Otimização da Proporção Entre Balanço e Vão de Pontes de Concreto Armado de Duas Longarinas com Base na Fadiga das Armaduras

Daniel Braz¹ José Neres da Silva Filho² Rodrigo Barros³ Normando Lima de Oliveira Filho⁴

Resumo

As pontes e viadutos estão sujeitos a cargas em movimento que causam oscilações de tensões e, consequentemente, a fadiga dos materiais constituintes, especialmente do aço. A fim de evitar danos estruturais e visando a otimização de projeto, são analisados quatro modelos de ponte de concreto armado de duas longarinas à luz das normatizações brasileiras e europeias. O modelo com proporção de 10% entre as dimensões do balanço e vão foi o mais satisfatório, não somente sobre o ponto da fadiga das armaduras de flexão, mas do ponto de vista econômico. Da comparação dos resultados gerados conclui-se que o tratamento normativo europeu é mais conservador que o brasileiro.

Palavras-chave: Fadiga; pontes de concreto armado; armaduras de flexão.

Introdução

As pontes e viadutos estão sujeitos a cargas em movimento que causam oscilações de tensões e, consequentemente, a fadiga dos materiais constituintes, especialmente do aço. Para que danos significativos não ocorram, a satisfação das verificações normativas é indispensável. Além da segurança estrutural, práticas de projeto otimizadoras são bem-vindas e estimuladas.

Com estes aspectos em mente, serão analisados quatro modelos de ponte de concreto armado de duas longarinas, cada um com uma proporção entre o balanço e o vão principal – fixos em 20 m para os quatro modelos –, à luz das recomendações normativas brasileiras e europeias. Dos resultados, será proposta a proporção mais eficiente (vão/balanço), sob o ponto de vista econômico (taxa de armadura) e da fadiga das armaduras.

Fadiga nas armaduras

Conceitua-se fadiga como um modo de ruptura que envolve a formação e crescimento de uma fissura em um componente estrutural, devido às deformações causadas por carregamentos variáveis no tempo (BARONI, 2010). A ruptura ocorre sem que o nível

de tensões ultrapasse o limite elástico do material (CAIXETA, 2010). Potencialmente, qualquer tensão que varie no tempo pode provocar ruptura por fadiga, sendo as mais críticas as variações de maior amplitude e aquelas em que há inversão de sinal (BRAZ, 2016).

No aço, a fadiga caracteriza-se pela ruptura a uma tensão inferior à tensão de escoamento quando submetido a uma dada amplitude de variação de tensões após um grande número de ciclos. Esta tensão, no entanto, deve ser superior ao respectivo limite de fadiga. Influem na fadiga o tipo de aço, as formas das nervuras, o diâmetro e curvatura das barras, emendas, ancoragens e amplitude de variação de tensão. Nota-se que o número de ciclos que ocasiona a fadiga em uma barra é maior quanto menor for a amplitude de variação de tensões na armadura.

Tratamentos normativos

A seguir, apresentam-se os principais aspectos normativos, nacionais e europeus, para o dimensionamento das longarinas dos modelos (Quadro 1) e análise da fadiga do aço das armaduras (Quadro 2).

A ABNT NBR 7188:2013, além de definir o veículo de projeto TB-450, estabelece coeficientes de ponderação das cargas verticais móveis a saber: CIV

Universidade de Brasília / Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil / danielhlbraz@gmail.com

^{2.3} Universidade Federal do Rio Grande do Norte / Departamento de Engenharia Civil / jneres@ect.ufrn.br; barroscivil@gmail.com

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT/SR-PB / normfilho@yahoo.com.br

(coeficiente de impacto vertical), CNF (coeficiente do número de faixas) e CIA (coeficiente de impacto adicional).

A EN 1991-2:2003, por sua vez, estabele quatro modelos de carga vertical possíveis, dentre os quais o utilizado nesta análise, o *Load model* 1, apresentado na Figura 1. Nesta constam os valores característicos de Qik (carga de eixo ou *tandem system* TS) e q_{ik} (uniformemente distribuída ou UDL *system*) com amplificação dinâmica para cada faixa de projeto.

Conforme o Quadro 2, a verificação nacional da fadiga do aço é satisfeita se a máxima variação de tensão calculada $\Delta\sigma_s$ para a combinação frequente de cargas for, no máximo, igual $\Delta f_{\rm sd,fad}$. Os valores desta resistência à fadiga são apresentados pela ABNT NBR 6118:2014, e.g. 185 MPa (ϕ = 20 mm), 175 MPa (ϕ = 25 mm) e 165 MPa (ϕ = 32 mm) para armadura passiva, aço CA-50, 2 x 106 ciclos e barras retas ou dobradas com D \geq 25 ϕ .

