

# Investigação das limitações de deflexão vertical em pontes pênses

Renato Silva Nicoletti <sup>[1]</sup>, Alexandre Rossi <sup>[2]</sup>, Emerson Alexandro Bolandim <sup>[3]</sup>, Alex Sander Clemente de Souza <sup>[4]</sup>, Carlos Humberto Martins <sup>[5]</sup>

[1] renato\_nicoletti@hotmail.com. [2] alexandre-rossi@hotmail.com. [3] emerson\_bolandim@hotmail.com. [4] alex@ufscar.br. Departamento de Engenharia Civil / Universidade Federal de São Carlos (UFSCar). [5] chmartins@uem.br. Departamento de Engenharia Civil / Universidade Estadual de Maringá (UEM).

## RESUMO

Na concepção de pontes e viadutos, o sistema pênsil apresenta diversas vantagens, entre elas a viabilidade técnico-econômica para grandes vãos, fatores estéticos e flexibilidade na geometria. Entretanto, são poucos os códigos normativos específicos para pontes pênses e, entre esses e os códigos genéricos de pontes, nota-se uma grande discrepância com relação aos limites de deflexão. O presente trabalho apresenta e discute as limitações de flecha recomendadas pelas principais normas e também pela literatura. Além disso, investiga-se a influência da geometria no limite de deflexão vertical de pontes pênses. Com esse intuito, foram analisadas 14 pontes, variando o comprimento do vão, a largura do tabuleiro e a altura do mastro. Na revisão realizada, verificou-se uma tendência da literatura para o desenvolvimento de métodos e critérios mais coerentes para o controle da deflexão, da vibração e dos demais efeitos dinâmicos. Por sua vez, nas análises, averiguou-se que a prática de limitar a deflexão vertical com base em apenas um quociente envolvendo o vão pode não ser precisa e eficiente, pois verificou-se a influência de outros parâmetros que afetam a deflexão vertical e as vibrações na estrutura, como a largura do tabuleiro e a altura do mastro. Logo, estudos que visem fundamentar os critérios para limitações de flechas e o dimensionamento de pontes perante os estados limites de serviço são muito importantes, uma vez que soluções simplistas podem tornar a estrutura inviável economicamente ou tecnicamente.

**Palavras-chave:** Deflexões. Estados limites de serviço. Pontes pênses.

## ABSTRACT

*In the design of bridges and viaducts, the suspension system has several advantages, including techno-economic feasibility for large spans, aesthetic factors, and flexibility in geometry. However, there are few specific normative codes for suspension bridges. Among them and the generic bridge codes, there is a large discrepancy about the deflection limits. This paper presents and discusses the vertical deflection limitations by the main standards and literature recommendations. In addition, the influence of geometry on the vertical deflection limit of suspension bridges is investigated. For this purpose, we analyzed 14 bridges with different span lengths, the width of the deck, and the height of the mast. In the review carried out, there was a trend in the literature in the development of more coherent methods and criteria for controlling deflection, vibration, and other dynamic effects. In turn, in the analyzes, it was found that the practice of limiting the vertical deflection only to a quotient involving the span may not be accurate and efficient since the influence of other parameters was verified, affecting the vertical deflection and vibrations in the structure, such as the width of the board and the height of the mast. Therefore, studies are fundamental to substantiate the criteria for deflection limitations and the dimensioning of bridges to the limit state of service since simplistic solutions can make the structure economically or technically unfeasible.*

**Keywords:** Deflections. Suspension bridges. Service limit state.

## 1 Introdução

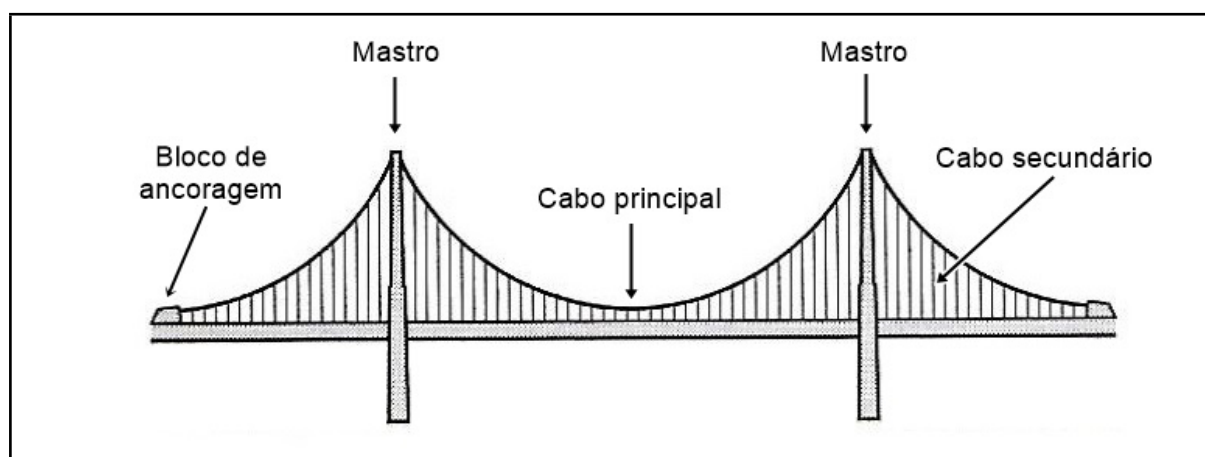
Pontes e viadutos são estruturas que permitem interligar ao mesmo nível pontos não acessíveis, separados por obstáculos naturais ou artificiais. Desse modo, eles desempenham um papel fundamental na infraestrutura de transporte e no desenvolvimento econômico de um país.

Existe uma grande variedade de concepções estruturais que podem ser empregadas no projeto de pontes e viadutos. As principais são: vigas de alma

cheia; treliças; vigas em seção caixão; pórticos; arcos; e suspensas por cabos – estas últimas se dividem em estaiadas e pênsis.

A ponte pênsil, em especial, caracteriza-se pela presença de um cabo de aço principal e cabos verticais secundários, ligados de forma perpendicular ao tabuleiro. O cabo principal, por sua vez, é ligado entre mastros (elementos verticais), formando uma catenária em função de seu próprio peso. A Figura 1 apresenta os principais elementos de uma ponte pênsil.

Figura 1 – Principais elementos de uma ponte pênsil



Fonte: elaborada pelos autores

Com essa concepção estrutural, os mastros resistem aos esforços verticais, enquanto os esforços horizontais de tração são resistidos pelos blocos de ancoragem, situados nas extremidades do cabo principal. O maior exemplo de ponte pênsil é a Golden Gate, situada no estado da Califórnia, nos Estados Unidos, com um comprimento total de 2.737 m.

