

## Nível de segurança à fadiga proporcionado pelas normas brasileiras para as longarinas de pontes rodoviárias de concreto

Anselmo Leal Carneiro<sup>1</sup>, Enson de Lima Portela<sup>2</sup>, Túlio Nogueira Bittencourt<sup>3</sup>, André Teófilo Beck<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé / [anselmo.lc@hotmail.com](mailto:anselmo.lc@hotmail.com)

<sup>2</sup> Instituto Federal do Ceará / [ensondelima@gmail.com](mailto:ensondelima@gmail.com)

<sup>3</sup> Universidade de São Paulo - Escola Politécnica / [tbitten@usp.br](mailto:tbitten@usp.br)

<sup>4</sup> Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos / [atbeck@sc.usp.br](mailto:atbeck@sc.usp.br)

### Resumo

As pontes rodoviárias, por estarem sujeitas ao tráfego de veículos, são suscetíveis à fadiga. Este trabalho avalia o nível de segurança à fadiga que as normas brasileiras de projeto proporcionam para pontes rodoviárias de concreto com múltiplas longarinas, utilizando dados de pesagem em movimento (weigh-in-motion – WIM) de uma importante rodovia federal brasileira, a BR-381 (Rodovia Fernão Dias). Mediante a regra de Palmgren-Miner, avalia-se a vida útil e os índices de confiabilidade, em relação à fadiga, de longarinas em concreto armado e protendido dimensionadas conforme as normas brasileiras. Verifica-se que os critérios normativos de dimensionamento, que incluem os coeficientes parciais de segurança e a tensão limite para a verificação de fadiga, garantem níveis de segurança à fadiga satisfatórios para as armaduras longitudinais e transversais. O limite normativo máximo de variação de tensão de projeto para a verificação de fadiga dos estribos, embora seja conservador em relação aos valores indicados em normas internacionais, assegura níveis de segurança satisfatórios para as longarinas em concreto armado. Para as longarinas protendidas estudadas, por outro lado, esse limite poderia ser aumentado sem prejuízo à segurança das estruturas.

### Palavras-chave

Pontes rodoviárias; longarinas de concreto; fadiga; vida útil; confiabilidade; pesagem em movimento.

### Introdução

A fadiga ocorre devido às oscilações de tensões provenientes de cargas variáveis em serviço que geram microfissuras e, após um determinado número de ciclos, podem levar à fratura completa do material. Do ponto de vista de projeto, a verificação de fadiga é realizada de acordo com os modelos normativos de carga móvel mediante limitação de variação de tensão em serviço.

Este trabalho avalia o nível de segurança à fadiga que as normas brasileiras de projeto proporcionam para pontes rodoviárias de concreto com múltiplas longarinas, utilizando dados de pesagem em movimento (weigh-in-motion – WIM) de uma importante rodovia federal brasileira, a BR-381 (Rodovia Fernão Dias). Mediante a regra de Palmgren-Miner, avalia-se a vida útil e os índices de confiabilidade, em relação à fadiga das armaduras longitudinais e transversais, de longarinas em concreto armado e protendido dimensionadas conforme as normas brasileiras.

### Resistência à fadiga das armaduras

Para a determinação da resistência à fadiga das armaduras, são utilizadas curvas S-N que relacionam a amplitude de variação de tensão (S) com o número de ciclos (N) necessário à ruptura. O formato geral das curvas S-N é dado pela equação (1), onde “m” e “K” são constantes associadas a determinado intervalo da curva, “N” é o número de ciclos para a falha e “ $\Delta\sigma$ ” é a variação de tensão aplicada. Neste trabalho, são utilizadas as curvas S-N, para as armaduras ativas e passivas, indicadas

no código modelo *fib* (2010). Os parâmetros dessas curvas também podem ser verificados em Carneiro (2021) e Carneiro et al. (2021a, 2021b, 2023).

$$N \cdot \Delta\sigma^m = K \quad (1)$$

No caso de barras dobradas, a *fib* (2010) e o EN 1992-1-1 (2004) indicam que os valores de tensão correspondentes à barra reta devem ser multiplicados pelo fator de redução  $\xi = 0,35 + 0,026D/\phi_s$ , onde “D” é o diâmetro do pino de dobramento ( $D < 25\phi_s$ ) e “ $\phi_s$ ” o diâmetro da barra. De acordo com Plos et al. (2007), as barras dobradas possuem valores reduzidos para a resistência à fadiga, visto que o aço sofre deformação plástica com o dobramento, o que gera tensões residuais locais e microfissuras. Plos et al. (2007) acrescenta, porém, que a redução não se aplica aos estribos, uma vez que ensaios mostram que, na maioria dos casos, a ruptura dos estribos ocorre na parte reta e, portanto, fora do trecho dobrado. No entanto, o fator de redução  $\xi$  é empregado na NBR 6118 (2014) para a determinação da resistência de projeto à fadiga dos estribos. A *fib* (2010) e o EN 1992-1-1 (2004) não indicam valores específicos para os estribos.

Neste trabalho, o dimensionamento dos estribos das longarinas da pontes obedece a resistência de projeto à fadiga indicada pela NBR 6118 (2014). No entanto, para a estimativa de vida útil e o cálculo dos índices de confiabilidade utilizam-se as curvas S-N de barras retas, visto que a ruptura dos estribos ocorre na parte reta (mais detalhes podem ser verificados em Carneiro, 2021).

