

## INFLUÊNCIA DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMO E DE SERVIÇO NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES E VIADUTOS MISTOS DE AÇO E CONCRETO EM SEÇÃO CAIXÃO

### *INFLUENCE OF THE ULTIMATE LIMITS AND SERVICE LIMITS ON THE DIMENSION OF COMPOSITE STEEL-CONCRETE BRIDGES AND VIADUCTS IN THE BOX SECTION*

Renato Silva Nicoletti <sup>1</sup>

Alex Sander Clemente de Souza <sup>2</sup>

**Resumo:** As pontes e viadutos mistos de aço e concreto, sobretudo na configuração em seção caixão, apresentam uma série de vantagens, como maior rigidez à torção, facilidades em termos de construção e manutenção, durabilidade e fatores estéticos. Entretanto, há uma grande discrepância nas recomendações normativas quanto à verificação dos estados limites de serviço. O presente trabalho sintetiza e discute as recomendações para as deflexões limites estabelecidas pelas principais normalizações e existentes na literatura, e possui o objetivo de avaliar a influência dos estados limites último e de serviço no dimensionamento de pontes em seção caixão. Para tanto, foram dimensionadas 11 pontes, nas quais investigou-se a influência dos estados limites últimos e de serviço. Averiguou-se que o carregamento que ocasiona a plastificação da seção mista produz deflexões superiores às estabelecidas pelas normas. Verifica-se ainda que os limites recomendados são muito severos e, portanto, faz-se necessário estudos adicionais a fim de que os critérios existentes sejam reavaliados e, caso necessário, outros sejam propostos.

**Palavras-chaves:** Deflexões; Estado Limite de Serviço; Pontes e viadutos; Estruturas mistas de aço e concreto; Seção caixão.

**Abstract:** Composite of steel and concrete bridges and viaducts, especially those with box sections, have several advantages, such as increased torsional rigidity, ease of construction and maintenance, durability and aesthetic factors. But there is a wide discrepancy in the recommendations provided by the standards for verifying service limit states on bridges and viaducts. The present work summarizes the limit deflections established by the main standards and existing in the literature, and has the objective of evaluating the influence of the ultimate and service limit states for the design of coffin section bridges. For this, it dimensioned 11 bridges and the influence of the ultimate and service limit states on their design was investigated. It was found that the loading that causes the plasticization of the composite section produces deflections higher than those established. It is also noted that the recommended limits are very severe and therefore further studies are needed to check existing criteria and others proposed, if necessary.

**Keywords:** Deflections; Limit State of Service; Bridges and viaducts; Composite structures of steel and concrete; Box section.

<sup>1</sup>Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), e-mail: [renato\\_nicoletti@hotmail.com](mailto:renato_nicoletti@hotmail.com)

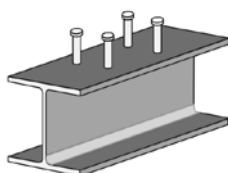
<sup>2</sup>Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), e-mail: [alex@ufscar.br](mailto:alex@ufscar.br)

## 1 Introdução

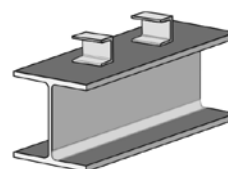
As pontes e viadutos são construções de vital importância para a infraestrutura viária de um país e, em consequência, no desenvolvimento econômico do mesmo.

A construção de pontes no Brasil tem adotado de forma majoritária soluções e concreto armado e concreto protendido. Todavia, frente à demanda por maiores vãos, rapidez e racionalização na construção, redução de custos e impactos ambientais, novos materiais e soluções técnicas foram desenvolvidas e, nesse âmbito, as estruturas mistas de aço e concreto despontam como uma forma de associar os dois sistemas mais empregados na construção civil: o aço e o concreto.

O sistema misto de aço e concreto é constituído um perfil de aço (laminado, soldado ou formado a frio) resistindo aos esforços solicitantes em conjunto com o concreto, constituindo um elemento misto – viga, pilar, laje ou até mesmo uma ligação. A interação entre o aço e o concreto pode ser feita através de meios (conectores, mossas, ressaltos, etc.), por atrito (no caso de fôrmas de aço com cantos reentrantes em lajes mistas) ou, em certos casos, por repartição de cargas e simples aderência. Porém, a maioria das soluções consiste em conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça e perfil “U” laminado – vide Figura 1.



*Stud Bolt* (Pino com cabeça)



Perfil “U” laminado

**Figura 1.** Conectores de cisalhamento mais utilizados nos elementos mistos

Fonte: Adaptado de Veríssimo (2007)

Por sua vez, no que se refere às pontes e viadutos mistos de aço e concreto, os sistemas estruturais mais comuns são em viga de alma cheia (tipo “I”) e em seção caixão (simples ou duplo). Mais especificamente, a seção caixão mista é formada por uma seção fechada, trapezoidal ou retangular, na qual as laterais (almas) e a parte inferior (mesa inferior) são em aço e a parte superior (mesa superior) é o tabuleiro em concreto, com os conectores de cisalhamento na interface. A ponte pode ter a sua seção transversal com apenas um caixão ou múltiplos caixões dependendo da largura, vão e carregamentos. As Figuras 2 e 3 apresentam, respectivamente, vigas caixões metálicas de pontes construídas na configuração em caixão simples e múltiplos caixões.



**Figura 2.** Viga caixão metálica de ponte construída na configuração em caixão simples

Fonte: China Bailey Bridge<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Disponível em: Disponível em: <http://china-bailey-bridge-com.sell.everychina.com/high-strengthbox-girder>. Acesso 20 out. 2019



**Figura 3.** Vigas caixões metálicas de ponte construída na configuração em múltiplos caixões  
Fonte: Civil Digital<sup>2</sup>

Os elementos mistos de aço e concreto fundamenta-se em uma norma técnica nacional que fixa os parâmetros de projeto e construção no Brasil para a aplicação em edifícios, o que fez com que seu uso se consolidasse (ABNT NBR 8800, 2008). Porém, o potencial de tal sistema construtivo para o projeto e construção de pontes é pouco explorado, havendo diversos motivos para tal fato: inexistência de normas técnicas específicas e ferramentas de projeto e conhecimento técnico limitado.

