

ANÁLISE DO LIMITE DE DEFLEXÃO EM PONTES MISTAS DE AÇO E CONCRETO EM ALMA CHEIA E SUA INFLUÊNCIA NO DIMENSIONAMENTO

Renato Silva Nicoletti*; Alex Sander Clemente de Souza**; Alexandre Rossi***; Carlos Humberto Martins****.

*Mestrando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos. Alameda das Papoulas.

** Prof. Dr. do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e da Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos.

***Doutorando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos.

**** Prof. Dr. do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e da Graduação em Engenharia Civil da Estadual de Maringá.

*Autor para correspondência e-mail: renato_nicoletti@hotmail.com

PALAVRAS-CHAVE

Deflexões
Estados Limites
Estruturas Mistas
Pontes

KEYWORDS

Deflections
Limit States
Composite Structures
Bridges

RESUMO: O sistema estrutural misto de aço e concreto tem sido uma alternativa eficiente para a construção de pontes. Em especial, a configuração em vigas de alma cheia tem contribuído para a redução de peso da estrutura e maior rapidez e facilidade de execução. Apesar dos procedimentos de projeto deste tipo de estrutura estarem consolidados, existem importantes divergências normativas e na literatura com relação aos limites de deflexão. Em especial, há na literatura uma tendência de substituir os limites de deflexão fundamentados no vão longitudinal por critérios pautados na frequência de vibração natural da estrutura. O presente trabalho discute as deflexões limites estabelecidas pelas principais normas - ABNT NBR 7187, ABNT NBR 16694, AASHTO, CAN/CSA-S6-06, AS 5100.2 e os Eurocódigos - e na literatura, com destaque para o método de Barker, Staebler e Barth, (2011), visando avaliar a influência dos estados limites último (ELU) e de serviço (ELS) no dimensionamento. Para tanto, foram dimensionadas 11 pontes, variando a seção transversal e o comprimento do vão, calculando-se o carregamento distribuído que excede a capacidade resistente ao momento fletor da seção mista e os que resultam nas deflexões limites impostas pelas normas e na literatura. Notou-se que os limites recomendados pelas normalizações são muito severos, sendo o ELS preponderantes em relação ao ELU. Mais especificamente, concluiu-se que a limitação da AASHTO é conservadora, uma vez que a carga que ocasiona a plastificação da seção produz deflexões, em média, 305,29% maiores que o limite imposto por tal norma. Além disso, verificou-se que o critério de Barker, Staebler e Barth (2011), fundamentado na frequência da estrutura, foi a que mais se aproximou das limitações do estado limite último, tornando o dimensionamento mais eficiente.

ANALYSIS OF THE DEFLECTION LIMIT IN STEEL-CONCRETE COMPOSITE I-BEAM BRIDGES AND ITS INFLUENCE IN SIZING

The composite structural system of steel and concrete has been an efficient alternative for the construction of bridges and viaducts. Especially, steel and concrete bridges in I beam profiles have contributed to reduce the weight of the structure, increasing speed and ease of execution. Although the design procedures for this type of structure are already well consolidated, there are important regulatory and technical divergences in the technical-scientific literature regarding deflection limits. More specifically, there is a tendency in the literature to replace the deflection limits based on the longitudinal span by criteria based on the frequency of the natural vibration of the structure. For this reason, this paper summarizes and discusses the limit deflections established by the main standards - ABNT NBR 7187, ABNT NBR 16694, AASHTO, CAN/CSA-S6-06, AS 5100.2 and Eurocodes - and in the literature, with emphasis on the Barker, Staebler and Barth method (2011), with the objective of evaluating the influence of the ultimate (ULS) and service (SLS) limit states in the design of composite steel and concrete bridges in I beams. For this purpose, 11 bridges were designed, varying the cross section and the span length, in which the distributed load was calculated that exceeds the bending moment resistant capacity of the composite section and those that result in the limit deflections imposed by normative codes and in the literature. It was noted that the limits recommended by the standardization are very strict, being the SLS preponderant in relation to the ULS. In addition, it was concluded that the limitation of AASHTO is conservative, since the load that causes the plastification of the sections produces deflections, on average, 305.29% higher than the tax limit imposed by the standard. In addition, the Barker, Staebler and Barth method (2011), based on the frequency of the structure, was the one that came closer to the restrictions of the most recent limit state, ensuring more efficient designs.

Recebido em: 10/04/2020

Aprovação final em: 18/06/2020

DOI: <https://doi.org/10.25061/2527-2675/ReBraM/2020.v23i3.848>

INTRODUÇÃO

Os elementos mistos de aço e concreto são constituídos por um perfil de aço (laminado, soldado ou formado a frio) resistindo aos esforços solicitantes em conjunto com o concreto estrutural, podendo constituir vigas, pilares e lajes. Diversos autores têm estudado o comportamento dos elementos mistos, apontando as vantagens do seu emprego para diferentes finalidades estruturais (DE NARDIN; SOUZA; EL DEBS, 2008; LIU; BRADFORD; ATAEL, 2017; BEZERRA *et al.*, 2018; LI; HE, 2018; RANZI, 2018; XU; SUGIURA; SU, 2018).

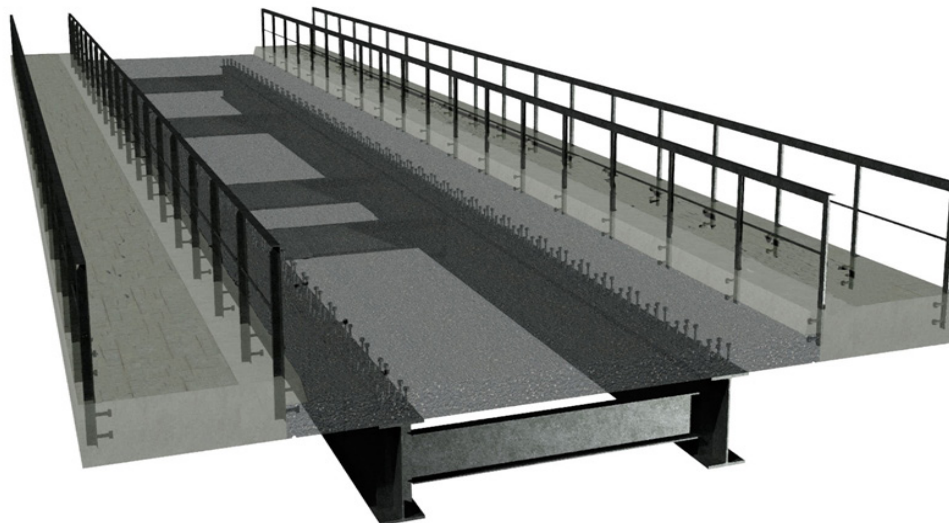
O uso das estruturas mistas pode trazer vantagens importantes em relação às estruturas de concreto armado e metálicas, tais como: dispensa de fôrmas e escoramentos; redução do peso próprio e do volume da estrutura; redução dos custos de fundação; aumento da precisão dimensional da estrutura; redução do consumo de aço estrutural; e menor necessidade de proteções contra incêndio e corrosão nos perfis metálicos.