### Regra de Palmgren-Miner

Para um determinado espectro de cargas, a verificação de fadiga pode ser realizada de acordo com a regra de Palmgren-Miner. Essa regra considera que os danos de fadiga se acumulam linearmente com o número de ciclos aplicado a certo nível de tensões, conforme se indica na Equação (2). A falha ocorre quando o dano total devido ao espectro de cargas (Dano) atinge um valor-limite chamado dano de Miner na falha (DM).

$$Dano = \sum_i \frac{q_i}{N_i} \leq DM \quad (2)$$

onde

$q_i$  é o número de ciclos obtido do espectro de cargas para cada amplitude de variação de tensão;  
 $N_i$  é o número de ciclos correspondente à falha para cada amplitude de variação de tensão (obtido da curva S-N).

Em teoria, o dano de Miner na falha (DM) deveria ser unitário. No entanto, por se tratar de uma regra empírica, verifica-se na prática que o dano crítico é uma variável aleatória. Em análises determinísticas, geralmente se considera  $DM = 1$ .

### Estimativa da vida útil à fadiga

Para estimativa da vida útil à fadiga, considera-se  $DM=1$  na equação (2). Levando-se em conta o dano de fadiga referente ao espectro de cargas de um ano, a vida útil à fadiga, em anos, pode ser estimada de acordo com a expressão (3).

$$VU_{fad} = \frac{1}{Dano_{(1ano)}} \quad (3)$$

### Análise probabilística para vida de fadiga

Para se avaliar a segurança à fadiga com base na regra de Palmgren-Miner, a função de estado-limite, de acordo com Crespo-Minguillón e Casas (1998), é dada pela equação (4).

$$G(X) = DM - \sum_i \frac{1}{N_i} \quad (4)$$

onde

$\mathbf{X}$  é o vetor das variáveis aleatórias envolvidas;

$DM$  é o Dano de Miner na falha, que representa a variável de resistência;

$1/N_i$  é o dano elementar devido a cada ciclo de tensão do espectro de cargas;

$\sum(1/N_i)$  é o dano devido ao espectro de cargas para o período de referência considerado (50 anos ou 100 anos, normalmente, para a vida útil de projeto das pontes), que representa a variável de sollicitação.

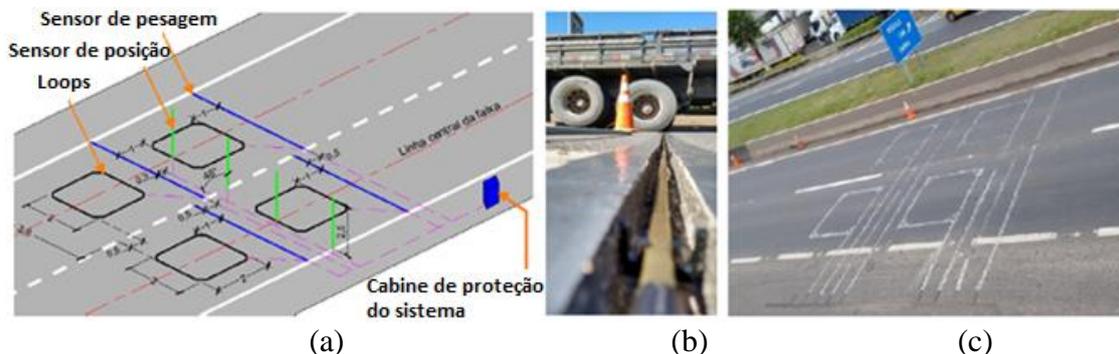
Crespo-Minguillón e Casas (1998) consideram a distribuição de Weibull para representar a variabilidade da resistência à fadiga (número de ciclos para a falha). Com base nessa distribuição, Crespo-Minguillón e Casas (1998) apresentam curvas S-N para o nível de confiança de 50%. Os parâmetros dessas curvas também podem ser verificados em Carneiro (2021) e Carneiro et al. (2021a, 2021b, 2023).

Para indicar a variabilidade do Dano de Miner em ensaios, Crespo-Minguillón e Casas (1998) apresentam a variável  $DM_i$ . Os parâmetros de  $DM_i$ , obtidos de ensaios sob a variação de tensão constante, para os diferentes intervalos das curvas S-N, também podem ser verificados em Carneiro (2021) e Carneiro et al. (2021a, 2021b, 2023). Para um espectro de cargas com variações de tensões referentes a um único intervalo da curva S-N, os parâmetros da variável dependente  $DM$  podem ser obtidos diretamente. Entretanto, para variações de tensões referentes a diferentes intervalos da curva S-N, os parâmetros de  $DM$  podem ser obtidos mediante a ponderação de  $DM_i$  correspondente ao dano do espectro referente a cada intervalo de tensão. Mais detalhes sobre esse procedimento podem ser verificados em Carneiro (2021) e Carneiro et al (2021a, 2021b, 2023).

### Estação de pesagem em movimento (*weigh-in-motion* – WIM)

No que concerne à consideração do tráfego real, este trabalho utiliza registros de veículos obtidos de estação de pesagem em movimento de alta velocidade (*high speed weigh-in-motion* - HS-WIM), conforme se ilustra na Figura 1. O sistema é instalado nas faixas rodoviárias, e os veículos são registrados em tráfego livre, ou seja, não precisam parar ou trafegar em baixa velocidade. Em geral, o sistema é composto por linhas de sensores piezoelétricos, laços indutivos (loops), sensor de temperatura e um dispositivo para coletar e analisar os registros. Os laços indutivos detectam os veículos, medem a distância entre os eixos e a velocidade, enquanto os sensores piezoelétricos são responsáveis pelo peso.

