



Modelagem Numérica de Pontes Ferroviárias Mistas de Aço e Concreto Protendido

Letícia Santana Nery¹, João Victor Fragoso Dias², Hermes Carvalho³,

Túlio Nogueira Bittencourt⁴, Matheus Abreu e Souza⁵

¹ Universidade Federal de Minas Gerais / Departamento de Engenharia de Estruturas / leticias.nery@outlook.com

² Universidade Federal do Espírito Santo / Departamento de Engenharia Civil / joao.v.dias@ufes.br

³ Universidade Federal de Minas Gerais / Departamento de Engenharia de Estruturas / hermes@dees.ufmg.br

⁴ Universidade de São Paulo / Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica / tbitten@usp.br

⁵ Vale S.A. / Engenharia Ferroviária / Railway Engineering / matheus.souza@vale.com

Resumo

O presente trabalho trata da ponte ferroviária sobre o rio Tocantins com extensão total de 2344 m, pertencente à Estrada de Ferro Carajás. A superestrutura é dividida em cinco trechos em vigas contínuas constituídas por um caixão metálico solidarizado a um tabuleiro de concreto com protensão na região dos apoios. Cada trecho típico possui dez vãos de 55 m, exceto o trecho central, com dois vãos de 44 m e um vão de 77 m com arco superior atirantado. Os trechos podem ser considerados de forma independente devido a presença de juntas. O emprego simultâneo da tecnologia construtiva de estruturas mistas com concreto protendido não é usual e, neste caso, a protensão na região dos apoios tem como um de seus objetivos reduzir a fissuração e, consequentemente, dificultar a infiltração de água no caixão misto. Ressalta-se que a perda de protensão ao longo do tempo pode resultar numa maior infiltração. Por se tratar de um sistema estrutural particular, seu comportamento ainda carece de descrição na literatura, enquanto modelos simplificados de cálculo podem ser muitas vezes insuficientes. Neste trabalho, é apresentada uma metodologia numérica para análise desta ponte, utilizando o Método dos Elementos Finitos, implementado através do software ANSYS Mechanical APDL. Para a simulação da ponte, um dos trechos foi modelado. No intuito de reduzir o custo computacional, uma parte correspondente a um vão e meio na região do apoio foi modelada em elementos de casca, enquanto o restante foi representado por elementos de barra equivalentes, realizando-se uma compatibilização entre esses trechos por meio de elementos rígidos. Resultados de extensometria foram comparados à resposta numérica e validaram o modelo proposto que permite prever de forma mais acurada a resposta da estrutura, verificando a necessidade de realizar reforços ou recuperações, assegurando a segurança e integridade da ponte.

Palavras-chave

Pontes mistas em aço e concreto; Concreto Protendido; Análise numérica.

Introdução

Historicamente, a malha rodoviária concentra a maior parte do transporte e escoamento da produção brasileira. Existe uma grande dependência desse modal de transporte, sendo importante ampliar os investimentos em infraestrutura ferroviária que se mostra mais vantajosa. Um comboio de 20 vagões pode substituir cerca de 40 caminhões, além de consumir menos energia por tonelada transportada (CNT, 2018). Entre as ferrovias com grande papel econômico, encontra-se a Estrada de Ferro Carajás (EFC), com 892 km de extensão, ligando o Terminal Marítimo Ponta da Madeira, no Maranhão, à Serra dos Carajás, no Pará. Ao longo da extensão da Estrada de Ferro Carajás, existem diversas obras de arte especiais, destacando-se a ponte sobre o rio Tocantins (Figura 1), inaugurada em 1985. A estrutura possui extensão total de 2344 m, sendo uma ponte rodoferroviária. A parte ferroviária possui 6 m de largura, com a superestrutura constituída por um caixão metálico contínuo solidarizado a um tabuleiro de concreto com protensão na região dos apoios. As duas pistas laterais rodoviárias também são mistas, suportadas por mãos francesas acopladas ao caixão central. Devido a magnitude econômico-social dessa estrutura, é importante que haja estudos sobre a sua integridade e segurança e capacidade de ampliação.



Figura 1 – Ponte sobre o rio Tocantins, Estrada de Ferro Carajás (EFC), Marabá, PA.

A resposta de uma ponte e sua capacidade portante podem ser determinadas através de ensaios. Porém, existem fatores que dificultam a realização destes ensaios como a disponibilidade de equipamentos e um ambiente controlado. Ressalta-se também que, atualmente, não existem normas brasileiras que tratam do estudo de pontes ferroviárias. A norma até então aplicável a estruturas ferroviárias, ABNT NBR 7189:1985, foi cancelada em 2015. Assim, para a análise de estruturas existentes, é necessário utilizar normas europeias por exemplo, focadas em veículos de alta velocidade (maiores que 200 km/h), diferente da realidade brasileira, na qual os trens de carga circulam com velocidades que variam na faixa de 36 a 80 km/h (BETAZZI, 2013). Neste contexto, modelos numéricos auxiliam no estudo dessas estruturas, possibilitando verificar a necessidade de realizar reforços e assegurar a segurança.