No Brasil, as aplicações mais comuns estão voltadas para a construção de edifícios. Todavia, as estruturas mistas de aço e concreto constituem uma ótima solução para pontes e viadutos (PINHO; BELLEI, 2007; SARRAF *et al.*, 2013; ZONA; LEONI; DALL'ASTA, 2017).

As pontes mistas de aço e concreto são caracterizadas pela associação entre um tabuleiro em concreto e uma ou mais vigas de aço, empregando conectores de cisalhamento para promover o trabalho conjunto. Por meio desse arranjo, cria-se um comportamento conjunto dos materiais para resistir aos esforços de flexão, com predominância de tensões de compressão no concreto e de tração no aço, com otimização mecânica dos materiais envolvidos.

Tratando-se de pontes e viadutos mistos de aço e concreto para vãos pequenos a médio, isto é, entre 20 m e 100 m, o sistema estrutural comumente empregado é o de viga mista com perfis de alma cheia (SARRAF *et al.*, 2013), que trata-se do tipo de perfil caracterizado por não apresentar vazios ao longo do comprimento da alma, conforme apresentado esquematicamente na Figura 1.

Figura 1 - Esquema estrutural típico de pontes mistas de aço e concreto com perfis de alma cheia.



Fonte: Everest Engenharia.

Quanto ao tipo de laje, a mesma geralmente é em concreto armado ou protendido, moldada no local, pré-moldada ou com forma de aço incorporado, sendo essas últimas as mais usuais devido à racionalização da execução. A Figura 2 apresenta uma ponte mista de aço e concreto em vigas de alma cheia com 75 metros de comprimento, construída com lajes de forma de aço incorporada na zona rural de Eunápolis, Bahia.

Figura 2 - Ponte mista de aço e concreto construída na zona rural de Eunápolis-BA.



Fonte: EcoPontes.

A principal vantagem das estruturas constituídas por vigas de alma cheia reside na simplicidade de sua geometria, facilitando os procedimentos de projeto e acarretando baixos custos de fabricação. Vale ressaltar que este tipo de superestrutura possui baixos custos de manutenção, com desvantagens apenas em relação às pontes e viadutos mistos de aço e concreto em vigas caixões. Ademais, embora as vigas necessitem de enrijecedores, as almas esbeltas proporcionam baixos pesos e, conseqüentemente, baixos custos de material (NAKAMURA *et al.*, 2002; PEDRO *et al.*, 2017; CHEN; DONG; XU, 2018). A execução de pontes e viadutos mistos com perfis de alma cheia tornou-se facilitada com o desenvolvimento dos perfis tipo “I” laminados com alturas superiores a 1000 mm, e posteriormente, com a difusão

dos perfis soldados até a altura desejada. No geral, a altura das vigas é pré-dimensionada considerando a relação de $\frac{L}{18}$ a $\frac{L}{25}$, sendo o comprimento do vão. Desse modo, tais perfis apresentam vantagens técnico-econômicas para vãos de até 25,0 m. Por sua vez, para perfis superiores, recomenda-se a utilização do sistema misto variando a espessura e/ou a largura das mesas (PINHO; BELLEI, 2007).

No âmbito acadêmico, vários pesquisadores têm estudado pontes e viadutos mistos de aço e concreto em vigas de alma cheia. Shim, Lee e Chang (2001) e Zona, Leoni e Dall'Asta (2017), por exemplo, focaram seus estudos na interface aço-concreto e no comportamento dos conectores de cisalhamento em pontes mistas de aço e concreto com o tabuleiro pré-fabricado. Já Orlando, Pravia e Drehmer (2003) e Souza (2006) apresentaram estudos mais aprofundados sobre o comportamento, análise e dimensionamento de pontes mistas de aço e concreto. Chavel e Rivera (2012), por sua vez, desenvolveram manuais com procedimentos de análise e dimensionamento.

Norteando os procedimentos de projeto, as principais normas existentes são a americana AASHTO (2017) e a europeia EN 1994-2-2 (2005). No Brasil, ainda não há uma norma específica sobre o projeto de pontes e viadutos de aço e mistos de aço e concreto¹. No mais, as principais normas brasileiras vigentes para esse tipo de projeto são as normas de ações em pontes e viadutos, ABNT NBR 7188 (2013), a norma de dimensionamento de pontes em concreto armado e protendido, ABNT NBR 7187 (2003), além das normas do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT). No mais, o projeto de elementos de aço e mistos de aço e concreto é realizado com base na ABNT NBR 8800 (2008).

Mais especificamente, no que se refere à verificação dos estados limites últimos e de serviço em pontes mistas de aço e concreto, existem várias pesquisas investigando as recomendações dos códigos de projeto e elaborando novos critérios para a verificação dos mesmos (DEMITZ; MERTZ; GILLESPIE, 2003; RAMNAVAS *et al.*, 2015; FU *et al.*, 2015; TADESSE *et al.*, 2012; WODZINOWSKI; SENNAH; AFEFY, 2018; HUANG *et al.*, 2019).

Este trabalho tem como objetivo sintetizar as limitações de flecha recomendadas pelas principais normas, e também pela literatura, empregadas no projeto de pontes e viadutos. Além disso, busca-se investigar a influência dos estados limites último e de serviço para o dimensionamento dessas estruturas.

DEFLEXÕES LIMITES EM PONTES E VIADUTOS

NORMATIVAS NACIONAIS

Conforme já mencionado, no Brasil ainda não há uma norma específica para o projeto de pontes metálicas e/ou mistas de aço e concreto. A ABNT NBR 16694 (2018), que está em fase de consulta pública, porém ainda sem previsão de publicação, apresenta as seguintes limitações para as flechas no Estado Limite de Serviço:

- Na região entre eixos de apoios, sendo a distância entre apoios:

$$\frac{L}{800} \text{ caso não haja passagem de pedestres;}$$

$$\frac{L}{1000} \text{ caso haja passagem de pedestres.}$$

- No caso de balanços, sendo o comprimento dos balanços:

$$\frac{L}{300} \text{ caso não haja passagem de pedestres;}$$

¹A norma em questão está em fase de consulta pública, pela Associação Brasileira de Normas Técnicas, a ABNT NBR 16694 (2018), intitulada “Projeto de pontes e viadutos rodoviários de aço e mistas de aço e concreto”.