Neste trabalho, são utilizados os dados da estação da BR-381 (Fernão Dias, SP-MG), conforme se ilustra na Figura 1. O sistema foi instalado em julho de 2015, em duas faixas rodoviárias de mesmo sentido (Minas Gerais para São Paulo), e a estação permaneceu em operação até 2019.



**Figura 1 – (a) Layout do sistema HS-WIM na BR-381 (MG-SP), (b) detalhe do sensor de pesagem antes do preenchimento e (c) disposição final na rodovia (os sensores de posição não foram instalados) (Carneiro et al, 2021)**

Para cada veículo que passa sobre os sensores o sistema fornece informações, como dia, hora, faixa, velocidade, comprimento total, peso total, distância entre eixos e peso de cada eixo. Neste trabalho, os registros são analisados por meio de planilhas do *Microsoft Excel*. De acordo com Portela (2018),

o erro do sistema da BR-381, em relação ao peso total dos caminhões, está em torno de 10% (após as calibrações).

### **Filtragem dos dados WIM**

Mesmo com as calibrações, o sistema pode apresentar dados que aparentemente são incorretos. Além disso, diversos dados são desnecessários para o estudo da carga móvel em pontes. Veículos de passageiros e caminhões leves, por exemplo, podem ser desprezados, nas análises de fadiga, tendo em vista as solicitações irrelevantes que provocam.

A listagem seguinte apresenta, em ordem, os filtros aplicados. Os critérios foram selecionados mediante a consulta às resoluções do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e catálogos de fabricantes. Veículos que se enquadram em qualquer um dos filtros foram excluídos.

- 1-  $PBT \leq 62 \text{ kN}$ , onde “PBT” é o peso bruto total do veículo;
- 2-  $P_i \leq 22 \text{ kN}$ , onde “ $P_i$ ” é o peso por eixo;
- 3-  $P_d > 320 \text{ kN}$ , onde “ $P_d$ ” é o peso referente ao tandem duplo;
- 4-  $d_i \leq 0,92 \text{ m}$ , onde “ $d_i$ ” é a distância entre eixos;
- 5-  $C > 36 \text{ m}$ , onde “ $C$ ” é o comprimento total do veículo;
- 6-  $C > 15,4 \text{ m}$  e  $PBT \leq 104,3 \text{ kN}$ ;
- 7-  $P_i > 180 \text{ kN}$ ;
- 8-  $PBT \geq 1,1 \cdot \sum P_i$  ou  $PBT \leq 0,9 \cdot \sum P_i$ , onde “ $\sum P_i$ ” representa a soma dos pesos dos eixos;
- 9-  $\sum d_i > C$ , onde “ $\sum d_i$ ” representa a soma das distâncias entre eixos;
- 10-  $C < 5 \text{ m}$ ;
- 11-  $V > 170 \text{ Km/h}$ , onde “ $V$ ” é a velocidade do veículo;
- 12-  $P_1 > 100 \text{ kN}$ , onde “ $P_1$ ” é o peso do primeiro eixo (dianteiro);
- 13-  $PBT > 1500 \text{ kN}$ .

Os filtros 1 e 2 eliminam caminhões leves e carros de passeio, sendo aqueles que mais eliminam dados (excluem 71,5 % dos registros). Os demais filtros, que excluem juntos 1,5% dos registros, eliminam possíveis erros relativos a dados incoerentes, em que alguns estão relacionados com os limites dos fabricantes. A quantidade média de veículos diários registrados é de 13.292 antes e 3.632 depois da filtragem. Mais informações sobre os dados WIM e as estatísticas de tráfego podem ser verificados em Carneiro (2021), Carneiro et al. (2021, 2023) e Portela (2018).

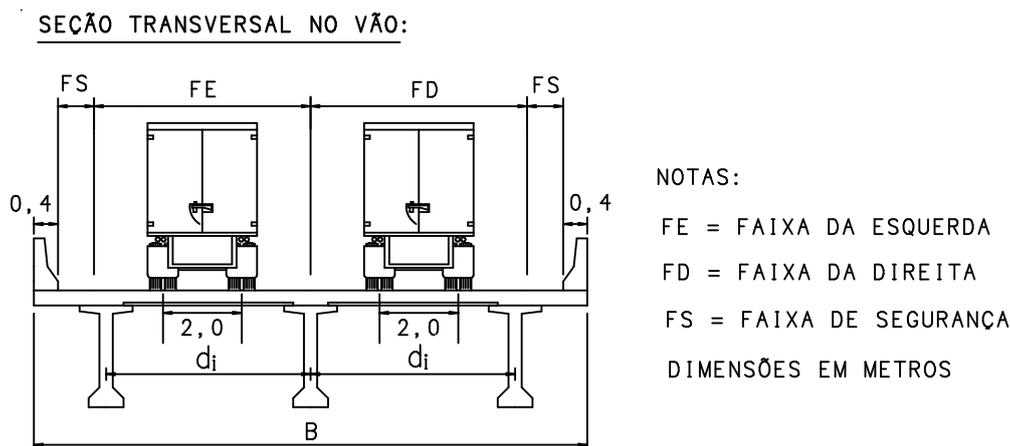
Para se avaliar a segurança das pontes consideradas, consideram-se os registros da estação WIM de setembro de 2016 a maio de 2017 (273 dias). Tendo em vista a possibilidade de crescimento do tráfego, o volume diário médio de caminhões (VDMC) para duas faixas é aumentado para 5.000 veículos. A correção no volume de tráfego, portanto, é feita multiplicando-se o dano calculado para o tráfego do WIM pela razão 5000/3632.