Diferentemente da normatização brasileira, o Eurocode traz cinco modelos de carga móvel específicos para a análise da fadiga, dentre os quais o *Fatigue load model* 3 (Figura 2), dotado de 120 kN por eixo.

Segundo o Anexo B da EN 1991-2:2003, para camadas novas de pavimento de boa rugosidade, adota-se fator de amplificação dinâmica $\phi_{\text{fat}}=1,2.$ Especificamente para a verificação do aço, as ações de eixo do Fatigue load model 3 devem ainda ser multiplicadas por 1,75 (verificação da tensão em apoios intermediários em pontes contínuas) ou 1,40 (verificação em outras áreas) para determinação da amplitude de tensão $\Delta\sigma_{\text{s,Ec}}$. A partir desta calcula-se a amplitude de tensão solicitante $\Delta\sigma_{\text{s,equ}}$, sendo λ_{s} o fator de dano equivalente para fadiga que leva em conta condições específicas, como volume de tráfego, vida de projeto e dimensão do vão.

Quadro 1 – Aspectos normativos do dimensionamento

NBR	Combinação	$F_{d} = \sum \gamma_{g} F_{gik} + \gamma_{q} (F_{q1}k + \sum \psi_{oj} F_{qjk})$
	Carga móvel	Carga rodoviária padrão TB-450
Eurocode	Combinação	$F_{d} = \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{o,i} Q_{k,i}$
	Carga móvel	Load model 1 (Figura 1)

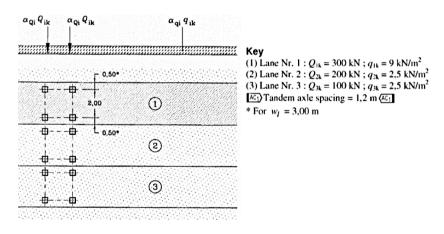


Figura 1 – Load model 1 (EN 1991-2:2003)

Quadro 2 - Aspectos normativos da análise da fadiga do aço das armaduras

NBR	Combinação	ΣΣ				
Verificação						
Eurocode	Combinação	ΣΣ				
Verificação	•					
Carga móvel	Fatigue load model 3 (Figura 2)					

Salienta-se que o Eurocode considera a resistência à fadiga do aço das armaduras $\Delta\sigma_{Rsk}$, para barras retas e dobradas e 10^6 ciclos, independentemente do diâmetro das barras e igual a 162,5 MPa.

Modelos propostos

Os quatro modelos de pontes hiperestáticas, com f_{ck} de 50 MPa, aço CA-50 e vãos principais de 20 m são designados como (1) M1-B2m de balanços de 2 m; (2) M2-B3m de balanços de 3 m; (3) M3-B4m de balanços de 4 m; e (4) M4-B5m de balanços de 5 m.

A seção transversal dos três modelos possui 13,0 m de extensão, sendo 6,60 m entre os eixos das longarinas e 3,2 m entre estes eixos e as extremidades dos balanços. A superestrutura é composta por transversinas de 1,60 m de altura e bases de 25,0 cm, conforme a Figura 3, dispostas a coincidir com o meio do vão e apoios; por longarinas de 2,0 m de altura e bases que variam do meio do vão aos apoios de 50,0 cm para 60,0 cm (Figuras 4 e 5); lajes de 25 cm de altura; pavimento asfáltico com inclinação de 1% a partir do centro do tabuleiro – 13,1 cm de espessura

no centro e 7,0 cm na extremidade. Além destes, as pontes contam com elementos complementares, como barreira lateral, pingadeira, aba lateral, cortina e laje de transição.

Conhecidas as geometrias dos elementos, levantam-se as ações permanentes diretas sobre as pontes. Para tal, consideram-se os pesos específicos de 25 kN/m3 para o concreto armado e 24 kN/m3 para o pavimento asfáltico, além de uma carga adicional de recapeamento de 2 kN/m2. Os valores resultantes são expostos na Tabela 1. Adiante, apresenta-se o esquema estrutural representativo dos quatro modelos. Destes, são determinadas as intensidades de momento fletor permanente direto sobre as longarinas. As intensidades de momento variável para o dimensionamento são definidas a partir das cargas móveis apresentadas (TB-450 e *Load model* 1).