A bibliografia nacional que trata sobre pontes mistas de aço e concreto é limitada e desatualizada. Merece destaque o trabalho de Pinho e Bellei (2007), que exibe uma compilação acerca das principais tipologias e critérios de projeto para pontes de aço e mistas de aço e concreto com base em normas estrangeiras. Souza (2006), por sua vez, apresenta detalhes sobre o comportamento, a análise e o dimensionamento de pontes mistas de aço e concreto de pontes formadas por vigas retas em perfil “I”. Cita-se ainda Faria e Pravia (2014) e Nicoletti e Souza (2019), que sintetizaram os procedimentos de projeto da norma americana AASHTO (2017) para pontes mistas na configuração em seção caixão e desenvolveram ferramentas de pré-dimensionamento para tais estruturas, respectivamente.

Na literatura internacional, o volume de trabalhos é muito superior, havendo diversos trabalhos acerca do desenvolvimento de tecnologias construtivas e de projetos (NAKAMURA *et al.*, 2002; PEDRO *et al.*, 2017; CHEN, DONG e XU, 2018), na elaboração de códigos, manuais e procedimentos simplificados de análise e dimensionamento de projetos (PATEL, 2009; CHAVEL e RIVERA, 2012) e também no estudo da distribuição de tensões na interface (GARA, RANZI e LEONI, 2011; ZHU *et al.*, 2015).

Em especial, tratando-se da verificação dos estados limites de serviço (E.L.S.) em pontes de modo geral, há uma grande discrepância nas recomendações fornecidas pelas normativas nacionais e estrangeiras quanto aos limites para as deflexões (flechas). Em trabalhos recentes na literatura internacional, existem diversos trabalhos abordando deflexões iniciais e de longo prazo em pontes metálicas e mistas de aço e concreto, bem como os critérios estabelecidos para verificação dos E.L.S. nas principais normalizações (FU *et al.*, 2015; RAMNAVAS *et al.*, 2015; TADESSE *et al.*, 2012; WODZINOWSKI, SENNAH e AFEFY, 2018; HUANG *et al.*, 2019).

Barker, Staebler e Barth (2011) analisaram o impacto econômico dos estados limites de serviço no projeto de pontes e verificam que este é um dos parâmetros mais determinantes nas escolhas de projeto, influenciando diretamente nos custos. Os autores também sugeriram um critério para as deflexões limites com base na frequência natural da estrutura, já que a limitação das flechas se relaciona indiretamente com o controle das vibrações. Já Demitz, Mertz e Gillespie (2003) investigaram as deflexões limites de pontes mistas de aço e concreto sugeridas

<sup>2</sup> Disponível em: <<https://civildigital.com/advantages-steel-box-girders-bridges-disadvantages/>>. Acesso em 20 out. 2019.

pela AASHTO (2017) e afirmaram que tais limitações são muito rigorosas e devem ser repensadas, visto que estão inalteradas desde 1930.

Nesse contexto, os objetivos deste trabalho são sintetizar as limitações de flecha recomendadas pelas principais normas empregadas no projeto de pontes e avaliar a influência dos estados limites último e de serviço para o dimensionamento de pontes mistas de aço e concreto em seção caixão.

## 2 Limitações do estado limite de serviço em pontes

### 2.1 Normalização nacional

A ABNT NBR 7187 (2003) “Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento”, remete à ABNT NBR 6118 (2014) “Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”, para verificação das flechas, a qual estabelece um limite de deflexão com base vão igual a  $\frac{L}{350}$ , em que L é o vão da ponte, que devem ser determinados com a seção fissurada. Entretanto, não fica explicitado quais os carregamentos ou combinações que devem ser utilizados no caso de pontes.

Especificamente para o projeto de pontes de aço e mistas de aço e concreto, ainda não há normalização nacional em vigência. Encontra-se em fase de elaboração pela Associação Brasileira de Normas Técnicas a ABNT NBR 16694 (2018) “Projeto de pontes e viadutos rodoviários de aço e mistas de aço e concreto”, porém ainda sem previsão de publicação. Neste projeto de norma, os valores dos deslocamentos limites para o caso de pontes são:

- Para apenas a carga móvel:  $\frac{L}{800}$ , sendo L o vão entre eixos de apoios da ponte ou viaduto. Caso haja passagem de pedestres na ponte, este valor deve ser reduzido para o limite de  $\frac{L}{1000}$ ;
- No caso de balanços, o valor é de  $\frac{L}{300}$  e, caso haja passagem de pedestres,  $\frac{L}{375}$ .

Logo, nota-se que o projeto de norma de pontes de aço e mistas impõem uma limitação bastante severa de flechas devido as cargas móveis. Por outro lado, a norma de pontes de concreto estabelece um limite de flecha menos severo e não explicita quais carregamentos ou combinações devem ser utilizados.

### 2.2 Norma americana

Na AASHTO LRFD (2017) limita-se a flecha pela carga móvel como sendo  $\frac{L}{800}$ , sendo L o vão da ponte - recomendação adotada pelo projeto de norma ABNT NBR 16694 (2018). Percebe-se que normas americanas da AASHTO exercem grande influência na normalização e no projeto de pontes em outros países, principalmente no Brasil quando se trata de pontes metálicas e mistas de aço e concreto. Assim, faz-se pertinente uma discussão sobre a origem dos limites de flecha exigidos nestas normas.

A origem dos limites de flechas nos códigos de projeto americanos remete ao início do século 20, sendo que o limite de flecha para cargas móveis limitado a  $\frac{L}{800}$  está presente desde a década de 1930.