### **Pontes analisadas**

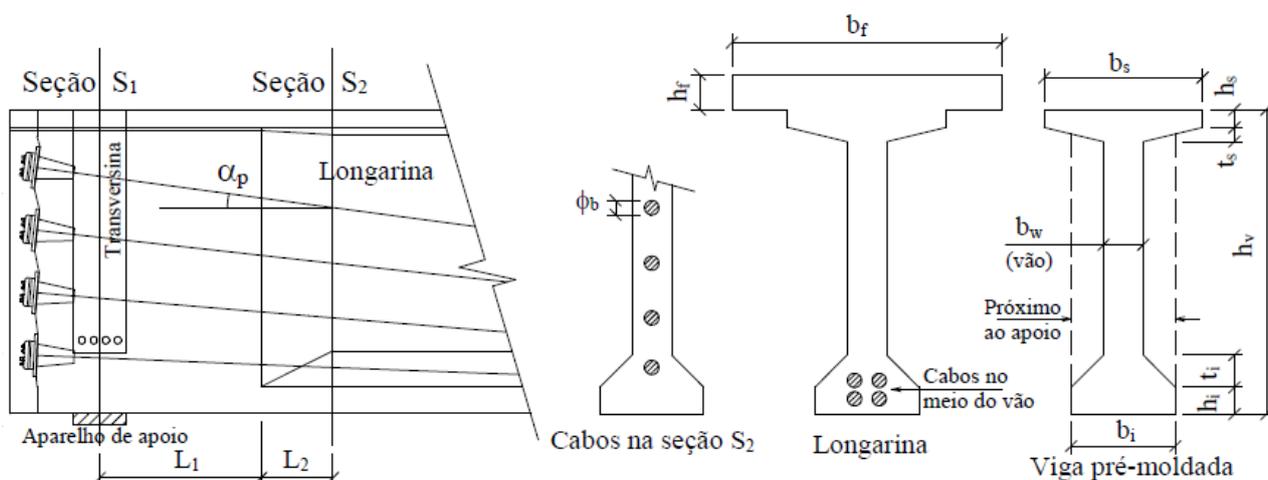
Para a avaliação da segurança à fadiga, consideram-se concepções de pontes de concreto com múltiplas longarinas biapoiadas, sem transversinas intermediárias, com vãos entre 10 e 41 metros, que representam o sistema estrutural mais adotado atualmente para as pontes brasileiras (neste trabalho, o termo “pontes” engloba também os viadutos). Ao todo, utilizam-se 22 estruturas (20 com longarinas com armadura ativa e passiva e 2 com longarinas com armadura passiva apenas, que são as pontes de número 1 e 2 nas Tabelas 1 e 2), em que as dimensões foram obtidas de pontes reais. O enfoque é dado a longarinas protendidas, uma vez que é a solução mais comum para os projetos atuais. Os tabuleiros possuem duas ou três faixas de tráfego, onde se verificam também faixas de segurança, acostamentos e/ou passeios. Um exemplo de seção transversal é indicado na Figura 2. Na Figura 3 é indicado alguns detalhes das longarinas.

De posse dos projetos estruturais de todas as pontes, as longarinas foram dimensionadas de acordo com as normas brasileiras de projeto (NBR 6118, 2014; NBR 8681, 2003; NBR 7188, 2013; NBR 7187, 2003), considerando os estados-limites último, de serviço e fadiga. Apesar dos projetos estruturais apresentarem as armaduras, optou-se por redimensionar as longarinas, uma vez que possíveis detalhamentos indicados nos projetos além do que prescrevem as normas indicariam níveis

de segurança elevados e não refletiria diretamente o nível de segurança que as normas proporcionam. Para todas as pontes foi utilizada a protensão limitada e as perdas de protensão foram consideradas em 25%. Para a pavimentação, considerou-se uma carga total 3,2 kN/m<sup>2</sup> (5 cm de espessura de concreto simples e carga adicional de recapeamento de 2 kN/m<sup>2</sup>). O coeficiente de impacto adicional (CIA) da NBR 7188 (2013) não foi considerado no dimensionamento das longarinas, uma vez que ele deve ser aplicado apenas em lajes e transversinas próximas às juntas. Mais detalhes sobre as armaduras obtidas para as longarinas, assim como as principais dimensões das pontes, podem ser verificadas em Carneiro (2021). Tanto para o projeto quanto para a determinação das solicitações provocadas pelo tráfego, a distribuição transversal das cargas foi realizada de acordo com método de Fauchart, conforme apresentado em Stucchi e Skaf (2006), com auxílio do programa Ftool (2018).



**Figura 2 – Exemplo de seção transversal de uma das pontes analisadas (Carneiro, 2021)**



### Determinação das solicitações provocadas pelo tráfego

Para a distribuição transversal das cargas nas vigas longarinas, mediante o método de Fauchart, os veículos são considerados centralizados nas faixas de tráfego e adota-se o valor de 2 metros para a distância transversal entre rodas, conforme ilustrado na Figura 2.

Para a análise longitudinal, calcula-se o momento fletor no meio do vão e a força cortante e o momento torçor adjacentes ao apoio, onde as linhas de influência foram implementadas no *Microsoft Excel*. Para a determinação da força cortante e do momento torçor na seção crítica (seção S<sub>2</sub>, indicada na Figura 3, que não possui alargamento da alma), as solicitações obtidas pela linha de influência foram linearmente reduzidas.

Para considerar a amplificação dinâmica, utiliza-se o fator apresentado em Almeida *et al.* (2010), conforme se verifica em Carneiro (2021) e Carneiro *et al.* (2021, 2023).