Como vantagens das pontes suspensas, citam-se: economia de material em vãos grandes; fatores estéticos; possibilidade de a ponte ser construída em posições mais altas, permitindo a passagem de grandes navios por baixo dela; e flexibilidade na geometria. Contudo, vale ressaltar que as pontes suspensas demandam fundações volumosas para combater as tensões ocasionadas nos mastros; e vigas de rigidez associadas aos cabos, a fim de evitar a oscilação e vibrações provocadas pelo vento e pelo trânsito de veículos, uma vez que isso pode fazer com que a ponte entre em ressonância (fenômeno caracterizado pelo recebimento de excitações com frequência igual a uma das frequências naturais de vibração da estrutura), o que leva à ruptura.

Diversos autores têm pesquisado o comportamento de pontes suspensas e defendido suas vantagens nos últimos anos. No geral, os trabalhos concentram-se no desenvolvimento e análise de procedimentos de dimensionamento (LIU *et al.*, 2014; PARK, 2018; PEÑA *et al.*, 2017), no estudo da distribuição de tensões (HAN *et al.*, 2018; LIU *et al.*, 2017, 2019; XIA *et al.*, 2017) e na investigação do comportamento dinâmico de tais estruturas (APAYDIN *et al.*, 2012; CAPSONI; ARDITO; GUERRIERI, 2017; ERDOĞAN; GÜLAL, 2013; FENERCI; ØISETH, 2018; FENERCI; ØISETH; RØNNQUIST, 2017; KIM; KIM, 2013; MA *et al.*, 2018; PETERSEN; ØISETH; LOURENS, 2020; YU *et al.*, 2014).

Norteando os procedimentos de projeto, as principais normas existentes são a americana (AASHTO, 2017), os eurocódigos e a coreana MLIT (COREIA DO SUL, 2015). No Brasil, as principais normas vigentes que fundamentam o dimensionamento desse tipo de estrutura são a norma 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), a norma de

projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto, ABNT NBR 16694 (2020), além das normas do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT). Contudo, analisando tais códigos normativos, nota-se uma grande discrepância no que diz respeito às deflexões verticais limites para atender aos estados limites de serviços e, conseqüentemente, controlar as vibrações das pontes.

No que se refere às verificações dos estados limites em pontes, existem várias pesquisas investigando as recomendações dos códigos de projeto e elaborando novos critérios para a sua verificação (BARKER; STAEBLER; BARTH, 2011; DEMITZ; MERTZ; GILLESPIE, 2003; FU *et al.*, 2015; NICOLETTI; SOUZA, 2020; NICOLETTI *et al.*, 2020; RAMNAVAS *et al.*, 2015; SAADEGHVAZIRI *et al.*, 2012; TADESSE *et al.*, 2012; WODZINOWSKI; SENNAH; AFEFY, 2018). Especificamente para pontes pênses, vários autores estudaram o efeito da deflexão em tais estruturas (CHENG; LI, 2015; DENG *et al.*, 2018; DICKEY, 1968a, 1968b; JUNG *et al.*, 2015, 2017; PARK; KIM; HWANG, 2018; SHIN *et al.*, 2015).

Dos trabalhos citados, vale destacar o de Barker, Staebler e Barth (2011) e o de Saadeghvaziri *et al.* (2012), que desenvolveram expressões para o cálculo da deflexão limite fundamentadas na frequência natural de vibração da estrutura. Tais trabalhos estão discutidos com mais detalhes nos itens 2.7 e 2.8, respectivamente.

O presente trabalho tem como intuito resumir as limitações de flecha recomendadas pelas principais normas e também pela literatura, empregadas no projeto de pontes e viadutos. Ademais, busca-se investigar a influência da geometria no limite de deflexão vertical de pontes pênses.

## 2 Recomendações para o cálculo da deflexão limite em pontes

### 2.1 Normatização nacional

No Brasil não existe um código normativo específico para o dimensionamento de pontes suspensas. As referências normativas brasileiras para esse fim são a ABNT NBR 16694 (2020) e a ABNT NBR 7187 (2003).

A ABNT NBR 16694 (2020), intitulada “Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto”, recentemente publicada, estabelece as seguintes limitações para a deflexão vertical na região entre apoios:

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

$$\frac{L}{1.000} \text{ caso haja passagem de pedestres;}$$

em que L é a distância entre apoios.

Já a ABNT NBR 7187 (2003), intitulada “Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento”, remete à ABNT NBR 6118 (2014), que trata sobre o projeto de estruturas de concreto de modo geral. Essa última fixa o limite de deflexão vertical entre apoios como  $L/350$ .

Nenhuma das normas especifica qual carregamento deve ser considerado para verificar a deflexão limite; desse modo, admite-se como solução aceitável o uso da combinação de ações frequentes.

### 2.2 Normatização americana

O código normativo americano que trata sobre pontes suspensas – e também sobre outras tipologias de pontes – é o *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, da American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2017). Tal código sugere estabelecer como deflexão limite um valor de  $L/1.000$ . Tal limite foi introduzido com o intuito de controlar vibrações na estrutura. Entretanto, foi verificado que os fundamentos técnicos para esse limite (ASCE, 1958) não eram suficientes e, portanto, seu uso pode ocasionar soluções custosas.

Na literatura, há um consenso de que limitar a deflexão vertical simplesmente por uma relação envolvendo o vão não é apropriado. Por esse motivo, diversos critérios de análise, pautados nas vibrações e nos demais efeitos dinâmicos da estrutura, estão sendo desenvolvidos.

### 2.3 Normatização europeia

Todos os eurocódigos específicos de pontes mencionam o item 7.3 do EN 1993-1-1 (CEN, 2005). Este não recomenda nenhuma limitação de deflexão com base no comprimento do vão, porém introduz o conceito de estados limites reversíveis e irreversíveis, fixando que, no caso dos reversíveis, o estado limite de deflexão pode ser excedido desde que a estrutura permaneça em regime elástico (BOUASSIDA *et al.*, 2012).

Por sua vez, o EN 1990-A1 (CEN, 2002), intitulado *Eurocode Basis of structural design*, estabelece a deflexão vertical limite de  $L/600$  para pontes ferroviárias.

### 2.4 Normatização canadense

Com o objetivo de tornar o limite de deflexão da AASHTO mais eficiente, o *Canadian Structural Manual* (CANADA, 2016) prescreve que a deflexão vertical máxima devida à carga móvel não deve exceder  $L/600$ .

Vale ressaltar que esse critério é recomendado para vãos pequenos a médios; porém, a norma não delimita uma faixa de variação de vão.