$\frac{L}{375}$ caso haja passagem de pedestres.

A referência normativa em vigor no Brasil é a norma de projeto de pontes em concreto armado e protendido ABNT NBR 7187 (2003), que remete à ABNT NBR 6118 (2014). Esta, por sua vez, trata sobre o projeto de estruturas de concreto e fixa um limite de deflexão, com base no vão, igual a $\frac{L}{370}$. Todavia, a norma não faz qualquer referência acerca de quais carregamentos ou combinações devem ser empregadas no caso de pontes, e, por isso, admite-se o emprego da combinação de ações frequentes como solução razoável.

Observa-se, de imediato, a existência de diferenças significativas na limitação de flechas entre as recomendações para pontes e viadutos em concreto armado e protendido e o projeto de norma para pontes de aço e mistas de aço e concreto.

NORMATIVA AMERICANA

A norma americana que se refere a pontes e viadutos mistos de aço e concreto é a AASHTO (2017). A recomendação adotada pelo projeto de norma ABNT NBR 16694 (2018) se baseou na mesma, que também limita a flecha pela carga móvel como sendo $\frac{L}{800}$, em que L é o vão da ponte.

Historicamente, em razão de as normas americanas influenciarem fortemente os códigos normativos no Brasil e em outros países, julga-se necessária uma discussão sobre a origem dos limites de flecha exigidos nestas normas.

O limite de flechas igual a $\frac{L}{800}$, fixado pela AASHTO (2017), existe e permanece inalterado desde a década de 1930. Tal origem é confirmada por Nassif *et al.* (2011), que também ratificam que os limites foram estabelecidos de forma empírica por meio do estudo de pontes em madeira e pontes metálicas em vigas de alma cheia e treliçadas, simplesmente apoiadas. Os autores frisam ainda sobre a importância de considerar o efeito das vibrações para a limitação de flechas, utilizando este argumento para justificar as recomendações da norma americana. Entretanto, Nassif *et al.* (2011) demonstram que o limite da AASHTO (2017) pode não ser eficiente para avaliar o controle de vibrações, podendo resultar em soluções custosas.

Ademais, há uma anuência na literatura internacional de que o limite de deflexão, estabelecido com o objetivo de controlar vibrações, não é apropriado. Por essa razão, novos critérios fundamentados na análise das vibrações e dos efeitos dinâmicos foram e estão sendo desenvolvidos e sugeridos como alternativas ao atual limite de flechas recomendado pela AASHTO (2017). A principal justificativa dos pesquisadores é o tempo de origem do limite, mantido inalterado desde a década de 1930.

NORMATIVAS EUROPEIAS

No continente europeu, o emprego dos Eurocódigos nas práticas de projeto é bastante difundido. Todavia, é importante salientar que cada país europeu pode realizar recomendações específicas com base na realidade local. De modo geral, para pontes em concreto armado, metálicas e mistas de aço e concreto, utilizam-se, respectivamente, o EN 1992-2-2 (2005), o EN 1993-2-2 (2006) e EN 1994-2-2 (2005).

Todos os Eurocódigos que tratam de pontes fazem referência ao item 7.3 do EN 1993-1-1 (2005), intitulado “*General rules and rules for buildings*”, que, por sua vez, não recomenda nenhuma limitação de deflexão fundamentada no comprimento do vão. Em contrapartida, há a introdução de outro conceito, que faz uma diferenciação dos estados limites em reversíveis e irreversíveis, havendo o princípio que, no caso de estados limites reversíveis, em algum momento o estado limite de deflexão pode ser excedido desde que a estrutura permaneça em regime elástico (BOUASSIDA *et al.*, 2012).

Por sua vez, deflexões limites com base no comprimento do vão existem somente no EN 1990-A1 (2002), “*Eurocode Basis of structural design*”, que fixa para pontes ferroviárias o limite de flecha devido a

ação do tráfego em $\frac{L}{600}$.

Convém ressaltar ainda sobre a existência de um limite de deflexão de que há no EN 1994-2-2 (2005), aplicado para flechas calculadas para combinações frequentes particularmente para as situações de estados limites reversíveis. Embora o limite de flecha aparente ser elevado, estas são calculadas para uma combinação de ações que não considera a carga móvel com o seu valor nominal, mas sim as cargas permanentes e a carga móvel com seu valor frequente.

NORMATIVA CANADENSE

No Canadá, o projeto de pontes rodoviárias e ferroviárias é regulado pela norma CAN/CSA-S6-06 (2012). Porém, a mesma não faz limitações para as flechas. No mais, o *Canadian Structural Manual* (2016), prescreve que as deflexões devem ser limitadas com base nas recomendações AASHTO (2017), com as seguintes modificações:

- A flecha máxima devido à carga móvel não deve exceder $\frac{L}{600}$ entre apoios, sendo L a distância entre apoios;
- A deflexão máxima devido à carga móvel não deve exceder $\frac{L}{350}$ para balanços, sendo L o comprimento do balanço.

Assim, nota-se que canadenses e americanos limitam a deflexão com base no comprimento do vão, contudo, o limite foi aumentado de $\frac{L}{800}$ para $\frac{L}{600}$.

É interessante salientar que esses limites também são recomendados pela norma egípcia (MATAR; BAKHOUM; ISHAC, 2012).

NORMATIVA AUSTRALIANA

As normas australianas AS 5100.2 (2017) recomendam que os limites de deflexão, em pontes rodoviárias, sejam inferiores à $\frac{L}{600}$ entre apoios e $\frac{L}{600}$ no caso de balanços, sendo L o comprimento do vão. (KIKCALDIE; WOOD, 2008).

Historicamente, as limitações de deflexão australianas têm suas origens na norma americana. Contudo, na década de 1970, o limite de flecha para pontes em concreto, que era de $\frac{L}{300}$, passou a ser $\frac{L}{800}$, e atualmente é de $\frac{L}{600}$. (NECHVOGLOD; RAPATTONI, 2000).

RECOMENDAÇÃO DE BARKER, STAEBLER E BARTH (2011)

Na literatura, há diversos trabalhos defendendo a extinção do dimensionamento ao estado limite de serviço apenas pela deflexão fundamentada no comprimento do vão, propondo uma análise de frequências e vibrações na estrutura. (ROEDER; BARTH; BERGMAN, 2002; FU *et al.*, 2015; MATAR; BAKHOUM; ISHAC, 2012; PARK; KIM; HWAN, 2018).

