

ANÁLISE DA PROTENSÃO EXTERNA COMO MÉTODO DE REFORÇO ESTRUTURAL DA PONTE GIRATÓRIA EM RECIFE-PE.

João Carlos Paiva de Moraes Montalvão da Silva

jcpmms@discente.ifpe.edu.br

Mário José Ribeiro Da Silva

mario ribeiro@recife.ifpe.edu.br

RESUMO

A Ponte Giratória do Recife, construída na década de 1970, desempenha um papel crucial na mobilidade urbana da cidade e possui grande valor histórico. Devido à sua idade, ao aumento progressivo das cargas móveis e à exposição contínua a um ambiente marítimo e fluvial de forte agressividade, a estrutura tem apresentado severas manifestações patológicas. Destaca-se, principalmente, o processo de oxidação avançada das bainhas e cordoalhas protendidas de suas longarinas, o que compromete a capacidade de carga e a segurança da edificação. Diante desse problema, este trabalho tem como objetivo geral analisar o método de reforço estrutural com protensão externa utilizado na Ponte Giratória, avaliando sua conformidade com a bibliografia e as normas técnicas vigentes. A pesquisa adota o método de observação participante, acompanhando diretamente as etapas de inspeção e recuperação da obra. A metodologia inclui também a modelagem e análise estrutural da superestrutura com o auxílio do software Ftool, bem como o levantamento de cargas espaciais. A partir do comparativo sobre a evolução normativa dos trens-tipo, definem-se os esforços a serem reforçados e dimensiona-se a protensão externa. Por fim, compara-se o resultado ao projeto original para verificar a eficiência do sistema de reforço.

Palavras-chave: recuperação; pontes; protensão.

ABSTRACT

The Ponte Giratória in Recife, constructed in the 1970s, plays a crucial role in the city's urban mobility and holds significant historical value. Due to its age, progressive increases in live loads, and continuous exposure to a highly aggressive marine and fluvial environment, the structure exhibits severe pathological manifestations. Notably, advanced corrosion of the post-tensioned sheaths and strands within its girders compromises both the load-bearing capacity and structural safety of the bridge. To address this issue, this study aims to analyze the structural strengthening method using external post-tensioning applied to the Ponte Giratória, evaluating its compliance with current technical standards and literature.

The research employs a participant observation method, directly monitoring the inspection and rehabilitation stages of the project. The methodology also encompasses structural modeling and analysis of the superstructure using Ftool software, alongside a three-dimensional load survey. Through a comparative analysis of the normative evolution of live-load models (trains-tipo), the required reinforcement forces are determined and the external post-tensioning is sized. Finally, the results are compared against the original design parameters to verify the efficiency of the strengthening system.

Keywords: reinforcement; bridges; post-tensioning.

1. INTRODUÇÃO

A Ponte Giratória de Recife, uma importante obra de infraestrutura que conecta os bairros de Recife e Santo Antônio, desempenha um papel crucial na mobilidade urbana da cidade. Além de sua função prática como via de circulação para pedestres e veículos, a ponte também carrega um valor histórico significativo.

A referida Obra de Arte Especial (OAE) possui 195,25 metros, tem sua construção datada na década de 1970 e é constituída por 5 vãos de um tabuleiro em concreto armado protendido transversalmente apoiado em caixões celulares formados por 4 longarinas de concreto armado protendido. A mesoestrutura é formada por pilares-parede em concreto armado e a infraestrutura é formada por fundações do tipo tubulão.

Segundo Mascarenhas et al. (2020), com o passar dos anos e o crescimento do número de veículos pesados, bem como o aumento das suas cargas por eixo, as normas brasileiras passaram por revisões. De acordo com Souza e Ripper (1998), estruturas submetidas a meios favoráveis à agressão podem ter a sua saúde abalada. Sendo assim, em função da evolução das cargas do tráfego e características ambientais agressivas, as manifestações patológicas resultantes colocam em risco a estabilidade estrutural e segurança dos usuários da Ponte Giratória.

Um dos principais elementos estruturais afetados é o sistema de caixões celulares, que são individualizados por longarinas protendidas. Essas longarinas, fundamentais para garantir a estabilidade e a capacidade de carga da ponte, apresentaram falhas graves devido ao severo processo de oxidação das bainhas e cordoalhas protendidas, o que comprometeu diretamente sua eficiência estrutural.

A Ponte Giratória de Recife, devido à sua relevância para a mobilidade urbana da cidade, tem enfrentado sérios problemas estruturais ao longo dos anos. O desgaste natural ocasionado pela exposição às condições ambientais agressivas tem provocado o surgimento de diversas patologias, como a corrosão das armaduras ativas e passivas. Esses problemas comprometem a segurança da ponte e sua funcionalidade, sendo crucial a implementação de intervenções de recuperação e reforço estrutural para garantir sua estabilidade a longo prazo.

Nesse contexto, este estudo buscou avaliar a adequação das intervenções realizadas, analisando a eficiência da protensão externa como método de reforço estrutural. Além disso, a pesquisa investigou a durabilidade dessas soluções e sua capacidade de mitigar os problemas identificados, oferecendo uma análise crítica

sobre sua eficiência em garantir a continuidade da utilização segura da ponte e a preservação de seu valor histórico e funcional a longo prazo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão teórica deste trabalho abordou inicialmente a evolução das normas brasileiras aplicáveis ao dimensionamento de pontes em concreto armado e protendido, destacando o aumento progressivo das cargas móveis ao longo do tempo e sua influência direta na necessidade de intervenções em obras antigas. Foram discutidos os principais aspectos do concreto protendido, com ênfase em seu comportamento estrutural, nas vantagens associadas à redução de fissuração e deslocamentos e no uso da protensão externa como técnica de reforço estrutural, capaz de restabelecer a capacidade resistente de estruturas submetidas à perda de desempenho.

Foram ainda, apresentados os conceitos relacionados à durabilidade das estruturas de concreto, considerando a agressividade ambiental a que a Ponte Giratória está exposta, especialmente em ambiente marítimo e fluvial, e os mecanismos de deterioração associados à corrosão das armaduras ativas e passivas.

2.1 CONTEXTO HISTÓRICO NORMATIVO

Historicamente, as pontes em concreto armado e protendido no país foram dimensionadas segundo normas que evoluíram ao longo das décadas. A norma ABNT NB-6, de 1943, foi a primeira a tratar das cargas móveis para pontes rodoviárias que durou até a edição da ABNT NB-6 de 1960, permanecendo em vigor até 1984. Esta revisão da norma estabelecia três classes de ponte: Classe 36, Classe 24 e Classe 12. A tabela 1 apresenta os trens-tipo dessa norma e suas respectivas cargas.

Tabela 1 – Trens tipo e suas respectivas cargas de acordo com a ABNT NB-6/1960.

Classe da Ponte	Veículo (Tipo)	Veículo - Peso Total (t)	Carga Distribuída - p (kg/m ²)	Carga Distribuída - p' (kg/m ²)	Disposição da Carga	Classe da Rodovia
36	36	36	500	300	Carga p à frente e atrás do veículo.	Classe I
24	24	24	400	300	Carga p' no restante da pista e passeios.	Classe II
12	12	12	300	300		Classe III

Fonte: ABNT NB-6:1960.

Posteriormente, A NB-6/1960 foi substituída pela NBR 7188:1984 e, mais recentemente, pela NBR 7188:2024, que define o trem-tipo TB-450 como um veículo padrão de 450 kN, com seis rodas, P = 75 kN, três eixos de carga afastados entre si em 1,5 m e área de ocupação de 18,0 m² circundada por uma carga uniformemente distribuída constante p = 5 kN/m² (ABNT NBR 7188:2024) como referência para o dimensionamento de cargas móveis.