O emprego simultâneo da tecnologia construtiva de estruturas mistas com concreto protendido não é usual. De acordo com Nicoletti e Souza (2020), a construção de pontes no Brasil tem adotado de forma majoritária soluções em concreto armado e protendido, mas com a demanda por maiores vãos, rapidez e menor custos, as estruturas mistas despontam como uma forma eficiente de aproveitar os dois materiais. O sistema misto é vantajoso para situações de momento fletor positivo em que se alia a alta resistência do concreto quando submetido à compressão à resistência do aço à tração. No caso de vigas contínuas, como no caso da estrutura em estudo, há o surgimento de momento fletor negativo sobre os apoios, solicitando o tabuleiro de concreto à tração. Essa solicitação pode levar ao surgimento de fissuras, já que o concreto possui apenas cerca de 10% da resistência a compressão quando submetido à tração. Assim sendo, a solução adotada para a obra de arte especial sobre o rio Tocantins foi utilizar cordoalhas protendidas no tabuleiro sobre os apoios. A protensão reduz a tração no concreto, a partir da introdução de tensões de compressão prévias, reduzindo a formação de fissuras que poderiam levar ao surgimento de patologias devido a maior possibilidade de infiltração de água na estrutura.

Por se tratar de um sistema estrutural particular, seu comportamento ainda carece de descrição na literatura. Destacam-se os trabalhos de Moreno (2016) e Shim e Chang (2003). Moreno (2016) realiza um estudo numérico de uma viga mista com concreto protendido no *software Gid*, com estudo da fissuração da laje. Todavia o trabalho apresenta o caso de uma estrutura simples com apenas um perfil I e sem cargas móveis. Similar a Shim e Chang (2003) que conduziram um estudo experimental e numérico de vigas mistas contínuas com tabuleiro em concreto protendido, mas aplicando apenas carregamento estático simplificado, com duas cargas concentradas sobre o tabuleiro. Assim sendo, para o caso de cargas elevadas e dinâmicas como no caso de pontes ferroviárias e para estruturas em maior escala, a literatura é escassa.

Neste contexto, este trabalho busca desenvolver uma metodologia numérica para a análise de uma ponte ferroviária mista de aço e concreto protendido, especificamente, a ponte da EFC sobre o rio Tocantins, na cidade de Marabá, PA. Desta forma, será possível ampliar a literatura desse sistema estrutural e prever de forma mais acurada a resposta da OAE, verificando a necessidade de realizar recuperações para assegurar a integridade da ponte.

Breve descrição da geometria da estrutura

A ponte rodoferroviária sobre o rio Tocantins, pertencente à Estrada de Ferro Carajás, possui extensão de 2,31 km e é dividida em cinco trechos, conforme apresentado na Figura 2. Os trechos 1, 2 e 4 possuem dez

vãos de 55 m, o trecho 5 possui nove vãos de 55 m e o trecho 3 possui dois vãos de 44 m e um central com arco superior atirantado de 77 m. Os trechos podem ser considerados de forma independente devido à presença de juntas na estrutura. Assim, para a avaliação pretendida neste trabalho, foi selecionado o trecho 2, similar ao trecho 4, para a modelagem, visto que os trechos 1 e 5 possuem especificidades devido às regiões dos encontros E.1 e E.2 e o trecho 3 possui soluções estruturais diferentes para permitir um vão central maior para passagem de navegações.

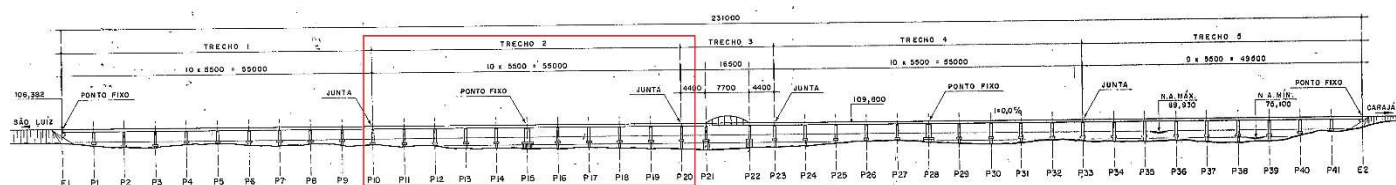


Figura 2 – Elevação geral da ponte (adaptado de MASON, 1985).