Em especial, Barker, Staebler e Barth (2011), estatisticamente e com base em resultados experimentais, adaptaram a recomendação de deflexão limite calculada por meio do primeiro modo de vibração natural da estrutura sugerida pelo Ontario Code (1983), e recomendaram que, para pontes sem passagem de pedestres, a deflexão limite seja calculada pela Equação (1).

$$\delta_{lim} = \frac{330,2}{f^2}, \quad (1)$$

em que δ_{lim} é a deflexão limite em milímetros e f a primeira frequência natural da ponte.

Resumo dos limites de deflexão estabelecidos pelas principais normalizações A Tabela 1 sintetiza os limites de deflexões citados.

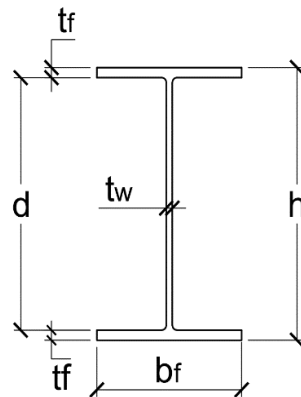
Tabela 1 - Limites de deflexões para as cargas móveis fixados pelas principais normalizações e pela literatura, considerando os casos onde não haja passagem de pedestres.

Normalização	Recomendação	Observação
ABNT NBR 7187 (2003)	$\frac{L}{350}$	Origens nos limites estabelecidos pela NBR 6118. Não explicita quais carregamentos devem ser usados.
ABNT NBR 16694 (2018)	$\frac{L}{800}$	Projeto de norma ainda não publicada.
AASHTO (2017)	$\frac{L}{800}$	Limite criticado fortemente na comunidade científica, mas permanece desde década de 30.
Eurocódigos	Não limita as deflexões pelo vão	Para pontes ferroviárias estabelece $\frac{L}{600}$.
CAN/CSA-S6-06 (2006)	$\frac{L}{600}$	Recomendação do <i>Canadian Structural Manual</i> (2016) com base na AASHTO (2017).
AS 5100.2 (2007)	$\frac{L}{600}$	Adaptação da AASHTO (2017).
Barker, Staebler e Barth (2011)	$\frac{330,2}{f^2} [mm]$	Sendo f a primeira frequência natural da estrutura.

Fonte: Elaborado pelos autores.

METODOLOGIA

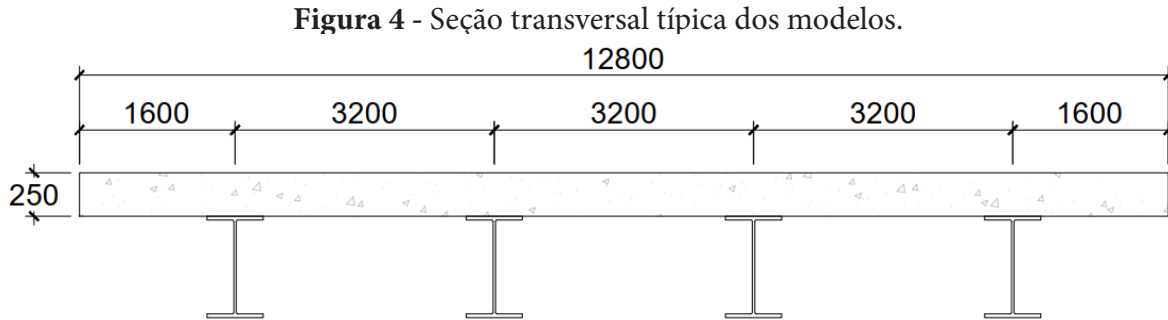
Com o objetivo de analisar a influência dos estados limite último e de serviço no dimensionamento de pontes mistas de aço e concreto em perfis de alma cheia, foram dimensionadas 11 pontes fundamentando-se nos critérios da AASHTO (2017). Nos modelos, variou-se seção transversal – mais especificamente a altura e largura da mesa dos perfis e, conseqüentemente, o comprimento do vão e os demais parâmetros. A Figura 3 apresenta as simbologias dos parâmetros geométricos das vigas de alma cheia.

Figura 3 - Simbologia dos parâmetros geométricos das vigas de alma cheia.

Fonte: Elaborado pelos autores.

Para todos os modelos, fixou-se a altura da laje em 250 mm, a largura total da seção transversal em 12.800 mm, a distância de centro a centro de vigas em 3.200 mm e os balanços em 1.600 mm. A Figura

4 exibe a configuração da seção transversal das pontes e a Tabela 2 apresenta a geometria dos modelos de pontes analisados.



Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 2 - Geometria dos modelos de pontes analisadas.

Modelo	Vão [m]	h [mm]	t_w [mm]	b_f [mm]	t_f [mm]
1	10	500	14,29	250	20,64
2	12	600	14,29	250	20,64
3	14	700	17,46	300	22,23
4	16	800	17,46	300	22,23
5	18	900	17,46	350	23,81
6	20	1000	20,46	350	23,81
7	22	1.100	20,46	450	25,40
8	24	1.200	20,46	450	25,40
9	26	1.300	20,46	500	31,75
10	28	1.400	22,23	500	31,75
11	30	1.500	22,23	500	31,75

Fonte: Elaborado pelos autores.

No que diz respeito às propriedades dos materiais, considerou-se para a laje um concreto com módulo de elasticidade longitudinal de 30.589 MPa e resistência característica à compressão de 30 MPa. Por sua vez, adotou-se o aço ASTM A242, com módulo de elasticidade longitudinal de 200 GPa e resistência característica ao escoamento de 345 MPa.

Além disso, para todos os modelos de pontes foram calculados:

- A capacidade resistente ao momento fletor da seção mista plastificada;
- A deflexão limite recomendada pelas normas ABNT NBR 7187 (2003), AASHTO (2017), CAN/CSA-S6-06 (2012) e AS 5100.2 (2017) e por Barker, Staebler e Barth (2011);
- O carregamento distribuído que ocasiona a plastificação da seção mista;
- O carregamento distribuído que provoca a deflexão máxima estabelecida por cada uma das normas em questão e pela recomendação de Barker, Staebler e Barth (2011).
- O equacionamento utilizado para calcular a capacidade resistente ao momento fletor da seção mista plastificada está exposto nas Tabelas 3 e 4, para os casos em que a linha neutra plástica (LNP) localiza-se sobre a laje e sobre os perfis, respectivamente.

Tabela 3 - Capacidade resistente ao momento fletor – LNP na laje.