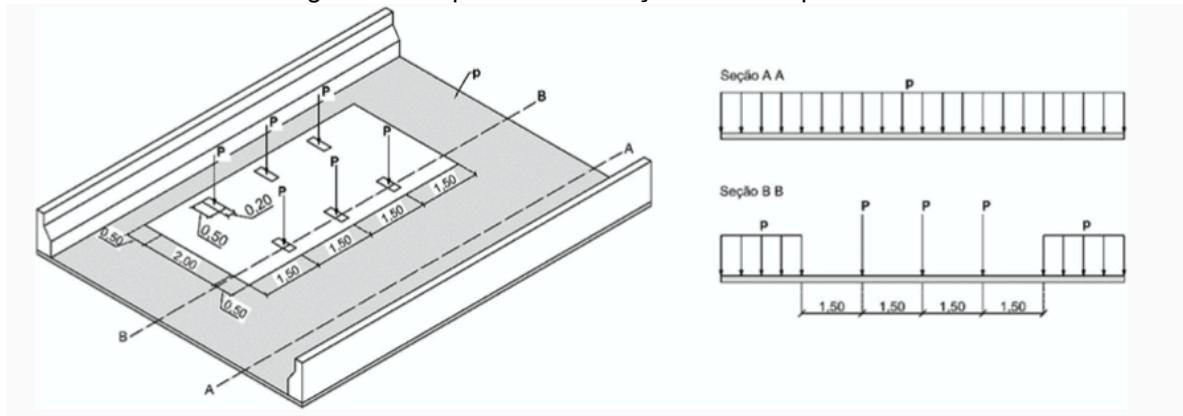
Tabela 2 – Evolução dos trens-tipo ao longo dos anos.

Períodos	1943-1960					1960-1984			1984-2013			2013-Atual	
Trens-tipo (kN)	60	70	90	160	240	120	240	360	120	300	450	240	450

Fonte: Pfeil (1983), Luchi (2006), Rossigali (2013) e Timerman (2015) *apud* Mascarenhas et al. (2020).

A figura 1 apresenta o esquema espacial de formação o trem-tipo TB-450 contendo as cargas por eixo e de multidão.

Figura 1 – Esquema de formação do trem-tipo TB-450.



Fonte: ABNT NBR 7188:2024

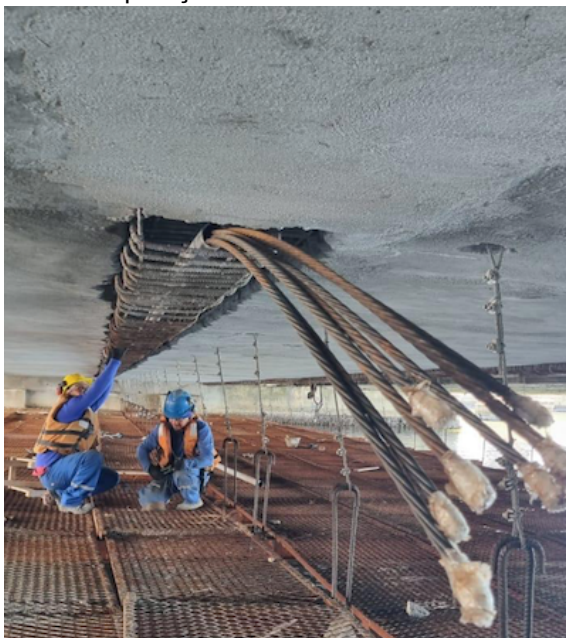
Essa evolução normativa reflete o aumento progressivo das cargas atuantes e do volume dos veículos, exigindo reforços estruturais em pontes antigas, muitas das quais foram projetadas para suportar cargas menores.

2.2 CONCRETO PROTENDIDO

De acordo com Verly *et al.* (2015, *apud* Nolasco *et al.*, 2022), o concreto protendido ganhou grande relevância após a Segunda Guerra Mundial, sendo amplamente aplicado em obras de grande porte, como pontes, devido à sua elevada eficiência estrutural. Segundo Bastos (2025), peças protendidas possibilitam eliminar ou diminuir as tensões de tração e a fissuração.

Dentro desse contexto, o reforço estrutural utilizando protensão externa representa uma alternativa devido aos mecanismos de incrementação de resistência mecânica. Esse incremento de capacidade portante acontece devido à incorporação de cordoalhas externas à estrutura.

Figura 2 – Incorporação de bainhas e cordoalhas externas.



Fonte: Autor (2025)

2.2.1 ELEMENTOS DO CONCRETO PROTENDIDO

2.2.1.1 CORDOALHAS

O mecanismo de protensão tem como base a transferência de esforços de compressão ao concreto através de armaduras ativas de elevada resistência inseridas no interior das peças. Segundo a NBR 7483 (2021), as cordoalhas podem ser classificadas como CP-190 e CP-210, onde “CP” significa concreto protendido e os números correspondem, respectivamente, aos valores de resistência mínimos à tração em quilograma força por milímetro quadrado, correspondendo a uma resistência de cerca de 1900 MPa e 2100 MPa, respectivamente. Conforme o número de fios, as cordoalhas podem ser classificadas como sete fios três fios.

2.2.1.2 ANCORAGENS

Segundo Bastos (2025), as ancoragens são dispositivos fundamentais aplicados nas extremidades das peças estruturais com a finalidade de fixar as armaduras ativas (como fios, cordoalhas ou barras), travando-as após o estiramento para impedir que retornem ao seu estado relaxado e garantindo, dessa forma, a transferência efetiva e permanente da força de compressão para o concreto.

Figura 3 – Modelo de ancoragem para 14 cordoalhas.



Fonte: Autor (2025)

2.2.1.3 CUNHAS

As cunhas consistem em peças metálicas, comumente fabricadas em duas ou três partes (bi ou tripartidas), que são inseridas nos furos tronco-cônicos dos dispositivos de ancoragem. A finalidade desses elementos é travar as cordoalhas ou fios imediatamente após a operação de estiramento, evitando que a armadura retorne ao seu comprimento inicial e garantindo, com isso, o tensionamento permanente exigido pela estrutura (Bastos, 2025).

Figura 4 – Cunha para cordoalha de 15,2 mm.



Fonte: Autor (2025)

2.2.1.4 BAINHAS

Segundo Bastos (2025), a bainha consiste em um duto de característica rígida ou flexível destinado a abrigar a armadura ativa. Sua função principal é isolar e proteger as cordoalhas do contato direto com o concreto, garantindo a movimentação necessária aos cabos durante a protensão.

Figura 5 – Bainhas galvanizadas com 6 metros.



Fonte: Autor (2025)

2.3 DURABILIDADE

A Ponte Giratória, por ser localizada em uma região marítima, urbana e sobre o Rio Capibaribe, sofre com o ataque químico de agentes deletérios. Segundo Souza e Ripper (1998), solicitações químicas são as causas mais comuns de deterioração em pontes e viadutos. Em função disso, a Ponte Giratória, por possuir sua estrutura constituída de concreto armado e protendido, sofre com severo processo de oxidação em suas armaduras passivas e ativas.

As manifestações patológicas em estruturas podem ter origem em falhas que ocorrem em diferentes fases do processo construtivo desde a concepção e o projeto, passando pela execução, até a etapa de uso e manutenção da estrutura (Souza e Ripper, 1998). Em obras de natureza semelhante à Ponte Giratória é fundamental que seja analisada a durabilidade requerida através da análise da agressividade ambiental em que esta OAE está exposta, conforme tabela 6.1 da NBR 6118:2023 que estabelece classes de agressividade em função de critérios de durabilidade estrutural como: corrosão das armaduras sob efeito da carbonatação e/ou dos cloretos e agressividade química.

Figura 6 – Cordoalhas rompidas devido ao severo processo de oxidação da Ponte Giratória.



Fonte: Autor (2024)

Tabela 3 – Classes de agressividade ambiental apresentadas na NBR 6118:2023.

Tabela 6.1 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submerso	
II	Moderada	Urbano ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinho ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas, elementos em contato com solo contaminado ou água subterrânea contaminada.

6.4.3 O responsável pelo projeto estrutural, de posse de dados relativos ao ambiente em que será construída a estrutura, pode considerar classificação mais agressiva que a estabelecida na Tabela 6.1.

Fonte: ABNT NBR 6118:2023

Para cada caso ou combinação de casos, as classes de exposição indicarão níveis de risco ou parâmetros mínimos a serem observados como condição primeira para que se consiga uma construção durável, como: dosagem mínima de cimento, fator água/cimento máximo, classe de resistência mínima do concreto, cobrimento mínimo das barras das armaduras e método de cura (Souza e Ripper, 1998).

Tabela 4 – Correspondências entre classes de agressividade ambiental e características de resistência e relação água/cimento do concreto conforme NBR 6118:2023.