### 2.5 Normatização coreana

O código normativo coreano *Limit State Design* (COREIA DO SUL, 2015) estabelece que a deflexão limite de pontes com vãos curtos a médios seja limitada entre  $L/800$  e  $L/1.200$ . Entretanto, especificamente para pontes suspensas, a norma coreana fixa a deflexão vertical limite de  $L/400$  para pontes estaiadas e  $L/350$  para pontes pênses.

### 2.6 Normatização australiana

Para pontes rodoviárias, as normas australianas AS 5100.2 (SA, 2017) sugerem que a deflexão vertical seja limitada a  $L/600$  (KIRKCALDIE; WOOD, 2008).

### 2.7 Barker, Staebler e Barth (2011)

Com base em resultados experimentais e numéricos, apresentados pelo Ontario Code em 1983, que relacionavam a frequência de vibração natural da

estrutura com sua deflexão, Barker, Staebler e Barth (2011) realizaram análises estatísticas e desenvolveram equações para o cálculo da deflexão em pontes. Para pontes sem passagem de pedestres, os autores recomendaram a Equação (1):

$$\delta = \frac{330,2}{f_n^2} \quad (1)$$

em que  $\delta$  é a deflexão limite em milímetros e  $f_n$  é a primeira frequência natural da ponte.

### 2.8 Saadeghvaziri et al. (2012)

Fundamentados em análises numéricas realizadas em softwares pautados no método dos elementos finitos, Saadeghvaziri *et al.* (2012) recomendaram que o limite de deflexão seja calculado em função da frequência natural, do vão da ponte e da aceleração e velocidade dos veículos que trafegam sobre ela. Especificamente, os autores recomendam o emprego da Equação (2):

$$\delta = \frac{A_{\text{máx}}}{(2\pi f_n)^2 \cdot 1,2 \cdot \frac{V}{2Lf_n}} \quad (2)$$

em que  $\delta$  é a deflexão limite;  $A_{\text{máx}}$ , a aceleração máxima dos veículos;  $f_n$ , a primeira frequência natural da ponte;  $V$ , a velocidade de projeto da via; e  $L$ , o comprimento do vão longitudinal.

### 2.9 Resumo dos limites de deflexão

O Quadro 1 apresenta uma síntese dos limites de deflexão vertical para cargas móveis estabelecidos pelas normativas e recomendações citadas.

**Quadro 1** – Pré-dimensionamento da seção caixão mista de aço e concreto

| PROCEDIMENTOS                                   | RECOMENDAÇÃO  | OBSERVAÇÕES  |
|---|---|--|
| ABNT NBR 7187 (2003)                            | $\frac{L}{350}$   | Origens nos limites estabelecidos pela NBR 6118.<br>Não explicita quais carregamentos devem ser usados.<br>Recomendação para pontes em concreto armado ou protendido.                |
| ABNT NBR 16694 (2020)                           | $\frac{L}{800}$   | Recomendação para pontes de aço ou mistas de aço e concreto.   |
| AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2017) | $\frac{L}{1.000}$   | Limite criticado na comunidade científica.   |
| Eurocódigos                                     | Não limitam as deflexões pelo vão   | Para pontes ferroviárias, limitam a deflexão em $\frac{L}{600}$ .  |
| Canadian Structural Manual (2016)               | $\frac{L}{600}$   | -  |
| MLIT Limit State Design (COREIA DO SUL, 2015)   | $\frac{L}{350}$   | Específica para pontes pênses.   |
| Australian Standard 5100.2 (2017)               | $\frac{L}{600}$   | -  |
| Barker, Staebler e Barth (2011)                 | $\frac{330,2}{f_n^2}$ [mm]  | Sendo $f_n$ a primeira frequência natural da estrutura.<br>Expressão recomendada para pontes sem passagem de pedestres.  |
| Saadeghvaziri <i>et al.</i> (2012)              | $\delta = \frac{A_{m\acute{a}x}}{(2\pi f_n)^2 \cdot 1,2 \cdot \frac{V}{2Lf_n}}$ | Sendo $A_{m\acute{a}x}$ a aceleração máxima dos veículos; $f_n$ a primeira frequência natural da ponte; $V$ a velocidade de projeto da via; e $L$ o comprimento do vão longitudinal. |

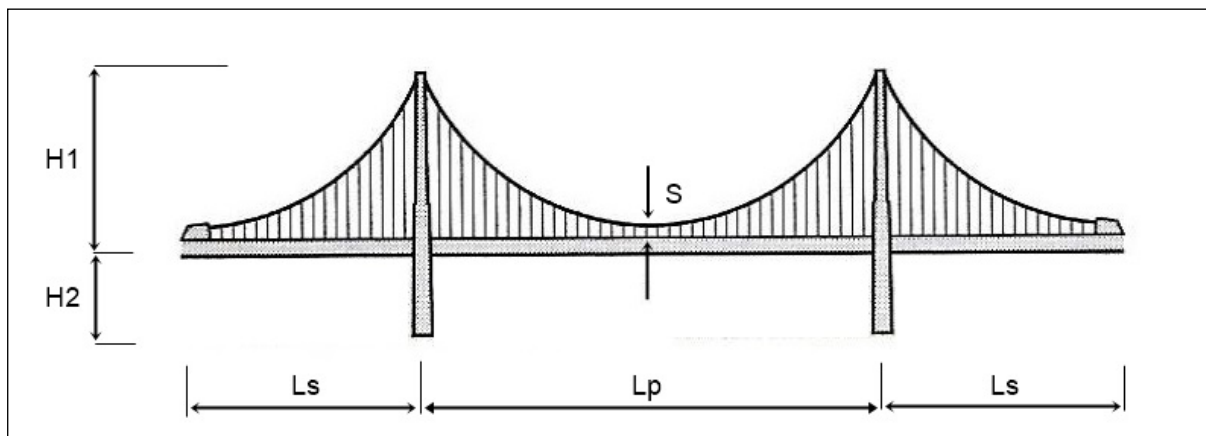
Fonte: elaborado pelos autores

### 3 Metodologia

Com o intuito de analisar a influência da geometria na deflexão limite de pontes pênses, foram pré-dimensionadas e estudadas 14 pontes. A fim de se ter uma comparação justa, pelo fato de muitas das recomendações serem propostas para pontes com vãos pequenos e médios, variou-se o comprimento do vão principal nas análises entre 50,00 m e 200,00 m. A Figura 2 apresenta as simbologias dos parâmetros geométricos de pontes pênses.