Nassif *et al.* (2011) confirmam essas origens e reforçam que esses limites foram estabelecidos de forma empírica a partir do uso de pontes em madeira, pontes em vigas e

treliçadas simplesmente apoiadas. O autor reforça também a importância da limitação de flechas para o controle de vibrações, justificando os limites da norma americana. Por outro lado, ele demonstra que esse limite pode não ser eficiente para o controle de vibrações e pode tornar-se antieconômico.

Na literatura internacional existe um consenso de que o limite de flecha imposto com o propósito de controlar as vibrações não é adequado e novos critérios baseados na análise das vibrações e dos efeitos dinâmicos foram propostos como alternativas ao atual limite de flechas recomendado pela AASHTO (2017). No entanto, esse limite tem se mantido desde a década de 1930 e, apesar de ser um limite opcional, a maioria dos estados americanos e de outros países o adotam.

### 2.3 Normas europeias

O uso dos Eurocódigos é bastante difundido na Europa. Entretanto, é importante ressaltar que cada país Europeu pode estabelecer parâmetros particulares de acordo com a realidade local.

Para pontes em concreto armado, há o EN 1992-2-2 (2005). Por sua vez, para pontes metálicas, tem-se o EN 1993-2-2 (2006). Por fim, as pontes mistas de aço e concreto são normalizadas pelo EN 1994-2-2 (2005).

Em todos eles, as verificações para os Estados Limites de Serviço são remetidas para o item 7.3 do EN 1993-1-1 (2005), intitulado “*General rules and rules for buildings*” o qual não estabelece um limite de flecha com base no vão. Por outro lado, introduz um conceito que pode ser novo em alguns países, que trata da distinção entre os estados limite reversíveis e irreversíveis. 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)

A limitação de flechas fundamentada no comprimento do vão ( $L$ ) se faz presente apenas no EN 1990-A1 (2002), “*Eurocode Basis of structural design*”, estabelecendo para pontes ferroviárias o limite de flecha devido a ação do tráfego em  $\frac{L}{600}$ .

Nos exemplos e discussões apresentados no EN 1994-2-2 (2005), limita-se a flecha em  $\frac{L}{250}$ . No entanto esse limite é aplicado para flechas calculadas para combinações frequentes particularmente para as situações de estados limites reversíveis. Portanto, apesar do limite de flecha ser elevado, as mesmas são determinadas para uma combinação de ações incluindo cargas permanentes e a carga móvel com seu valor frequente - e não somente para a carga móvel com o seu valor nominal.

### 2.4 Norma canadense

No Canadá, o projeto de pontes é regulado pela norma CAN/CSA-S6-06 (2012). Com relação as deflexões, não são especificados limites para a flecha. No entanto, segundo o *Canadian Structural Manual* (2016), devem ser utilizados os limites de deflexão, baseados na AASHTO (2017), com as seguintes modificações: a flecha máxima devido à carga móvel não deve exceder  $\frac{L}{600}$  entre apoios e, no caso de balanços,  $\frac{L}{350}$ .

Percebe-se então que os canadenses seguem a metodologia americana de limitar a flecha em função do comprimento do vão, porém aumentaram o limite de  $\frac{L}{800}$  para  $\frac{L}{600}$ .

Segundo estudos conduzidos por Matar, Bakhoun e Ishac (2012), um procedimento semelhante é adotado pela norma egípcia, que também aumenta o limite de flecha da norma americana para  $\frac{L}{600}$ .

## 2.5 Norma australiana

De acordo com Kirkcaldie e Wood (2008), as normas Australianas AS 5100.2 (2017) exigem que os limites de deflexão em pontes rodoviárias sejam inferiores à  $\frac{L}{600}$  entre apoios e  $\frac{L}{300}$  no caso de balanços, sendo L o comprimento do vão.

Nesse contexto, Nechvoglod e Rapattoni (2000), trazem um histórico da evolução dos limites de flecha para pontes nas normas Australianas, demonstrando que sua origem está na norma americana e que, inclusive 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  $\frac{L}{600}$ .

## 2.6 Literatura internacional

Na literatura internacional há uma série de críticas no sentido de abolir a limitação de deflexão e passar a analisar o estado limite de serviço através das frequências e vibrações da estrutura por meio de métodos mais eficazes (FHWA, 2011; STATE HIGHWAY ADMINISTRATION, 2015; BAKHOUM, 2012; ROEDER, BARTH e BERGMAN, 2002).

Barker, Staebler e Barth (2011), estatisticamente e com base em resultados experimentais, adaptaram a recomendação de deflexão limite calculada através da frequência natural da estrutura sugerida pela Ontario Code (1983), e sugeriram que, para pontes sem passagem de pedestres, a deflexão limite seja calculada pela Equação (1).

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

onde  $\delta_{lim}$  é a deflexão limite em milímetros e  $f$  a primeira frequência natural da ponte.

Nesse contexto, Park, Kim e Hwang (2018) investigam experimentalmente as deflexões limites de pontes suspensas e estaiadas e confirmam que mesmo os limites estabelecidos por Barker, Staebler e Barth (2011) são superiores aos medidos.

## 2.7 Síntese dos limites de flechas estabelecidos pelas principais normalizações

A Tabela 1 apresenta um resumo dos limites de flechas estabelecidos pelas principais normas estrangeiras e nacionais.