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118:2023

3. METODOLOGIA

A presente pesquisa caracterizou-se em um caso fundamentado no método comparativo, tendo como objeto de investigação as intervenções de recuperação e reforço da Ponte Giratória de Recife. O trabalho consistiu em confrontar a solução de protensão externa adotada no projeto executivo com os resultados obtidos por meio de cálculos e modelagem estrutural desenvolvidos neste estudo. Essa abordagem permitiu uma avaliação do comportamento da obra, verificando a adequação das técnicas de intervenção aplicadas a partir da obtenção e comparação de dados quantitativos e normativos.

A metodologia aplicada neste estudo seguiu a seguinte sequência de execução:

- Estudo literário das normas em que a Ponte Giratória foi dimensionada;
- Análise estrutural do trem-tipo TB-450 atuando sobre a superestrutura da Ponte Giratória através do software Ftool;
- Análise estrutural do trem tipo histórico Classe 36 atuando sobre a superestrutura da Ponte Giratória através do programa Ftool;
- Subtração dos esforços obtidos para o trem-tipo atual daqueles calculados para o trem-tipo histórico Classe 36, visando a determinação das ações de reforço necessárias;
- Avaliação e comparação da solução de protensão externa adotada no projeto com os resultados obtidos através da análise estrutural realizada;

3.1 CARREGAMENTOS PERMANENTES

Como a geometria original da Ponte Giratória se manteve preservada desde a sua construção, as cargas permanentes já consolidadas na estrutura permanecem constantes, não atuando como variáveis determinantes para o cálculo das ações de reforço necessárias. A definição das ações de reforço estrutural concentra-se, portanto, na evolução dos carregamentos dinâmicos e nas patologias acumuladas.

Contudo, para fins de complementação nas combinações de ações no Estado Limite Último (ELU), as características geométricas e as cargas permanentes foram revisadas segundo as diretrizes da NBR 6120:2019, estando os resultados sintetizados nas tabelas do tópico de Ações e Combinações. Vale ressaltar que, como

essas cargas permanentes mantiveram-se inalteradas e não influenciam diretamente no cálculo do déficit resistente para a definição das ações de reforço, elas não serão objeto de um tópico detalhado neste trabalho, concentrando-se a análise nas variáveis dinâmicas e patológicas.

3.2 MODELAGEM ESTRUTURAL DO TREM-TIPO TB 450

3.2.1 Método de Leonhardt (distribuição transversal dos esforços)

Para determinação da parcela de esforço absorvido em cada longarina, foi utilizado o Método de Leonhardt. Esse método estuda o grau de rigidez (Equação 1) da grelha formada por longarinas e transversinas para obtenção dos coeficientes de repartição transversal do tabuleiro através das tabelas propostas por Leonhardt.

$$\zeta = \frac{I_{eq,t}}{I_l} \left(\frac{L}{2\xi} \right)^3 \quad (1)$$

Onde:

I_l = Inércia da seção da longarina em cm^4 ;

$I_{eq,t}$ = Inércia da seção da transversina equivalente dada pela equação 2 em cm^4 ;

L = Comprimento do vão das longarinas consideradas simplesmente apoiadas;

ξ = Espaçamento entre as longarinas em cm.

$$I_{eq,t} = K \cdot I_t \quad (2)$$

Onde:

O coeficiente K é definido em função do número de transversinas intermediárias do tabuleiro, de acordo com a Tabela 5. A variável I_t , por sua vez, corresponde ao momento de inércia da seção da transversina, calculado em cm^4

Tabela 5 – Relação do número de transversinas com o fator K .

Nº de transversinas intermediárias	Coeficiente K
1 ou 2	1
3 ou 4	1,6
5 ou mais	2

Fonte: Cavalcante (2019, p. 36)

Objetivando simplificar e tornar os cálculos mais didáticos, foi considerado o comprimento médio entre os cinco vãos da Ponte Giratória e o afastamento médio entre as longarinas. Os momentos de inércia das longarinas e transversinas foram

calculados com o auxílio da ferramenta MASSPROP do Autocad. Como cada vão da Ponte Giratória possui apenas 2 transversinas em cada extremidade, o valor de K será igual a 1.

$$\zeta = \frac{140985945,40}{138780634,93} \left(\frac{3905}{2.387} \right)^3 = 130,46$$

Através do grau de rigidez e da quantidade de longarinas, é possível determinar os coeficientes de repartição transversal proposto por Leonhardt em sua tabela para o caso de 4 longarinas.

Como o grau de rigidez da grelha está entre 100 e infinito, utilizou-se a função PREVISÃO no software Microsoft Excel para determinação do comportamento linear do valor obtido.

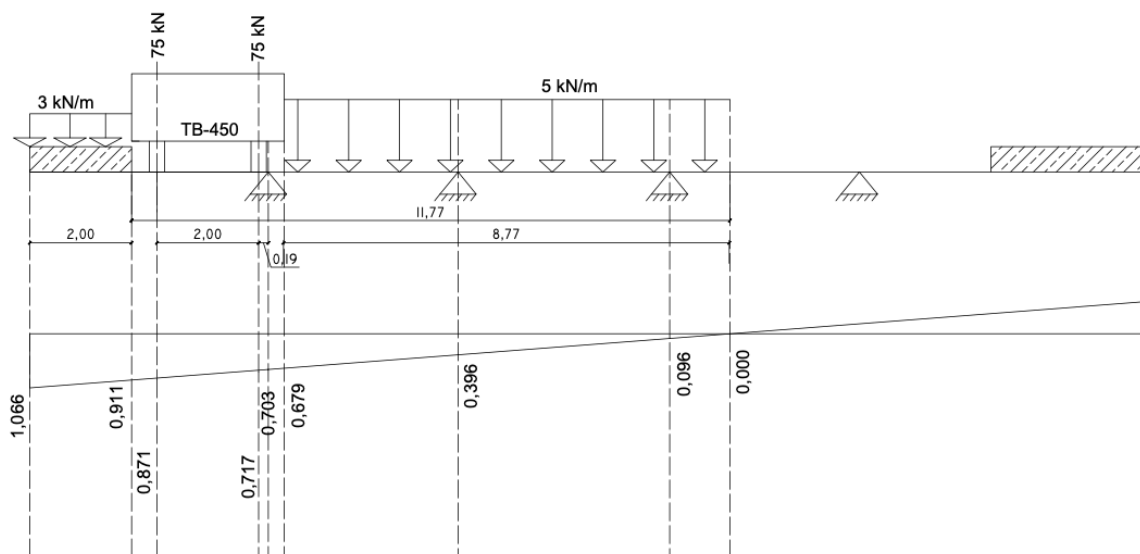
Tabela 6 – Previsão linear do comportamento do grau de rigidez calculado.

ζ	r11 = r44	r12 = r43	r13 = r42	r1 = r41
60	0,710	0,389	0,091	-0,190
100	0,706	0,393	0,094	-0,194
130	0,703	0,396	0,096	-0,197

Fonte: Autor (2026)

A partir do comportamento linear do grau de rigidez da grelha e de semelhança de triângulos, foram calculados os coeficientes de repartição para a posição mais desfavorável do trem tipo (considerando uma faixa de 1 metro) na seção transversal encostando os seus pneus no passeio.

Figura 7 – Linha de influência para cálculo dos esforços oriundos da carga móvel TB-450.



Fonte: Autor (2026)

Em função dos valores adimensionais, foram calculadas as ações para a posição mais desfavorável do trem-tipo. Vale ressaltar que o trecho negativo da linha de influência não deve ser considerado, pois atuaria aliviando os esforços.