Das envoltórias resultantes, definem-se as seções T para as longarinas, segundo critérios da seção 14.6.2.2 Largura colaborante de vigas de seção T da ABNT NBR 6118:2014 e da seção 5.3.2.1 Effective width of flanges da EN 1992-1-1:2004. As seções

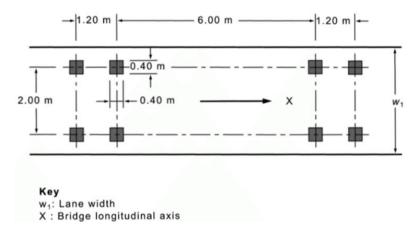


Figura 2 – *Fatigue load model 3 (EN 1991-2:2003).*

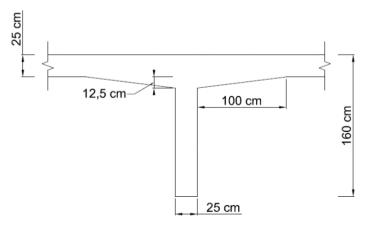


Figura 3 – Detalhes geométricos das transversinas.



resultantes dos critérios normativos são explicitadas na Tabela 2.

Conclusões

Com base nos momentos fletores de projeto, obtidos a partir das combinações de ações apresentadas no Quadro 1, determinam-se as áreas de armadura de flexão segundo os procedimentos normativos em análise. As armaduras calculadas são expostas na Tabela 2.

Para a determinação dos momentos de fadiga

das armaduras utilizam-se as combinações definidas no Quadro 2 e os veículos de projeto TB-450 e *Fatigue load model* 3. Com os momentos obtidos calculam-se as amplitudes de tensões solicitantes sobre as armaduras e os respectivos fatores de fadiga, dados pela razão entre as tensões solicitantes e as resistentes definidas em norma. Fatores superiores à unidade indicam a necessidade de se majorar a área de aço das armaduras de flexão para resistir aos efeitos da fadiga. Os fatores obtidos e as taxas de armadura – corrigidas quando necessário – são expostos na Tabela 3.

Dos modelos estudados, o M1-B2m apresentou a

Tabela 1 – Ações permanentes diretas

Ações permanentes	Valor		
Peso próprio da meia seção transversal na seção de meio de vão	98,40 kN/m		
Peso próprio da meia seção transversal na seção de apoio	102,73 kN/m		
Peso das transversinas e mísulas intermediárias	35,27 kN		
Peso das transversinas e mísulas nos apoios	34,69 kN		
Pesos da cortina, aba lateral, mísula no encontro e laje de transição	287,59 kN		

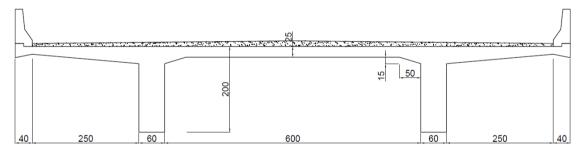


Figura 4 – Seção transversal na seção média dos vãos principais (cm).

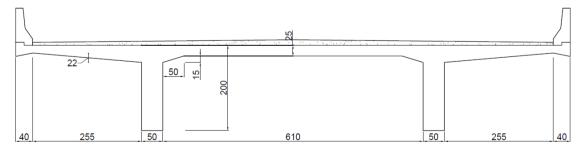


Figura 5 – Seção transversal nos apoios (cm).

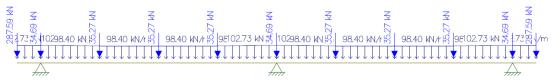


Figura 7 – Esquema estrutural das longarinas (Ftool v. 3.01).

Tabela 2 – Armaduras de flexão

Modelo	Posição	NBR				Eurocode				
		Positiva		Negativa		Positiva		Negativa		
		Seção	n° φ	Seção	n° ¢	Seção	n° φ	Seção	n° ¢	
	Apoio extremo	254 x 200		60 x 200	9 φ 20	257 x 200		60 x 200	26 ¢ 16	
M1 -B2m	Seção média	254 x 200	37 ¢ 20	50 x 200		257 x 200	30 ¢ 25	50 x 200	4 ¢ 25	
	Apoio central	254 x 200		60 x 200	$37 \phi 25$	257 x 200		60 x 200	42 ¢ 25	
M2 -B3m	Apoio extremo	224 x 200		60 x 200	10 ¢ 25	428 x 200		60 x 200	10 ¢ 32	
	Seção média	224 x 200	$36 \phi 20$	50 x 200		428 x 200	25 ¢ 25	50 x 200	$4\phi 25$	
	Apoio central	224 x 200		60 x 200	22 \phi 32	428 x 200		60 x 200	24 ¢ 32	
M3 -B4m	Apoio extremo	174 x 200		60 x 200	38 ¢ 16	418 x 200		60 x 200	15 ¢ 32	
	Seção média	174 x 200	37 ¢ 20	50 x 200		418 x 200	15 \phi 32	50 x 200	4	
	Apoio central	174 x 200		60 x 200	21 ¢ 32	418 x 200		60 x 200	24 ¢ 32	
M4 -B5m	Apoio extremo	112 x 200		60 x 200	14 φ 32	404 x 200		60 x 200	19 ¢ 32	
	Seção média	112 x 200	14 φ 32	50 x 200	7φ 20	404 x 200	37 ¢ 20	50 x 200	7 ¢ 20	
	Apoio central	112 x 200		60 x 200	20 ¢ 32	404 x 200		60 x 200	37 ¢ 25	