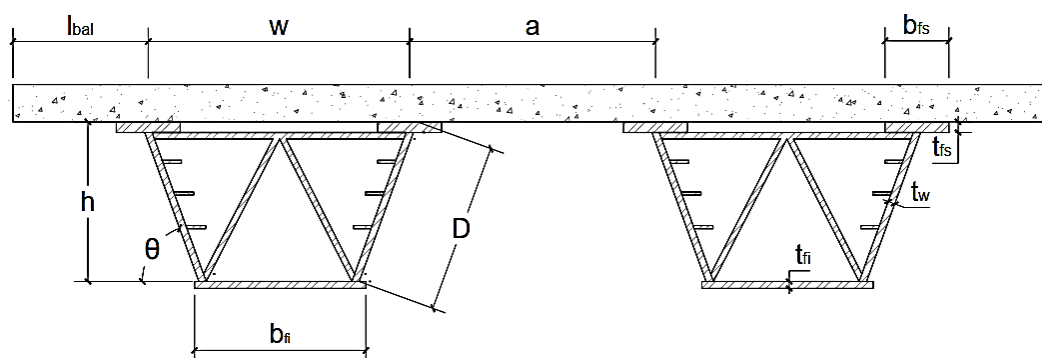
**Tabela 1** – Limites de deflexões para as cargas móveis fixados pelas principais normalizações

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

Fonte: Autoria própria (2019)

### 3 Metodologia

A fim de avaliar a influência dos Estados Limites Último e de serviço no dimensionamento de pontes de aço e concreto em seção caixão, foram dimensionadas 11 pontes com base no trabalho de Nicoletti e Souza (2019), que sintetizaram as recomendações AASTHO (2017) para o anteprojeto de pontes e viadutos em seção caixão. Nos modelos, variou-se seção transversal – mais especificamente a altura do caixão e, como consequência, o comprimento do vão e os demais parâmetros. A Figura 4 apresenta as simbologias dos parâmetros geométricos das pontes.

**Figura 4.** Simbologias dos parâmetros geométricos da seção transversal das pontes

Fonte: Autoria própria (2019)

Na Figura 4,  $l_{bal}$  é a largura do balanço da seção transversal,  $h$  a altura da viga caixão,  $D$  o comprimento da alma,  $\theta$  a inclinação da alma,  $w$  a largura superior do caixão,  $b_{fs}$  a largura dos flanges superiores do caixão,  $b_{fi}$  a largura da mesa inferior,  $t_w$  a espessura da alma,  $t_{fs}$  a espessura do flange superior,  $t_{fi}$  a espessura da mesa inferior e  $a$  a distância de centro a centro das flanges superiores internos de dois caixões paralelos.

Em todos os casos a altura da laje foi fixada em 250 mm, a largura total da seção transversal foi de 12800 mm, a largura da mesa inferior dos caixões  $b_{fi} = 2800$  mm, a largura da mesa superior  $b_{fs} = 350$  mm e as espessuras dos perfis foram  $t_{fs} = t_{fi} = t_w = 31,75$  mm. Todos estes valores estão em conformidade com o pré-dimensionamento recomendado pela AASHTO (2017). A Tabela 2 apresenta a geometria dos modelos de pontes analisados.

**Tabela 2 – Geometria dos modelos de pontes analisados**

| Modelo | h [mm] | Vão [mm] | w [mm] | a [mm] | $l_{bal}$ [mm] |
|--------|--------|----------|--------|--------|----------------|
| 1      | 1000   | 30000    | 2920   | 4040   | 1460           |
| 2      | 1100   | 33000    | 2960   | 3920   | 1480           |
| 3      | 1200   | 36000    | 3000   | 3800   | 1500           |
| 4      | 1300   | 39000    | 3040   | 3680   | 1520           |
| 5      | 1400   | 42000    | 3080   | 3560   | 1540           |
| 6      | 1500   | 45000    | 3120   | 3440   | 1560           |
| 7      | 1600   | 48000    | 3165   | 3305   | 1582,5         |
| 8      | 1700   | 51000    | 3210   | 3170   | 1605           |
| 9      | 1800   | 54000    | 3250   | 3050   | 1625           |
| 10     | 1900   | 57000    | 3300   | 2900   | 1650           |
| 11     | 2000   | 60000    | 3330   | 2810   | 1665           |

Fonte: Autoria própria (2019)

Quanto às propriedades dos materiais, admitiu-se um concreto para a laje com módulo de elasticidade longitudinal de 20000 MPa e resistência característica à compressão de 30 MPa. Já o aço foi admitido com módulo de elasticidade longitudinal de 200.000 MPa e resistência característica ao escoamento de 345 MPa.

Ademais, para todos os modelos de pontes calculou-se:

- A capacidade resistente ao momento fletor da seção mista plastificada;
- A deflexão limite com base nas normas ABNT NBR 7187 (2003), AASHTO (2017), CAN/CSA-S6-06 (2012) e AS 5100.2 (2017) e pela recomendação de Barker, Staebler e Barth (2011).
- A carga distribuída que provoca a plastificação da seção mista;
- A carga distribuída que ocasiona a deflexão máxima estabelecida por cada uma das normas em questão e pelo trabalho de Barker, Staebler e Barth (2011).

Devido à elevada rigidez dos caixões metálicos, a linha neutra plástica (LNP) sempre se localizou sobre os mesmos. Assim, para o cálculo da capacidade resistente ao momento fletor da seção mista plastificada, utilizou-se as equações dispostas na Tabela 3.

**Tabela 3 – Capacidade resistente ao momento fletor – LNP no caixão metálico**

|                                                                                                                                                                                                                  |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                                                                                                                                                                                                                  | <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>C_{\text{Concreto}}</math> – Força de compressão na laje de concreto;</li> <li>• <math>C_{\text{Aço}}</math> – Força de compressão na viga caixão metálica;</li> <li>• <math>T_{\text{Aço}}</math> – Força de tração na viga caixão metálica;</li> <li>• <math>z</math> – Distância entre os pontos de aplicação da resultante de tração e de compressão;</li> <li>• <math>f_{cd}</math> – Resistência de cálculo do concreto à compressão;</li> <li>• <math>h_{laje}</math> – Altura da laje;</li> <li>• <math>A_s</math> – Área de aço do caixão abaixo da linha neutra plástica;</li> <li>• <math>A'_s</math> – Área de aço do caixão acima da linha neutra plástica;</li> <li>• <math>f_{yd}</math> – Resistência de cálculo do aço à tração;</li> <li>• <math>b_c</math> – Largura efetiva da laje, calculada através das expressões para vigas tipo “I” da AASHTO (2017).</li> </ul> |
| $C_{\text{Aço}} = A'_s \cdot f_{yd}$ $T_{\text{Aço}} = A_s \cdot f_{yd}$ $C_{\text{Concreto}} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_c \cdot h_{laje}$ $M_{Rd} = F_{\text{Tração}} \cdot z = F_{\text{Compressão}} \cdot z$ |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |

Fonte: Nicoletti e Souza (2019)

As deflexões ( $\delta$ ) 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).