Efeito das rodas:

$$P = 75 \cdot 0,871 + 75 \cdot 0,717 = 119,10 \text{ kN}$$

Efeito da carga de 5 kN/m e 3 kN/m na mesma faixa do trem-tipo:

$$p' = \left(5 \cdot \frac{8,77 \cdot 0,679}{2} \right) + \left(3 \cdot \left(\frac{2 \cdot (1,066 - 0,911)}{2} \right) + 2 \cdot 0,911 \right) = 20,82 \text{ kN/m}$$

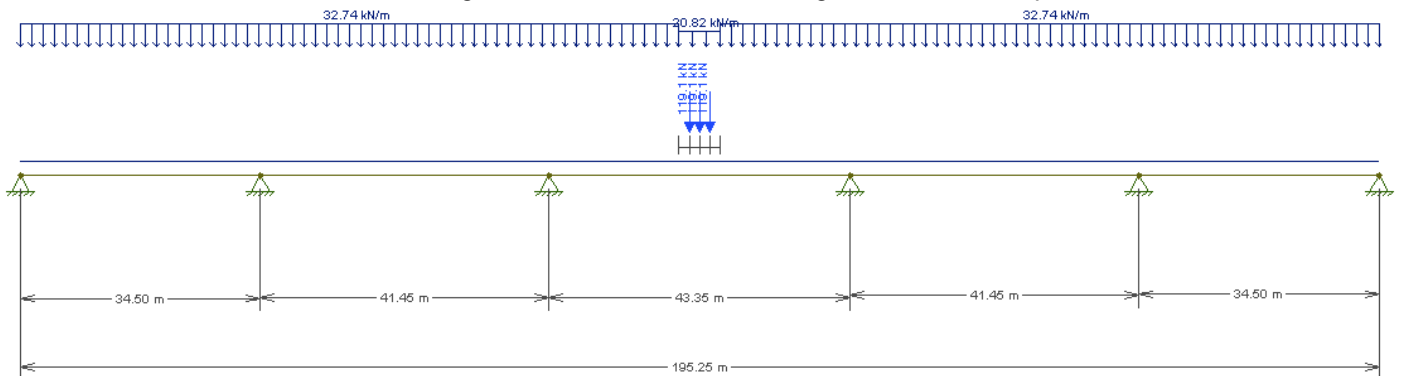
Efeito da carga de 5 kN/m fora da faixa do trem-tipo:

$$p'' = \left(5 \cdot \frac{11,77 \cdot 0,911}{2} \right) + \left(3 \cdot \left(\frac{2 \cdot (1,066 - 0,911)}{2} \right) + 2 \cdot 0,911 \right) = 32,74 \text{ kN/m}$$

3.2.2 Determinação do trem-tipo longitudinal

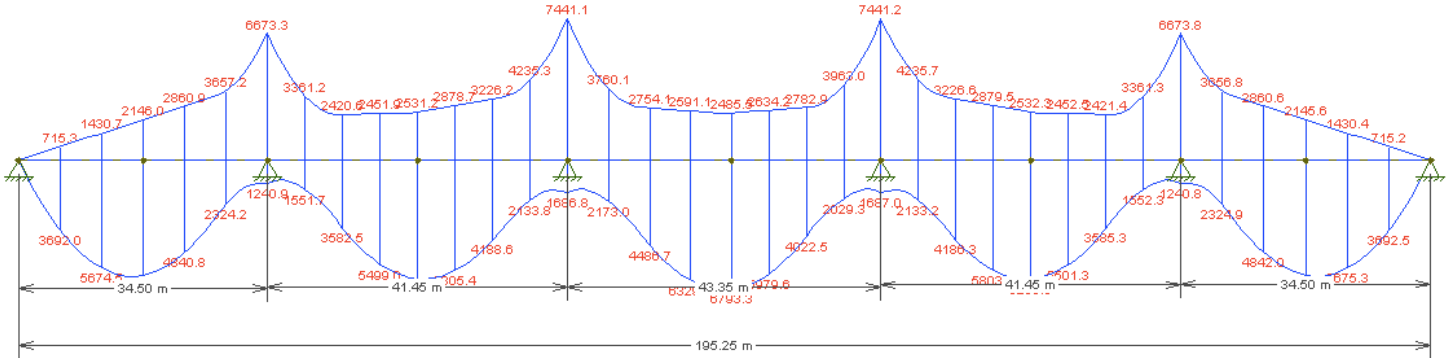
Sendo assim, foi utilizado o Ftool para desenvolvimento do modelo estrutural longitudinal das cargas móveis. O esquema é apresentado na figura 8 e o resultados das envoltórias de momento fletor máximos e mínimos são apresentados na figura 9.

Figura 8 – Modelo estrutural longitudinal do trem-tipo.



Fonte: Autor (2026)

Figura 9 – Envolvória de momentos fletores máximos e mínimos.



Fonte: Autor (2026)

3.3 AÇÕES E COMBINAÇÕES

3.3.1 Ponderações no Estado Limite Último (ELU)

Para este trabalho, as ações de cálculos foram obtidas através da ABNT NBR 8681:2025, conforme a Equação 3.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \gamma_{qj} \cdot \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \quad (3)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ = Valor característico das ações permanentes (diretas e indiretas);

$F_{Q1,k}$ = Valor característico da ação variável principal para a combinação;

$\Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}$ = Valor reduzido para as demais ações para a combinação;

γ_{gi} = Coeficiente de ponderação para as ações permanente;

γ_{qi} = Coeficiente de ponderação para as ações variáveis.

Devido à presença da ponte ferroviária lateral (atualmente desativada), a superestrutura da Ponte Giratória encontra-se praticamente abrigada da ação direta dos ventos oriundos do mar. Em função desse bloqueio físico, essa ação secundária foi desconsiderada nas análises de projeto. Adicionalmente, com o objetivo de simplificar os modelos analíticos, os esforços decorrentes da variação de temperatura e da dilatação térmica também não foram computados neste estudo.

Foram considerados os coeficientes de ponderação das ações no estado limite-último (ELU), conforme a tabela 7, retirada da ABNT NBR 6118:2023. O valor de 1,4 foi aplicado para a ponderação das ações permanentes.

Tabela 7 – Coeficientes de ponderação no ELU.

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde
D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

^a Para as ações permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3. Neste caso, as demais ações permanentes devem ser ponderadas conforme a ABNT NBR 8681:2003 Versão Corrigida:2004, Tabela 1.

Fonte: ABNT NBR 6118:2023

Para as cargas móveis, a adoção do coeficiente de ponderação de 1,50 fundamentou-se nas prescrições da ABNT NBR 8681:2025 para as combinações de ações no Estado Limite Último (ELU).

3.3.2 Coeficiente de impacto vertical

Segundo a NBR 7188:2024, para pontes com vão entre 10 m e 200 m, os efeitos de ordem dinâmica são simulados através do coeficiente de impacto vertical calculados conforme a Equação 4 a seguir:

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{Liv + 50} \right) \quad (4)$$

Onde Liv é a média aritmética entre o comprimento dos vãos da ponte.

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{39,05 + 50} \right) = 1,238$$

3.3.3 Coeficiente de número de faixas

Para minoração das cargas móveis em função da probabilidade de sua ocorrência simultânea em n faixas, utiliza-se a Equação 5 retirada da NBR 7188:2024:

$$CNF = 1 - 0,05(n - 2), \text{ com } 1,0 \geq CNF \geq 0,9 \quad (5)$$

$$CNF = 1 - 0,05(4 - 2) = 0,90$$

3.3.4 Coeficiente de impacto adicional

Para representação das imperfeições e descontinuidades do revestimento das faixas de rolamento, as cargas móveis são majoradas pelo coeficiente de impacto adicional. No entanto, como a ponte analisada é relativamente longa e não possui juntas de dilatação intermediárias, será adotado o valor 1 para o CIA.

3.3.5 Coeficiente de impacto

O coeficiente de impacto tem como objetivo atuar como um fator de segurança adicional e é dado para Equação 6.

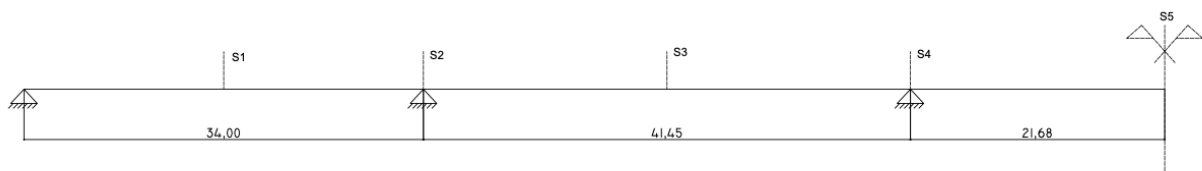
$$\varphi = CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad (6)$$

$$\varphi = 1,238 \cdot 0,90 \cdot 1 = 1,114$$

3.3.6 Combinações do estado limite último (ELU)

Como a ponte apresenta um eixo de simetria no meio do seu vão central, a análise foi feita para os pontos em que o momento fletor apresenta seus valores máximos e mínimos. As seções analisadas estão representadas na Figura 11.

