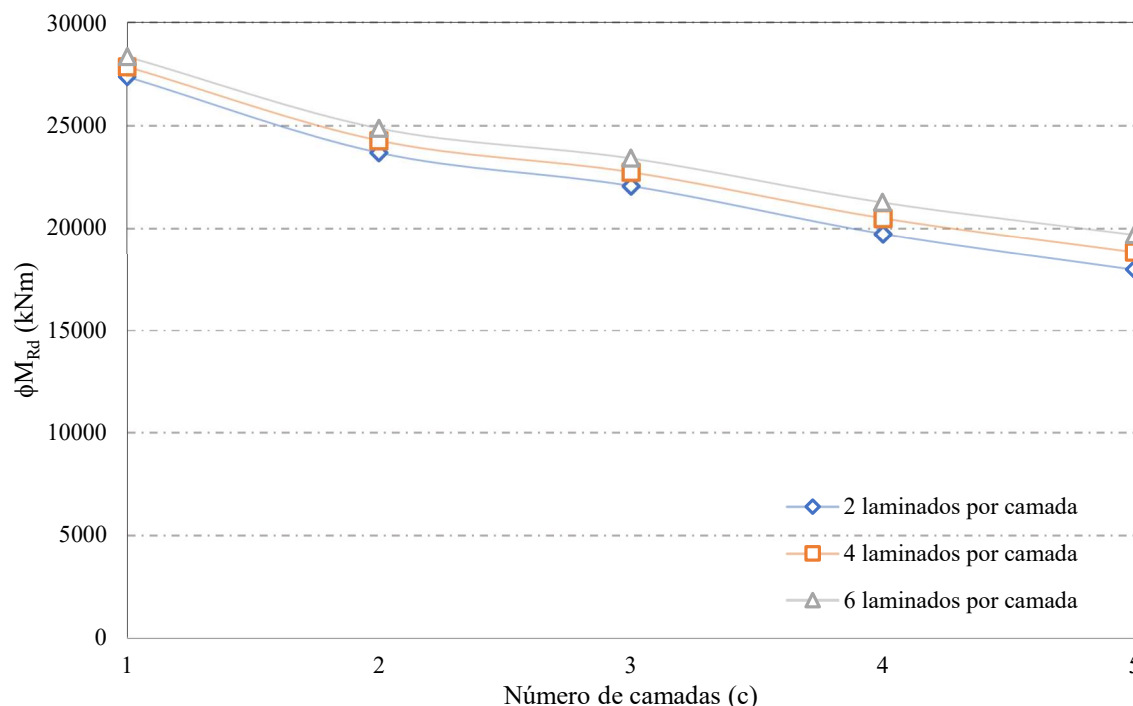
Além disso, com a diminuição no valor da deformação de descolamento do laminado, a deformação no aço também diminui. Com a viga menos dúctil, o ACI PRC-440.2 (2023) aplica maior redução de resistência na seção através do coeficiente ϕ (Equação 26).

A Figura 58 mostra a relação entre o momento fletor resistente de cálculo e o número de camadas para uma determinada quantidade de laminados por camada. Fica evidente que o aumento de laminados em uma única camada é mais eficiente do que o aumento da área de laminado de PRFC adicionando mais camadas segundo a metodologia do ACI PRC-440.2 (2023).

Portanto, foram escolhidos 20 laminados ($A_f = 42 \text{ cm}^2$) dispostos em uma única camada, para que o reforço estrutural superasse as novas solicitações impostas pelos novos carregamentos permanentes e pela solicitação do trem-tipo TB-450.

A deformação de cálculo no laminado foi limitada pela deformação relativa ao descolamento (ϵ_{fd}) que, nesse caso, foi inferior à deformação efetiva calculada (ϵ_{fe}). Dessa forma, a falha na viga ocorrerá por descolamento do PRFC do substrato de concreto.

Figura 58 - Variação do momento fletor resistente de cálculo em função do número de camadas



Fonte: Autor (2025)

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 (; Yazdani et al., 2019; Wang et al., 2022; Pereira, 2024).

A Tabela 20 resume os resultados obtidos em relação às tensões e deformações nos materiais para a quantidade de PRFC que foi capaz de vencer o momento solicitante através do processo iterativo aplicado. Woo; Kim; Byun, 2012

A deformação de cálculo no laminado foi limitada pela deformação relativa ao descolamento (ϵ_{fd}) que, nesse caso, foi inferior à deformação efetiva calculada (ϵ_{fe}). Dessa forma, a falha na viga ocorrerá por descolamento do PRFC do substrato de concreto.

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 (Woo; Kim; Byun, 2012; Yazdani *et al.*, 2019; Wang *et al.*, 2022; Pereira, 2024).

Tabela 20 - Resultados do momento fletor resistente da seção reforçada no meio do vão

Parâmetros		Valor
Deformações no PRF	ε_{fd}	0,0042
	ε_f	0,024
Área de polímero (cm ²)	A_f	42,0
Tensão efetiva no PRF (kN/m ²)	f_{fe}	71,4
Deformação no aço	ε_s	0,0041
Tensão no aço (kN/m ²)	σ_s	50,0
Deformação no concreto	ε_c	0,00055
Profundidade da linha neutra (cm)	c	27,90
Profundidade do bloco comprimido (cm)	a	19,20
Momento fletor resistente	M_{Rd}	38.995
Redutor de resistência	ϕ	0,815
Momento fletor resistente de cálculo	ϕM_{Rd}	31.765

Fonte: Autor (2025)

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 Pereira (2024).

Dessa forma, o momento fletor resistente foi calculado pela Equação 76, com valor obtido igual a $M_{Rd} = 38.995$ kNm. Como a deformação do aço foi menor que 5‰ e maior que o valor de escoamento (ε_{sy}), o coeficiente de minoração da resistência (ϕ) foi calculado através da Equação 26, com valor igual a 0,815. A norma americana reduz significativamente a resistência de elementos que possuem menor ductilidade, dessa forma, o momento fletor resistente de cálculo obtido foi igual a $\phi M_{Rd} = 31.722$ kNm. Portanto, pode-se verificar através da Equação 10 que a resistência do reforço estrutural com PRFC colado superou os esforços solicitantes de flexão:

$$\frac{31.722}{31.189} = 1,02 \quad 112$$

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 comparam vigas sem e com reforço passivo com PRF, como Woo, Kim e Byun (2012), Wang *et al.* (2022) e Pereira (2024).

4.2 REFORÇO À FLEXÃO COM POLÍMEROS PROTENDIDOS

Embora a norma ACI PRC-440.2 (2023) estabeleça diretrizes para o dimensionamento de sistemas de reforço com FRP colado externamente de forma passiva, não são contemplados os critérios aplicáveis aos sistemas com FRP protendido.

Diante 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 estrutural reforçado (Woo; Kim; Byun; 2012; Silva; Bandeira, 2019; Deng *et al.*, 2023; Pereira, 2024, Wang *et al.*, 2024).

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 (Liu; Peng; Cai, 2015; Woo; Kim; Byun; 2012; Pereira, 2024)

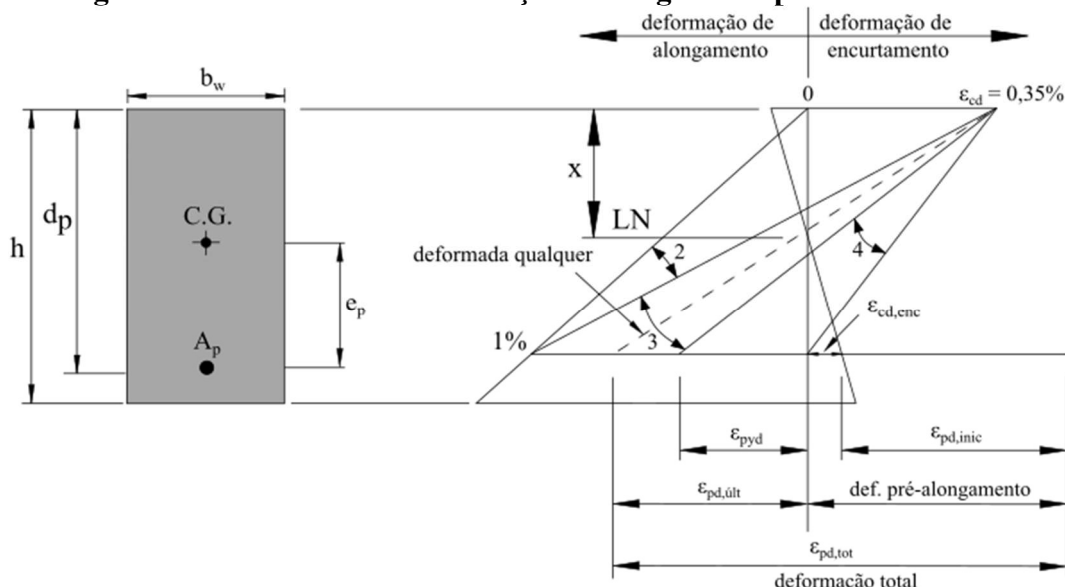
A metodologia proposta por Pereira (2024) combina os conceitos conhecidos de concreto armado e protendido previstos na ABNT NBR 6118 (2024), baseando-se na rotina para determinação do momento resistente no estado limite último (ELU) de vigas de concreto protendidas com cordoalhas aderidas. O autor utilizou-se das rotinas de verificação propostas por Bastos (2021), adaptando os critérios para o sistema de reforço com FRP sem contabilizar as perdas de protensão.

Bastos (2021) destaca que, em elementos fletidos com protensão aderente, as rupturas possíveis estão associadas à plastificação da armadura tracionada (domínio 2) ou ao esmagamento do concreto (domínios 3 e 4) conforme ilustrado na Figura 59.

Enquanto nos elementos de concreto armado a deformação da armadura é igual à do concreto circundante sob qualquer carga, nos protendidos (Figura 59), a deformação total da

armadura sob carregamento externo resulta da soma do pré-alongamento inicial da protensão ao incremento de deformação provocado pelo carregamento externo (Bastos 2021).