$T_{ad} = (A \cdot f_{yd})_a$ $C_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot h_{laje}$ $a = \frac{T_{ad}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_f} \leq h_{laje}$	<ul style="list-style-type: none"> • C_{cd} – Compressão na laje de concreto; • T_{ad} – Tração na viga metálica; • d_1 – Distância entre a base do inferior da viga metálica e o seu centro geométrico. No caso de vigas duplamente simétricas, d_1 é igual à metade da altura da viga; • h_{laje} – Altura da laje; • A_a – Área de aço da viga metálica; • a – Altura da laje submetida a esforços de compressão; • b_f – Largura efetiva da laje; • f_{cd} – Resistência de cálculo do concreto à compressão; • f_{yd} – Resistência de cálculo do aço à tração.
$M_{Rd} = T_{ad} \cdot \left(d_1 + h_{laje} - \frac{a}{2} \right)$	

Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 4 - Capacidade resistente ao momento fletor – LNP no perfil metálico.

$C_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot h_{laje}$ $C_{ad} = \frac{1}{2} \cdot [(A_a \cdot f_{yd}) - C_{cd}]$ <p>Se:</p> <ul style="list-style-type: none"> • $C_{ad} \leq A_{tf} \cdot f_{yd}$: $y_p = \frac{C_{ad}}{A_{tf} \cdot f_{yd}} \cdot t_f$ • $C_{ad} > A_{tf} \cdot f_{yd}$: $y_p = t_f + h \cdot \left(\frac{C_{ad} - A_{tf} \cdot f_{yd}}{A_w \cdot f_{yd}} \right)$ 	<ul style="list-style-type: none"> • C_{cd} – Compressão na laje de concreto; • C_{ad} – Compressão na viga metálica; • T_{ad} – Tração na viga metálica; • h_{laje} – Altura da laje; • A_a – Área de aço da viga metálica; • y_p – Distância entre o bordo superior da viga e o LNP; • y_t – Distância entre o bordo inferior da viga e o ponto de aplicação da força de tração na mesma; • y_c – Distância entre o bordo superior da viga e o ponto de aplicação da força de compressão na mesma; • b_f – Largura efetiva da laje; • d – Altura da viga; • h – Altura da alma da viga; • f_{cd} – Resistência de cálculo do concreto à compressão; • f_{yd} – Resistência de cálculo do aço à tração;
$M_{Rd} = C_{ad} \cdot (d - y_t - y_c) + C_{cd} \cdot (h_{laje} + h - y_t)$	

Fonte: Elaborado pelos autores.

As deflexões foram calculadas por meio da Equação (2)

$$\delta = \frac{5qL^4}{384EI_{tr}}, \quad (2)$$

onde q é o carregamento uniformemente distribuído, L o comprimento do vão, E o módulo de elasticidade longitudinal do aço, e I_{tr} a inércia calculada no centro geométrico da seção homogeneizada (transformada).

Para determinar a seção transformada, calcula-se uma razão modular (α_E), vide Equação (3), e multiplicam-se as dimensões do material transformado por tal razão, obtendo uma seção com material uniforme.

$$E = \frac{E_s}{E_c}, \quad (3)$$

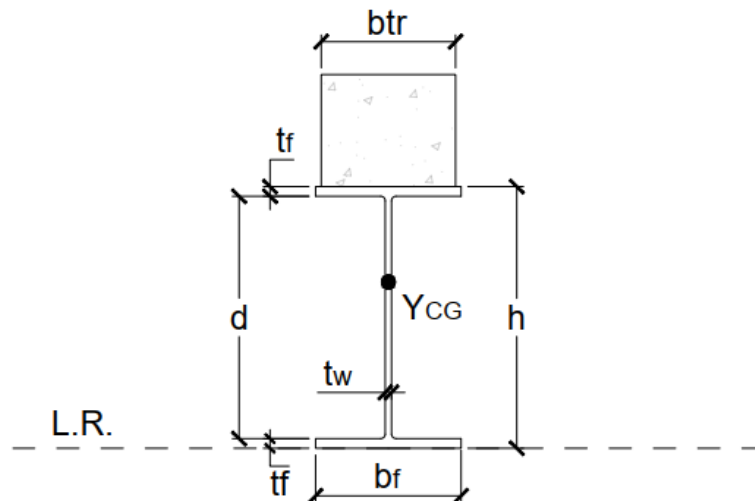
onde E_c (MPa) e E_s (MPa) são o módulo de elasticidade longitudinal do concreto e do aço, respectivamente.

Desse modo, a largura efetiva transformada é encontrada por meio da Equação .

Para os materiais adotados neste trabalho, tem-se que:

A Figura 5 exibe a seção transformada típica utilizada para o cálculo da inércia transformada,

Figura 5 - Seção transformada típica dos modelos de pontes analisados.



Fonte: Elaborado pelos autores.

Por fim, para a determinação da deflexão máxima recomendada por Barker, Staebler e Barth (2011), a primeira frequência natural das estruturas foi obtida por meio de análises de frequência no software ABAQUS®. Para tanto, admitiu-se uma densidade de 2.500 kg/m^3 para o concreto armado da laje e de 7.860 kg/m^3 para o aço dos perfis.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

As propriedades geométricas dos modelos constam na Tabela 5, juntamente com a capacidade resistente da seção mista transformada ao momento fletor (M_{Rd}), a carga distribuída na laje que provoca a plastificação da seção mista (q_{ELU}) e a respectiva flecha que tal carga ocasiona (δ_{ELU}). Faz-se importante ressaltar que em estruturas mistas de aço e concreto, o Estado Limite Último é atingido com a seção totalmente plastificada.

Tabela 5 – Propriedades geométricas dos modelos e a capacidade resistente da seção mista.

Modelo	Y_{CG} [mm]	I_{tr} [mm ⁴]	Área [mm ²]	M_{Rd} [kNm]	q_{ELU} [kN/m]	δ_{ELU} [mm]
1	521,59	2,54E+09	114852,15	2.680,50	214,44	54,87
2	601,02	3,45E+09	114866,44	3.196,34	177,57	69,46
3	655,03	5,88E+09	114933,1	4.579,38	186,91	79,56
4	729,10	7,67E+09	114950,56	5.311,31	165,98	92,29
5	787,06	1,12E+10	115001,31	6.678,04	164,89	100,38
6	845,42	1,50E+10	115048,77	8.105,36	162,11	112,21
7	889,37	2,21E+10	115131,16	10.217,69	168,89	116,35
8	956,51	2,67E+10	115151,62	10.891,99	151,28	122,37
9	991,11	3,82E+10	115260,98	11.339,56	134,20	104,39
10	1048,01	4,60E+10	115306,22	11.983,87	122,28	106,26
11	1111,71	5,35E+10	115328,45	12.645,75	112,41	110,79

Fonte: Elaborado pelos autores.