A estrutura metálica de cada trecho é subdividida em diferentes tipos de unidades de 11 m cada, com exceção dos extremos em que o comprimento da unidade é de 5,425 m devido à junta de 15 cm na interseção com o trecho subsequente. A Figura 3 apresenta o esquema de unidades do trecho modelado. Observa-se que há uma padronização ao longo da viga contínua com a repetição das unidades VI, VII e VIII com simetria no meio do vão. As unidades possuem diferentes espessuras dos elementos constituintes, de forma que a região dos apoios que se estende 10,4 m para cada lado dos pilares (unid. VIII, V e parte da VII, IV) possui espessura da alma da longarina igual a 16 mm, enquanto no restante do caixão a espessura é igual a 12,5 mm. Nesta mesma região, os enrijecedores longitudinais da mesa inferior são constituídos por chapas de 12,5 mm, diferente do restante da longarina com enrijecedores com espessura de 9,5 mm. Ao longo do comprimento do caixão metálico, as mesas superiores são constituídas por chapas de 25 mm e a inferior 12,5 mm, com exceção da região do apoio sobre P11 e P19, cuja as espessuras são de 37,5 mm e 19 mm respectivamente e as unidades III e parte da II com chapas de 31,5 mm para as mesas superiores e 16 mm para inferior. Em resumo, as regiões sobre os apoios e o meio dos vãos extremos possuem elementos com espessuras superiores comparado ao restante da viga, tendo em vista os maiores esforços solicitantes nessas áreas.

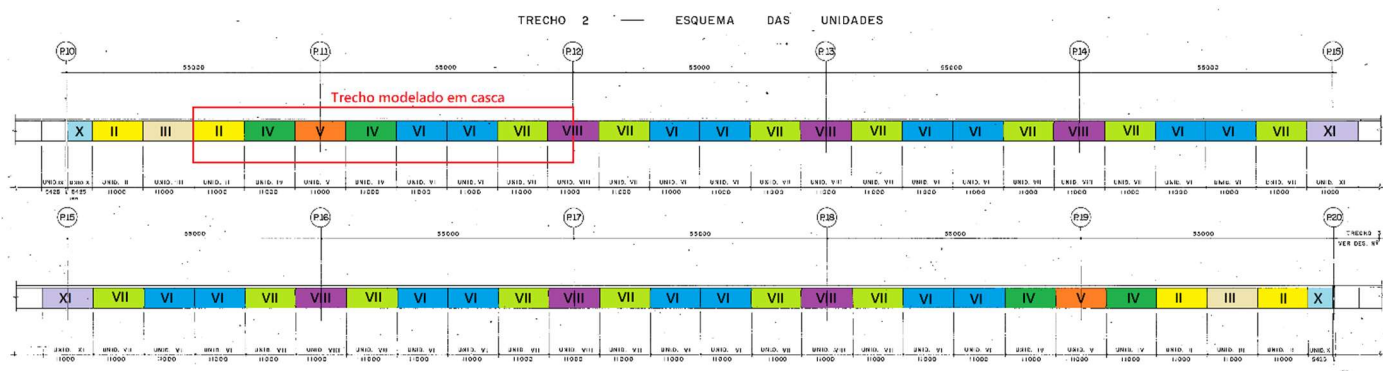


Figura 3 – Esquema das unidades no trecho 2 (adaptado de MASON, 1985).

Com a composição das unidades, é formada a viga contínua de 550 m que constitui o trecho 2. O caixão é enrijecido na longitudinal na mesa inferior e nas almas em todo o comprimento do trecho. Além disso, na região do apoio que se estende 10,4 m para ambos os lados do pilar, a mesa superior possui 3,8 m de largura, de forma que a seção caixão é completamente fechada e enrijecida longitudinalmente, ao contrário do restante da estrutura, com mesas superiores separadas com largura de 80 cm. Ao longo da viga, é possível identificar três tipos de seções transversais enrijecidas apresentadas na Figura 4. O primeiro tipo é a seção do apoio, composta por um diafragma fechado enrijecido com chapas horizontais e verticais, com uma pequena abertura central de 50 cm x 150 cm. Essa seção repete-se sobre todos os apoios. O segundo tipo possui chapas transversais de 600 mm na mesa inferior e superior do caixão e de 400 mm na alma. No vão entre dois pilares, com comprimento de 55 m, essa seção se repete nas posições: 0,60 m; 1,8 m; 3,65 m; 7,35 m; 14,65 m; 18,35 m; 25,65 m; 29,35 m; 36,65 m; 40,35 m; 47,65 m; 51,35 m; 53,20 m e 54,40 m. O terceiro tipo é similar ao segundo, porém as chapas que enrijecem as mesas superiores possuem espessuras maiores, além disso, há um contraventamento em “X” e consoles para instalação das mãos-francesas que apoiam o trecho rodoviário da ponte. Essa seção repete-se a cada 11 m no vão, ou seja, nas posições: 11 m; 22 m; 33 m e 44 m.