Figura 59 - Domínios de deformações em vigas com protensão aderente



Fonte: adaptado de Bastos (2021)

A classificação da seção quanto ao domínio de deformação pode ser realizada por meio da comparação entre a deformação última atingida na armadura de protensão ($\epsilon_{pd,ult}$) e a sua deformação de escoamento (ϵ_{pyd}), mantendo o limite de deformação no aço limitado a 10‰ conforme Tabela 21.

Tabela 21 – Domínios de deformação de uma viga protendida a flexão

Domínio de deformação		
2	3	4
$\epsilon_{pd,ult} > 10\text{‰}$	$\epsilon_{pyd} < \epsilon_{pd,ult} < 10\text{‰}$	$0 < \epsilon_{pd,ult} < \epsilon_{pyd}$

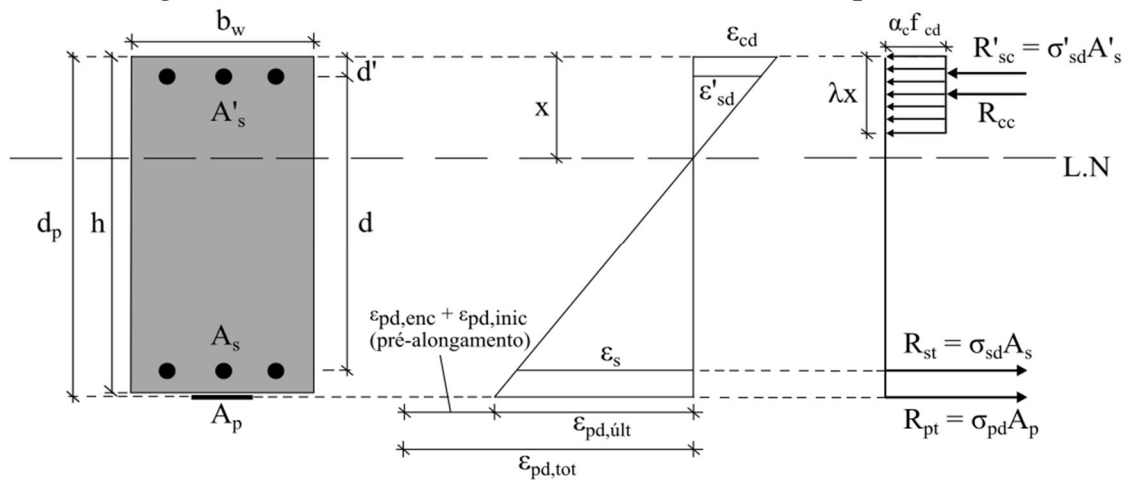
Fonte: adaptado de Bastos (2021)

A distribuição das tensões e deformações de uma viga retangular reforçada com FRP protendido é apresentada na Figura 60, considerando a aderência perfeita entre os materiais. Nela são indicadas as deformações de pré-alongamento no ato da protensão que é a soma da deformação devido ao encurtamento elástico do concreto ($\epsilon_{pd,enc}$) e da deformação devido à força de protensão no regime elástico ($\epsilon_{pd,inic}$), determinadas pelas Equações 113 e 114.

$$\epsilon_{cd,enc} = \frac{1}{E_c} \left(\frac{P_d}{A_c} + \frac{P_d e_p^2}{I_c} \right) \quad 113$$

$$\epsilon_{cd,inic} = \frac{P_d}{E_p A_p} \quad 114$$

Figura 60 - Tensões e deformações no ELU em seção protendida



Fonte: adaptado de Bastos (2021)

Onde:

E_c : é o módulo de elasticidade do concreto;

P_d : é a força de protensão final de cálculo, considerando-se as perdas;

A_c : é a área da seção transversal;

e_p : é a excentricidade entre o centro de gravidade da seção até o material de reforço;

I_c : é o momento de inércia da seção transversal;

E_p : é o módulo de elasticidade do material de reforço;

A_p : é a armadura de protensão do material de reforço.

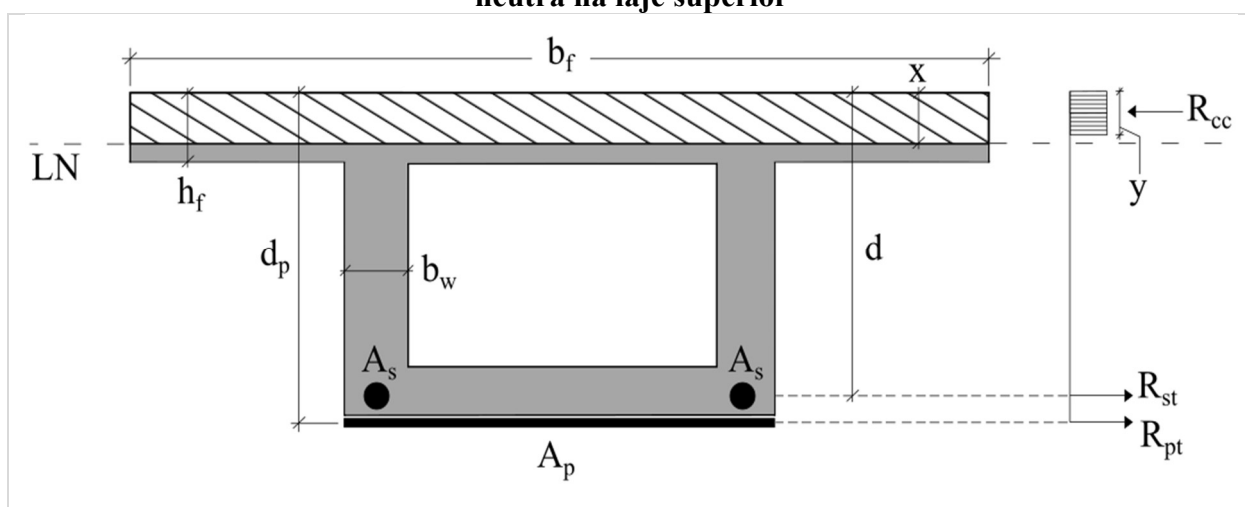
No caso do reforço com polímero protendido, uma das incógnitas do problema é a tensão máxima no material de reforço (σ_{pd}). O procedimento sugerido por Pereira (2024), sugere adotar um valor para essa tensão tal qual seja correspondente ao momento fletor último, admitindo-se um dos domínios da Tabela 21. O processo é iterativo e verificado posteriormente através das deformações nos materiais, portanto, dependendo da posição da linha neutra.

Pereira (2024) propôs a utilização desse procedimento levando em conta apenas vigas retangulares. Segundo Bastos (2024), 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 passivo. A Figura 61 ilustra uma seção celular reforçada externamente com PRF protendido, na qual a região comprimida está localizada na laje superior ($y \leq h_f$).

Figura 61 - Distribuição das forças resultantes na seção transversal reforçada com linha neutra na laje superior



Fonte: Autor (2025)

Os parâmetros geométricos e mecânicos relevantes para esse caso são:

b_f : largura colaborante da mesa;

h_f : espessura da laje superior comprimida;

b_w : largura da alma da viga da seção celular;

y : define a altura da região comprimida da seção ($y = \lambda x$)

x : profundidade da linha neutra;

d : altura útil da armadura tracionada;

d_p : altura útil do reforço de PRF protendido;

A_s : área de aço da armadura tracionada;

R_{cc} : força resultante de compressão no concreto;

R_{st} : força resultante de tração na armadura passiva;

A posição da linha neutra (x) pode ser determinada através do equilíbrio das forças internas, conforme a Equação 115.

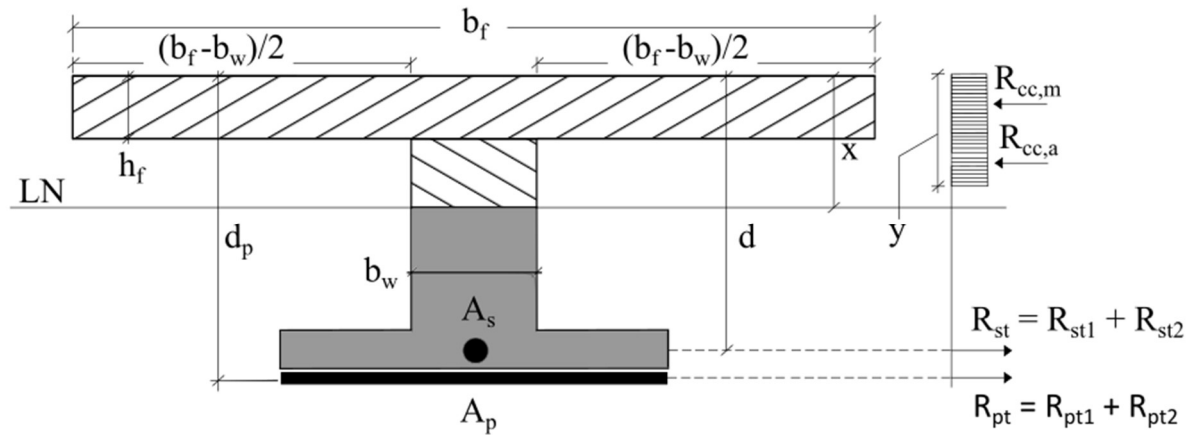
$$R_{cc} = R_{st} + R_p$$

$$\alpha_c f_{cd} \lambda x b_f = A_s \sigma_{sd} + A_p \sigma_{pd}$$

$$x = \frac{A_s \sigma_{sd} + A_p \sigma_{pd}}{\alpha_c f_{cd} \lambda b_f} \quad 115$$

Caso a hipótese anterior seja falsa, o bloco comprimido encontra-se nas almas ($y > h_f$) e o equilíbrio é obtido através da seção transformada idealizada ().