A passagem do tráfego ao longo do vão gera ciclos de solicitações irregulares, com frequências e amplitudes variáveis, que não possibilitam o emprego direto da regra de Palmgren-Miner. Para tanto, este trabalho utiliza o método de contagem *Rainflow*, mediante a função disponível no *Matlab*, que possibilita a obtenção dos ciclos individuais. Antes da aplicação do *Rainflow*, implementou-se uma rotina, em *Microsoft Excel*, para a obtenção do registro das solicitações, nas seções indicadas (seção do meio do vão para o momento fletor e seção adjacente ao apoio para a força cortante e o momento torçor), devido à passagem do tráfego ao longo do vão da estrutura. O registro é obtido tanto para passagem de veículos isolados quanto para múltiplas presenças. Para identificar as situações de veículos isolados e múltiplas presenças, foi implementada uma rotina aos dados do WIM, em *Microsoft Excel*, que utiliza as seguintes informações: faixa de tráfego do veículo, velocidade do veículo, horário em que o veículo passa no sensor, comprimento total do grupo de eixos do veículo e comprimento do vão da ponte. Mais detalhes podem ser verificados em Carneiro (2021) e Carneiro et al. (2021).

Com as solicitações do tráfego, calcula-se a variação de tensão nas armaduras e o dano gerado para cada longarina da ponte. De modo geral, a variação de tensão nas armaduras  $\Delta\sigma$  é calculada com  $\Delta\sigma = \sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n}$ , onde  $\sigma_{m\acute{a}x}$  e  $\sigma_{m\acute{i}n}$  são as tensões máxima e mínima, respectivamente. As formulações para o cálculo da variação de tensão nas armaduras podem ser verificadas em Carneiro (2021) e Carneiro et al. (2021a, 2021b, 2023).

### Estimativa da vida útil à fadiga

Para o cálculo do dano, mediante a expressão (2), utilizam-se as curvas S-N da *fib* (2010), onde todas as variáveis são consideradas com os valores determinísticos. A resistência do concreto em relação à força cortante é considerada com  $f_{ct} = f_{ctd}$ , onde  $f_{ctd} = 0,15f_{ck}^{2/3}$ . O dano calculado é extrapolado para o período de um ano considerando  $VDMC=5000$  e, com a expressão (3), estima-se a vida útil à fadiga das longarinas.

As armaduras longitudinais (ativa e passiva) apresentam em todas as pontes estimativas superiores a 4.000 anos, o que indica vida útil ilimitada à fadiga. Utilizando a curva S-N da *fib* (2010) para armadura passiva reta, as estimativas para os estribos estão apresentadas na Tabela 1. Verifica-se que a maioria das estimativas supera 1.000 anos, o que indica vida útil ilimitada à fadiga. É importante ressaltar que a utilização da curva S-N de barra reta para os estribos é indicada em diversas publicações, conforme indicado na parte inicial deste trabalho.

**Tabela 1 – Estimativas de vida útil à fadiga ( $VU_{fad}$ ), em anos, para os estribos**

Modelo	Número da ponte	$VU_{fad}$ utilizando $f_c = f_{ck}$	$VU_{fad}$ utilizando $f_c = f_{cd}$
Modelo de treliça I	1	847	546
	2	464	464
	3	> 1.000	756
	4	> 1.000	479
	14	> 1.000	156
	Todas as outras*	> 1.000	> 1.000
Modelo de treliça II	4	> 1.000	587
	14	> 1.000	157
	Todas as outras*	> 1.000	> 1.000

\*Nota: Para as pontes não listadas, as estimativas superam 1.000 anos.

No modelo II, considera-se  $\theta = 30^\circ$ .

## Índices de confiabilidade

Na literatura, verifica-se uma considerável variação para o valor do índice de confiabilidade desejável à fadiga ( $\beta_{alvo}$ ). Para um período de referência de 50 anos, o código modelo *fib* (2012) considera  $\beta_{alvo} = 3,1$  para calibração dos coeficientes parciais de segurança à fadiga.

Os índices de confiabilidade são calculados mediante a avaliação da equação de estado-limite (4) para o período de vida útil de projeto de 50 anos (compatível com o  $\beta_{alvo}$  da *fib*, 2012), para as armaduras longitudinal e transversal. Em cada ponte, os índices de confiabilidade são calculados para a longarina que apresentou o maior dano devido ao espectro de cargas, em relação à armadura longitudinal e transversal.

As variáveis aleatórias consideradas podem ser verificadas em Carneiro (2021) e Carneiro et al. (2021a, 2021b, 2023). Para cada variável aleatória, referente à análise da armadura longitudinal ou transversal, geram-se 50 valores mediante a técnica de simulação LHS, com o auxílio do MATLAB. Para cada simulação, calculam-se as variações de tensão nas armaduras considerando os dados do sistema WIM. Assim, o valor de  $\sum(1/N_i)$ , que representa o dano devido ao espectro de cargas, também é calculado para cada simulação, mediante as curvas S-N correspondentes ao nível de confiança de 50%, e extrapolado para o período de referência desejado (50 anos), considerando a correção no VDMC. Com os valores do dano devido ao espectro de cargas, obtêm-se a distribuição de probabilidade e os parâmetros da variável dependente  $\sum(1/N_i)$ , que representa variável de sollicitação na equação de estado-limite (4). A variação de tensão nas armaduras e o dano devido ao espectro de cargas, representado por  $\sum(1/N_i)$ , são calculados mediante as planilhas desenvolvidas no Microsoft Excel, enquanto as simulações e a obtenção dos parâmetros são realizadas no MATLAB.