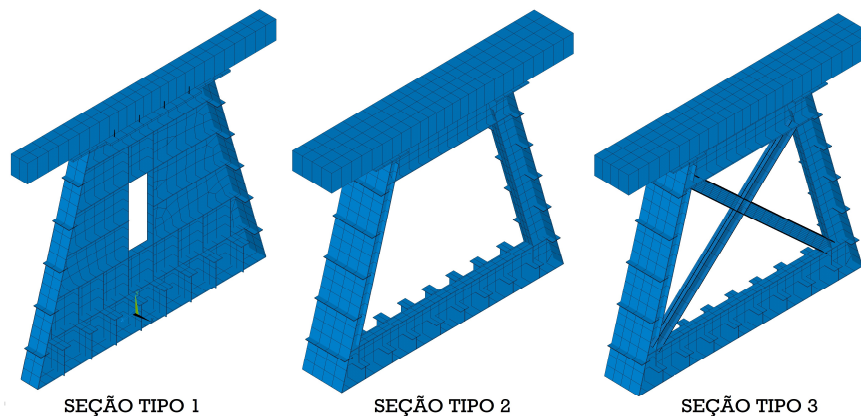


Figura 4 – Seções transversais típicas.

Modelagem numérica

A análise da estrutura foi feita inicialmente em regime linear elástico. Assim, foram definidos apenas o módulo de elasticidade longitudinal e o coeficiente de Poisson para os materiais. Para o aço os valores adotados são iguais a 200 GPa e 0,3 respectivamente. Para o concreto, os valores adotados são iguais a 24 GPa, definido como o módulo de elasticidade secante para concreto C25 e 0,2 para o coeficiente de Poisson.

Para a modelagem foram utilizados elementos do tipo casca e barra, bem como elementos rígidos. Devido à complexidade da geometria e sendo o objeto do estudo a região com protensão do tabuleiro, a modelagem em elementos de casca e, portanto, com representação mais fiel da estrutura, foi restrita a apenas um vão e meio simulando o trecho compreendido entre o meio do vão entre os pilares P10 e P11 e o pilar P12 (Figura 3). Foi utilizado o elemento SHELL 181 com 4 nós e 6 graus de liberdade por nó (translação e rotação em x, y e z), para modelagem do caixão e da laje, com exceção dos enrijecedores longitudinais da alma e mesa superior e do contraventamento em “X”, modelados em elementos de barra do tipo BEAM 188 com 2 nós e 6 graus de liberdade cada. Os conectores de cisalhamento não foram modelados, de forma que, para simular o comportamento misto da viga, os nós do centro das mesas superiores do caixão metálico foram acoplados aos respectivos nós da laje, ou seja, possuem os mesmos deslocamentos e rotações (ver Figura 5). Para os demais vãos, foram modeladas seções equivalentes em aço utilizando as respectivas espessuras de cada unidade em elementos de barra BEAM188. A laje em concreto foi convertida em aço equivalente a partir da relação entre os módulos de elasticidade, conservando o máximo possível o momento de inércia da seção. A conexão do trecho em casca com o vão em barra foi feita utilizando elementos rígidos, MPC184. Todos os nós das seções transversais extremas em casca foram conectados ao nó localizado no centroide da respectiva seção onde também é o nó inicial do elemento de barra do vão subsequente, como pode-se observar na Figura 5. Ao realizar essa conexão, a seção permanece plana após a deformação e todos os nós irão possuir os deslocamentos e rotações iguais ao nó do centroide.

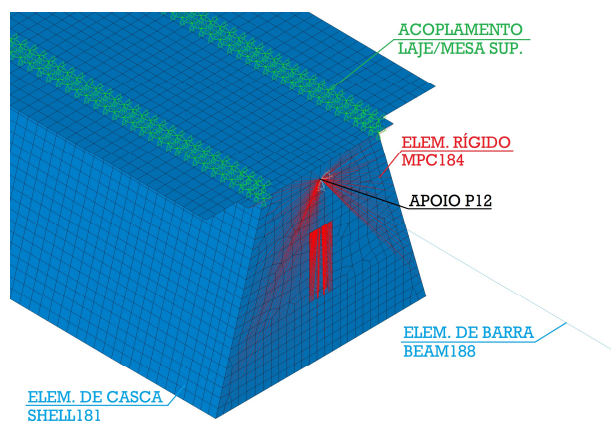


Figura 5 – Transição trecho em casca para barra.