Figura 62 - Distribuição das forças resultantes na seção transversal reforçada com linha neutra na alma



Fonte: Autor (2025)

Os resultados das forças de compressão no concreto são determinados pelas Equações 116 e 117.

$$R_m = \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot h_f \cdot b_f \quad 116$$

$$R_a = \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot (\lambda x - h_f) \quad 117$$

Do equilíbrio das forças horizontais, é possível determinar a posição da linha neutra da seção transversal reforçada através da Equação 118.

$$x = \frac{\sigma_{pd} + A_s \sigma_{sd} + \alpha_c f_{cd} h_f (b_w - b_f)}{\alpha_c f_{cd} \lambda b_w} \quad 118$$

Após a confirmação da posição da linha neutra, é possível continuar o cálculo das deformações nos materiais. A deformação no reforço protendido ($\varepsilon_{pd,últ}$) proveniente do carregamento externo pode ser determinada através da Equação 119. Para evitar a fissuração excessiva do elemento, essa deformação deve ser limitada ao valor último permitido (10‰) pela NBR 6118 (2023).

$$\varepsilon_{pd,últ} = \varepsilon_{cd} \left(\frac{d_p - x}{x} \right) \quad 119$$

Com o valor de $\varepsilon_{pd,últ}$ é possível determinar o domínio de deformação do material através da Tabela 21. A partir da confirmação do domínio escolhido, pode-se calcular a deformação total do material de reforço protendido ($\varepsilon_{pd,tot}$) com a Equação 120.

$$\varepsilon_{pd,tot} = \varepsilon_{pd,enc} + \varepsilon_{pd,inic} + \varepsilon_{pd,últ} \quad 120$$

No caso de reforço com polímeros protendidos, Pereira (2024) sugere que a deformação máxima permitida deve ser limitada à deformação última do PRF fornecida pelo fabricante ou determinada por meio de ensaios de caracterização.

Após confirmar a tensão no material de reforço, é preciso verificar as deformações nos outros materiais, por meio de compatibilidade de deformações apresentadas nas Equações 121 e 122, para que possa ser validado o domínio de deformação adotado.

$$\frac{\varepsilon_{cd}}{\varepsilon_{sd}} = \frac{x}{d - x} \quad 121$$

$$\frac{\varepsilon_{cd}}{\varepsilon_{pd,últ}} = \frac{x}{d_p - x} \quad 122$$

Onde:

ε_{sd} : é a deformação da armadura passiva inferior.

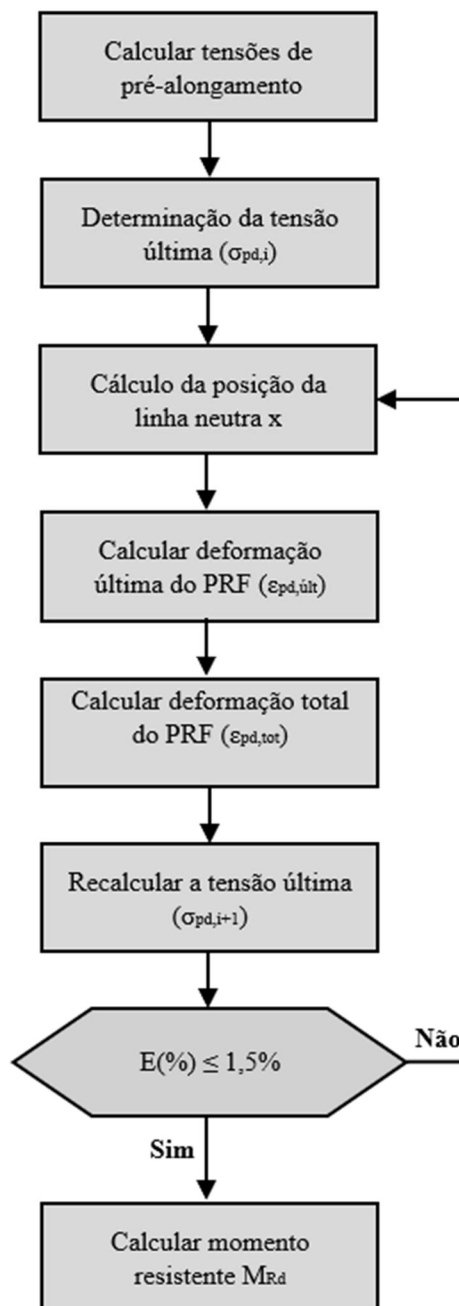
Realizadas as verificações de tensões e deformações, pode-se calcular o momento fletor resistente através das Equações 123 ($y \leq h_f$) e da Equação 124 ($y > h_f$).

$$M_{Rd} = \sigma_{pd} A_p (d_p - 0,4x) + f_{yd} A_s (d - 0,4x) \quad 123$$

$$M_{Rd} = \sigma_{pd} A_p (d_p - 0,5h_f) + R_{st} (d - 0,5h_f) - R_a [0,5(\lambda x - h_f) + 0,5h_f] \quad 124$$

Conforme demonstrado pelo equacionamento, a determinação da capacidade resistente da seção transversal a flexão é um processo iterativo que depende, nesse caso, do conhecimento da tensão última atingida pelo PRF protendido (σ_{pd}) para que então seja possível conhecer a posição da linha neutra e determinar as deformações nos materiais. O procedimento é mostrado no fluxograma apresentado na Figura 63.

Figura 63 - Fluxograma para obtenção do momento resistente na seção protendida



Fonte: Autor (2025)

O primeiro passo do procedimento é calcular as tensões de pré-alongamento através das Equações 113 e 114, que dependem da força de protensão final e das propriedades geométricas

e mecânicas da seção e do material de reforço. Em seguida, deve-se definir a tensão última no material do reforço ($\sigma_{pd,i}$), aqui assumida como mostrado na Equação 125.

$$\sigma_{pd,i} = \varepsilon_{fu} E_f \quad 125$$

Onde:

ε_{fu} : é a deformação última do PRF;

E_f : é o módulo de elasticidade do PRF;

A partir dessa primeira estimativa, assume-se a primeira hipótese do bloco comprimido da seção presente na mesa ($y \leq h_f$) e a linha neutra é calculada através da Equação 115. Caso essa hipótese seja confirmada, o cálculo segue para as próximas etapas e, caso contrário, deve-se recalculá-la a posição da linha neutra com a Equação 118, quando sua posição está na alma.

Com a profundidade da linha neutra conhecida, deve-se determinar a deformação no material ($\varepsilon_{pd,ult}$) conforme a Equação 119, lembrando de limitar seu valor máximo a 10‰ para evitar fissuração excessiva e verificar o domínio de deformação conforme a Tabela 21.

A deformação total ($\varepsilon_{pd,tot}$) no reforço é calculada através da Equação 120, sendo limitada ao valor último de deformação fornecido pelo fabricante ou com base em ensaios experimentais. Com a deformação última total é possível recalculá-la o valor da tensão última no material ($\sigma_{pd,i+1}$). Caso o valor dessa nova tensão diferir em 1,5% do valor da primeira estimativa, o processo deve ser repetido. Dada a convergência, calcula-se o momento fletor resistente da seção através da Equação 123 no caso de ($y \leq h_f$), sendo a seção considerada como retangular, e da Equação 124, no caso contrário.

4.2.1 Verificações das tensões na seção protendida

Conforme consta na NBR 6118 (2024), quando um elemento é protendido, torna-se necessário verificar as tensões limites de tração e compressão no ato da protensão e em condições de serviço. Os limites permitidos pela norma encontram-se na Tabela 22.

Tabela 22 - Limites de tensões em seções protendidas

Verificação	Combinação	Limite de tração	Limite de compressão
ELS	Quase permanente	0	$\sigma_{c,m\acute{a}x} \leq 0,45f_{ck}$
ELS	Frequente	$\sigma_{t,m\acute{a}x} \leq \alpha f_{ctk,inf}$	$\sigma_{c,m\acute{a}x} \leq 0,6f_{ck}$
ELU	Ato da protensão	$\sigma_{c,m\acute{a}x} \leq 1,2f_{ctm}$	$\sigma_{c,m\acute{a}x} \leq 0,7f_{ck,j}$

Fonte: adaptado de Pereira (2024)

Onde:

f_{ctm} : é a resistência média do concreto a tração;

$f_{ctk,inf}$: é a resistência característica inferior a tração;

$f_{ck,j}$: é a resistência a compressão do concreto na idade “j”;

α : é um coeficiente que varia em função do formato da seção, sendo igual a 1,5 para seções retangulares e 1,2 para seções T.

A tensão nas fibras tracionadas e comprimidas da seção transversal pode ser obtida através da soma das tensões atuantes no ato da protensão, sendo elas a compressão gerada pelo ato em si, a tensão gerada pela excentricidade da força e as tensões externas solicitantes (Pereira, 2024).

A Equação 126 é utilizada para determinar a tensão de compressão gerada na seção no momento da aplicação da protensão.

$$\sigma_{c,prot} = \frac{P_d}{A_c} \quad 126$$

Na Equação 126, P_d é a força de protensão final de cálculo considerando as perdas, A_c é a área de concreto da seção transversal. As tensões geradas pela excentricidade do cabo em relação ao centro de gravidade do elemento podem ser calculadas através das Equações 127 e 128.

$$\sigma_{inf,prot} = \frac{P_d e_p}{W_{inf}} \quad 127$$

$$\sigma_{sup,prot} = \frac{P_d e_p}{W_{sup}} \quad 128$$

Onde W_{inf} e W_{sup} são os módulos de resistência da seção, determinados pelas Equações 129 e 130, onde I_c é o momento de inércia da seção, y_{inf} e y_{sup} são as distâncias do centro de gravidade da seção até a borda inferior e superior, respectivamente

$$W_{inf} = \frac{I_c}{y_{inf}} \quad 129$$

$$W_{sup} = \frac{I_c}{y_{sup}} \quad 130$$

As tensões externas geradas pelo carregamento atuante no momento da protensão (M_{ext}), são obtidas a partir das Equações 131 e 132.

$$\sigma_{inf,ext} = \frac{M_{ext}}{W_{inf}} \quad 131$$

$$\sigma_{sup,ext} = \frac{M_{ext}}{W_{sup}} \quad 132$$

As tensões finais de compressão e tração no ato da protensão podem ser determinadas fazendo a soma das tensões, como mostrado nas Equações 133 e 134.

$$\sigma_t = -\frac{P_d}{A_c} - \frac{P_d e_p}{W_{inf}} + \frac{M_{ext}}{W_{inf}} \quad 133$$

$$\sigma_c = -\frac{P_d}{A_c} + \frac{P_d e_p}{W_{inf}} - \frac{M_{ext}}{W_{inf}} \quad 134$$

4.2.2 Perdas de protensão em laminados protendidos

O modelo para o cálculo das perdas de protensão utilizado foi proposto por Deng *et al.* (2023), baseado em parâmetros da norma chinesa de concreto armado (GB50010, 2010) e ajustes feitos através de seu trabalho experimental com vigas em seção caixão em escala reduzida protendidas com laminados de PRFC e um tipo de laminado de carbono com fios de aço.