Para um espectro de cargas com variações de tensões referentes a diferentes intervalos da curva S-N, os parâmetros da variável dependente DM, que representa variável de resistência na equação de estado-limite (4), são obtidos mediante a ponderação das variabilidades do dano de Miner em ensaios sob a variação de tensão constante. Esse procedimento é explicado com mais detalhes em Carneiro (2021).

Utilizando-se o método FORM, com o auxílio do programa StRAnD (2008), obtêm-se os índices de confiabilidade à fadiga  $\beta_i$  das longarinas, para o período de referência de 50 anos, conforme indicado nas Figuras 4, 5, 6 e 7. Nessas figuras, cada ponto indica o índice de confiabilidade de uma longarina de ponte. Verifica-se que, em todas as pontes, as armaduras longitudinais e transversais apresentam índices de confiabilidade à fadiga superiores ao valor desejável para projeto ( $\beta_{alvo} = 3,1$ ).

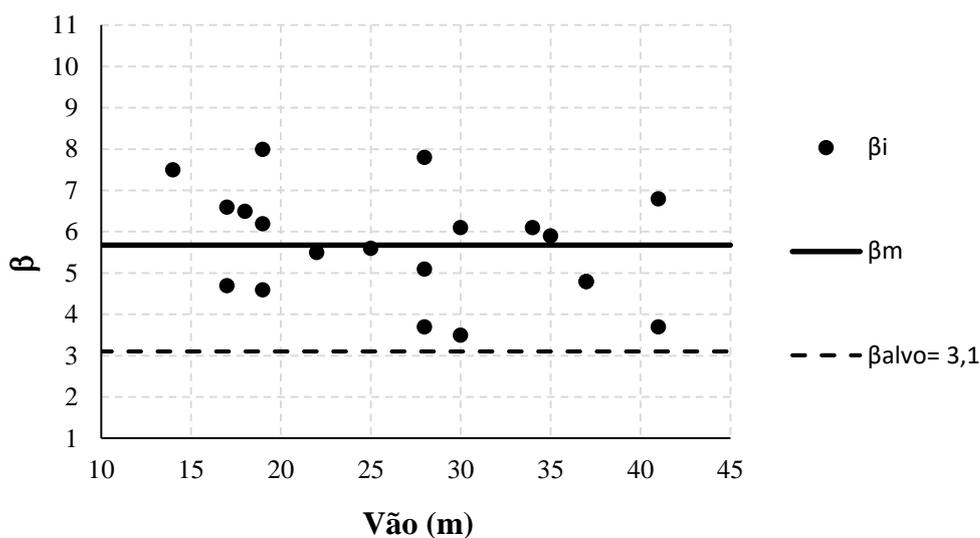


Figura 4 – Índices de confiabilidade para a armadura ativa

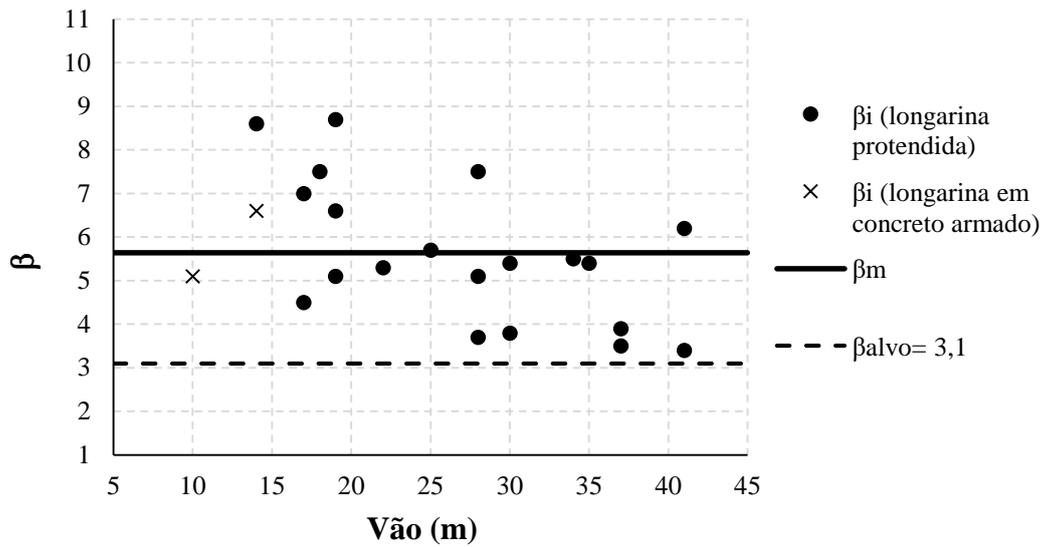


Figura 5 – Índices de confiabilidade para a armadura passiva longitudinal

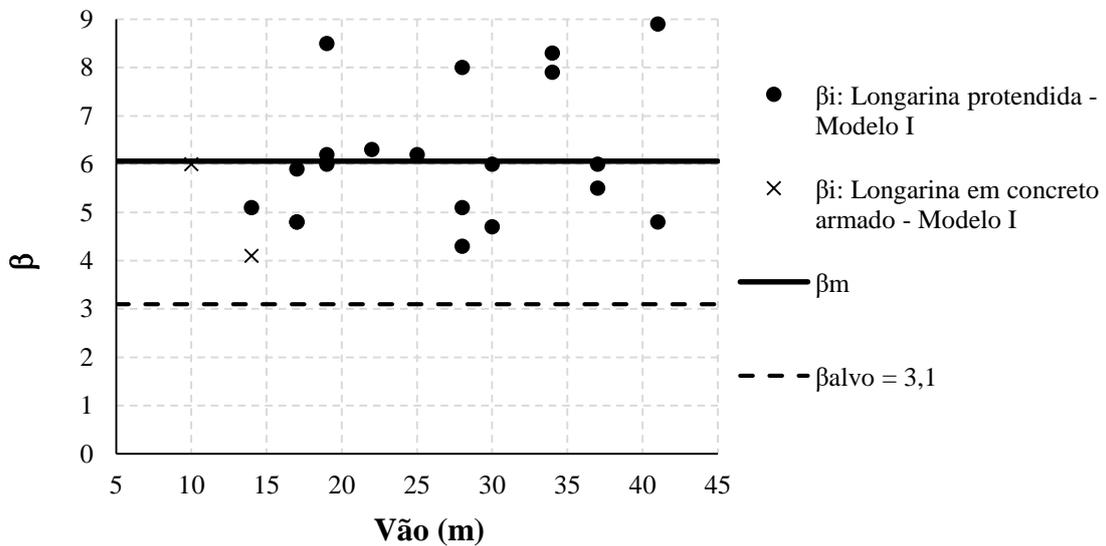


Figura 6 – Índices de confiabilidade para os estribos – modelo de treliça I

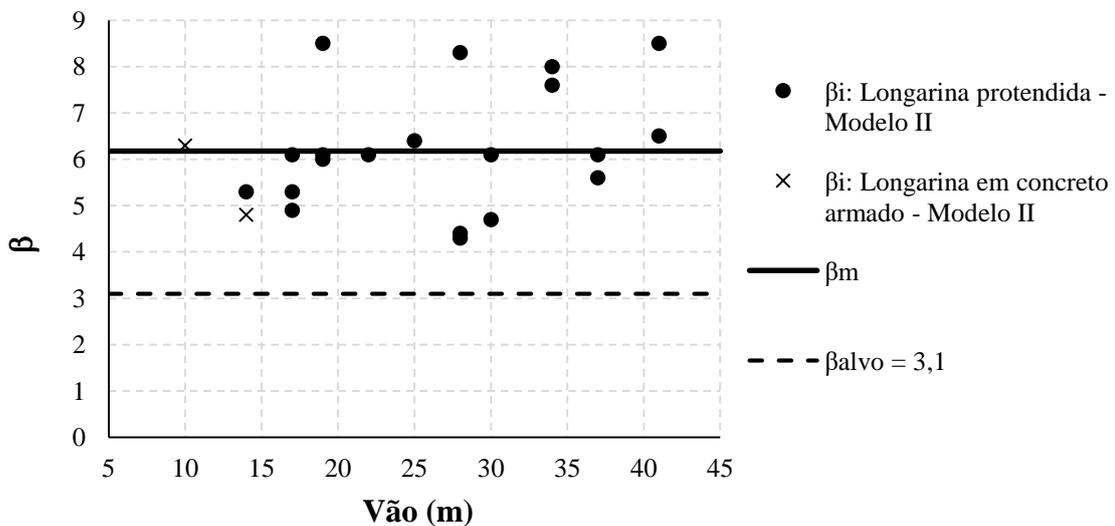


Figura 7 – Índices de confiabilidade para os estribos – modelo de treliça II com  $\theta = 30^\circ$