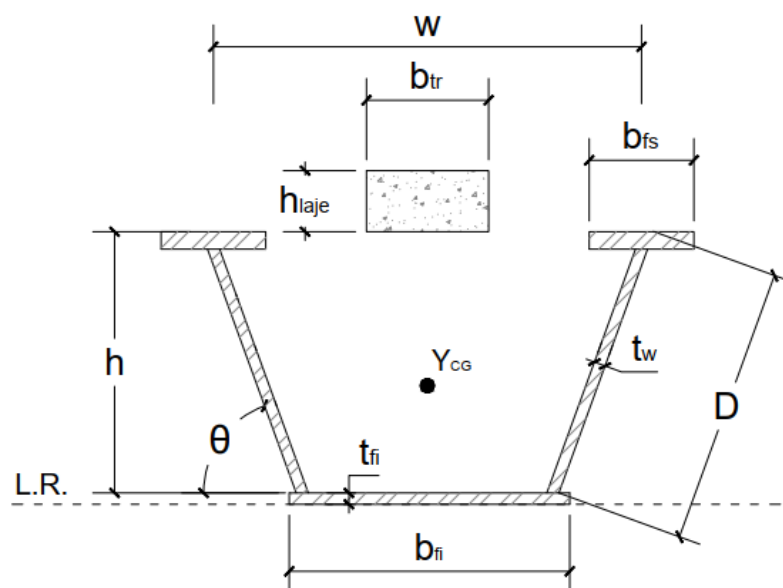
Para determinar a mesma, calcula-se uma razão modular,  $\alpha_E$ , que consiste no quociente entre os módulos de elasticidade dos materiais, e multiplica-se as dimensões do material transformado por tal razão, obtendo uma seção com material uniforme. Para transformar a seção mista numa seção uniforme de aço, sendo  $E_c$  e  $E_s$  o módulo de elasticidade longitudinal do concreto e do aço, respectivamente, a razão modular é dada pela Equação (3).

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

Daí a largura efetiva transformada é calculada mediante a Equação (4).

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_E} \quad (4)$$

A Figura 5 exibe a seção transformada típica utilizada para o cálculo da inércia transformada,  $I_{tr}$ .



**Figura 5.** Seção transformada típica das pontes

Fonte: Autoria própria (2019)

Ademais, primeira frequência natural das estruturas foi obtida através análise de frequência no *software* ABAQUS, na qual atribuiu-se uma densidade de  $2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  para o concreto armado da laje e de  $7860 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  para o aço dos caixões.

#### 4 Resultados e discussões

A Tabela 4 apresenta as propriedades geométricas de cada modelo, a capacidade resistente 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 ( $\delta_{ELU}$ ).

Tabela 4 – Propriedades geométricas e principais parâmetros determinantes do E.L.U.

| Modelo | $y_{cg}$<br>[mm] | $I_{tr}$<br>[mm <sup>4</sup> ] | Área<br>[mm <sup>2</sup> ] | $M_{Rd}$<br>[kN.m] | $q_{ELU}$<br>[kN/m] | $\delta_{ELU}$<br>[mm] |
|--------|------------------|--------------------------------|----------------------------|--------------------|---------------------|------------------------|
| 1      | 357,26           | 7,6525E+10                     | 166908,46                  | 26481,12           | 235,39              | 162,21                 |
| 2      | 394,79           | 9,0074E+10                     | 172973,58                  | 28828,68           | 211,78              | 181,53                 |
| 3      | 435,63           | 1,0500E+11                     | 179462,08                  | 31120,18           | 192,10              | 200,06                 |
| 4      | 477,10           | 1,2122E+11                     | 185950,59                  | 33408,20           | 175,72              | 218,32                 |
| 5      | 519,15           | 1,3878E+11                     | 192439,10                  | 35693,43           | 161,87              | 236,29                 |
| 6      | 561,72           | 1,5770E+11                     | 198927,60                  | 37976,42           | 150,03              | 253,98                 |
| 7      | 604,76           | 1,7801E+11                     | 205416,11                  | 40262,40           | 139,80              | 271,42                 |
| 8      | 648,23           | 1,9974E+11                     | 211904,62                  | 42547,49           | 130,87              | 288,57                 |
| 9      | 692,08           | 2,2291E+11                     | 218393,12                  | 44826,53           | 122,98              | 305,41                 |
| 10     | 736,29           | 2,4758E+11                     | 224881,63                  | 47115,96           | 116,01              | 322,04                 |
| 11     | 780,82           | 2,7375E+11                     | 231370,14                  | 49381,85           | 109,74              | 338,23                 |

Fonte: Autoria própria (2019)

A Tabela 5 apresenta a primeira frequência natural dos modelos ( $f$ ), as respectivas deflexões limites recomendadas por Barker, Staebler e Barth (2011) para pontes sem passagem de pedestres ( $\delta_f$ ) e os carregamentos que provocam tais deflexões ( $q_f$ ).