A Tabela 6 exibe os valores da primeira frequência natural dos modelos (f), bem como as respectivas deflexões limites recomendadas por Barker, Staebler e Barth (2011) para pontes sem passagem de pedestres (δ_f) e os carregamentos que provocam tais deflexões (q_f).

Tabela 6 - Deflexões limites calculadas pela recomendação de Barker, Staebler e Barth (2011) e os respectivos carregamentos distribuídos que as causam.

Modelo	f [Hz]	δ_f [mm]	q_f [kN/m]
1	2,43	55,92	218,56
2	2,29	62,97	160,97
3	2,18	69,48	163,24
4	2,12	73,47	132,13
5	2,04	79,34	130,34
6	1,97	85,08	122,92
7	1,91	90,51	131,38
8	1,83	98,60	121,89
9	1,74	109,06	140,21
10	1,69	115,61	133,04
11	1,65	121,29	123,05

Fonte: Elaborado pelos autores.

Ademais, conforme mencionado anteriormente, foram calculadas as deflexões limites estabelecidas pelas normas citadas neste trabalho, assim como os respectivos carregamentos distribuídos que as provocam tais flechas. Os resultados estão expostos na Tabela 7.

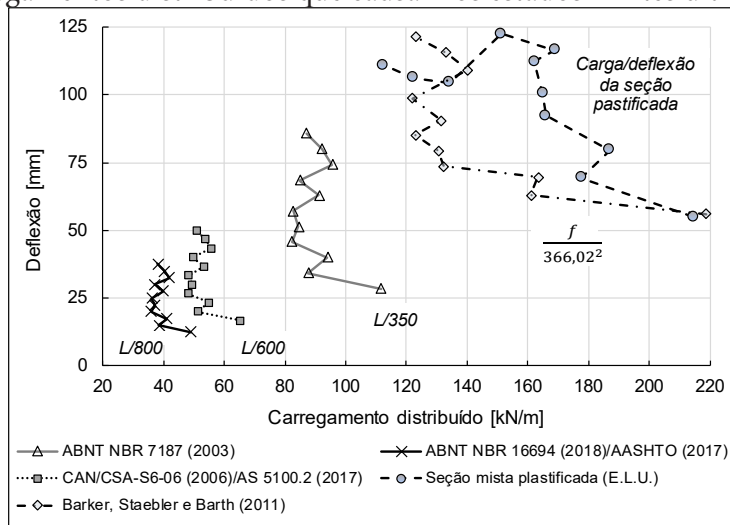
Tabela 7 - Deflexões limites segundo as principais normas de projetos de pontes e respectivos carregamentos distribuídos que provocam as mesmas.

Modelo	ABNT NBR 7187 (2003)		AASHTO (2017)		CAN/CSA-S6-06 (2006) AS 5100,2 (2017)	
	δ_{ELS} [mm]	q_{ELS} [kN/m]	δ_{ELS} [mm]	q_{ELS} [kN/m]	δ_{ELS} [mm]	q_{ELS} [kN/m]
1	28,57	111,67	12,50	48,86	16,67	65,14
2	34,29	87,65	15,00	38,35	20,00	51,13
3	40,00	93,98	17,50	41,12	23,33	54,82
4	45,71	82,21	20,00	35,97	26,67	47,96
5	51,43	84,48	22,50	36,96	30,00	49,28
6	57,14	82,56	25,00	36,12	33,33	48,16
7	62,86	91,24	27,50	39,92	36,67	53,22
8	68,57	84,77	30,00	37,09	40,00	49,45
9	74,29	95,50	32,50	41,78	43,33	55,71
10	80,00	92,06	35,00	40,28	46,67	53,70
11	85,71	86,96	37,50	38,05	50,00	50,73

Fonte: Elaborado pelos autores.

Com base nestes resultados, comparou-se o carregamento último com o carregamento que provocaria o estado limite de serviço relacionados a deslocamentos do método estabelecido por Barker, Staebler e Barth (2011), calculada com base na primeira frequência natural da estrutura. O gráfico da Figura 6 expõe uma comparação dos resultados encontrados.

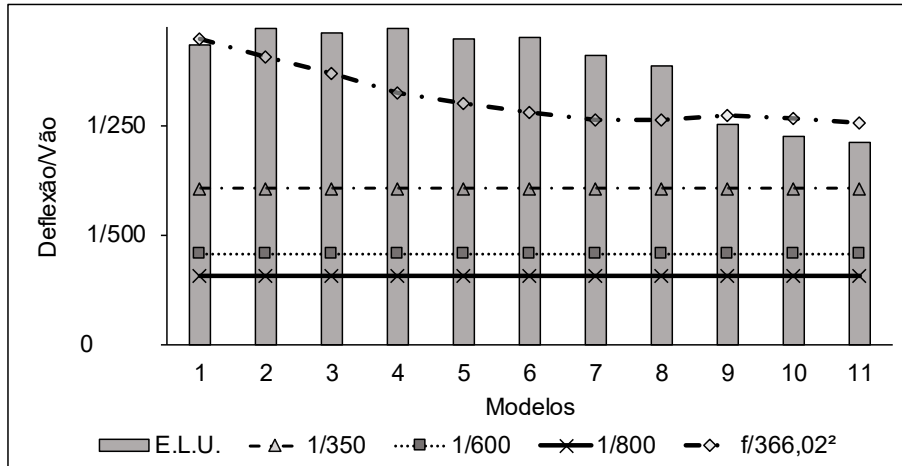
Figura 6 - Carregamentos distribuídos que causam os estados limites últimos e de serviço.



Fonte: Elaborado pelos autores.

Os resultados do quociente da deflexão pelo vão nos modelos são apresentados no gráfico da Figura 7.

Figura 7 - Relação entre a deflexão e o vão dos modelos comparada com as relações limites.