Figura 11 – Seções com momentos fletores máximos.



Fonte: Autor (2026)

Os cálculos para a ponderação das ações permanentes e móveis (máximas e mínimas) foram desenvolvidos com o auxílio de planilhas eletrônicas no Microsoft Excel, sendo os resultados consolidados nas Tabelas 8 e 9.

A obtenção das combinações mais desfavoráveis para a estrutura baseou-se na Equação 6. Nas regiões de apoio, observa-se que os momentos permanentes atuam aliviando os esforços gerados pelo trem-tipo. Para esses cenários de alívio (ações favoráveis), a ABNT NBR 8681:2025 prescreve que o coeficiente de ponderação da parcela permanente (γ_g) deve ser reduzido para 1,0, garantindo a segurança diante da alternância de sinais dos esforços solicitantes.

Foram utilizadas quatro combinações ao total, sendo duas combinações com o efeito desfavorável da ação permanentes sobre os valores mínimos e máximos e duas combinações com o efeito favorável da ação permanentes sobre os valores mínimos e máximos.

$$Md = \gamma_g \cdot Mg + \gamma_q \cdot \varphi \cdot Mq \quad (7)$$

$$\begin{cases} Md = 1,4Mg + 1,5\varphi Mq \\ Md = 1,0Mg + 1,5\varphi Mq \end{cases}$$

Tabela 8 e 9 – Combinações de cálculo para as longarinas utilizando o TB 450.

SEQÜÃO	Longarinas internas 2 e 3									
	Mg (kNm)	1,4Mg (kNm)	Mq máx (kNm)	Mq mín (kNm)	1,5φMq máx (kNm)	1,5φMq mín (kNm)	Md1 (kNm)			Md min (kNm)
							Md1 máx Md1* = 1,4Mg + 1,5φMq máx	Md1 mín Md1* = 1,4Mg + 1,5φMq mín	Md2 (kNm)	
							Md1 máx Md2* = Mg + 1,5φMq máx	Md1 mín Md2* = Mg + 1,5φMq mín	Md2 máx Md2* = Mg + 1,5φMq máx	Md2 mín Md2* = Mg + 1,5φMq mín
S0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S1	9159,40	12823,16	6097,00	-1908,00	10188,09	-3188,27	23011,25	9634,89	19347,49	5971,13
S2	-15569,60	-21797,44	1241,10	-6675,00	2073,88	-11153,93	-19723,56	-32951,37	-13495,72	-26723,53
S3	7398,30	10231,62	6248,80	-2531,90	10441,74	-4230,80	20673,36	6000,82	17750,04	3077,50
S4	-16417,50	-22384,50	1687,20	-7442,80	2819,31	-12436,92	-20165,19	-35421,42	-13598,19	-28854,42
S5	9015,70	12621,98	6792,60	-2486,10	11350,43	-4154,27	23972,41	8467,71	20366,13	4861,43

SEQÜÃO	Longarinas externas 1 e 4									
	Mg (kNm)	1,4Mg (kNm)	Mq máx (kNm)	Mq mín (kNm)	1,5φMq máx (kNm)	1,5φMq mín (kNm)	Md1 (kNm)			Md min (kNm)
							Md1 máx Md1* = 1,4Mg + 1,5φMq máx	Md1 mín Md1* = 1,4Mg + 1,5φMq mín	Md2 (kNm)	
							Md1 máx Md2* = Mg + 1,5φMq máx	Md1 mín Md2* = Mg + 1,5φMq mín	Md2 máx Md2* = Mg + 1,5φMq máx	Md2 mín Md2* = Mg + 1,5φMq mín
S0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S1	22351,40	31291,96	6097,00	-1908,00	10188,09	-3188,27	41480,05	28103,69	32539,49	19163,13
S2	-37993,50	-53190,90	1241,10	-6675,00	2073,88	-11153,93	-51117,02	-64344,83	-35919,62	-49147,43
S3	17833,30	24966,62	6248,80	-2531,90	10441,74	-4230,80	35408,36	20735,82	28275,04	13602,50
S4	-40061,20	-56085,68	1687,20	-7442,80	2819,31	-12436,92	-53266,37	-68522,60	-37241,89	-52498,12
S5	22131,60	30984,24	6792,60	-2486,10	11350,43	-4154,27	42334,67	26829,97	33482,03	17377,33

Fonte: Autor (2026)

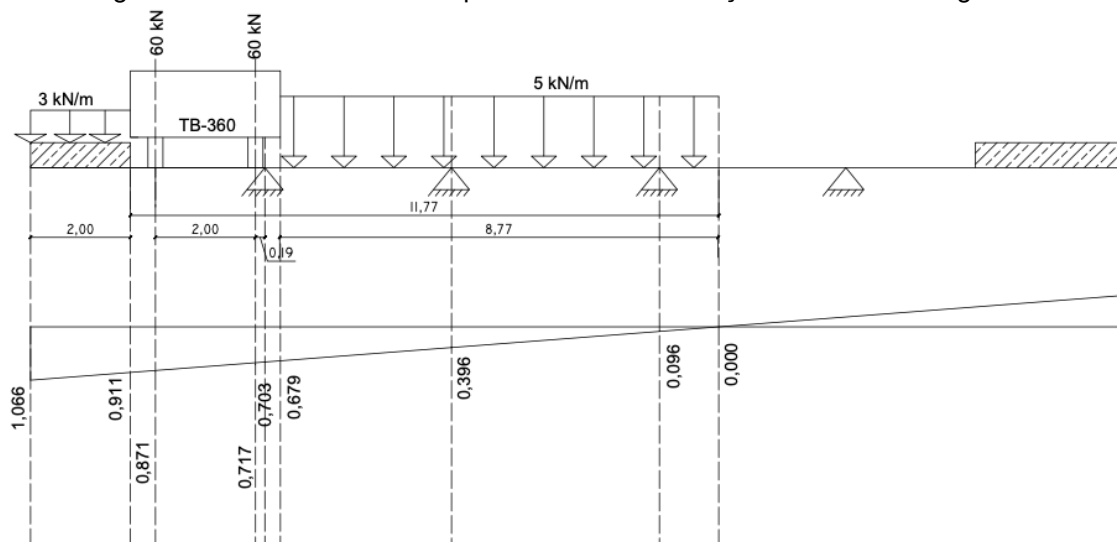
3.4 MODELAGEM ESTRUTURAL DO TREM-TIPO CLASSE 36.

3.4.1 Distribuição transversal dos esforços

Conforme observado na revisão do contexto histórico normativo, a Ponte Giratória foi concebida sob a ótica de normas anteriores à atual, sendo estruturada para suportar as cargas móveis exigidas à época de sua construção. Para determinar o esforço que fundamentará a análise do novo sistema de protensão externa, faz-se necessário modelar o trem-tipo histórico Classe 36 e abater de seus resultados os esforços obtidos para o trem-tipo atual TB-450.

De acordo com a ABNT NB-6/1960, o trem-tipo histórico denominado TB 360 (Classe 36), é composto por um veículo padrão com peso total de 360 kN. O modelo é circundado por uma carga uniformemente distribuída de 5,0 kN/m² aplicada à frente e atrás do veículo e 3,0 kN/m² aplicada nos passeios. Para a obtenção dos esforços atuantes, aplica-se a mesma metodologia de distribuição transversal através do Método de Leonhardt utilizada anteriormente.

Figura 12 – Linha de influência para cálculo dos esforços oriundos da carga móvel Classe 36.



Fonte: Autor (2026)

Assim como para o TB 450, o cálculo das reações para a posição mais desfavorável do trem-tipo será feito a partir dos coeficientes de repartição transversal adimensionais.