O modelo estrutural utilizado no trecho modelado da ponte é o de viga contínua com aparelhos de apoio móveis e um ponto fixo no pilar central. Assim, na posição dos pilares P10 a P20 foram restringidos os deslocamentos laterais, sendo que no pilar P15 também restringido o deslocamento longitudinal. Quanto à malha, após um estudo da convergência do valor de deslocamento vertical no meio do vão em casca, os elementos foram tomados com dimensão de 25 cm x 25 cm. Malhas mais refinadas aumentaram o custo computacional sem grandes diferenças nos resultados analisados.

Para o carregamento permanente, foram considerados o peso próprio das pistas rodoviárias, 3,8 t/m por pista aplicado nos nós correspondentes aos apoios em mão francesa instalados a cada 11 m no caixão principal ferroviário, além do peso dos elementos fixos como lastro, trilhos e passeios, totalizando 5,1 t/m, aplicados de forma distribuída nos nós do tabuleiro. Quanto a carga móvel ferroviária, a estrutura foi projetada para o trem-tipo Cooper E80 (MASON, 1985). Todavia, o trem-tipo em circulação é composto por duas locomotivas do tipo DASH9 e uma SD70 com 330 vagões GDT (Figura 6). A carga máxima operacional por eixo destes vagões é igual a 32,5 t. Considerando a quantidade de vagões, o comprimento da ponte e a baixa velocidade de circulação dos trens, de forma simplificada, foi adotada uma carga distribuída equivalente de 15 t/m correspondente à ponte totalmente ocupada pelos vagões GDT. Quanto ao coeficiente de impacto vertical, foi adotado o valor de 1,15, correspondente a uma velocidade de 60 km/h, calculado de acordo com a metodologia apresentada pela AREMA (2019).

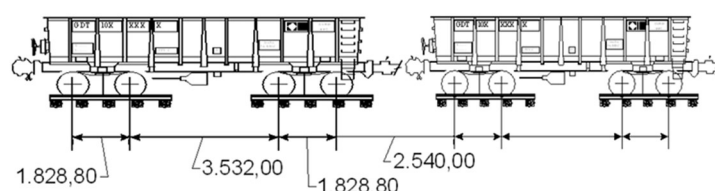


Figura 6 – Trem-tipo vagão GDT (BARBOZA *et al.*, 2016).

Para a carga móvel rodoviária, de acordo com ABNT NBR 7188:2013, utiliza-se o trem-tipo TB450 com uma carga de multidão de 5 kN/m². Por simplificação, neste trabalho foi utilizada apenas a carga de multidão ocupando as duas pistas rodoviárias. Adicionalmente, por recomendação da ABNT NBR 7188:2013, devem ser consideradas os coeficientes de impacto vertical, calculado e igual a 1,20, o coeficiente de número de faixas igual a 1,05 e no comprimento que se estende em 5m para cada lado da junta rodoviária, os esforços devem ser majorados pelo coeficiente de impacto adicional igual a 1,25 para estruturas mistas. As juntas rodoviárias do trecho 2 encontram-se sobre os pilares P10, P12, P15, P18 e P20. Ressalta-se que as cargas provenientes das pistas rodoviárias são aplicadas no modelo nos nós correspondentes aos apoios em mão francesa instalados no caixão metálico (Figura 1).

De acordo com Mason (1985), para o tabuleiro foram utilizados elementos pré moldados, com aberturas para a implantação dos conectores de cisalhamento e juntas entre estes elementos pré moldados, a serem concretadas no local. Desta forma, o tabuleiro de concreto é protendido separadamente da viga metálica, uma vez que o comportamento misto da estrutura só é alcançado após a concretagem dos nichos com os conectores de cisalhamento. Assim, no modelo numérico não foi feita consideração de protensão, com a modelagem dos cabos por exemplo, de forma que a avaliação da fissuração da laje foi feita de forma isolada utilizando os esforços obtidos no modelo.

Validação do modelo numérico

Para a validação do modelo, foram utilizados valores de extensometria sobre o pilar P11. Os valores de deformação foram medidos nos enrijecedores longitudinais da mesa inferior. Adicionalmente, as medições começam com valor zero, representando que a oscilação da deformação é devida apenas à passagem do trem carregado, não considerando a carga permanente. O relatório indica que os dados foram obtidos a partir da passagem do trem-tipo operacional típico a uma velocidade de 9 km/h. Devido à baixa velocidade, não foi considerado o coeficiente de impacto na modelagem numérica. A Figura 7 apresenta os valores obtidos a partir das medições dos extensômetros.