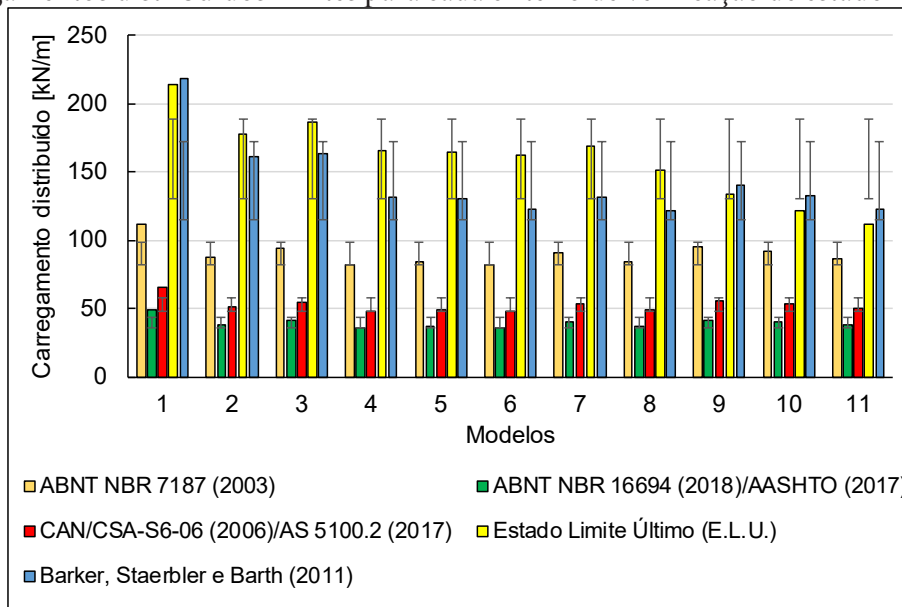


Fonte: Elaborado pelos autores.

Pela Figura 7, observa-se que a relação da deflexão pelo vão recomendada pela limitação do estado limite último varia aproximadamente entre $\frac{1}{250}$ e $\frac{1}{300}$, sendo bem superior aos limites estabelecidos pelas normas estudadas. O mesmo se aproximou do limite de flecha baseada na frequência, calculado conforme as recomendações de Barker, Staerbler e Barth (2011). Faz-se importante destacar que os modelos 1, 9, 10 e 11 atingiram o ELU antes das limitações do ELS., mais especificamente, antes do critério fundamentado na frequência natural da estrutura.

Enquanto isso, o gráfico da Figura 8 expõe os carregamentos que correspondem aos limites de deflexão de cada uma das recomendações analisadas, comparada com o carregamento último que provoca a plastificação da seção mista.

Figura 8 - Carregamentos distribuídos limites para cada critério de verificação de estado limite de serviço.



Fonte: Elaborado pelos autores.

Nota-se, pela Figura 8, que o carregamento de plastificação da seção é sempre superior ao carregamento correspondente ao limite de flecha estabelecido pelas normativas, com diferença média de 166%. Quando se utiliza o limite de flecha baseado na frequência natural, a diferença média entre os carregamentos limitantes últimos e de serviço se reduz para aproximadamente 12%.

CONCLUSÕES

Com base nos resultados deste trabalho, verificou-se que o limite de flecha da AASHTO (2017) é conservador. Nota-se ainda, na literatura, o desenvolvimento de diversos critérios mais coerentes para o controle de vibrações e efeitos dinâmicos, que podem gerar restrições de estados limites de serviço mais eficientes.

Para as análises da influência dos estados limites último e de serviço no dimensionamento de pontes e viadutos mistos em alma cheia, verificou-se que a carga que ocasiona a plastificação da seção produz deflexões, em média: 305,29% maiores que o limite imposto pela AASHTO (2017) e pela futura norma brasileira específica para o dimensionamento de pontes e viadutos mistos de aço e concreto - ABNT NBR 16694 (2018); 77,33% maiores que as flechas limites fixadas pela ABNT NBR 7187 (2003), designada para pontes em concreto armado; 204,01% maiores que os limites de deflexão recomendados pelas normalizações canadense e americana - CAN/CSA-S6-06 (2006) e AS 5100.2 (2017), respectivamente; e 11,62% superiores às sugeridas por Barker, Staebler e Barth (2011). Deste modo, corrobora-se que dentre as recomendações da literatura, a recomendada por Barker, Staebler e Barth (2011), fundamentada na frequência da estrutura, foi a que mais se aproximou das limitações do estado limite último, tornando o dimensionamento mais eficiente sem a predominância dos estados limites de serviço.

Embora o limite de deflexão proposto pelas normalizações levar em conta o efeito das vibrações na estrutura (visam reduzir os efeitos dinâmicos de forma indireta), constata-se que as limitações são muito severas e, conseqüentemente, conduzem a um considerável aumento no custo de execução das estruturas, podendo até mesmo inviabilizar as soluções. Portanto, critérios para limitações de flecha que considerem diretamente os efeitos das vibrações são necessários e mais coerentes.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelas bolsas, processo 88882.426430/2019-01 e 88882.426448/2019-01, e à equipe da Revista Brasileira Multidisciplinar pela oportunidade de divulgar o trabalho.

REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS (AASHTO). **LRFD Bridge Design Specifications**, 8th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, DC, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 16694: Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto**. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto** - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7187: Projeto de pontes, viadu-**

tos e passarelas de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7188: **Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.** Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.** Rio de Janeiro, 2008.

AUSTRALIAN STANDARD (AS). **Bridge design - Part 2: Design loads.** AS 5100.2. Sydney, 2017.

BARKER, M. G.; STAEBLER, J.; BARTH, K. E. **Serviceability limits and economical steel bridge design.** US Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2011.

BEZERRA, L. M. *et al.* Truss-type shear connector for composite steel-concrete beams. **Construction and Building Materials**, v. 167, p. 757–767, 2018

BOUASSIDA, Y.; BOUCHON, E.; CRESPO, P.; CROCE, P.; DAVAINÉ, L.; DENTON, S.; FELDMANN, M.; FRANK, R.; HANSWILLE, G.; HENSEN, W.; KOLIAS, B.; MALAKTAS, N.; MANCINI, G.; ORTEGA, M.; SEDLACEK, G.; TSIONIS, G. **Bridge Design to Eurocodes**, Worked examples. Vienna, 2012.

CAN/CSA-S6-06. **Canadian highway bridge design code.** Toronto, Canada: Canadian Standard Association (CSA), 2006.

CANADIAN STRUCTURAL MANUAL. **Ministry of Transportation**, Bridge Office. Ontario, 2016.

CHAVEL, B.; RIVERA, J. **Steel Bridge Design Handbook Design - Example 5: Three-Span Continuous Horizontally Curved Composite Steel Tub-Girder Bridge.** 2012.

CHEN, Y.; DONG, J.; XU, T. Composite box girder with corrugated steel webs and trusses—A new type of bridge structure. **Engineering Structures**, v. 166, p. 354-362, 2018.

CODE, Ontario Highway Bridge Design. Highway engineering division. **Ministry of Transportation and Communication**, Ontario, Canada, 1983.

DASSAULT SISTÈMES SIMULIA. ABAQUS 6.18 2016.

DE NARDIN, S.; SOUZA, A. S. C.; EL DEBS, A. L. H. C. Comportamento conjunto em elementos mistos de aço e concreto: Dispositivos Mecânicos. In: CONGRESSO LATINO AMERICANO DE CONSTRUÇÃO METÁLICA, 3., São Paulo.. **Anais do Construmetal...** 2008, São Paulo: ABCEM, 2008.