Efeito das rodas:

$$P = 60 \cdot 0,871 + 60 \cdot 0,717 = 95,28 \text{ kN}$$

Efeito da carga de 5 kN/m e 3 kN/m na mesma faixa do trem-tipo:

$$p' = \left(5 \cdot \frac{8,77 \cdot 0,679}{2} \right) + \left(3 \cdot \left(\frac{2 \cdot (1,066 - 0,911)}{2} \right) + 2 \cdot 0,911 \right) = 20,82 \text{ kN/m}$$

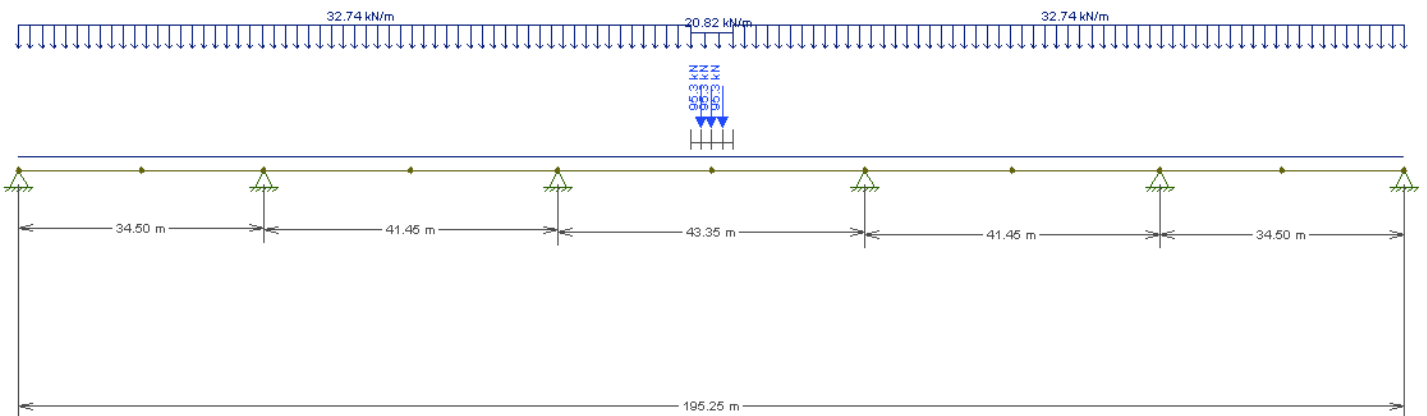
Efeito da carga de 5 kN/m fora da faixa do trem-tipo:

$$p'' = \left(5 \cdot \frac{11,77 \cdot 0,911}{2} \right) + \left(3 \cdot \left(\frac{2 \cdot (1,066 - 0,911)}{2} \right) + 2 \cdot 0,911 \right) = 32,74 \text{ kN/m}$$

3.4.2 Determinação do trem-tipo longitudinal

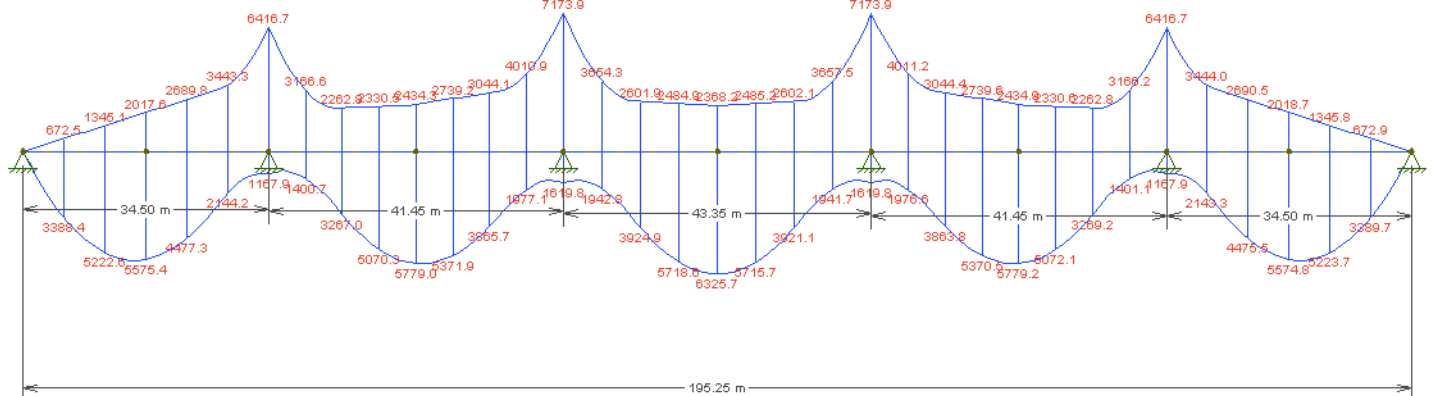
Sendo assim, foi utilizado o Ftool para desenvolvimento do modelo estrutural longitudinal das cargas móveis. O esquema é apresentado na Figura 13 e o resultados das envoltórias de momento fletor máximos e mínimos são apresentados na Figura 14.

Figura 13 – Modelo estrutural longitudinal do trem-tipo Classe 36.



Fonte: Autor (2026)

Figura 14 – Envoltória de momentos fletores máximos e mínimos.



Fonte: Autor (2026)

A ABNT NB-1/1978 (Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado) era a norma norteadora na época de concepção e consolidação da estrutura. Para a determinação dos esforços solicitantes sob a vigência desse regulamento técnico, foram adotados os coeficientes parciais de segurança para a ponderação das ações em suas combinações normais, conforme detalhado a seguir:

- Coeficiente de majoração ($\gamma = 1,4$): Aplicado de maneira unificada tanto para as ações permanentes quanto para as ações móveis (tráfego rodoviário do

trem-tipo Classe 36) nos cenários onde a atuação da carga gerasse efeitos desfavoráveis à estabilidade da seção estudada.

- Coeficiente de alívio ($\gamma = 1,0$): Adotado nos casos em que a ação (permanente ou variável) atuasse de forma favorável, reduzindo o esforço total ou gerando alívio em vãos adjacentes da estrutura contínua.

A aplicação desses coeficientes históricos permitiu calcular os momentos solicitantes de cálculo originários da estrutura. A partir desses resultados, efetua-se o abatimento analítico frente às demandas geradas pelo trem-tipo atual TB 450. Esse balanço matemático isolou o déficit de capacidade gerado estritamente pela evolução normativa das cargas móveis, fornecendo os valores de momentos fletores líquidos que deverão ser absorvidos pelo novo sistema de protensão externa. As fórmulas são apresentadas na Equação (8) são apresentadas a seguir:

$$\begin{cases} Md = 1,4Mg + 1,4\phi Mq \\ Md = 1,0Mg + 1,4\phi Mq \end{cases} \quad (8)$$

Tabela 10 e 11 – Combinações de cálculo para o trem-tipo Classe 36.

SEÇÃO	Mg (kNm)	1,4*Mg (kNm)	Mq máx (kNm)	Mq mín (kNm)	1,4*φ*Mq máx (kNm)	1,4*φ*Mq mín (kNm)	Md1 (kNm)		Md2 (kNm)		Md máx (kNm)	Md mín (kNm)
							Md1* = 1,4Mg + 1,4*φ*Mq máx	Md1* = 1,4Mg + 1,4*φ*Mq mín	Md2* = Mg + 1,4*φ*Mq máx	Md2* = Mg + 1,4*φ*Mq mín		
S0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S1	9159,40	12823,16	5620,30	-1793,60	8765,42	-2797,30	21588,58	10025,86	17924,82	6362,10	21588,58	10025,86
S2	-15569,60	-21797,44	1168,10	-6417,30	1821,77	-10008,42	-19975,67	-31805,86	-13747,83	-25578,02	-19975,67	-31805,86
S3	7308,30	10231,62	5778,90	-2434,60	9012,77	-3797,00	19244,39	6434,62	16321,07	3511,30	19244,39	6434,62
S4	-16417,50	-22984,50	1620,00	-7174,60	2526,55	-11189,51	-20457,95	-34174,01	-13890,95	-27607,01	-20457,95	-34174,01
S5	9015,70	12621,98	6325,70	-2368,40	9865,56	-3693,76	22487,54	8928,22	18881,26	5321,94	22487,54	8928,22