Para o cálculo das perdas de protensão da placa de PRFC, três fatores essenciais devem ser considerados: a soma do efeito de encurtamento da placa e a deformação das ancoragens passivas, a perda por relaxação do PRFC e a perda por compressão elástica e fricção de orifícios nas placas protendidas (Deng *et al.*, 2023).

A primeira parcela de perda de protensão ocorre devido a folga existente entre a placa de ancoragem e o parafuso de fixação do sistema, gerando retração no laminado de PRFC e deformação das ancoragens fixas (Deng *et al.*, 2023). Seu valor pode ser obtido pela Equação 135.

$$\sigma_{l1} = \frac{a}{l_f} E_f \quad 135$$

Onde:

a : valor da deformação de encurtamento da placa de fibra de carbono protendida e da ancoragem tracionada. É dado pela Tabela 10.2.2 na norma chinesa Design of Concrete Structures Code (GB50010, 2010), adotado $a = 3,0$ mm;

l_f : comprimento colado da placa de PRFC;

E_f : módulo de elasticidade da placa de PRFC.

A segunda parcela da perda total de protensão é uma perda por relaxação da placa de PRFC, calculada através da Equação 136.

$$\sigma_{l2} = \frac{(1 - \chi) \sigma_{con}}{100} \quad 136$$

$$\chi = \frac{0,2756 \sigma_{con}}{f_{fu}} - 0,083 \quad 137$$

Onde:

f_{fu} : é a tensão de tração da placa de PRFC;

σ_{con} : é a tensão inicial aplicada na placa de PRFC.

Segundo os autores, a terceira parcela das perdas de protensão é ocasionada devido à compressão elástica e à fricção nos orifícios da placa de PRFC, definida pela Equação 138.

$$\sigma_{l3} = n_1 \sigma_{con} A_f \left(\frac{1}{A_0} + \frac{e_p^2}{I_0} \right) \quad 138$$

Sendo:

$$n_1 = \frac{E_f}{E_c}$$

E_c : módulo de elasticidade do concreto;

E_f : módulo de elasticidade da placa de PRFC;

A_f : área da seção transversal da placa de PRFC protendida;

A_0 : área da seção transversal transformada;

e_p : excentricidade entre a borda mais tensionada da seção e o centro de gravidade da seção transformada;

I_0 : momento de inércia da seção transformada.

O valor efetivo da tensão de protensão da placa de CFRP é dado por:

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_{l1} - \sigma_{l2} - \sigma_{l3} \quad 139$$

4.2.3 Resistência a flexão da seção celular protendida

A resistência à flexão da viga celular com reforço em PRFC protendido foi analisada com o objetivo de comparar duas soluções de reforço estrutural: aplicação de laminados de PRFC colados passivamente e aplicação protendida. Em ambas as soluções, utilizou-se o mesmo material compósito na forma de laminados comerciais Sika® CarboDur® tipo 1514, o qual apresenta suas características geométricas e mecânicas já definidas na Tabela 18.

A configuração da distribuição dos laminados protendidos na seção transversal das vigas foi mantida idêntica à da solução com laminado passivo, de forma a permitir a comparação direta dos efeitos advindos exclusivamente do tipo de aplicação (protendida ou colada). Os laminados de PRFC foram dispostos logo abaixo das faces inferiores das longarinas, estendendo-se transversalmente em direção ao centro da seção da viga, de forma simétrica.

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, variando-se o número de material compósito a partir de lâminas de 2,1 cm² cada. Também foi necessário definir a

tensão inicial de protensão, considerando as propriedades físicas e geométricas da seção transversal mostradas na Tabela 15.

O nível de protensão inicial é definido em função da tensão ou deformação última do material. 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 (Hong; Park, 2017; Deng *et al.*, 2023; Wang *et al.*, 2024; Nguyen *et al.*, 2024).

Para a hipótese inicial de dimensionamento, considerou-se que o bloco comprimido está dentro da espessura da mesa superior, condição que foi observada tanto na seção sem reforço quanto com reforço colado. Foi adotada a tensão de protensão inicial como 10% da tensão última do material (f_{fu}), resultando em:

$$\sigma_{pd,inic} = 0,1 \times 263,5 = 26,35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad 140$$

A partir dessa tensão, calculou-se a deformação de pré-alongamento, composta pela soma da deformação de encurtamento elástico do concreto (Equação 113) com a tensão gerada pela protensão (Equação 114). A excentricidade foi definida como a distância até o centro de gravidade da viga mais metade da espessura do laminado, totalizando 164,07 cm. As perdas de protensão não foram consideradas nessa etapa.

$$\varepsilon_{cd,enc} = \frac{1}{2.415} \left(\frac{26,35 \times 4,2}{83.000} + \frac{26,35 \times 4,2 \times (164,07)^2}{7,45.10^8} \right) = 2,21.10^{-6} \quad 141$$

$$\varepsilon_{cd,inic} = \frac{26,35 \times 4,2}{17.000 \times 4,2} = 0,0016 \quad 142$$

Assim, a deformação de pré-alongamento foi de 1,6‰, visto que a contribuição da deformação de encurtamento elástico do concreto foi desprezível, devido à grande área da seção e ao elevado momento de inércia. A seguir, foi determinada a tensão máxima do PRFC adotada como primeira estimativa, dada por:

$$\sigma_{pd,i} = \varepsilon_{fu} \times E_f = 0,0145 \times 17.000 = 246,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad 143$$

Esse valor foi posteriormente verificado a partir da deformação total calculada. Na sequência, obteve-se a profundidade da linha neutra considerando o escoamento do aço, determinada através da Equação 115.

$$x = \frac{289,03 \times 43,48 + 4,2 \times 246,5}{0,85 \times 1,79 \times 0,8 \times 900} = 12,5 \text{ cm} \quad 144$$

Com o valor da profundidade da linha neutra, foi possível estimar a deformação na camada de reforço a partir da Equação 119.

$$\varepsilon_{pd,últ} = 0,0035 \times \left(\frac{250,07 - 12,5}{12,5} \right) = 0,067 \quad 145$$

O valor obtido excede o limite de 10‰ recomendado por Pereira (2024) e prescrito na NBR 6118 (2024), a fim de evitar fissuração excessiva no elemento protendido. Assim, adotou-se essa limitação para as verificações subsequentes.

Como a deformação última no laminado foi maior que o limite, a viga encontra-se em domínio 2, como mostrado na Tabela 21. A deformação total foi então determinada através da Equação 120.

$$\varepsilon_{pd,tot} = 2,21 \cdot 10^{-6} + 0,0016 + 0,01 = 0,0116 \quad 146$$

Como esse valor de deformação total, a nova tensão última no laminado ($\sigma_{pd,i+1}$) foi obtida:

$$\sigma_{pd,i+1} = 0,0116 \times 17.000 = 197,2 \frac{kN}{cm^2} \neq \sigma_{pd,i} \quad 147$$

Como a diferença entre $|\sigma_{pd,i+1} - \sigma_{pd,i}|$ é maior que 1,5%, o processo iterativo foi repetido, resultando em:

$$x = \frac{289,03 \times 43,48 + 4,2 \times 197,2}{0,85 \times 1,79 \times 0,8 \times 900} = 12,3 \text{ cm} \quad 148$$

Com essa nova profundidade da linha neutra, a deformação total na seção ($\varepsilon_{pd,tot}$) manteve-se em 1,16‰, confirmando a convergência do processo iterativo. A partir daí, calcularam-se as deformações no concreto e no aço através das Equações 121 e 122.

$$\varepsilon_{cd} = 0,01 \times \frac{12,3}{250,07 - 12,3} = 0,00052 \quad 149$$

$$\varepsilon_{sd} = 0,00052 \times \frac{237 - 12,3}{12,3} = 0,0095$$

Como a deformação no concreto (ε_{cd}) é menor que 3,5‰, confirmou-se o domínio 2. O momento fletor resistente foi então determinado através da Equação 123.

$$M_{Rd} = 197,2 \times 4,2 \times (250,07 - 0,4 \times 12,3) + 43,48 \times 289,03 \times (237 - 0,4 \times 12,3) = 31.189 \text{ kNm} \quad 151$$

Como a deformação no aço superou 5‰, o coeficiente redutor da resistência (ϕ) aplicado foi de 0,9 (Equação 26) e o momento resistente fletor de cálculo (ϕM_{Rd}) foi determinado como:

$$\phi M_{Rd} = 0,9 \times 31.189 = 28.070 \text{ kNm} < M_{Sd, TB450} \quad 152$$

Portanto, o momento resistente de cálculo foi inferior aos momentos solicitantes gerados pelo TB-450. Portanto, procedeu-se à avaliação de níveis superiores de protensão, variando de 10 a 40% da tensão última do laminado protendido.

A tensão de protensão inicial e a força de protensão aplicada por laminado de PRFC relativas a cada nível de protensão podem ser vistas na Tabela 23.