Tabela 5 – Deflexões calculadas através da frequência natural e cargas que as causam

| Modelo | $f$<br>[Hz] | $\delta_f$<br>[mm] | $q_f$<br>[kN/m] |
|--------|-------------|--------------------|-----------------|
| 1      | 1,71        | 112,92             | 163,87          |
| 2      | 1,64        | 122,77             | 143,23          |
| 3      | 1,59        | 130,61             | 125,41          |
| 4      | 1,53        | 141,06             | 113,53          |
| 5      | 1,46        | 154,91             | 106,12          |
| 6      | 1,42        | 163,76             | 96,73           |
| 7      | 1,37        | 175,93             | 90,62           |
| 8      | 1,31        | 192,41             | 87,26           |
| 9      | 1,26        | 207,99             | 83,75           |
| 10     | 1,23        | 218,26             | 78,63           |
| 11     | 1,18        | 237,14             | 76,94           |

Fonte: Autoria própria (2019)

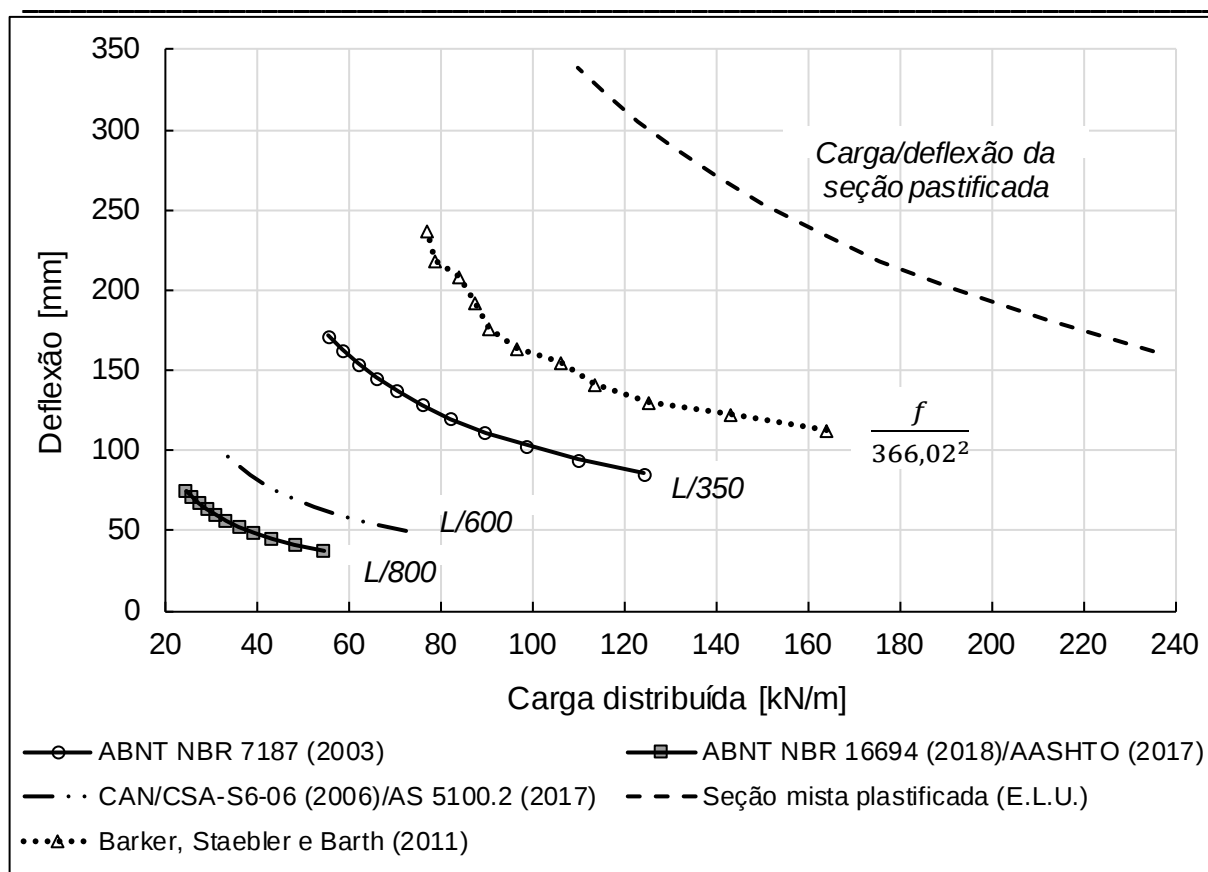
Além disso, como já mencionado, para todos os modelos, calculou-se a flecha máxima pelas normas citadas neste trabalho, e também a carga distribuída que ocasiona tais flechas. Os resultados estão expostos na Tabela 6, na qual os Estados Limites de Serviço 1, 2 e 3 referem-se, respectivamente, às flechas limites recomendadas pelas normas ABNT NBR 7187 (2003), AASHTO (2017) e CAN/CSA-S6-06 (2006)/AS 5100.2 (2017).

Tabela 6 – Deflexões limites e respectivas cargas que ocasionam as mesmas

| Modelo | ABNT NBR 7187<br>(2003) |                      | AASHTO (2017)           |                      | CAN/CSA-S6-06 (2006)<br>AS 5100.2 (2017) |                      |
|--------|-------------------------|----------------------|-------------------------|----------------------|------------------------------------------|----------------------|
|        | $\delta_{ELS1}$<br>[mm] | $q_{ELS1}$<br>[kN/m] | $\delta_{ELS2}$<br>[mm] | $q_{ELS2}$<br>[kN/m] | $\delta_{ELS3}$<br>[mm]                  | $q_{ELS3}$<br>[kN/m] |
| 1      | 85,71                   | 124,38               | 37,50                   | 54,42                | 50,00                                    | 72,56                |
| 2      | 94,29                   | 110,00               | 41,25                   | 48,12                | 55,00                                    | 64,17                |
| 3      | 102,86                  | 98,76                | 45,00                   | 43,21                | 60,00                                    | 57,61                |
| 4      | 111,43                  | 89,68                | 48,75                   | 39,24                | 65,00                                    | 52,32                |
| 5      | 120,00                  | 82,21                | 52,50                   | 35,97                | 70,00                                    | 47,95                |
| 6      | 128,57                  | 75,95                | 56,25                   | 33,23                | 75,00                                    | 44,30                |
| 7      | 137,14                  | 70,64                | 60,00                   | 30,90                | 80,00                                    | 41,21                |
| 8      | 145,71                  | 66,08                | 63,75                   | 28,91                | 85,00                                    | 38,55                |
| 9      | 154,29                  | 62,13                | 67,50                   | 27,18                | 90,00                                    | 36,24                |
| 10     | 162,86                  | 58,67                | 71,25                   | 25,67                | 95,00                                    | 34,22                |
| 11     | 171,43                  | 55,62                | 75,00                   | 24,33                | 100,00                                   | 32,44                |