Tabela 3 – Fatores de fadiga e taxas de armadura obtidos

Modelo	Balanço/vão	Posição –	NBR				Eurocode			
			f.f	ω	f.f médio	ω _{média}	f.f	ω	f.f médio	ω _{média}
M1 -B2m		Apoio extremo	0,355	0,24%			1,577	0,69%		
	10%	Seção média	0,677	1,16%	0,471	0,971 %	2,663	4,44%	1,827	2,421 %
		Apoio central	0,380	1,51%			1,241	2,13%		
M2 -B3m	15%	Apoio extremo	0,401	0,41%	0,510	1,005 %	1,794	1,20%	2,121	2,656 %
		Seção média	0,699	1,13%			3,160	4,50%		
		Apoio central	0,430	1,47%			1,409	2,27%		
M3 -B4m		Apoio extremo	0,407	0,64%			1,748	1,76%		
	20%	Seção média	0,693	0,97%	0,525	1,004 %	3,190	4,48%	2,146	2,882 %
		Apoio central	0,474	1,41%			1,500	2,41%		
M4 -B5m		Apoio extremo	0,463	0,94%			1,833	2,33%		
	25%	Seção média	0,855	1,12%	0,616	1,133%	3,335	4,61%	2,282	3,16 1%
		Apoio central	0,530	1,34%			1,678	2,54%		

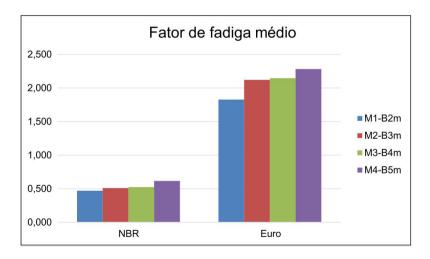


Figura 8 – Gráfico comparativo dos fatores de fadiga médios.

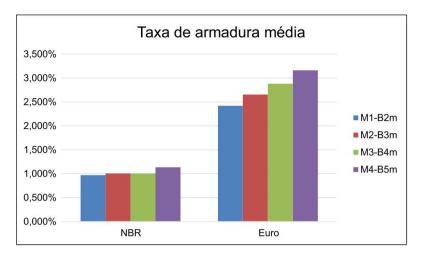


Figura 9 – Gráfico comparativo das taxas de armadura médias.

menor taxa de armadura média por ambos procedimentos normativos, conforme indicado na Figura 9. Portanto, a proporção de 10% entre as dimensões do balanço e do vão principal é a mais satisfatória, não somente do ponto de vista da fadiga das armaduras de flexão, mas do ponto de vista econômico. Este é um indicativo de que, havendo diferentes possibilidades de dimensão de balanço ao projetista, considerando fixas as dimensões dos vãos principais, é preferível a opção por balanços menores.

Ao comparar-se os resultados gerados pelos tratamentos normativos estudados, conclui-se que o tratamento normativo europeu se mostrou mais conservador que o brasileiro no que diz respeito à fadiga das armaduras e ao dimensionamento. Este comportamento é um reflexo do rigor normativo europeu que adota veículos de projeto e coeficientes de majoração das cargas específicos para a fadiga, bem como um único valor de resistência à fadiga para as diferentes bitolas de armadura.

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro, 2014. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7187: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestre em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. 2 ed. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS

TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

BARONI, Henriette Justina Manfredini. Simulação da vida útil de fadiga do concreto em vigas de tabuleiro de pontes em função do fluxo de veículos pesados. 2010. 284 f. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

BRAZ, Daniel Higor Leite. Avaliação da fadiga à flexão em pontes hiperestáticas com duas longarinas retas em concreto armado. 2016. 82 f. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2016.

CAIXETA, Edielce Cristina. Investigação experimental da fadiga em lajes de pontes com ou sem pré-lajes. 2010. 173 f. Dissertação (Mestrado) — Curso de Engenharia, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1990: Eurocode: Basis of structural design. Brussels, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1991-2: Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges. Brussels, 2003.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1992-1-1: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2004.

MARTHA, Luiz Fernando. Ftool – Two-Dimensional Frame Analysis Tool, versão 3.01. Rio de Janeiro, 2015.