SEÇÃO	Mg (kNm)	1,4*Mg (kNm)	Mq máx (kNm)	Mq mín (kNm)	1,4*φ*Mq máx (kNm)	1,4*φ*Mq mín (kNm)	Md1 (kNm)		Md2 (kNm)		Md máx (kNm)	Md mín (kNm)
							Md1* = 1,4Mg + 1,4*φ*Mq máx	Md1* = 1,4Mg + 1,4*φ*Mq mín	Md2* = Mg + 1,4*φ*Mq máx	Md2* = Mg + 1,4*φ*Mq mín		
S0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S1	22351,40	31291,96	5620,30	-1793,60	8765,42	-2797,30	40057,38	28494,66	31116,82	19554,10	40057,38	28494,66
S2	-37993,50	-53190,90	1168,10	-6417,30	1821,77	-10008,42	-51369,13	-63190,32	-36171,73	-48001,92	-51369,13	-63190,32
S3	17833,30	24966,62	5778,90	-2434,60	9012,77	-3797,00	33979,39	21169,62	26846,07	14036,30	33979,39	21169,62
S4	-40061,20	-56095,68	1620,00	-7174,60	2526,55	-11189,51	-53559,13	-67275,19	-37534,65	-51250,71	-53559,13	-67275,19
S5	22131,60	30984,24	6325,70	-2368,40	9865,56	-3693,76	40849,80	27290,48	31997,16	18437,94	40849,80	27290,48

Fonte: Autor (2026)

Por fim, realizou-se o confronto entre os esforços obtidos para os modelos TB 450 e Classe 36, em que a envoltória do trem-tipo atual foi deduzida dos resultados do modelo histórico para a determinação dos momentos fletores de reforço. Estes valores encontram-se sintetizados na Tabela 12.

Tabela 12 – Resultados obtidos para o momento de reforço.

LONGARINAS INTERNAS 2 E 3							
SEÇÃO	TB450			TB360			Momento de reforço
	Md máx (kNm)	Md mín (kNm)	Md (kNm) - Maior valor em módulo	Md máx (kNm)	Md mín (kNm)	Md (kNm) - Maior valor em módulo	Md (kNm)
S0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S1	23011,25	9634,89	23011,25	21588,58	10025,86	21588,58	1422,67
S2	-19723,56	-32951,37	-32951,37	-19975,67	-31805,86	-31805,86	-1145,50
S3	20673,36	6000,82	20673,36	19244,39	6434,62	19244,39	1428,97
S4	-20165,19	-35421,42	-35421,42	-20457,95	-34174,01	-34174,01	-1247,41
S5	23972,41	8467,71	23972,41	22487,54	8928,22	22487,54	1484,87
LONGARINAS EXTERNAS 1 E 4							
SEÇÃO	TB450			TB360			Momento de reforço
	Md máx (kNm)	Md mín (kNm)	Md (kNm) - Maior valor em módulo	Md máx (kNm)	Md mín (kNm)	Md (kNm) - Maior valor em módulo	Md (kNm)
S0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S1	41480,05	28103,69	41480,05	40057,38	28494,66	40057,38	1422,67
S2	-51117,02	-64344,83	-64344,83	-51369,13	-63199,32	-63199,32	-1145,50
S3	35408,36	20735,82	35408,36	33979,39	21169,62	33979,39	1428,97
S4	-53266,37	-68522,60	-68522,60	-53559,13	-67275,19	-67275,19	-1247,41
S5	42334,67	26829,97	42334,67	40849,80	27290,48	40849,80	1484,87

Fonte: Autor (2026)

3.5 DIMENSIONAMENTO DA PROTENSÃO EXTERNA

As propriedades dos aços de protensão são descritos a seguir, conforme a NBR 7483:2021:

$F_{ptk} = 1900 \text{ MPa (CP 190);}$

$E_p = 200 \text{ GPa;}$

$F_{pyk} = 0,9F_{ptk} = 1710 \text{ MPa (Baixa relaxação).}$

Onde:

F_{ptk} = Resistência à tração característica;

E_p = Módulo de elasticidade;

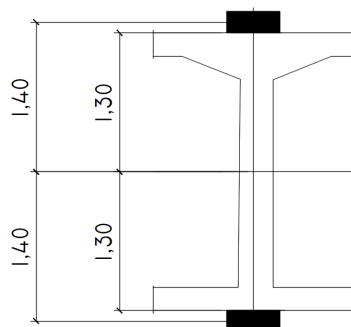
F_{pyk} = Resistência ao escoamento característica.

A força final de protensão ($P_{\infty, est}$) para que o reforço seja efetivo pode ser obtida dividindo-se o momento de reforço pela excentricidade (ep), que é a distância entre os cabos de protensão e o centro de gravidade (CG) da seção de concreto, conforme apresenta a Equação 9. A partir dessa relação matemática, evidencia-se um princípio fundamental do sistema: quanto mais afastados os cabos estiverem do centro geométrico da peça, maior será o braço de alavanca e, consequentemente, mais eficiente será a protensão.

$$P_{\infty, est} = \frac{M_{reforço}}{ep} \quad (9)$$

Dessa forma, o sistema de protensão projetado para combater os momentos fletores de reforço (tanto positivos quanto negativos) apresentará a mesma excentricidade de 1,40m em relação ao centro de gravidade das longarinas, conforme evidenciado na Figura 15. Os resultados foram calculados através de planilha eletrônica no Microsoft Excel e sintetizados na Tabela 13.

Figura 15 – Geometria transversal do reforço.



Fonte: Adaptado do projeto executivo da Ponte Giratória – B&C Engenheiros Consultores Ltda.

Tabela 13 – Força de protensão.

SEÇÃO	Momento de reforço	Excentricidade	Força de protensão
	Md (kNm)	ep (cm)	$P_{\infty, est} = \frac{M_{reforço}(kNm)}{ep(cm)}$ (kN)
S0	0,00	140,00	0,00
S1	1422,67	140,00	1016,19
S2	-1145,50	140,00	818,22
S3	1428,97	140,00	1020,69
S4	-1247,41	140,00	891,01
S5	1484,87	140,00	1060,62

Fonte: Autor (2026)

Segundo Cholfe e Bonilha (2018), é necessário considerar as reduções que a força de protensão sofre em relação ao valor inicial. Essas perdas de força, no sistema de pós tensão, podem ocorrer durante e depois da transferência da carga para o concreto. As perdas imediatas, que acontecem exatamente no instante em que a força é passada para o concreto. Por último, há as chamadas perdas progressivas, que vão ocorrendo aos poucos e continuam agindo na estrutura ao longo de toda a sua vida útil.

Segundo Mascarenhas *et al.* (2022), a literatura técnica apresenta diferentes estimativas para os decréscimos de força em peças pós-tracionadas. Ao compilar dados de diversos pesquisadores, o autor destaca que, enquanto estudos comparativos internacionais conduzidos por Boukendakdji *et al.* (2017) indicam perdas totais variando de 25,34% a 35,5%, a literatura clássica de Pfeil (1980) estabelece que essas perdas totais situam-se em uma faixa menor, variando de 20% a 25% da tensão

inicial. Baseando-se nos parâmetros balizadores apresentados por esses autores para elementos estruturais dessa natureza, será adotado para o cálculo e dimensionamento do reforço deste estudo um percentual estimado de perda de protensão na ordem de 22%, conforme a Equação 9.

$$\Delta P, est = 22\%$$

$$P_{0, est} = \frac{P_{\infty, est}}{(1 - \Delta P, est)} \quad (10)$$

Para garantir a integridade do sistema durante a transferência de esforços, a tensão devida à força inicial de protensão (σ_{po}) gerada pela força de protensão (P_0) nas cordoalhas não pode exceder as restrições impostas pela norma brasileira. Esses parâmetros limitantes, estabelecidos pelo item 9.6.1.2.1 da ABNT NBR 6118:2023 para o ato da protensão, estão descritos matematicamente na Equação 11.

$$\sigma_{po} \leq \begin{cases} 0,8 \cdot F_{ptk} \\ 0,88 \cdot F_{pyk} \end{cases} \quad (11)$$

$$\sigma_{po} \leq \begin{cases} 0,8 \cdot 1900 = 1520 \text{ MPa} \\ 0,88 \cdot 1710 = 1504,8 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{po} = 1504,8 \text{ MPa}$$

Com isso, calculou-se a área de armadura ativa em cm² usando a Equação 12.

$$A_{p, est} = \frac{P_{0, est}}{\sigma_{po}} \quad (12)$$

Por fim, foi escolhida a cordoalha CP 190 RB 15,2 mm (a mesma cordoalha utilizada no projeto executivo da Ponte Giratória). Conforme a tabela 14 extraída da norma ABNT NBR 7483:2021, tem-se uma área mínima da seção da cordoalha de 139,9 mm². Foi utilizado essa área e os resultados para a quantidade estimada de cordoalhas foi sintetizado na tabela abaixo elaborada com o auxílio do Microsoft Excel.