## Redimensionamento das pontes utilizando $\Delta_{f_{sd},f_{ad}} = 190$ MPa para os estribos e reavaliação da segurança

Tendo em vista que os estribos de todas as pontes apresentaram índices de confiabilidade superiores ao recomendado pela *fib* (2012) (utilizando a curva S-N de barra reta na análise de segurança), a variação limite de tensão de projeto à fadiga,  $\Delta_{f_{sd},f_{ad}}$ , da NBR 6118 (2014) é reavaliada nesse item. Nesse caso, todas as pontes analisadas são redimensionadas utilizando  $\Delta_{f_{sd},f_{ad}} = 190$  MPa para os estribos (o mesmo valor de barra reta para  $\phi_s \leq 16$  mm), e os níveis de segurança são recalculados com base na metodologia já apresentada. Considera-se o modelo de treliça II (modelo mais refinado) com  $\theta = 30^\circ$  tanto para o dimensionamento quanto para a avaliação da segurança, e utilizam-se as curvas S-N de barras retas para o cálculo das estimativas de vida útil e índices de confiabilidade. Neste redimensionamento, o dimensionamento dos estribos de todas as pontes foi governado pelo ELU, isto é, a verificação de fadiga não afetou o cálculo das áreas de aço. Mais detalhes sobre as armaduras obtidas podem ser verificadas em Carneiro (2021). As novas áreas de aço dos estribos, para a seção crítica de cada ponte, assim como as respectivas estimativas de vida útil e índices de confiabilidade à fadiga, estão indicados na Tabela 2.