Tabela 23 - Variação da tensão e força de protensão inicial

Porcentagem da tensão última (%)	Tensão de protensão inicial do laminado ($\sigma_{pd, \text{inic}}$) (kN/cm ²)	Força de protensão (P_d) por laminado (kN)
10	26,4	55,3
20	52,7	110,7
30	79,1	166,0
40	105,4	221,3

Fonte: Autor (2025)

O mesmo processo iterativo aplicado anteriormente foi repetido para os novos níveis e protensão. As mesmas limitações na deformação máxima no reforço protendido ($\varepsilon_{pd, \text{últ}}$) e na deformação total ($\varepsilon_{pd, \text{tot}}$) da seção foram utilizadas. A tensão final no laminado ($\sigma_{pd, i}$) calculada pela Equação 125, foi igual a 246,5 kN/cm².

Na Tabela 24, são compilados os valores dos momentos fletores resistentes de cálculo em função do número de laminados para cada nível de protensão obtidos no procedimento aplicado.

A quantidade de laminados aplicados na seção transversal foi variada até 20 unidades, quantidade essa em que o reforço com laminado colado conseguiu superar o momento solicitante de cálculo. Os resultados foram plotados na Figura 64.

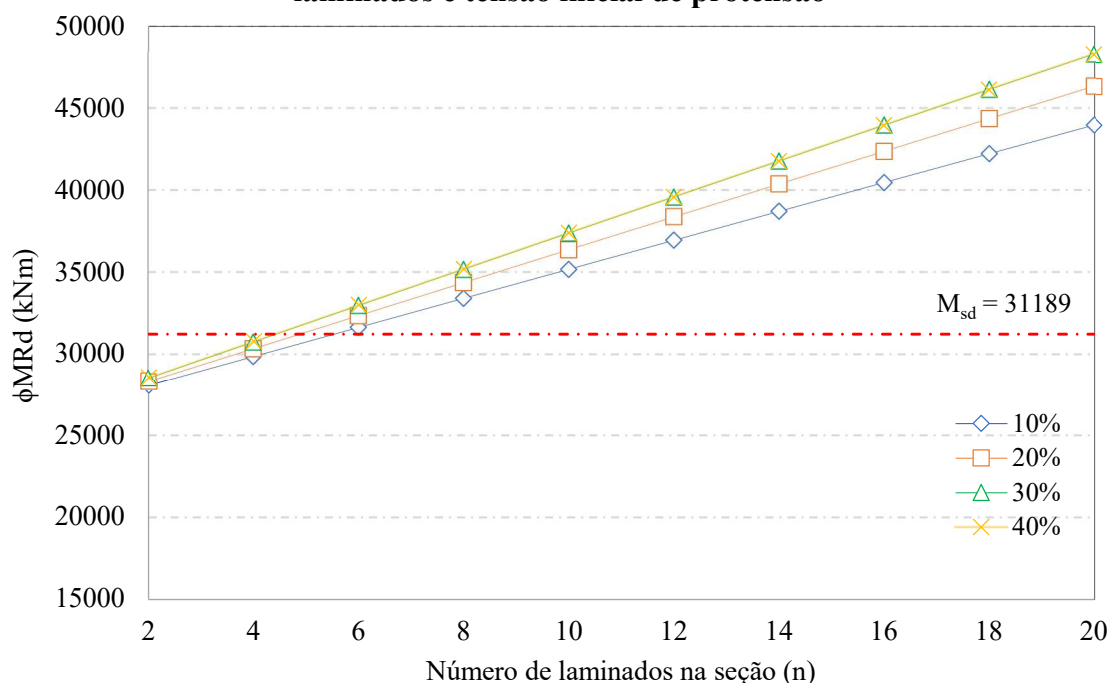
Tabela 24 - Momento fletor resistente com a variação do nível de protensão

Número de laminados (n)	Nível de protensão do laminado			
	10%	20%	30%	40%
2	28.070	28.310	28.517	28.517
4	29.852	30.331	30.743	30.743
6	31.630	32.347	32.963	32.963
8	33.405	34.360	35.175	35.175
10	35.175	36.367	37.380	37.380
12	36.942	38.371	39.578	39.578
14	38.705	40.369	41.769	41.769
16	40.464	42.364	43.953	43.953
18	42.220	44.354	46.130	46.130
20	43.971	46.339	48.300	48.300

Nota: Valores dos momentos fletores em kNm.

Fonte: Autor (2025)

A partir da Tabela 24 e da Figura 64, foi possível observar que o aumento do número de laminados (n) tem impacto sobre o momento resistente da seção, como também acontece no reforço com PRFC colado. O ganho de resistência com cada aumento de área de material de reforço foi em média 5,1%, 5,6% e 6% para os níveis de protensão 10, 20 e 30%, respectivamente.

Figura 64 - Variação do momento fletor resistente de cálculo em função do número de laminados e tensão inicial de protensão

Fonte: Autor (2025)

A tensão inicial de protensão exerceu menor influência na capacidade resistente ao momento fletor da seção transversal. Para menores áreas de laminado, a diferença no nível de protensão fez pouca diferença na resistência última da viga. Como exemplo, com a menor área

de PRFC disponível (2), a diferença entre os níveis (10%-20%, 20%-30%) foi, respectivamente, de 0,9% e 0,7%.

Entretanto, observou-se um aumento gradual na capacidade resistente conforme aumentou-se a área de laminado na seção. Com 20 laminados na seção, as diferenças entre os níveis de protensão 10%, 20% e 30% foram, respectivamente, 5,4% e 4,2%. Apesar dessa correlação, o aumento de níveis de protensão acima de 30% não mostra efeito na resistência final da viga celular.

Isso ocorre porque, no modelo analítico, quanto maior o nível de protensão, maior é a deformação de pré-alongamento imposta à seção. Para baixos níveis de protensão, a deformação total, permanece inferior à deformação última admissível do material, fazendo com que a tensão máxima no reforço ($\sigma_{pd,i+1}$) diminua. À medida que o nível de protensão aumenta, a deformação total se aproxima do seu limite último, como no caso dos níveis de 30 e 40% de protensão inicial.

Os resultados analíticos parecem ser coerentes com os obtidos por autores como Nguyen *et al.* (2024) e Wang *et al.* (2022) onde, através de ensaios experimentais e análises numéricas, foi observado que o aumento no nível de protensão não resulta necessariamente em maiores capacidades resistentes em vigas.

Apesar disso, o aumento nos níveis de protensão é capaz de retardar o aparecimento de fissuras e a carga necessária para começar o escoamento do aço. Isso ocorre porque a deformação imposta em níveis altos de protensão pode adiar o surgimento de pontos de descolamento do laminado em comparação a níveis menores (Wang *et al.*, 2022; Nguyen *et al.*, 2024).

Na sequência, foi realizada a verificação dos limites das tensões nas bordas comprimidas e tracionadas do elemento reforçado no ato da protensão, conforme os valores expostos na Tabela 22. A máxima tensão de tração é calculada em função do valor de f_{ctm} e obtida através da Equação 152.

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} = 1,2 \times 0,3 \times 25^{\frac{2}{3}} = 3,1 \text{ MPa} \quad 152$$

O limite de tensão de compressão é calculado a partir do $f_{ck,j}$, aqui assumido como 25 MPa, devido a idade da ponte em estudo e com valor igual a:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = 0,7 \times 25 = 17,5 \text{ MPa} \quad 153$$

Os m3dulos de resist3ncia da se33o foram calculados conforme as Equa33es 136 e 137, a partir dos dados geom3tricos da Tabela 19:

$$W_{inf} = \frac{7,45 \times 10^8}{164} = 4,54.10^6 \text{ cm}^3 \quad 154$$

$$W_{sup} = \frac{7,45 \times 10^8}{250 - 164} = 8,67.10^6 \text{ cm}^3 \quad 155$$

Como a tens3o de tra33o 3 a mais restritiva na se33o, para encontrar o valor de for3a de protens3o 3ltima (P_d) necess3rio para respeitar os limites impostos pela NBR 6118 (2024), foi utilizada a Equa33o 137. Seus termos foram reordenados em fun33o de P_d e o momento fletor externo assumido foi o gerado pelas cargas permanentes majorado por $\gamma_f = 1$, conforme o item 17.2.4.3.1 da NBR 6118 (2024).

$$P_{d,t} = \frac{+\frac{M_{ext}}{W_{inf}} - \sigma_{t,m\acute{a}x}}{\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_{inf}}} = \frac{\frac{1.449.700}{4,54.10^6} - 0,31}{\frac{1}{83.000} + \frac{164,07}{4,54.10^6}} = 329,4 \text{ kN} \quad 156$$

A quantidade de laminados de PRFC necess3rios para manter a se33o dentro do limite com rela33o ao n3vel de protens3o foi resumida na Tabela 25.

Tabela 25 - N3mero de laminados necess3rios para o limite de tra33o da se33o

Porcentagem da tens3o 3ltima (%)	For3a de protens3o (P_d) por laminado (kN)	N3mero de laminados necess3rios (n)
10	55,3	5,96
20	110,7	2,98
30	166,0	1,98
40	221,3	1,49

Fonte: Autor (2025)

Para o n3vel de protens3o de 10% s3o necess3rios 6 laminados de PRFC protendidos para manter a se33o dentro dos limites da NBR 6118 (2024), enquanto para 20% s3o necess3rios a metade. Para os n3veis de 30 e 40% s3o necess3rias, no m3nimo, 2 placas de PRFC. Entretanto, at3 aqui n3o foram consideradas as perdas de protens3o.

Para levar em conta as perdas de protens3o foi aplicada a metodologia proposta por Deng *et al.* (2023). A perda de protens3o pode ser calculada atrav3s dos 3 fatores apresentados pelo autor. A Equa33o 135 foi utilizada para calcular a primeira parcela das perdas, que 3

relativa ao encurtamento da placa de PRFC, assumindo de forma simplificada um comprimento de 18 metros de reforço aplicado à seção.

$$\sigma_{l1} = \frac{0,3}{1800} \times 17000 = 2,83 \frac{kN}{cm^2} \quad 157$$

A segunda parcela das perdas depende da tensão inicial de protensão e da tensão última do laminado. A Equação 136 foi utilizada para obtenção de seu valor, com os resultados para os diferentes níveis de protensão mostrados na Tabela 26.