Tabela 14 – Quantidade de cordoalhas necessárias para o reforço.

SEÇÃO	Momento de reforço	Excentricidade	Força de protensão	Força de protensão com perdas	Área de aço	Quantidade de cordoalhas	Quantidade de cordoalhas adotada
	Md (kNm)	ep (cm)	$P_{\infty, est} = \frac{M_{reforço}(kNm)}{ep(cm)}$ (kN)	$P_{0, est} = \frac{(P_{\infty, est})}{(1 - \Delta P, est)}$ (kN)	$A_{p, est} = \frac{(P_{0, est})}{\sigma_{po}}$ (mm ²)	$Qtd = \frac{A_{p, est}}{139,9}$ (und)	
S0	0,00	140,00	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00
S1	1422,67	140,00	1016,19	1302,81	865,77	7,00	7,00
S2	-1145,50	140,00	818,22	1049,00	697,10	5,00	7,00
S3	1428,97	140,00	1020,69	1308,58	869,61	7,00	7,00
S4	-1247,41	140,00	891,01	1142,32	759,12	6,00	7,00
S5	1484,87	140,00	1060,62	1359,77	903,62	7,00	7,00

Fonte: Autor (2026)

4. RESULTADOS E ANÁLISE

4.1 Análise da variação percentual entre os trens-tipos

Os resultados foram analisados inicialmente a partir do comparativo direto entre os esforços gerados pelo modelo de carregamento dinâmico histórico e o atual. Essa análise quantifica o aumento percentual das ações móveis decorrente da transição do trem-tipo Classe 36 (vigente à época do projeto original, conforme a antiga NB-6) para o atual TB-450 (estabelecido pela NBR 7188).

Tabela 15 – Variação percentual entre as ações móveis.

SEÇÃO	TB450			TB360			Variação percentual (%)
	Md máx (kNm)	Md mín (kNm)	Md (kNm) - Maior valor em módulo	Md máx (kNm)	Md mín (kNm)	Md (kNm) - Maior valor em módulo	
S0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00%
S1	23011,25	9634,89	23011,25	21588,58	10025,86	21588,58	6,59%
S2	-19723,56	-32951,37	-32951,37	-19975,67	-31805,86	-31805,86	3,60%
S3	20673,36	6000,82	20673,36	19244,39	6434,62	19244,39	7,43%
S4	-20165,19	-35421,42	-35421,42	-20457,95	-34174,01	-34174,01	3,65%
S5	23972,41	8467,71	23972,41	22487,54	8928,22	22487,54	6,60%

Fonte: Autor (2026)

Os dados expostos na Tabela 15 evidenciam que as maiores variações percentuais ocorrem no meio dos vãos (seções de momento positivo S1, S3 e S5), onde o incremento real de carga ficou entre 6,59% e 7,43%. Por outro lado, as seções localizadas sobre os apoios centrais (S2 e S4), que respondem pelos momentos negativos, apresentaram acréscimos na ordem de 3,60% e 3,65%.

4.3 Comparativo entre o projeto executivo da Ponte Giratória

Na etapa seguinte da análise, realizou-se um estudo comparativo quantitativo entre o número de cordoalhas de protensão previstas no projeto executivo original de reforço da Ponte Giratória e a quantidade de cordoalhas obtidas por meio dos novos modelos de cálculo estrutural.

Esse mapeamento, segmentado por seções críticas (S1 a S5) e individualizado para cada uma das quatro longarinas principais da superestrutura, teve como objetivo mensurar a eficiência entre o modelo estrutural utilizado neste trabalho. A Tabela 16 evidencia o comparativo entre essas seções.

Tabela 16 – Comparativo entre a quantidade de cordoalhas calculada e projetada para a Ponte Giratória.

Seção	Longarinas	Quantidade de cordoalhas no projeto executivo	Quantidade de cordoalhas calculadas	Calculado/Projetado (%)
S1	1	7	7	100,00%
	2	14	7	50,00%
	3	14	7	50,00%
	4	7	7	100,00%
S2	1	14	7	50,00%
	2	14	7	50,00%
	3	14	7	50,00%
	4	14	7	50,00%
S3	1	7	7	100,00%
	2	7	7	100,00%
	3	7	7	100,00%
	4	7	7	100,00%
S4	1	7	7	100,00%
	2	7	7	100,00%
	3	7	7	100,00%
	4	7	7	100,00%
S5	1	7	7	100,00%
	2	7	7	100,00%
	3	7	7	100,00%
	4	7	7	100,00%

Fonte: Autor (2026)

A análise dos dados revela que as seções S3, S4 e S5, além das longarinas extremas da seção S1 (longarinas 1 e 4), mantiveram 100,00% de correspondência entre o calculado e o projetado. Em contrapartida, as seções centrais da região S1 (longarinas 2 e 3) e a totalidade da seção de apoio S2 acusaram uma quantidade de cordoalhas projetadas duas vezes superior a quantidade calculada.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

As análises comparativas realizadas evidenciaram que os resultados obtidos demonstraram uma convergência na maioria das seções e uma margem de segurança adicional observada nas longarinas internas da seção S1 e na totalidade da seção S2.

É fundamental analisar sob a ótica de que as variações quantitativas encontradas decorrem, das simplificações adotadas no modelo de cálculo manual aplicado neste estudo. Diferentemente das ferramentas computacionais modernas de análise estrutural, que utilizam métodos complexos e discretizações como o Método dos Elementos Finitos (MEF) para simular a hiperestaticidade do caixão celular, o modelo manual tendeu a isolar os esforços, gerando uma estimativa que desconsidera tais fatores. Além disso, é importante destacar a possibilidade de os softwares gerarem milhares de combinações que atuem de forma mais desfavorável na estrutura do que os métodos manuais utilizados neste trabalho.

Ademais, verificou-se que as premissas do projeto original de reforço estrutural adotaram fatores de ponderação das resistências mais severos que minoraram a capacidade portante da superestrutura. Esse fator se deve ao severo quadro patológico em que a Ponte Giratória estava exposta, mitigando os riscos associados à perda de seção útil por corrosão das armaduras passivas e ativas no ambiente agressivo a qual está exposta.

Frente a essas considerações e os valores calculados neste trabalho, as soluções adotadas pelos projetistas conferiram acréscimo da capacidade portante e vida útil à estrutura da Ponte Giratória. Portanto, conclui-se que o projeto executivo original se mostra plenamente satisfatório e adequado, servindo como base confiável para a recepção dos esforços adicionais oriundos das modernas intervenções de reforço por protensão externa.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NB-1: Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1978.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NB-6: Cargas móveis em pontes rodoviárias. Rio de Janeiro: ABNT, 1960.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7483: Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido - Especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2025.

BASTOS, Paulo Sérgio. Fundamentos do concreto protendido. Bauru: Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2025.

CAVALCANTE, Gustavo Henrique Ferreira. Pontes em concreto armado: análise e dimensionamento. São Paulo: Blucher, 2019. E-book. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 23 maio 2026.

CHOLFE, Luiz; BONILHA, Luciana. Concreto protendido: teoria e prática. 2. ed. São Paulo, SP: Grupo A, 2018. E-book. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 26 maio 2026.

MASCARENHAS, F. J. R.; CHRISTOFORO, A. L.; CARVALHO, R. C.; LAHR, F. A. Análise da perda de protensão com o auxílio de ferramenta de cálculo alternativa. Holos, Natal, v. 8, p. 1-22, 2022. Disponível em: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=481582894005>. Acesso em: 26 maio 2026.

MASCARENHAS, Fernando Jr. R. et al. A evolução da norma brasileira de cargas móveis para pontes rodoviárias. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 62., 2020, Florianópolis. Anais [...]. São Paulo: IBRACON, 2020.

NOLASCO, Ana Caroline Pereira et al. Avaliação de reforço com protensão externa da ponte Marcelino Machado, BR – 135, São Luís - MA. Brazilian Applied Science Review, São José dos Pinhais, v. 6, n. 6, p. 1541-1555, nov./dez. 2022.

SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. São Paulo: Pini, 1998.