O vão secundário,  $L_s$ , foi pré-dimensionado como 20% do vão principal,  $L_p$ ; a altura do mastro acima do tabuleiro,  $H1$ , foi pré-dimensionada variando entre 13% e 15% do vão principal; a altura mínima do cabo principal em relação ao tabuleiro,  $S$ , foi admitida como 20% da altura  $H1$ ; e a altura do mastro abaixo do tabuleiro,  $H2$ , foi considerada igual a 50% da altura  $H1$ .

**Figura 2** – Simbologias dos parâmetros geométricos de pontes pênséis



Fonte: elaborada pelos autores

Em todos os modelos, foi considerada laje maciça, com altura de 30 cm, vigas metálicas da superestrutura com altura igual a 2000 mm, perfil VS 2000x566 e cabos com diâmetro de 10 cm. Os pilares foram modelados com seções maciças quadradas em concreto armado, pré-dimensionadas em função do vão (isto é, da área de influência que incide sobre os pilares) e das propriedades dos materiais.

As análises foram realizadas em três etapas. Na primeira, visando investigar a influência do vão na deflexão limite, a largura da ponte foi fixada em 7,00 m e foram concebidos 8 modelos, com o vão variando entre 50,00 m e 200,00 m. A Tabela 1 apresenta a geometria dos modelos.

**Tabela 1** – Geometria dos modelos da primeira análise

| MODELO | LARGURA [m] | $L_p$ [m] | $L_s$ [m] | $H_1$ [m] | $H_2$ [m] | S [m] |
|--------|-------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-------|
| A1_1   | 7,00        | 50,00     | 10,00     | 7,00      | 3,50      | 1,40  |
| A1_2   | 7,00        | 60,00     | 12,00     | 8,00      | 4,00      | 1,60  |
| A1_3   | 7,00        | 70,00     | 14,00     | 10,00     | 5,00      | 2,00  |
| A1_4   | 7,00        | 80,00     | 16,00     | 11,00     | 5,50      | 2,20  |
| A1_5   | 7,00        | 90,00     | 18,00     | 12,00     | 6,00      | 2,40  |
| A1_6   | 7,00        | 100,00    | 20,00     | 14,00     | 7,00      | 2,80  |
| A1_7   | 7,00        | 150,00    | 30,00     | 20,00     | 10,00     | 4,00  |
| A1_8   | 7,00        | 200,00    | 40,00     | 27,00     | 13,50     | 5,40  |

Fonte: elaborada pelos autores

Na segunda análise, por sua vez, o vão foi mantido fixo em 70,00 m (valor coerente para realizar a comparação entre todos os métodos, visto que a maioria das normas apresenta recomendações para pontes com sistema estrutural genérico com vãos

pequenos e médios), a altura do mastro acima do tabuleiro foi mantida em 10,00 m, e foram analisados 4 modelos de pontes, com largura variando entre 5,00 m e 20,00 m a cada 5,00 m. A Tabela 2 expõe a geometria de tais modelos.

Por fim, na terceira e última análise, fixou-se o vão principal em 70,00 m, a largura do tabuleiro em 7,00 m, e foram estudados 5 modelos, com a altura do mastro

acima do tabuleiro variando entre 5,00 m e 20,00 m a cada 5,0 m. A Tabela 3 apresenta a geometria desses modelos.

**Tabela 2** – Geometria dos modelos da segunda análise

| MODELO | LARGURA [m] | $L_p$ [m] | $L_s$ [m] | $H_1$ [m] | $H_2$ [m] | S [m] |
|--------|-------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-------|
| A2_1   | 5,00        | 70,00     | 14,00     | 10,00     | 5,00      | 2,00  |
| A2_2   | 10,00       | 70,00     | 14,00     | 10,00     | 5,00      | 2,00  |
| A2_3   | 15,00       | 70,00     | 14,00     | 10,00     | 5,00      | 2,00  |
| A2_4   | 20,00       | 70,00     | 14,00     | 10,00     | 5,00      | 2,00  |

Fonte: elaborada pelos autores

**Tabela 3** – Geometria dos modelos da terceira análise

| MODELO | LARGURA [m] | $L_p$ [m] | $L_s$ [m] | $H_1$ [m] | $H_2$ [m] | S [m] |
|--------|-------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-------|
| A3_1   | 7,00        | 70,00     | 14,00     | 5,00      | 2,50      | 1,00  |
| A3_2   | 7,00        | 70,00     | 14,00     | 10,00     | 5,00      | 2,00  |
| A3_3   | 7,00        | 70,00     | 14,00     | 15,00     | 7,50      | 3,00  |
| A3_4   | 7,00        | 70,00     | 14,00     | 20,00     | 10,00     | 4,00  |

Fonte: elaborada pelos autores

Por fim, para a determinação da deflexão máxima recomendada por Barker, Staebler e Barth (2011) e Saadeghvaziri *et al.* (2012), a primeira frequência natural das estruturas foi obtida por meio de análises de frequência no software SAP2000®. Para tanto, admitiu-se uma densidade de 2.500 kg/m<sup>3</sup> para o concreto armado da laje e de 7.860 kg/m<sup>3</sup> para os elementos de aço.

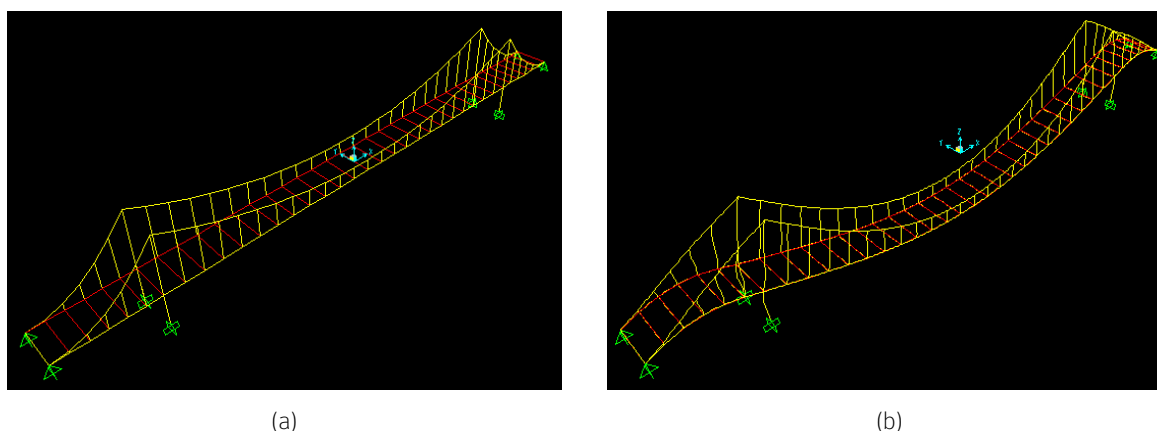
No que diz respeito às propriedades dos materiais, considerou-se para a laje um concreto com módulo de elasticidade longitudinal de 30.589 MPa e resistência

característica à compressão de 30 MPa. Para os perfis metálicos, 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.