Tabela 26 - Cálculo da perda por relaxação do PRFC para diferentes níveis de protensão

Porcentagem da tensão última (%)	σ_{con} (kN/cm ²)	f_{fu} (kN/cm ²)	χ	σ_{l2} (kN/cm ²)
10	26,35	263,5	-0,06	0,28
20	52,70		-0,03	0,54
30	79,05		0,00	0,79
40	105,40		0,03	1,03

Fonte: Autor (2025)

A terceira e última parcela das perdas de protensão, que leva em consideração a compressão elástica do PRFC, pode ser obtida através da Equação 138.

Tabela 27 - Cálculo das perdas de protensão do PRFC causada pela compressão elástica e fricção do PRFC

Porcentagem da tensão última (%)	σ_{con} (kN/cm ²)	A_f (cm ²)	σ_{l3} (kN/cm ²)
10	26,35	2,1	0,02
20	52,70		0,04
30	79,05		0,06
40	105,40		0,08

Fonte: Autor (2025)

Na Tabela 27, foi considerada a área de 2 laminados, entretanto, vale salientar que o valor da perda de protensão pela compressão elástica do PRFC aumenta proporcionalmente com a área do polímero, apesar de ter pouca influência no total de perdas. Além disso, para simplificação dos cálculos, foram utilizados os valores integrais da área e do momento de inércia da seção transversal (A_c e I_c). O valor total das perdas de protensão por nível de protensão pode ser observado na Tabela 28.

Tabela 28 – Cálculo das perdas de protensão totais e tensão efetiva de protensão para 2 laminados

Porcentagem da tensão última (%)	σ_{11} (kN/cm ²)	σ_{12} (kN/cm ²)	σ_{13} (kN/cm ²)	σ_{ltot} (kN/cm ²)	σ_{pe} (kN/cm ²)
10	2,83	0,28	0,04	3,15	23,20
20		0,54	0,08	3,45	49,25
30		0,79	0,11	3,73	75,32
40		1,03	0,15	4,00	101,40

Fonte: Autor (2025)

Na Tabela 28 a tensão final de protensão (σ_{pe}) foi obtida através da subtração da tensão inicial (σ_{con}) pelo total de perdas propostas no procedimento mostrado por Deng *et al.* (2023). É possível observar que a maior parcela da perda total de protensão vem da parcela correspondente à retração do PRFC (σ_{11}), seguida pela perda por relaxação do material de reforço (σ_{12}), enquanto a perda por compressão elástica (σ_{13}) exerce menor influência para essa área de laminado. Na Tabela 29 foram resumidas as porcentagens de perda por nível de protensão.

Tabela 29 - Porcentagem de perda no laminado em relação a tensão inicial

Porcentagem da tensão última (%)	σ_{con} (kN/cm ²)	σ_{ltot} (kN/cm ²)	σ_{pe} (kN/cm ²)	Porcentagem de perda
10	26,35	3,15	23,20	13,58%
20	52,70	3,45	49,25	7,01%
30	79,05	3,73	75,32	4,95%
40	105,40	4,00	101,40	3,94%

Fonte: Autor (2025)

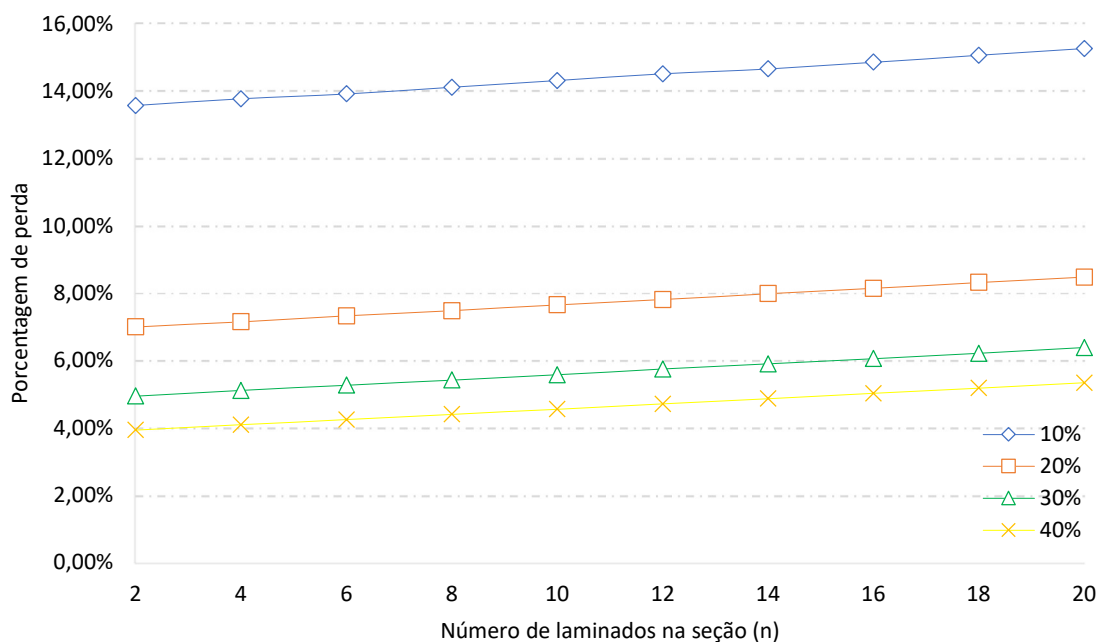
Na Tabela 29, é possível observar que o aumento no nível de protensão diminui a porcentagem de perda total em relação à tensão inicial de protensão. Na

Figura 65, são comparados graficamente os resultados obtidos para as perdas de protensão variando-se a quantidade de laminados de PRFC na seção.

A

Figura 65 mostra que, à medida que aumenta o número de laminados aplicados na seção, a porcentagem de perda total também cresce para todos os níveis de protensão analisados. Apesar disso, observa-se que o nível de protensão exerce influência positiva na redução dessa perda.

Considerando, por exemplo, uma área de polímero formada por dois laminados no menor nível de protensão (Tabela 29), o acréscimo de apenas 10% nesse nível resulta em uma redução de 48,4% na perda total. Já para níveis mais elevados, entre 30% e 40%, a redução se mantém presente, mas em menor intensidade, correspondendo a 20,34%.

Figura 65 – Perda total de protensão por número de laminados na seção

Fonte: Autor (202)

Esses resultados indicam que, aplicando o equacionamento proposto por Deng *et al.* (2023), o aumento no nível de protensão tende a diminuir a influência da perda total. Isso acontece pelo fato de que o valor da perda total varia pouco entre os níveis, afetando mais os menores.

O aumento da perda de protensão devido ao aumento da área de laminado se deve ao fato da perda por compressão elástica do laminado (σ_{l3}) ser diretamente proporcional a seu valor, bem como à tensão inicial de protensão. Dessa forma, quanto maior a quantidade de placas de PRFC, maior será sua colaboração na perda total dos laminados.

Vale ressaltar que a formulação proposta por Deng *et al.* (2023) foi validada em ensaios com vigas caixão de 360 cm de comprimento e apenas 38 cm de altura. Além disso, as mesas superiores e inferiores possuíam 8 e 6 cm de espessura, respectivamente. As duas longarinas possuíam 6 cm cada.

Em duas das vigas ensaiadas pelos autores, foi variado apenas o nível de protensão de 30% para 40% da tensão última do laminado de PRFC – mantendo-se a área constante. Utilizando extensômetros, os autores mediram a deformação no material de reforço ao longo de 15 dias. Os valores decaíram significativamente nos primeiros dias, estabilizando-se a partir da segunda semana de medição (Deng *et al.*, 2023).

Os resultados analíticos e experimentais obtidos mostraram que a perda total de protensão para a viga com nível de 30% foi de aproximadamente 39%, enquanto na viga de 40% esse valor diminuiu para 27%. Em estudo realizado por Wang *et al.* (2012), em vigas retangulares, com níveis de protensão de 30% e 40%, as perdas totais observadas após 2.500 horas foram de, respectivamente, 18,5% e 16,2%.

A maior porcentagem de perdas obtidas no trabalho de Deng *et al.* (2023) e Wang *et al.* (2012) se deve às dimensões das vigas ensaiadas comparadas ao caso aqui estudado. Em vigas menores, a influência da perda por retração do laminado (σ_{II}) tem uma influência muito maior devido ao valor ser inversamente proporcional ao comprimento do laminado de PRFC utilizado.

Isso mostra que ainda são necessários mais estudos sobre o método de cálculo das perdas sugerido por Deng *et al.* (2023) para melhorar o entendimento da perda de protensão em laminados protendidos de PRFC.

Com o objetivo de avaliar a influência das perdas de protensão na quantidade de laminados necessária para superar o limite de tração estabelecido pela NBR 6118 (2024), partiu-se inicialmente da área correspondente a 6 laminados de PRFC.

Através da Figura 64, observa-se que essa foi a quantidade necessária para superar o carregamento solicitante ($M_{sd,TB450} = 31.189 \text{ kNm}$). As perdas de protensão aplicadas foram de 7,33%, obtidas através dos resultados da

Figura 65. A comparação realizada na Tabela 30 reúne as diferenças decorrentes desse efeito.

Tabela 30 - Número de laminados necessários para o limite de tração da seção com e sem perdas de protensão

Perdas de protensão	Porcentagem da tensão última (%)	Força de protensão (P_d) por laminado (kN)	Número de laminados necessários (n)
Não	10	55,3	5,96
	20	110,7	2,98
	30	166,0	1,98
	40	221,3	1,49
Sim	10	48,6	6,78
	20	103,1	3,19
	30	157,7	2,09
	40	212,3	1,55

Fonte: Autor (2025)

A Tabela 30 apresenta o número de laminados necessários para que a seção atenda ao limite de tração definido pela NBR 6118 (2024), considerando a situação com e sem perdas de protensão.