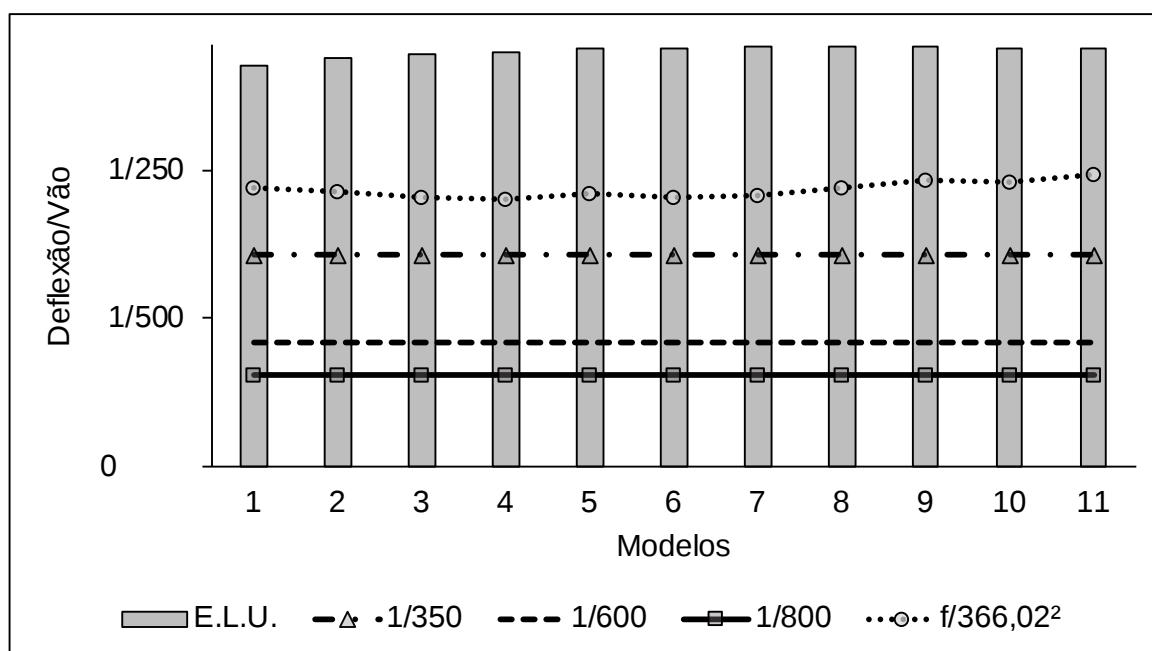
Fonte: Autoria própria (2019)

O gráfico da Figura 6 apresenta uma comparação da influência dos Estados Limites Último e de Serviço no dimensionamento das pontes pré-dimensionadas, nos quais contrastou-se a carga que plastificou a seção mista com a carga que provocou a situação de flecha limite para as normas analisadas, bem como a recomendada por Barker, Staebler e Barth (2011), calculada com base primeira frequência natural da estrutura.



**Figura 6.** Cargas distribuídas que causam as deflexões limites e a plastificação da seção mista  
 Fonte: Autoria própria (2019)

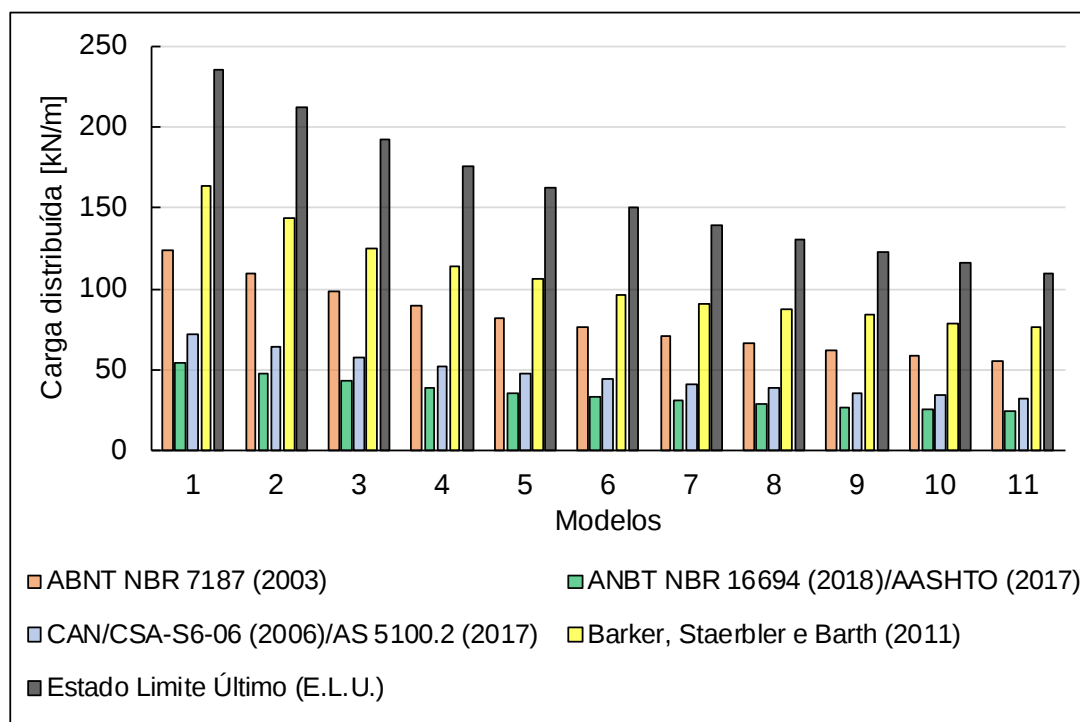
A Figura 7 apresenta os resultados do quociente da deflexão pelo vão nos modelos, explicitando que a tal relação no estado limite último é bem superior às limitações de deflexão existente nas normas e na literatura.