## 4 Resultados e discussão

A Figura 3 apresenta um dos modelos analisados no SAP2000®, juntamente com a configuração do seu primeiro modo de vibração, do qual a frequência natural de vibração da estrutura foi obtida.

**Figura 3** – Configuração indeformada (a) e deformada (b) do primeiro modo de vibração da estrutura



Fonte: elaborada pelos autores

A Tabela 4 exibe os valores da primeira frequência natural dos modelos ( $f_n$ ), bem como as respectivas deflexões limites recomendadas por Barker, Staebler e Barth (2011) e por Saadeghvaziri *et al.* (2012) para

pontes sem passagem de pedestres. Para o método de Saadeghvaziri *et al.* (2012), admitiu-se a aceleração e a velocidade máxima da via como 0,5 m/s<sup>2</sup> e 80 km/h, respectivamente (PARK; KIM; HWANG, 2018).

**Tabela 4** – Frequências naturais de vibração obtidas por meio do SAP2000® e deflexões limites calculadas pelos métodos de Barker, Staebler e Barth (2011) e de Saadeghvaziri *et al.* (2012)

| ANÁLISE | MODELO | $f_n$ (Hz) | DEFLEXÃO VERTICAL LIMITE (mm)   |                             |
|---------|--------|------------|---------------------------------|-----------------------------|
|         |        |            | Barker, Staebler e Barth (2011) | Saadeghvaziri et al. (2012) |
| 1       | A1_1   | 5,202      | 12,20                           | 9,13                        |
|         | A1_2   | 2,634      | 47,61                           | 21,64                       |
|         | A1_3   | 2,028      | 80,25                           | 32,78                       |
|         | A1_4   | 1,624      | 125,21                          | 46,79                       |
|         | A1_5   | 1,384      | 172,46                          | 61,78                       |
|         | A1_6   | 1,236      | 216,10                          | 76,84                       |
|         | A1_7   | 0,745      | 594,32                          | 191,15                      |
|         | A1_8   | 0,386      | 2.215,36                        | 492,08                      |
| 2       | A2_1   | 2,565      | 50,18                           | 9,13                        |
|         | A2_2   | 1,792      | 102,79                          | 21,64                       |
|         | A2_3   | 1,563      | 135,16                          | 32,78                       |
|         | A2_4   | 1,421      | 163,45                          | 46,79                       |
| 3       | A3_1   | 1,969      | 85,16                           | 61,78                       |
|         | A3_2   | 2,028      | 80,25                           | 76,84                       |
|         | A3_3   | 1,274      | 203,31                          | 191,15                      |
|         | A3_4   | 0,767      | 560,66                          | 492,08                      |

Fonte: elaborada pelos autores



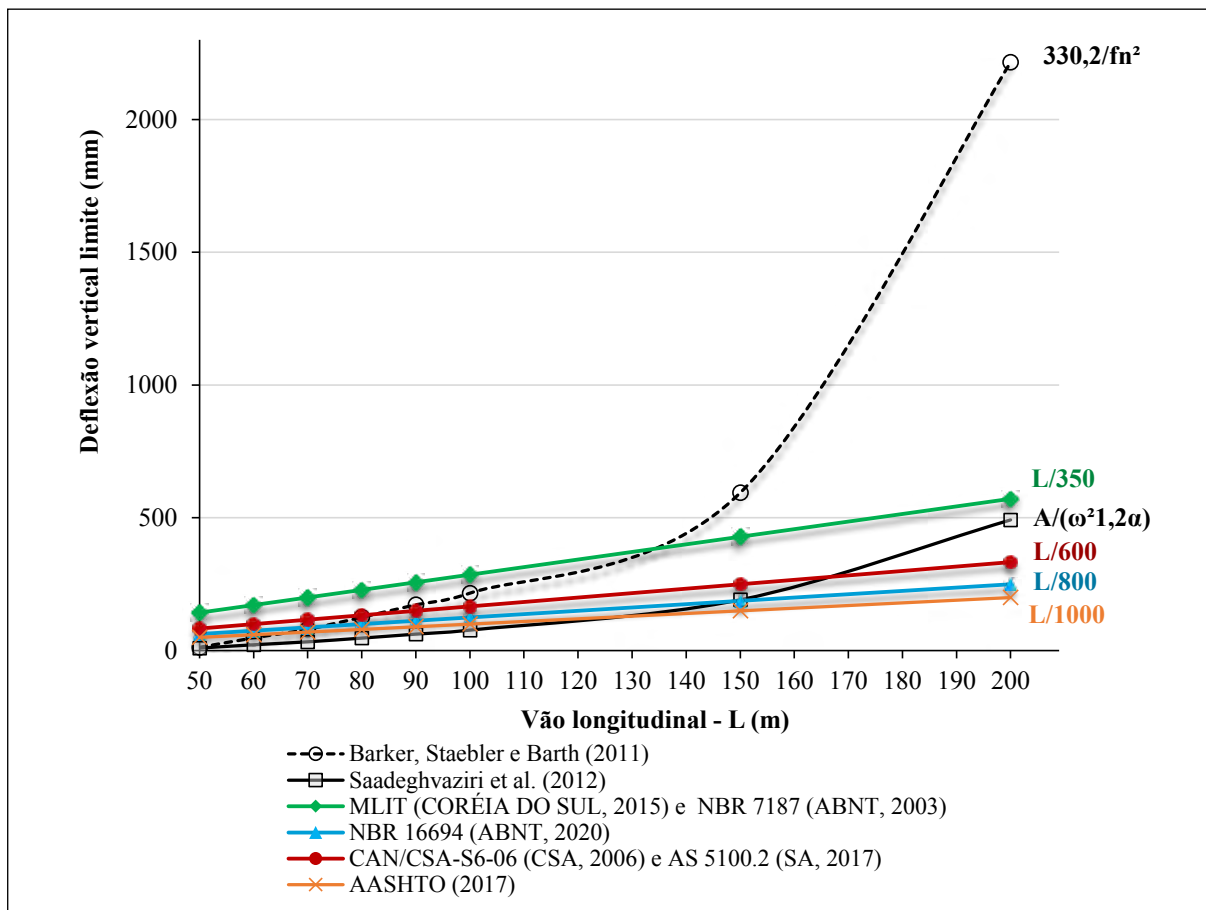
A Tabela 5, por sua vez, expõe as deflexões limites calculadas de acordo com os códigos normativos citados neste trabalho – ABNT NBR 16694 (2020), AASHTO (2017), CAN/CSA-S6-06 (CSA, 2006), AS 5100.2 (SA, 2017), MLIT (COREIA DO SUL, 2015) e ABNT NBR 7187 (2003).