**Tabela 2 – Áreas de aço para os estribos considerando  $\Delta_{f_{sd},f_{ad}} = 190$  MPa, estimativas de vida útil e índices de confiabilidade à fadiga (modelo de treliça II com  $\theta = 30^\circ$ )**

Número da ponte	$A_{sw}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$VU_{fad}$ (anos) utilizando $f_c = f_{ck}$	$VU_{fad}$ (anos) utilizando $f_c = f_{cd}$	$\beta$
1	8,92	8,7	8,7	1,8
2	9,82	14,5	14,5	1,6
3	5,71	> 1.000	> 1.000	5,3
4	5,24	> 1.000	587	4,9
5	10,91	173	83,2	3,4
6	12,27	> 1.000	> 1.000	5,5
7	8,98	> 1.000	> 1.000	6,0
8	12,27	> 1.000	> 1.000	4,3
9	8,98	> 1.000	> 1.000	8,5
10	10,91	> 1.000	> 1.000	5,2
11	9,82	> 1.000	> 1.000	4,3
12	9,82	> 1.000	88,5	3,2
13	7,85	> 1.000	> 1.000	8,3
14	6,98	> 1.000	157	4,3
15	10,91	> 1.000	768	4,3
16	6,28	> 1.000	> 1.000	6,1
17	5,24	> 1.000	> 1.000	8,0
18	5,24	> 1.000	> 1.000	7,6
19	9,82	> 1.000	> 1.000	4,7
20	9,82	> 1.000	636	4,8
21	10,91	> 1.000	> 1.000	8,5
22	14,02	967	967	4,3

Verifica-se, na Tabela 2, que apenas as longarinas em concreto armado (pontes número 1 e 2) apresentam estimativas menores que 50 anos e índices de confiabilidade inferiores ao valor alvo para

projeto ( $\beta_{alvo} = 3,1$ ). Assim, para as longarinas protendidas avaliadas neste trabalho, o valor de  $\Delta_{fsd,fad} = 85$  MPa previsto na NBR 6118 (2014) poderia ser aumentado para  $\Delta_{fsd,fad} = 190$  MPa, o que gera, em algumas pontes, economia na armadura transversal. Para as longarinas em concreto armado, por outro lado, justifica-se a utilização de valor reduzido para  $\Delta_{fsd,fad}$ , visto que os níveis de segurança para essas pontes foram satisfatórios quando se utilizou  $\Delta_{fsd,fad} = 85$  MPa no dimensionamento (Figura 6 e Figura 7). Além disso, é importante que sejam consideradas taxas maiores de armadura transversal para as longarinas em concreto armado, uma vez que elas não possuem o efeito favorável da protensão (força vertical no sentido oposto à aplicação das cargas e compressão).

## Conclusões

Do exposto conclui-se que os critérios de dimensionamento das normas brasileiras, que incluem a carga móvel, os coeficientes parciais de segurança e a tensão limite para verificação de fadiga  $\Delta_{fsd,fad}$ , garantem níveis de segurança à fadiga satisfatórios para as longarinas de pontes de concreto com múltiplas longarinas biapoiadas, que representam uma parcela significativa das pontes construídas atualmente no Brasil. O limite normativo máximo de variação de tensão de projeto para a verificação de fadiga dos estribos, embora seja conservador em relação aos valores indicados em normas internacionais, assegura níveis de segurança satisfatórios para as longarinas em concreto armado. Para as longarinas protendidas estudadas, por outro lado, esse limite poderia ser aumentado sem prejuízo à segurança das estruturas.

## Referências

- ALMEIDA, P. A. O; RODRIGUES, J. F. S; LIMA, A. B. Critérios de otimização de projetos de pontes a partir de espectros de aceleração induzidas por veículos nos tabuleiros, LSE, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ações e segurança nas estruturas. – Procedimento. - NBR 8681, Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas - NBR 7188, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de Estruturas de Concreto. – Procedimento. - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de Pontes, Viadutos e Passarela de Concreto - NBR 7187, Rio de Janeiro, 2021.
- BECK, A.T. StRAnD – Structural Reliability Analysis and Design: manual do usuário. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.
- CARNEIRO, A. L. Avaliação do nível de segurança à fadiga proporcionado pelas normas brasileiras de projeto em relação às longarinas de pontes rodoviárias de concreto. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2021.
- CARNEIRO, A. L.; PORTELA, E. L.; BITTENCOURT, T. N; BECK, A. T. Fatigue safety level provided by Brazilian design standards for a prestressed girder highway bridge, Rev. IBRACON Estrut. Mater., 14 (4), 2021 (a).
- CARNEIRO, A. L.; PORTELA, E. L.; BITTENCOURT, T. N; BECK, A. T. Avaliação do nível de segurança à fadiga proporcionado pelas normas brasileiras de projeto em relação à uma ponte rodoviária com longarinas protendidas, XII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 2021 (b).
- CARNEIRO, A. L.; PORTELA, E. L.; BITTENCOURT, T. N; BECK, A. T.; CARVALHO, H. Fatigue safety assessment of longitudinal and transverse reinforcements for concrete girder bridge designs, Structure and Infrastructure Engineering, 19:1, 93-112, 2023.
- CRESPO-MINGUILLÓN, C.; CASAS, J. R. Fatigue reliability analysis of prestressed concrete bridges. Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 12, 1458-1466, 1998.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1992-1-1, 2004.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). Model Code 2010 - Volume 1, 2012.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). Model Code 2010 - Volume 2, 2010.
- FTOOL – Two-dimensional Frame Analysis Tool: versão 4.00 (básica). Luiz Fernando Martha, 2018. Disponível em <http://www.ftool.com.br>
- PLOS, M. et al. Non-Linear Analysis and Remaining Fatigue Life of Reinforced Concrete Bridges (Background document D4.5), Sustainable Bridges - Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives, 2007.
- PORTELA, E. L. Analysis and development of a live load model for Brazilian concrete bridges based on WIM data. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2018.
- STUCCHI, F. R.; SKAF, K. J. Pontes e grandes estruturas: projeto de superestrutura em concreto protendido, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.