DEMITZ, J. R.; MERTZ, D. R.; GILLESPIE, J. W. Deflection requirements for bridges constructed with advanced composite materials. **Journal of bridge engineering**, v. 8, n. 2, p. 73-83, 2003.

ECOPONTES. Ponte Mista de Aço e Concreto EcoMix em Eunápolis/BA. Disponível em: <https://www.ecopontes.com.br/obras-ver/ponte-mista-de-aco-e-concreto-ecomix-em-eunapolis-ba/52?a=obras-ver>.

Acesso em 31 de março de 2020.

EUROCODE HANDBOOK 4. **Guide to basis of bridge design related to Eurocodes supplemented by practical examples.** Italy, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **Eurocode - Basis of structural design.** EN 1990-A1. Brussels. 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **Eurocode 2:** Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules. EN 1992-2-2. Brussels. 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **Eurocode 3:** Design of steel structures - Part 2: Steel bridges. EN 1993-2-2. Brussels. 2006.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **Eurocode 3:** Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. EN 1993-1-1. Brussels. 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **Eurocode 4:** Design of composite steel and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges. EN 1994-2-2. Brussels. 2005.

EVEREST ENGENHARIA. **Pontes de transposição.** Disponível em: <http://www.everestengenharia.com.br/index.php/component/spsimpleportfolio/item/16-pontes-de-transposicao>. Acesso em 31 de março de 2020.

FU, C. C.; ZHAO, G.; YE, Y.; ZHANG, F. **Serviceability-related issues for bridge live load deflection and construction closure pours.** Maryland. State Highway Administration. Office of Policy & Research, 2015.

HUANG, D.; WEI, J.; LIU, X.; XIANG, P.; ZHANG S. Experimental study on long-term performance of steel-concrete composite bridge with an assembled concrete deck. **Construction and Building Materials**, v.214, p. 606-618, 2019.

KIRKCALDIE, D. K.; WOOD, J. H. **Review of Australian standard AS 5100 Bridge design with a view to adoption.** NZ Transport Agency Research Report 361. 184 p., 2008. v.2.

KIRKCALDIE, D. WOOD, J. H. **Review of Australian standard AS 5100 Bridge design with a view to adoption..** NZ Transport Agency Research Report 361. 130 p., 2008. v.1.

LI, Y.; HE, S. Research of Steel-Concrete Composite Bridge under Blasting Loads. **Advances in Civil Engineering**, v. 2018, p. 1–9, 12 set. 2018.

LIU, X.; BRADFORD, M. A.; ATAEI, A. Flexural performance of innovative sustainable composite steel-concrete beams. **Engineering Structures**, v. 130, p. 282-296, 2017.

MATAR, H. B.; BAKHOUM, M. M.; ISHAC, I. I. Comparison of Serviceability Limit State Code Requirements for Short and Medium Span Composite Bridges. In: **IABSE Symposium Report. International**

Association for Bridge and Structural Engineering, p. 1-12, 2012.

NAKAMURA, S.; MOMIYAMA, Y.; HOSAKA, T.; HOMMA, K. New technologies of steel/concrete composite bridges. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 58, n. 1, p. 99–130, 2002.

NASSIF, H.; LIU, M.; SU, D.; GINDY, M. Vibration versus deflection control for bridges with high-performance steel girders. **Transportation Research Record**, v. 2251, n. 1, p. 24-33, 2011.

NECHVOGLOD, V.; RAPATTONI, F. **Live load deflection limits for Australian road bridges**. In: Ausroads Bridge Conference, 4th, Adelaide, South Australia, 2000.

ORLANDO, D.; PRAVIA, Z. M. C.; DREHMER, G. A. Análise de pontes mistas de aço e concreto pelo método dos elementos finitos. (U. F. do R. G. do Sul, Ed.) In: CONGRESSO REGIONAL DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA E TECNOLOGIA., 17. Porto Alegre, 2003.

PARK, K. J.; KIM, D. Y.; HWANG, E. S. Investigation of Live Load Deflection Limit for Steel Cable Stayed and Suspension Bridges. **International Journal of Steel Structures**, v. 18, n. 4, p. 1252-1264, 2018.

PEDRO, R. L.; DEMARCHE J.; MIGUEL, L. F. F.; LOPEZ, R.H. An efficient approach for the optimization of simply supported steel-concrete composite I-girder bridges. **Advances in Engineering Software**, v. 112, p. 31-45, 2017.

PINHO, F. O.; BELLEI, I. H. **Pontes e viadutos em vigas mistas**. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2007.

RAMNAVAS, M. P.; PATEL, K. A.; CHAUDHAY, S.; NAGPAL, A. K. Cracked span length beam element for service load analysis of steel concrete composite bridges. **Computers & Structures**, v. 157, p. 201-208, 2015.

RANZI, G. Service design approach for composite steel–concrete floors. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings**, v. 171, n. 1, p. 38–49, jan. 2018.

ROEDER, C. W.; BARTH, K.; BERGMAN, A. **Improved live load deflection criteria for steel bridges**. Transportation Research Board, National Research Council, 2002.

SARRAF, E. R.; ILES, D.; MOMTAHAN, A.; EASEY, D.; HICKS, S. **Steel-concrete composite bridge design guide**. New Zealand: NZ Transport Agency, 2013.

SHIM, C.; LEE, P.; CHANG, S. Design of shear connection in composite steel and concrete bridges with precast decks. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 57, p. 203-219, 2001.

SOUZA, V. J. L. **Contribuição ao projeto e dimensionamento da superestrutura de pontes rodoviárias em vigas mistas de aço e concreto**. 2006. 133p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2006.

TADESSE, Z.; PATEL, K. A.; CHAUDHAY, S.; NAGPAL, A. K. Neural networks for prediction of deflection

in composite bridges. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 68, n. 1, p. 138-149, 2012.

WODZINOWSKI, R.; SENNAH, K.; AFEFY, H. M. Free vibration analysis of horizontally curved composite concrete-steel I-girder bridges. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 140, p. 47-61, 2018.

XU, C.; SUGIURA, K.; SU, Q. Fatigue Behavior of the Group Stud Shear Connectors in Steel-Concrete Composite Bridges. **Journal of Bridge Engineering**, v. 23, n. 8, p. 14-31, 2018.

ZONA, A.; LEONI, G.; DALL'ASTA, A. Influence of shear connection distributions on the behaviour of continuous steel-concrete composite beams. **The Open Civil Engineering Journal**, v. 11, p. 384-395, 2017.