**Tabela 5** – Deflexões limites recomendadas pelos códigos normativos

| ANÁLISE | MODELO | DEFLEXÃO VERTICAL LIMITE (mm)                                 |                           |   |                  |
|---------|--------|---|---------------------------|---|------------------|
|         |        | MLIT<br>(COREIA DO SUL, 2015)<br><br>NBR 7187<br>(ABNT, 2003) | NBR 16694<br>(ABNT, 2020) | CAN/CSA-S6-06<br>(CSA, 2006)<br><br>AS 5100.2<br>(SA, 2017) | AASHTO<br>(2017) |
| 1       | A1_1   | 142,86  | 62,50                     | 83,33   | 50,00            |
|         | A1_2   | 171,43  | 75,00                     | 100,00  | 60,00            |
|         | A1_3   | 200,00  | 87,50                     | 116,67  | 70,00            |
|         | A1_4   | 228,57  | 100,00                    | 133,33  | 80,00            |
|         | A1_5   | 257,14  | 112,50                    | 150,00  | 90,00            |
|         | A1_6   | 285,71  | 125,00                    | 166,67  | 100,00           |
|         | A1_7   | 428,57  | 187,50                    | 250,00  | 150,00           |
|         | A1_8   | 571,43  | 250,00                    | 333,33  | 200,00           |
| 2       | A2_1   | 200,00  | 87,50                     | 116,67  | 70,00            |
|         | A2_2   | 200,00  | 87,50                     | 116,67  | 70,00            |
|         | A2_3   | 200,00  | 87,50                     | 116,67  | 70,00            |
|         | A2_4   | 200,00  | 87,50                     | 116,67  | 70,00            |
| 3       | A3_1   | 200,00  | 87,50                     | 116,67  | 70,00            |
|         | A3_2   | 200,00  | 87,50                     | 116,67  | 70,00            |
|         | A3_3   | 200,00  | 87,50                     | 116,67  | 70,00            |
|         | A3_4   | 200,00  | 87,50                     | 116,67  | 70,00            |

Fonte: elaborada pelos autores

Figura 4 – Vão longitudinal x Deflexões limites (Análise 1)



Fonte: elaborada pelos autores

A comparação entre as deflexões limites variando o vão (Análise 1) consta na Figura 4.

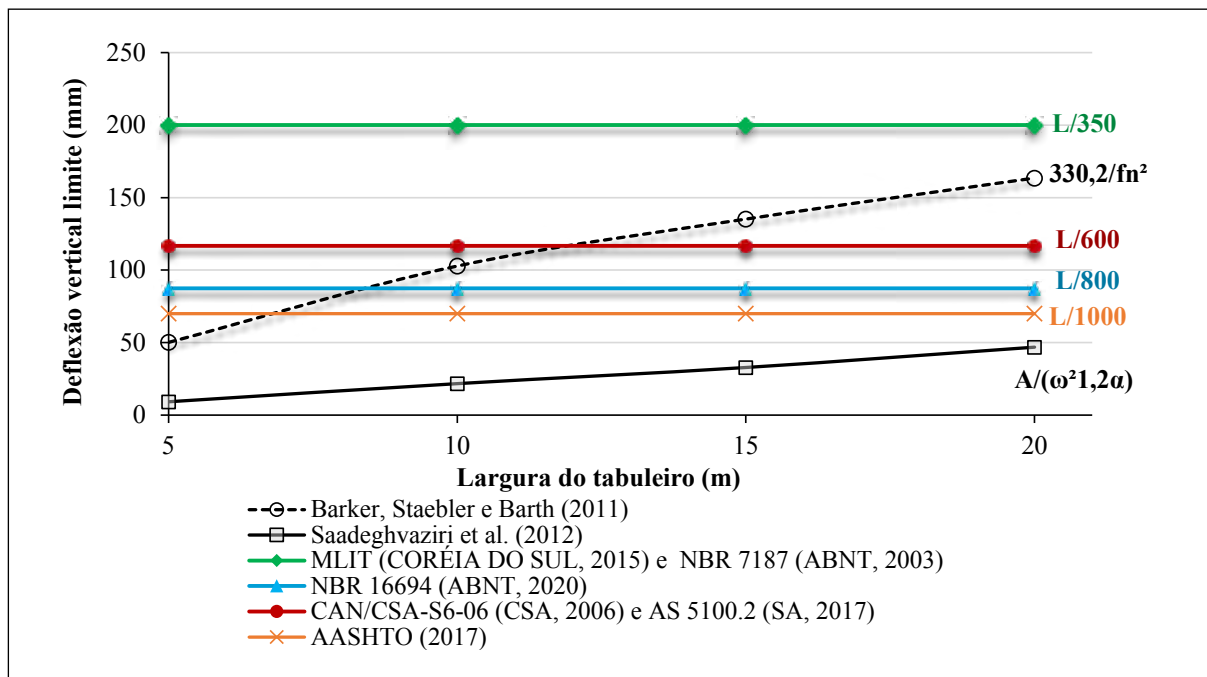
Nos modelos analisados, para vãos de 70,00 m a 100,00 m, a recomendação de Barker, Staebler e Barth (2011) apresentou valores de deflexões próximos aos dos códigos normativos, mas sempre inferiores a pelo menos um deles. Entretanto, para vãos maiores que 100,00 m, a deflexão limite foi consideravelmente maior que a apresentada pelas normas, sendo de, aproximadamente,  $L/90$  para o modelo com vão de 200,00 m. Para os vãos de 50,00 m e 60,00 m, a expressão de Barker, Staebler e Barth (2011) resultou em deflexões limites conservadoras em relação às prescritas pelas normas abordadas, sendo de, aproximadamente,  $L/4.000$  para o vão de 50,00 m.

Já o método de Saadeghvaziri *et al.* (2012), em relação às normas, apresentou divergências

significativas até o vão de 70,00 m, fornecendo limitações conservadoras, da ordem de  $L/5.500$  para o vão de 50,00 m. No entanto, vale frisar que a discrepância encontrada nos métodos de Barker, Staebler e Barth (2011) e de Saadeghvaziri *et al.* (2012) é coerente, visto que tais recomendações foram desenvolvidas para grandes vãos.