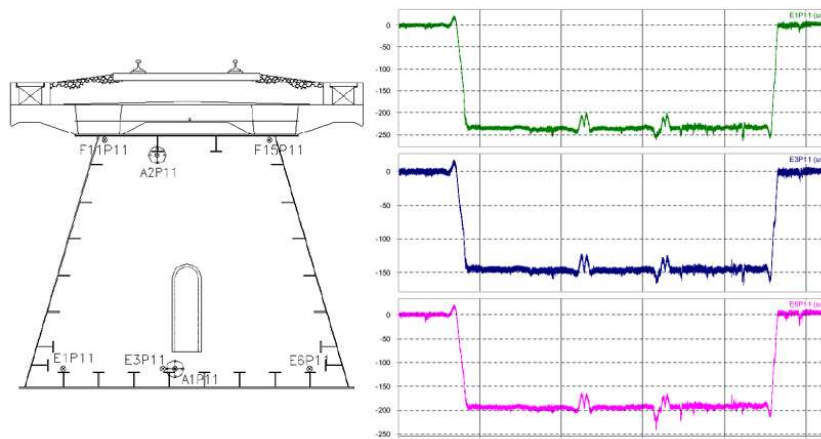


Figura 7 – Resultados dos extensômetros instalados sobre o pilar P11 (VALE, 2013).

Os valores de deformação obtidos no modelo numérico estão apresentados na Tabela 1. Os extensômetros E1P11 e E6P11 estão posicionados de forma simétrica na seção transversal do caixão, de forma que os valores de deformação obtidos no modelo numérico são próximos, diferentemente dos resultados da medição experimental, cujos valores apresentam um desvio de 20% entre eles. Essa variação dos resultados experimentais pode ter ocorrido devido a erros de leitura ou a uma torção da longarina não detectada no modelo numérico. Ainda assim, observa-se que o desvio máximo absoluto foi igual a 15% comparado ao valor obtido na medição experimental, indicando a adequabilidade do modelo numérico proposto.

Tabela 1 – Comparação entre os valores de deformação do modelo numérico e experimentais.

Posição/Extensômetro	Modelo numérico ($\mu\text{m}/\mu\text{m}$)	Medição experimental ($\mu\text{m}/\mu\text{m}$)	Desvio
E1P11	-205	-240	-14,6%
E3P11	-158	-150	5,3%
E6P11	-201	-200	0,5%

Estudo da fissuração do tabuleiro protendido

As placas pré moldadas sobre os apoios, no comprimento que se estende 21,8 m para cada lado do pilar, possuem cordoalhas $12\phi 1/2''$ em aço CP 190RB com força de protensão inicial de 170 t. Conforme apresentado na Figura 8, são 13 cabos dispostos na seção transversal do tabuleiro sobre o apoio, com nichos para aplicação da força de protensão com auxílio de um macaco hidráulico. Também se observa que há nichos para posicionamento dos conectores de cisalhamento. Assim, o estiramento dos cabos foi feito antes do lançamento e cura do concreto, ou seja, é feita uma pré-tensão. Consequentemente, o comportamento misto da estrutura somente é atingido após a protensão do tabuleiro, assim, não foi necessário realizar a modelagem numérica dos cabos, sendo a laje analisada independentemente.

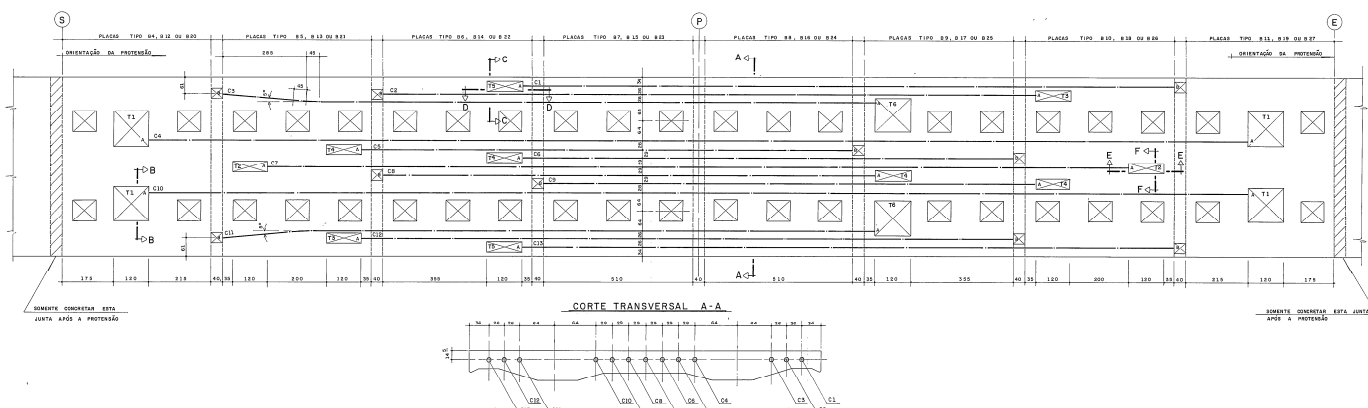


Figura 8 – Protensão sobre o pilar P11 (adaptado de MASON, 1985).