**Figura 7.** Relação entre a deflexão e o vão dos modelos contrastada com as relações limites  
 Fonte: Autoria própria (2019)

Observando a Figura 7, nota-se que a relação da deflexão pelo vão recomendada pela limitação do estado limite último corresponde a, aproximadamente,  $\frac{L}{180}$ , sendo bem superior aos limites estabelecidos pelas normas estudadas e inclusive superior ao limite de flecha baseada na frequência, embora se aproxime mais deste último.

Já o gráfico da Figura 8 apresenta os carregamentos que correspondem aos limites de flecha de cada uma das normas analisadas em comparação com o carregamento último que provoca a plastificação da seção mista.



**Figura 8.** Cargas distribuídas limites para cada critério de verificação de estado limite de serviço

Fonte: Autoria própria (2019)

Pela Figura 8, percebe-se que o carregamento de plastificação da seção é sempre superior ao carregamento correspondente ao limite de flecha estabelecido pelas normativas, com diferença média de 190%. 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 cerca de 50%.

## 5 Conclusões

A norma americana AASHTO (2017) é, sem dúvida, a que exerce maior influência no projeto de pontes e na normalização desses projetos em vários países. O limite de flecha imposto por tal norma possui como um dos objetivos principais o controle das vibrações, e permanece inalterado desde a década de 1930, influenciando normas de outros países, a despeito de críticas recorrentes da comunidade técnica/científica sobre a eficácia do limite de flecha para o controle de vibrações. Vale destacar ainda que existem outras exigências a serem obedecidas com relação a estados limites de serviço relacionados a vibrações da estrutura.

Fica claro, portanto, que o limite de flecha  $\frac{L}{800}$  da AASHTO (2017) é conservador. No entanto, o limite sugerido pela ABNT NBR 7187 (2003) de  $\frac{L}{350}$ , sem explicitar a combinação

de ação a ser utilizada, é alto quando comparado às normas estrangeiras, sobretudo quando aplicado especificamente para pontes em aço e mistas de aço e concreto.

Além disso, é possível perceber que não há uma tendência em se abandonar a limitação de flechas para cargas móveis com base no vão. Porém esse limite tende a ser maior que o de  $\frac{L}{800}$  estabelecido pela AASHTO (2017). Paralelamente, tem sido estabelecidos critérios mais coerentes para o controle de vibrações e efeitos dinâmicos que podem gerar estados limites de serviço importantes sobretudo em pontes com passagem de pedestres.

No estudo da influência dos estados limites último e de serviço no dimensionamento de pontes e viadutos mistos em seção caixa, no presente trabalho verificou-se que a carga que ocasiona a plastificação da seção produz deflexões, em média: 348% maiores que o limite imposto pela AASHTO (2017) e pela futura norma brasileira específica para tais projetos – ABNT NBR 16694 (2018); 96% maiores que as flechas limites fixadas pela ABNT NBR 7187 (2003), destinada para pontes em concreto armado; 236% maiores que os limites de deflexão recomendados pelas normalizações canadense e americana – CAN/CSA-S6-06 (2006) e AS 5100.2 (2017), respectivamente; e 49% superiores às recomendadas por Barker, Staebler e Barth (2011). Sendo assim, verifica-se que dentre as recomendações da literatura, a sugerida por Barker, Staebler e Barth (2011) com base na frequência da estrutura foi a que mais se aproximou das limitações do estado limite último.

Apesar de o limite de deflexão recomendado pelas normalizações considerar o efeito das vibrações na estrutura, verifica-se que as limitações são muito severas e, como consequência, acarretam em um considerável aumento no custo de execução das estruturas, podendo até mesmo inviabilizá-las.

Portanto, faz-se necessário a realização de mais estudos a fim de que os critérios existentes sejam reavaliados e, caso necessário, outros sejam propostos.

## Agradecimentos

Os autores agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela bolsa, processo 88882.426430/2019-01.

## 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, viadutos e passarelas de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento**. 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 desing - 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 Deptment of Transportation, Federal Highway Administration, 2011.

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.

**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.

DASSAULT SISTÈMES SIMULIA. ABAQUS 6.18 2016.

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.

EUROCODE HANDBOOK 4. **Guide to basis of bridge desing 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.

---

FARIA, H. de P.; PRAVIA, Z. M. C. **Metodologia de Cálculo de uma Ponte em Caixão Metálico com Laje em Concreto**. In: VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pontes e Estruturas, 2014.

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.

GARA, F.; RANZI, G; LEONI, G. Partial interaction analysis with shear-lag effects of composite bridges: a finite element implementation for design applications. **Advanced Steel Construction**, v. 7, n. 1, p. 1-16, 2011.

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**. Volume 2. NZ Transport Agency Research Report 361. 184 p., 2008

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

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: Austroads Bridge Conference, 4th, Adelaide, South Australia, 2000.

NICOLETTI, R. S.; SOUZA, A. S. C. Desenvolvimento de ferramenta para o anteprojeto de pontes em seção caixão mista de aço e concreto. In: Congresso Latino Americano da Construção Metálica, 8, 2019, São Paulo/SP. **Anais do Construmetal 2019**. São Paulo: ABCEM, 2019. 249-267

ONTARIO MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS HIGHWAY ENGINEERING DIVISION. **Ontário Highway Bridge Design**. Toronto, Ontario. 2018.

---

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.

PATEL, P. **LRFD design of double composite box girder bridges**. 2009. 122p. Thesis (Graduation in Civil Engineering) - University of South Florida, Florida.

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.

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

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.

VERÍSSIMO, G. S. **Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento**. 2007. 316p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

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.

ZHU, L.; NIE, J. G.; LI, F. X.; JI, W. Y. Simplified analysis method accounting for shear-lag effect of steel-concrete composite decks. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 115, p. 62–80, 2015.