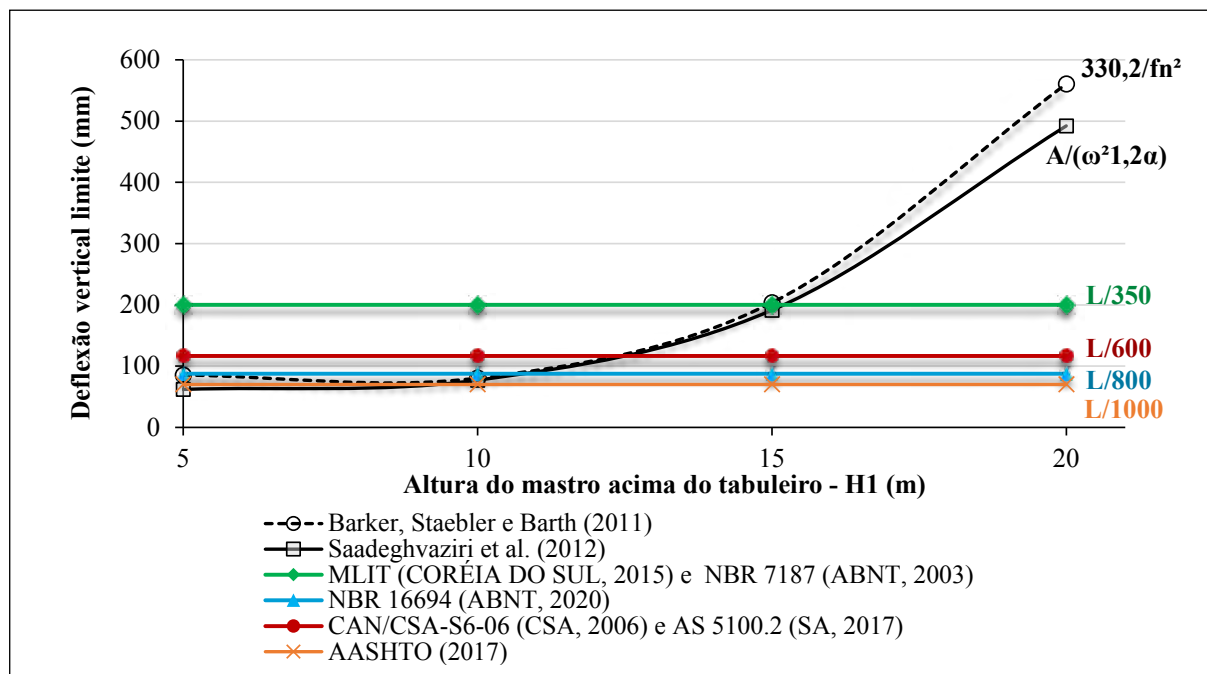
No que diz respeito à influência da variação da largura do tabuleiro (Análise 2) e da altura do mastro (Análise 3) na deflexão limite, os resultados encontrados estão dispostos graficamente na Figura 5 e na Figura 6, respectivamente. Cabe observar que, na Análise 2, o vão principal e a altura do mastro foram fixados, respectivamente, em 70,00 m e 10,00 m; e que, na Análise 3, o vão e a largura do tabuleiro foram fixados, respectivamente, em 70,00 m e 7,00 m.

Figura 5 – Largura do tabuleiro x Deflexões limites (Análise 2)



Fonte: elaborada pelos autores

Figura 6 – Altura do mastro acima do tabuleiro x Deflexões limites (Análise 3)



Fonte: elaborada pelos autores

Observando a Figura 5 e a Figura 6, nota-se a importância de métodos que considerem parâmetros além do vão para o cálculo da deflexão limite, uma vez que a largura do tabuleiro e a altura do mastro também influenciaram a limitação da deflexão ao se aplicarem os métodos de Barker, Staebler e Barth (2011) e de Saadeghvaziri *et al.* (2012). Os aumentos da largura do tabuleiro e da altura do mastro acima deste último ocasionaram maiores deflexões limites em ambos os métodos.

Vale destacar que, na Análise 2, o método de Saadeghvaziri *et al.* (2012) mostrou-se conservador em relação aos demais métodos; e que a deflexão limite, na Análise 3, passou a crescer exponencialmente em ambos os métodos após a altura do mastro ser considerada maior do que 15,00 m, resultando em deflexões limites consideravelmente superiores às prescritas pelos códigos normativos.

## 5 Conclusão

Este trabalho teve o objetivo de resumir as limitações da fixação de limites de deflexões pelos códigos normativos existentes na literatura e, com base nestes, investigar a influência da geometria no limite de deflexão vertical de pontes pênses.

Verificou-se uma grande discrepância entre as recomendações normativas e uma tendência de desenvolvimento de critérios mais coerentes para o controle de vibrações e efeitos dinâmicos, que podem gerar restrições mais eficientes no contexto técnico-econômico. Nas análises realizadas, em alguns casos, os métodos da literatura apresentaram deflexões limites de modo ora muito restritivo, ora muito permissivo. Por essa razão, nota-se a necessidade de associar os métodos com faixas de validade em função de características da ponte.

Em especial, a prática de fundamentar o estado limite de serviço e, conseqüentemente, o limite de deflexão vertical somente em um quociente envolvendo o vão não é precisa, visto que se averiguou forte influência de outros parâmetros na deflexão vertical e nas vibrações na estrutura, como a largura do tabuleiro e a altura do mastro, por exemplo.

Portanto, estudos que visem fundamentar os critérios para limitações de flechas e o dimensionamento de pontes ao estado limite de serviço são essenciais, uma vez que soluções simplistas podem tornar a estrutura inviável economicamente ou tecnicamente.

## REFERÊNCIAS

- AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**. Washington: AASHTO, 2017.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16694**: Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- APAYDIN, N. M. *et al.* Vibration characteristics of a suspension bridge under traffic and no traffic conditions. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, v. 41, n. 12, p. 1717-1723, 10 out. 2012.
- ASCE – AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING. Deflection Limitation of a Bridge. **Journal of the Structural Division**, v. 84, n. 3 (Rep. No. ST3), 1958.
- BARKER, M. G.; STAEBLER, J.; BARTH, K. E. **Serviceability limits and economical steel bridge design**. Washington DC: FHWA, 2011.
- BOUASSIDA, Y. *et al.* **Bridge design to Eurocodes: Worked examples**. Luxemburgo: Publications Office of the European Union, 2012. p. 4-6.
- CANADA. Ministry of Transportation. Bridge Office. **Canadian Structural Manual**. Ontario: Ministry of Transportation, 2016.
- CAPSONI, A.; ARDITO, R.; GUERRIERI, A. Stability of dynamic response of suspension bridges. **Journal of Sound and Vibration**, v. 393, p. 285-307, abr. 2017.
- CEN – EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode – Basis of structural design**. EN 1990-A1. Brussels: CEN, 2002.