Para avaliação da fissuração na laje, foram consideradas as perdas de protensão nos cabos ao longo do tempo. De acordo com a ABNT NBR 6118:2023, para o caso da pré-tração, a variação da força de protensão deve ser calculada em regime elástico, ou seja, não são consideradas as perdas imediatas. Todavia, de acordo com Mason (1985), quando da concepção da ponte, foram consideradas as perdas por atrito, acomodação da ancoragem e encurtamento imediato do concreto. Adicionalmente, foram consideradas as perdas progressivas devidas à fluência e a retração do concreto e da relaxação das cordoalhas de aço de protensão. Desta forma, na seção imediatamente acima do pilar com a consideração das perdas, de acordo com Mason (1985), a força total de protensão é igual a 1610,67 t, ou seja, há uma perda de 27% da força de protensão inicial de 2210 t (170 t por cabo). Portanto, considerando a posição dos cabos em relação ao centro de gravidade da seção, a tensão de compressão introduzida na face superior do tabuleiro a partir da protensão é igual a 11,85 MPa.

A estrutura situa-se em um ambiente com classe de agressividade ambiental IV, assim, de acordo com a ABNT NBR 6118:2023, a protensão a ser considerada é de nível 3 (protensão completa) e devem ser verificados os estados limites de formação de fissuras (ELS-F) para combinação rara e de descompressão (ELS-D) para combinação frequente. O ELS-D é o estado em que um ou mais pontos da seção transversal a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção, o que não se aplica a estrutura em estudo. Quanto ao ELS-F, o estado limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual à resistência do concreto à tração na flexão ($f_{ct,f}$). Essa resistência é obtida por meio de ensaios ou pode ser considerada como 70% da resistência média à tração do concreto ($f_{ct,m}$), calculada a partir da resistência a compressão (f_{ck}). Portanto, para um concreto C25 ($f_{ck} = 25$ MPa), o valor limite de tensão de tração na seção transversal para abertura de fissuras a ser considerado é igual a 1,8 MPa.

Para a solicitação, deve-se adotar a combinação rara de cálculo. De acordo com a ABNT NBR8681:2003, o coeficiente de ponderação de ações variáveis para pontes ferroviárias é igual a 1. Assim, os esforços devidos à carga permanente e às cargas móveis rodoviária e ferroviária foram somados sem coeficientes de minoração. Ressalta-se que foram utilizados coeficientes de impacto para o caso das cargas móveis, conforme mencionado anteriormente. A solicitação de tração obtida deve ser adicionada à compressão devido a protensão dos cabos no tabuleiro. A Figura 9 apresenta a distribuição de tensão obtida ao longo da largura da laje na seção imediatamente acima do pilar P11. A linha em verde representa a tensão obtida na face superior do tabuleiro com a adição da contribuição da protensão. A linha em vermelho representa o valor limite de tensão máxima na seção transversal para abertura de fissuras.

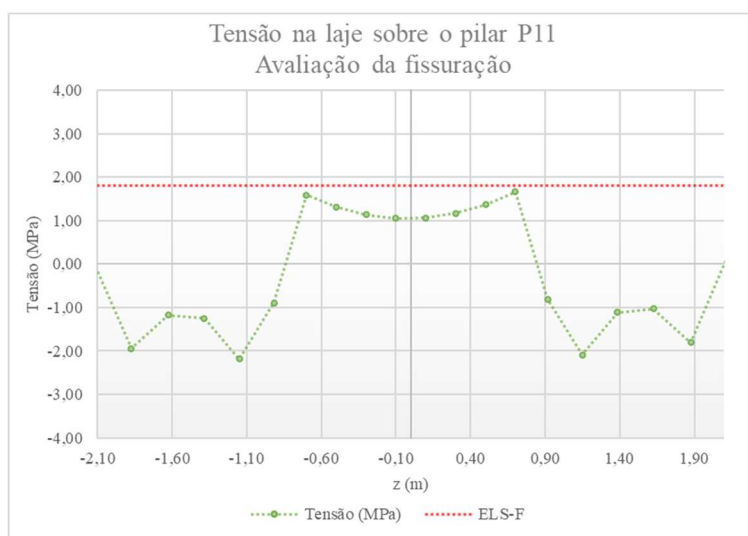


Figura 9 – Avaliação da fissuração da laje sobre o pilar P11.

Observa-se que a tensão na laje permanece abaixo da tensão limite para o estado limite de serviço de formação de fissuras (ELS-F). Os valores maiores de tração estão localizados na região central da laje, sendo que o valor máximo representa 92% do valor limite para ELS-F.