Quando as perdas de protensão são introduzidas, nota-se um aumento no número de laminados exigidos em todos os níveis. Por exemplo, no nível de 10% de protensão, a necessidade passa de 6 para 8 laminados (mantendo a simetria de aplicação do reforço). Embora os acréscimos absolutos não sejam elevados, o efeito relativo das perdas é mais expressivo nos menores níveis de protensão, como já evidenciado anteriormente.

Dessa forma, os resultados demonstram que, para a área inicialmente considerada (6 laminados), apenas os níveis de protensão acima de 20% são viáveis ao dimensionamento, já que valores inferiores não são suficientes para atender ao limite de tração da seção.

O dimensionamento seguiu assumindo a área de laminado escolhida e o nível de protensão de 20%, que é o menor valor possível. As perdas agora foram levadas em conta, com valor de 7,33% da tensão inicial de protensão e o valor da força de protensão por laminado (P_d) foi de 103,1 kN. A tensão de compressão atuante na seção foi então calculada através da Equação 134.

$$\sigma_c = -\frac{103,1 \times 6}{83.000} + \frac{103,1 \times 6 \times 164}{8,67.10^6} - \frac{1.494.700}{8,67.10^6} = -1,66 \text{ MPa} \quad 158$$

Portanto, a seção está dentro do limite de compressão imposto pela NBR 6118 (2024). A deformação de pré-alongamento foi obtida para essa área de reforço de PRFC, através das Equações 97 e 98, como no exemplo com 10% de nível de protensão.

Na Tabela 31 são mostrados os parâmetros utilizados para o cálculo da deformação de pré-alongamento. 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 6118 (2024).

Tabela 31 - Cálculo da deformação de pré-alongamento para 6 laminados

Parâmetros	Valor	
Área da seção transversal (cm ²)	A_c	83.000
Módulo de elasticidade do concreto (MPa)	E_c	24.150
Momento de inércia da seção (cm ⁴)	I_c	$7,45.10^8$
Excentricidade da protensão (cm)	e_p	164,07
Módulo de Elasticidade do polímero (MPa)	E_p	170.000
Área de polímero (cm ²)	A_p	12,60
Deformação de encurtamento	$\varepsilon_{cd,enc}$	$1,23.10^{-5}$
Deformação devido a protensão	$\varepsilon_{pd,inic}$	0,00289

Deformação de pré-alongamento	$\varepsilon_{pré-long}$	0,00289
-------------------------------	--------------------------	---------

Fonte: Autor (2025)

A verificação da capacidade resistente à flexão da seção da viga celular foi realizada seguindo os procedimentos demonstrados anteriormente com o nível de 10% de protensão. Os resultados resumidos da aplicação do procedimento foram resumidos na Tabela 32.

Analizando a Tabela 32, conclui-se que 6 laminados de PRFC com área de 2,1 cm² cada foram capazes de superar o momento solicitante de cálculo ($M_{sd,TB450}$) com um nível de protensão de 20% e a seção no domínio 2 de deformação. A verificação da solução escolhida pode ser feita através da Equação 10.

$$\frac{32.249}{31.189} = 1,03 \quad 159$$

Tabela 32 - Resultados do momento fletor resistente da seção reforçada com protendido no meio do vão

Parâmetros		Valor
Tensão de protensão inicial (kN/cm ²)	$\sigma_{pd,inic}$	49,10
Força de protensão (kN)	P_d	618,70
Deformação de pré-alongamento	$\varepsilon_{pré-long}$	0,00289
Tensão final no laminado (kN/cm ²)	$\sigma_{pd,i}$	219,30
Posição da linha neutra (cm)	x	14,03
Deformação no laminado	$\varepsilon_{pd,últ}$	0,01 *
Deformação total	ε_{tot}	0,0131
Deformação no concreto	ε_c	0,00059
Deformação no aço	ε_s	0,0095
Momento fletor resistente (kNm)	M_{Rd}	25.833
Momento fletor resistente de cálculo (kNm)	ϕM_{Rd}	32.249

Fonte: Autor (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 33).

Tabela 33 - Resumo dos resultados nas seções analisadas

Seção	Área de laminado A_f (cm ²)	Posição da linha neutra x (cm)	Deformação no concreto ε_c	Deformação na armadura ε_s	Deformação no laminado ε_f	Momento resistente 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: Autor (2025)

A partir da Tabela 33, 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 passivamente 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 Pereira (2024), 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 (Woo; Kim; Byun, 2011, Correia *et al.*, 2015, Wang *et al.*, 2022 e Pereira, 2024).

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.* (2022), 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-440.2 (2023), 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 muda o molho de falha que passa a ser por ruptura do laminado de PRFC e não pelo descolamento (Woo; Kim; Byun, 2011, Correia *et al.*, 2015, Wang *et al.*, 2022 e Pereira, 2024).

Portanto, de modo geral, as metodologias de reforço do ACI PRC-440.2 (2023) e de Pereira (2024) mostraram comportamento similar a estudos disponíveis na literatura que analisaram elementos de concreto armado reforçados com PRFC colado e protendido (Woo; Kim; Byun, 2011, Correia *et al.*, 2015, Wang *et al.*, 2022; Nguyen *et al.*, 2024 e Pereira, 2024)

5 CONCLUSÕES

A infraestrutura rodoviária brasileira enfrenta um desafio significativo, com a maioria das pontes e viadutos possuindo mais de 30 anos e tendo sido projetados com base em normas de carregamento móvel, como a NB-6 de 1960 com trem-tipo de 360 kN. Os valores dessa norma são inferiores aos padrões atuais da NBR 7188 (2024), com trem-tipo de 450 kN.

Além disso, a degradação natural e a manutenção deficiente contribuem para a fragilidade dessas estruturas, exigindo soluções de reforço estrutural. Diante desse cenário, esta dissertação buscou avaliar e comparar metodologias analíticas de reforço à flexão para vigas celulares de pontes, utilizando laminados de Polímero Reforçado com Fibra de Carbono (PRFC) tanto de forma passiva quanto protendida.

Para isso, foi realizado um estudo de caso em uma ponte hipotética construída na vigência da norma de carregamentos móveis NB-6 (1960). Foi produzido um modelo numérico com o objetivo de analisar o incremento de solicitações produzidas na estrutura com a mudança dos carregamentos presentes na atual norma de carregamentos em pontes, a NBR 7188 (2024). Os resultados mostraram um incremento de 17% no momento fletor gerado pelo carregamento permanente, além de uma diferença de 42% para os esforços de momento fletor e esforço cortante.

Foi realizada a verificação da resistência à flexão da ponte utilizando a metodologia da NBR 6118 (2024). Com os resultados foi possível observar que o aumento das solicitações fez com que a ponte passasse a precisar de reforço estrutural.

Com isso, foram apresentados os dois métodos analíticos para o cálculo do reforço estrutural. O primeiro foi sugerido pelo ACI PRC-440.2 (2023) para elementos de concreto armado com reforço de PRFC colado.

O laminado de PRFC colado demonstrou aumentar a capacidade última a flexão da viga celular em relação a seção sem reforço. Foram necessários 20 laminados, cada um com área de $2,1 \text{ cm}^2$, para vencer o esforço solicitante gerado pelos novos carregamentos.

Esse método, no entanto, mostrou-se conservador em relação à deformação limite de descolamento do PRFC, devido a possibilidade de falha prematura por descolamento do

laminado. Isso resultou em um menor aproveitamento do material, atingindo cerca de 28,9% além de uma redução na ductilidade da viga observada pela menor deformação nas armaduras.

Verificou-se que o aumento do número de camadas de laminados de PRFC diminui a capacidade resistente à flexão da seção, pois reduz o valor de deformação por descolamento e, conseqüentemente, a ductilidade, o que leva a maiores fatores de redução da resistência aplicados pela norma americana. Concluiu-se que o aumento de laminados em uma única camada se mostrou mais eficiente quando seguindo o dimensionamento pelo ACI PRC-440.2 (2023).

A segunda metodologia aplicada foi proposta por Pereira (2024), baseando-se nos conceitos de dimensionamento de elementos de concreto protendido da NBR 6118 (2024) com modificações para incluir os laminados de PRFC.

Observou-se inicialmente que, o aumento no nível de protensão inicial gera aumento na capacidade resistente à flexão da viga celular. Entretanto, esse valor é limitado no método empregado, com níveis acima de 30% não gerando ganho de resistência devido a limitação da deformação total na seção.

Entretanto, maiores níveis de protensão mostraram-se eficientes para reduzir a porcentagem de perdas de protensão na seção, enquanto o aumento da área de laminados acarretou um crescimento na porcentagem da perda total. O valor da perda de protensão para 6 laminados foi determinado como 7,3%.

Os resultados mostraram que o laminado protendido possui maior eficiência com relação ao sistema colado. Foram necessárias apenas 6 placas de PRFC com nível de protensão de 20% da capacidade última do material para superar as solicitações já contando as perdas de protensão.

O uso da protensão permitiu um aproveitamento significativo do material de reforço, atingindo cerca de 90,3% da capacidade última do PRFC, além de uma redução na quantidade de laminados na seção. Também apresentou uma maior ductilidade quando comparado com o reforço colado, com a deformação no aço chegando próxima ao valor último.

Por fim, concluiu-se que o reforço com laminados de PRFC são uma alternativa viável para o reforço de pontes e viadutos, especialmente quando aplicados de forma protendida. O método proposto por Pereira (2024) mostra uma economia na quantidade de material utilizado

com a flexibilidade de poder variar o nível de protensão aplicado na peça, reduzindo perdas e diminuindo os valores de tensão de tração na borda inferior.

Como trabalhos futuros, sugere-se a investigação dos sistemas de reforço com PRFC com relação a sua capacidade em serviço em seções celulares de pontes, principalmente no que diz respeito às formulações analíticas.

Além disso, produzir mais trabalhos com validações experimentais de vigas caixão em grande escala com relação a reforçadas com polímeros para a validação dos métodos analíticos da literatura. A partir de uma maior quantidade de dados obtidos em ensaios, produzir modelos numéricos mais sofisticados, levando em conta a não linearidade dos materiais e as propriedades coesivas do PRF para validação de cálculos analíticos através de estudos paramétricos.