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

CHENG, J.; LI, Y. Simplified method for predicting the deflections of cable-stayed suspension bridges considering live loads. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 19, n. 5, p. 1413-1419, 1 jul. 2015.

COREIA DO SUL. MLIT – Ministry of Land. **Limit State Design: Korean Bridge Design Code**. Seul: MLIT, 2015.

CSA – CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **CAN/CSA-S6-06: Canadian highway bridge design code**. Toronto: CSA, 2006.

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, mar. 2003.

DENG, Y. *et al.* Serviceability assessment for long-span suspension bridge based on deflection measurements. **Structural Control and Health Monitoring**, v. 25, n. 11, p. e2254, nov. 2018.

DICKEY, R. W. An Improved Method for the Numerical Solution of the Suspension Bridge Deflection Equations. **Mathematics of Computation**, v. 22, n. 102, p. 298, abr. 1968a.

DICKEY, R. W. The suspension bridge deflection equations. **Journal of Mathematical Analysis and Applications**, v. 24, n. 1, p. 202-211, out. 1968b.

ERDOĞAN, H.; GÜLLAL, E. Ambient Vibration Measurements of the Bosphorus Suspension Bridge by Total Station and GPS. **Experimental Techniques**, v. 37, n. 3, p. 16-23, maio 2013.

FENERCI, A.; ØISETH, O. Strong wind characteristics and dynamic response of a long-span suspension bridge during a storm. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, v. 172, p. 116-138, jan. 2018.

FENERCI, A.; ØISETH, O.; RØNNQUIST, A. Long-term monitoring of wind field characteristics and dynamic response of a long-span suspension bridge in complex terrain. **Engineering Structures**, v. 147, p. 269-284, set. 2017.

FU, C. C. *et al.* **Serviceability-related issues for bridge live load deflection and construction closure pours**. Baltimore: Maryland State Highway Administration, 2015.

HAN, Y. *et al.* Stress Analysis of a Long-Span Steel-Truss Suspension Bridge under Combined Action of Random Traffic and Wind Loads. **Journal of Aerospace Engineering**, v. 31, n. 3, p. 04018021, maio 2018.

JUNG, M.-R. *et al.* Deflection Theory for Self-Anchored Suspension Bridges under Live Load. **Journal of Bridge Engineering**, v. 20, n. 7, p. 04014093, jul. 2015.

JUNG, M.-R. *et al.* Elastic Stability Behavior of Self-Anchored Suspension Bridges by the Deflection Theory. **International Journal of Structural Stability and Dynamics**, v. 17, n. 4, p. 1750050, 6 maio 2017.

KIM, S.-W.; KIM, N.-S. Dynamic characteristics of suspension bridge hanger cables using digital image processing. **NDT & E International**, v. 59, p. 25-33, out. 2013.

KIRKCALDIE, D. K.; WOOD, J. H. **Review of Australian standard AS 5100 Bridge design with a view to adoption**. [s.l.: s.n.], 2008.

LIU, M. *et al.* Study and Prototype Design of a Suspension Bridge with Ultra-Long Span and CFRP Main Cables. **Journal of Highway and Transportation Research and Development (English Edition)**, v. 8, n. 4, p. 47-56, dez. 2014.

LIU, Z. *et al.* Fatigue Assessment of Critical Connections in a Historic Eyebars Suspension Bridge. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 33, n. 1, p. 04018091, fev. 2019.

LIU, Z. *et al.* Fatigue Life Evaluation on Short Suspenders of Long-Span Suspension Bridge with Central Clamps. **Journal of Bridge Engineering**, v. 22, n. 10, p. 04017074, out. 2017.

MA, C. M. *et al.* Vortex-Induced Vibration Performance and Suppression Mechanism for a Long Suspension Bridge with Wide Twin-Box Girder. **Journal of Structural Engineering**, v. 144, n. 11, p. 04018202, nov. 2018.

NICOLETTI, R. S. *et al.* Análise do limite de deflexão em pontes mistas de aço e concreto em alma cheia e sua influência no dimensionamento. **Revista Brasileira Multidisciplinar**, v. 23, n. 3, p. 50-67, set. 2020. DOI: 10.25061/2527-2675/ReBraM/2020.v23i3.848. Disponível em: <https://revistarebram.com/index.php/revistauniara/article/view/848>. Acesso em: 16 ago. 2021.

NICOLETTI, R. S.; SOUZA, A. S. C. Influência dos estados limites último e de serviço no dimensionamento de pontes e viadutos mistos

de aço e concreto em seção caixão. **Revista Tecnológica**, v. 29, n. 1, p. 113-129, 2020.

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, 20 nov. 2018.

PARK, S.-H. Long-time behavior for suspension bridge equations with time delay. **Zeitschrift für angewandte Mathematik und Physik**, v. 69, n. 2, p. 45, 24 abr. 2018.

PEÑA, Á. *et al.* Minimum geotechnical requirements for traditional and singular bridges foundations design: Chacao Suspension Bridge. **Revista de la Construcción**, v. 16, n. 3, p. 498-506, 31 dez. 2017.

PETERSEN, Ø. W.; ØISETH, O.; LOURENS, E. Investigation of dynamic wind loads on a long-span suspension bridge identified from measured acceleration data. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, v. 196, p. 104045, jan. 2020.

RAMNAVAS, M. P. *et al.* Cracked span length beam element for service load analysis of steel concrete composite bridges. **Computers & Structures**, v. 157, p. 201-208, set. 2015.

SA – STANDARDS AUSTRALIA. **Australian Standard: AS 5100.2**. Bridge design – Part 2: Design loads. Sydney: SAI Global Limited, 2017.

SAADEGHVAZIRI, M. A. *et al.* **Design for deflection control vs. use of specified span to depth ratio limitations**. [Trenton, NJ]: New Jersey Department of Transportation, 2012.

SHIN, S.-U. *et al.* A deflection theory and its validation of earth-anchored suspension bridges under live loads. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 19, n. 1, p. 200-212, 28 jan. 2015.

TADESSE, Z. *et al.* Neural networks for prediction of deflection in composite bridges. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 68, n. 1, p. 138-149, jan. 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, jan. 2018.

XIA, Q. *et al.* Experimental Study of Thermal Effects on a Long-Span Suspension Bridge. **Journal of Bridge Engineering**, v. 22, n. 7, p. 04017034, jul. 2017.

YU, J. *et al.* Identification of dynamic displacements and modal frequencies of a medium-span suspension bridge using multimode GNSS processing. **Engineering Structures**, v. 81, p. 432-443, dez. 2014.