Portanto, a estrutura atende a verificação do estado limite de formação de fissuras e a protensão se mostra como uma estratégia eficiente neste cenário para evitar a infiltração de água na estrutura, causando carbonatação do concreto e corrosão do caixão metálico. Há que se observar, contudo, que a tensão máxima

solicitante se apresenta próxima do limite, indicando que a laje pode sofrer abertura de fissuras ao alcançar perdas de protensão maiores que as estimadas ou caso seja submetida a cargas significativamente superiores às adotadas. Assim, recomenda-se uma manutenção periódica da estrutura para identificação e, se necessário, recuperação, de patologias que possam surgir.

Conclusão

A modelagem numérica apresentada neste trabalho permitiu uma análise detalhada do comportamento da ponte ferroviária sobre o rio Tocantins, uma estrutura com sistema estrutural pouco usual, em viga contínua com caixão metálico misto com concreto protendido sobre os apoios. A utilização do Método dos Elementos Finitos, implementado no *software ANSYS Mechanical APDL*, mostrou-se eficaz na previsão das respostas estruturais da ponte, proporcionando uma alternativa confiável para avaliar sua integridade. A comparação dos resultados obtidos com medições experimentais demonstrou a adequabilidade do modelo numérico proposto, com desvios reduzidos entre os valores simulados e os registrados *in loco*.

A análise da fissuração do tabuleiro protendido indicou que a estrutura atende à verificação do estado limite de formação de fissuras. Ressalta-se que perdas de protensão maiores ou cargas significativamente superiores às adotadas podem alterar o resultado exposto, de forma a ser necessária uma reavaliação. A abertura de fissuras no concreto, apesar de não apresentar um risco direto à segurança por se tratar de um estado limite de serviço relacionado ao conforto do usuário e funcionalidade da estrutura, tende a aumentar a infiltração de água na ponte, podendo causar patologias como a carbonatação do concreto e a corrosão do caixão metálico, reduzindo a resistência da OAE. Desta forma, os resultados destacam a importância da manutenção periódica da ponte, especialmente no monitoramento da perda de protensão e no controle da integridade do tabuleiro de concreto. Além disso, reforçam a necessidade de aprofundamento na literatura sobre estruturas mistas com concreto protendido, visto que o comportamento desse sistema estrutural ainda carece de descrições detalhadas.

Portando, a metodologia numérica proposta se mostra uma ferramenta eficaz para a avaliação de pontes ferroviárias mistas com tabuleiro protendido, auxiliando na previsão de sua resposta estrutural e na tomada de decisões para reforços e manutenções, garantindo a segurança e longevidade da estrutura.

Referências

- AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE-OF-WAY ASSOCIATION (AREMA) – Manual for Railway Engineering. Lanham, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 7189: Cargas móveis para projeto estrutura de obras ferroviárias. Rio de Janeiro, 1985.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- BARBOZA, L., A., T., SOUZA, R., M., SILVA, E., M., L., SOUSA, R., A. Avaliação de Esforços em uma Laje de Tabuleiro de Ponte Ferroviária Levando em Conta Efeitos de Não Linearidade do Material. Proceedings of the XXXVII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering. ABMEC. Brasília. 2016
- BETTAZZI, G. C. Análise da força longitudinal devida à frenagem considerada pela NBR 7187 (2003) através de estudo de caso. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia. Salvador. 2013.
- CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE – CNT. Investimentos públicos e privados em rodovias e ferrovias no Brasil. Conjuntura do Transporte – Investimentos Transporte Terrestre. 2018. Disponível em: <<https://www.cnt.org.br/analises-transporte>>. Acesso em: 22 fev. 2025.
- MASON, J. Ponte sobre o rio Tocantins – Estrada de Ferro Carajás. Publicação da Companhia Vale do Rio Doce. 1985.
- MORENO, J. C. A. Análise numérica de vigas mistas aço-concreto pelo método dos elementos finitos: modelos para os efeitos de longa duração e protensão interna. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2016.

- NICOLETTI, R.; SOUZA, A. S. C. Influência dos estados limites último e de serviço no dimensionamento de pontes e viadutos mistos de aço e concreto em seção caixão. Revista Tecnológica – Universidade Estadual de Maringá, v. 29, n. 1, p. 113-129, 2020.
- SHIM, C. S.; CHANG, S. P. Cracking of continuous composite beams with precast decks. Journal of Constructional Steel Research, v. 59, n. 2, p. 201-214, 2003.
- VALE. Relatório Final - Avaliação Experimental da OAE52 - Ponte Rodoferroviária sobre o Rio Tocantins da EFC. Vol. 3 – Anexo B – Tratamento dos Dados das Monitorações Pré-existentes Realizadas pela Empresa AJL Engenharia. Publicação da Vale S.A. Belém. 2013.