Também é importante construir um inventário nacional de pontes e viadutos atualizado. Como mostrado no trabalho, existem muitas OAEs que não possuem uma ou mais de suas características de projeto conhecidas. Dessa forma, trabalhos que buscam catalogar, inspecionar e propor melhorias nos sistemas de manutenção dessas estruturas são essenciais.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440.R-96: State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures**. Farmington Hills: [s. d.], 1996.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Design and Construction of Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Systems for Strengthening Concrete Structures—Guide**. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9452: Inspeção de pontes, viadutos e passarelas - Procedimentos**. Rio de Janeiro: [s. d.], 2023a. Disponível em: www.abnt.org.br. .

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-2: Cálculo e execução de pontes de concreto armado**. Rio de Janeiro: [s. d.], 1961.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-6: cargas móveis em pontes rodoviárias**. Rio de Janeiro: [s. d.], 1960.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: [s. d.], 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro: [s. d.], 2024b. Disponível em: www.abnt.org.br. .

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e seguranças nas estruturas - procedimentos**. Rio de Janeiro: [s. d.], 2004. Disponível em: www.abnt.org.br. .

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9452: Inspeção de pontes, viadutos e passarelas - Procedimentos**. Rio de Janeiro: [s. d.], 2023b. Disponível em: www.abnt.org.br. .

AZEVEDO, R. R. **Reforço à flexão de lajes de betão armado com laminados de CFRP pré-esforçados**. 2015. Tese - Universidade do Minho, Lisboa, 2015.

BALAGARU, P. S.; NANNI, A.; GIANCASPRO, J. **FRP Composites for reinforced and prestressed concrete structures**. Abingdon: Taylor & Francis, 2009.

BASTOS, P. S. D. S. **Fundamentos do Concreto Protendido**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2021.

BEBER, A. J. **Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Compósitos de Fibra de Carbono**. 2003. Tese - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

BENEBERU, E.; YAZDANI, N. Residual strength of CFRP strengthened prestressed concrete bridge girders. **Engineering Structures**, [s. l.], 2019.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **ANUÁRIO CNT DO TRANSPORTE**. [S. l.]: [s. d.], 2022.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **ATLAS CNT DO TRANSPORTE**. [S. l.]: [s. d.], 2025.

CORREIA, L. L. G. **Durability and long-term behaviour of RC slabs strengthened in flexure with prestressed CFRP laminate strips**. 2018. Tese - Universidade do Minho, Lisboa, 2018.

CORREIA, L. *et al.* Flexural behaviour of RC slabs strengthened with prestressed CFRP strips using different anchorage systems. **Composites Part B: Engineering**, [s. l.], vol. 81, p. 158–170, 2015.

CORVEN, J. **Post-Tensioned Box Girder Design Manual**. [S. l.]: [s. d.], 2016.

COSTA, R. M. M. C. **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)**. 2019. - Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2019.

DALFRÉ, G. M.; ALVES, A.; OLIVEIRA, A. C. F. de. Dimensionamento de sistema de reforço à flexão com materiais compósitos segundo a técnica EBR. **CONCRETO & Construções**, [s. l.], vol. 94, p. 66–75, 2019.

DENG, Y. *et al.* Strain driven mode-switching analytical framework for estimating flexural strength of RC box girders strengthened by prestressed CFRP plates with experimental validation. **Engineering Structures**, [s. l.], vol. 286, 2023.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT 0/10/2004 - PRO: Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido - Procedimento**. Rio de Janeiro: [s. d.], 2004.

EL-HACHA, R.; WIGHT, R.; GREEN, M. Prestressed fibre-reinforced polymer laminates for strengthening structures. **Progress in Structural Engineering and Materials**, [s. l.], vol. 3, n° 2, p. 111–121, 2001.

ESFAHANI, M. R.; KIANOUSH, M. R.; TAJARI, A. R. Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by CFRP sheets. **Engineering Structures**, [s. l.], vol. 29, n° 10, p. 2428–2444, 2007.

ETIENOT, S. *et al.* Strengthening of existing reinforced concrete beams by self compacting fiber reinforced concrete jackets. **Construction and Building Materials**, [s. l.], vol. 448, 2024.

FATHALLA, E.; MIHAYLOV, B. Shear behaviour of deep beams strengthened with high-strength fiber reinforced concrete jackets. **Engineering Structures**, [s. l.], vol. 325, 2025.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Bulletin 90: Externally applied FRP reinforcement for concrete structures**. Genève: International Federation for Structural Concrete, 2019.

FERRARI, V. J. **Reforço à flexão de vigas de concreto armado com polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido a substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho**. 2007. - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

FIRMO, J. P. L. C. **Comportamento ao fogo de vigas de betão armado reforçadas à flexão com laminados de fibras de carbono (CFRP)**. 2010. Dissertação - Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2010.

GARCEZ, M. R. **Alternativas para melhoria no desempenho de estruturas de concreto armado reforçadas pela colagem de polímeros reforçados com fibras**. 2007. Tese - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2007. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/320413040>.

GASPAR, R. **Dimensionamento das almas de pontes celulares**. 2003. Tese - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

HOLLAWAY, L. C. **A review of the present and future utilisation of FRP composites in the civil infrastructure with reference to their important in-service properties**. [S. l.]: Elsevier Ltd, 2010.

HONG, S.; PARK, S. K. Concrete beams strengthened with prestressed unbonded carbon-Fiber-reinforced polymer plates. **Polymer Composites**, [s. l.], vol. 38, p. 2459–2471, 2017.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto: princípios básicos da construção de pontes de concreto**. Rio de Janeiro: Editora Interciência Ltda, 1979. vol. 6

LUCHI, L. A. R. e. **Protensão em pontes celulares curvas**. 2001. Dissertação - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

LUCHI, L. A. R. e. **Reavaliação do trem-tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras**. 2006. Tese - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

MACHADO, A. de P.; MACHADO, B. A. **Reforço de estruturas de concreto armado com sistemas compostos FRP - Teoria e Prática**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2015. Disponível em: www.piniweb.com.

MENDES, P. de T. C. **Contribuição para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras**. 2009. Tese - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

MICHELS, J. *et al.* Prestressed FRP systems. *In: DESIGN PROCEDURES OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES*. [S. l.]: RILEM, 2015. p. 263–301.

MICHELS, J. *et al.* Structural Strengthening with Prestressed CFRP Strips with Gradient Anchorage. **Journal of Composites for Construction**, [s. l.], vol. 17, nº 5, p. 651–661, 2013.

MUGAHED AMRAN, Y. H. *et al.* **Properties and applications of FRP in strengthening RC structures: A review.** [S. l.]: Elsevier Ltd, 2018.

NGUYEN, M. H. *et al.* Flexural performance of reinforced concrete beams strengthened with prestressed FRP sheet: Experiments and numerical investigation. **Case Studies in Construction Materials**, [s. l.], 2024.

PEREIRA, M. F. **Reabilitação de vigas de concreto armado com reforço à flexão com laminados de CFRP passivos e protendidos.** 2024. Dissertação - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2024.

PINHEIRO, L. H. B. **Reforço de pontes em concreto armado por protensão externa.** 2018. Dissertação - Universidade Estadual de Campinas, UNICAMP, Campinas, 2018. Disponível em: <https://orcid.org/0000-0002-3846-8018>.

ROSSIGALI, C. E. **Atualização do modelo de cargas móveis para pontes rodoviárias de pequenos vãos no Brasil.** 2013. Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

SANTOS, A. *et al.* Panorama geral das pontes rodoviárias brasileiras. 2024, Maceió. **CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO.** Maceió: [s. d.], 2024.

SCHLAICH, J.; SCHEEF, Hartmut. **Concrete box-girder bridges.** Stuttgart: IABSE - AIPC - IVBH, 1982.

SILVA, A. S. C.; BANDEIRA, A. A. Analyses of reinforced concrete beams strengthened with CFRP under bending: theoretical and computational approaches. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, [s. l.], vol. 12, nº 2, p. 233–254, 2019.

SILVA, B. M. M. F. da; MELO, R. A. de. **Condições de Pontes Rodoviárias: Cenário, Diagnóstico e Manutenção.** [S. l.]: [s. d.], 2021.

SOUZA, V. C. M. de; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto.** 1. ed. São Paulo: Pini, 1998.

STUCCHI, F. R. **Sobre o comportamento estrutural das pontes celulares**. 1982. - Universidade de São Paulo, São Paulo, 1982.

TOUTANJI, H.; ZHAO, L.; ZHANG, Y. Flexural behavior of reinforced concrete beams externally strengthened with CFRP sheets bonded with an inorganic matrix. **Engineering Structures**, [s. l.], vol. 28, n° 4, p. 557–566, 2006.

WANG, H. T. *et al.* An innovative prestressing system of prestressed carbon fiber sheets for strengthening RC beams under flexure. **Construction and Building Materials**, [s. l.], vol. 411, 2024.

WANG, H.-T. *et al.* Experimental Study on the Flexural Behavior of Large-Scale Reinforced Concrete Beams Strengthened with Prestressed CFRP Plates. **Journal of Composites for Construction**, [s. l.], vol. 26, n° 6, 2022.

WANG, W.-W. *et al.* Prestress Losses and Flexural Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Posttensioned CFRP Sheets. [s. l.], 2012.

WOO, S.-K.; KIM, J.-H. J.; BYUN, K.-J. Development of Strength Prediction Method of RC Beams Strengthened with Prestressed CFRP Plates by Cross-Section Analysis. **KSCE Journal of Civil Engineering**, [s. l.], 2012.

YOU, Y. C.; CHOI, K. S.; KIM, J. An experimental investigation on flexural behavior of RC beams strengthened with prestressed CFRP strips using a durable anchorage system. **Composites Part B: Engineering**, [s. l.], vol. 43, n° 8, p. 3026–3036, 2012.