

Reliability analysis of a prestressed bridge beam designed in serviceability limit state as recommended by NBR 6118 and 7188

Análise de confiabilidade de uma viga pré-moldada protendida de ponte dimensionada no estado limite de serviço preconizado na NBR 6118 e 7188



P. H. C. DE LYRA ^a
pedro.lyra@maua.br
<https://orcid.org/0000-0001-5220-7343>

A. T. BECK ^b
atbeck@sc.usp.br
<https://orcid.org/0000-0003-4127-5337>

F. R. STUCCHI ^c
fernando.stucchi@poli.usp.br
<https://orcid.org/0000-0003-4149-0985>

Abstract

Nowadays it is known that it is important to study the safety of structures to avoid tragic accidents or economic losses. The most widely used method in the world to evaluate the safety of structures is structural reliability. The reliability index of prestressed precast beams of bridges designed using Brazilian standards (NBR6118 and NBR7188) is not known. This work evaluates the annual reliability indexes of a prestressed precast beam bridge at the serviceability limit state (SLS) projected using the Brazilian standard and compares it with results from the literature. The studied bridge has 33.5 meters of span, is simply supported, constituted by five precast concrete beams with U section. The reliability analysis was carried out using two methods for the four limit state equations: First Order Mean Value (FOMV) and First Order Reliability Method (FORM). Sensitivity analyzes were performed to consider both the relative contribution of these variables and the effect of their distributions on the annual reliability indexes for SLS. It was verified that the effect of load trains and the allowable stress significantly reduce the reliability index obtained for Brazilian standard. The service limit state equations are particularly sensitive to load trains, allowable stress and prestress losses, as well as their respective distributions.

Keywords: reliability, safety, precast beam, bridge, prestressed beam.

Resumo

Nos dias de hoje sabe-se que é importante estudar a segurança das estruturas, para evitar acidentes trágicos, bem como endereçar o compromisso entre segurança e economia. O método mais utilizado no mundo para avaliar a segurança de estruturas é a confiabilidade estrutural. O índice de confiabilidade não é conhecido para vigas pré-moldadas protendidas de pontes projetadas utilizando as normas brasileiras (NBR6118 e NBR7188). Este trabalho avalia os índices de confiabilidade anual de uma viga pré-moldada protendida de ponte no estado limite de serviço (ELS), projetada utilizando a norma brasileira, e compara com resultados da literatura. A ponte estudada possui 33,5 metros de vão, é bi apoiada, constituída por cinco vigas de concreto protendido com seção U. A análise de confiabilidade foi realizada utilizando dois métodos para as quatro equações do estado limite: "First Order Mean Value" (FOMV) e método de confiabilidade de primeira ordem (FORM). Análises de sensibilidades foram executadas para considerar tanto a contribuição relativa das variáveis envolvidas como o efeito de suas distribuições nos índices de confiabilidade anual para ELS. Verificou-se que o momento fletor do trem-tipo e as tensões admissíveis reduzem significativamente os índices de confiabilidade obtidos para a norma brasileira. As equações de estado limite de serviço são particularmente sensíveis ao momento fletor do trem-tipo, tensões admissíveis e perdas de protensão, bem como suas respectivas distribuições.

Palavras-chave: confiabilidade, segurança, concreto protendido, pontes, vigas protendidas.

^a Instituto Mauá de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, São Caetano do Sul, SP, Brasil;

^b Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, SP, Brasil;

^c Universidade de São Paulo, Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Paulo, SP, Brasil.

1. Introdução

Ponte é uma estrutura destinada a estabelecer a continuidade de uma via, transpondo um obstáculo e é um componente importante para o transporte. Qualquer falha que venha a interditá-la causa um enorme constrangimento, atrapalhando o deslocamento das pessoas e causando prejuízos à economia. Assim, é importante estudar a segurança destas estruturas, de modo que elas possam atender à sociedade por um longo tempo, sem interrupções e com o menor custo possível.

O método mais utilizado para avaliar a segurança das estruturas, tanto para o estado limite de serviço (ELS) como para o estado limite último (ELU), é a confiabilidade estrutural. A confiabilidade de uma estrutura está associada com o grau de confiança que ela tem em cumprir o seu propósito de projeto por um determinado período de referência.

O método de confiabilidade exige a caracterização estatística dos parâmetros envolvidos no modelo, o que depende da qualidade dos dados estatísticos relacionados ao problema e da precisão do modelo matemático usado para análise das equações de estado limite. No Brasil a utilização da teoria da confiabilidade trouxe uma importante mudança no dimensionamento de elementos estruturais como lajes em balanço e pilares. Pelos estudos realizados em Stucchi e Santos [31 e 32], utilizando a teoria da confiabilidade, todos os esforços solicitantes em lajes em balanço com espessuras entre 18 e 10 cm devem ser majorados pelo coeficiente γ_n . De maneira semelhante, a versão 2014 da norma NBR6118 limitou a dimensão mínima dos pilares em 14 cm, que em versões anteriores admitia pilares com até 12 cm de espessura (mínimo).

Para ajudar na análise de confiabilidade estrutural foi introduzido o conceito de índice de confiabilidade β . Algumas normas, como os eurocódigos da Europa e a "Load and Resistance Factor Design" dos Estados Unidos, definem um índice de confiabilidade alvo, de acordo com a importância da estrutura ou elemento estrutural.

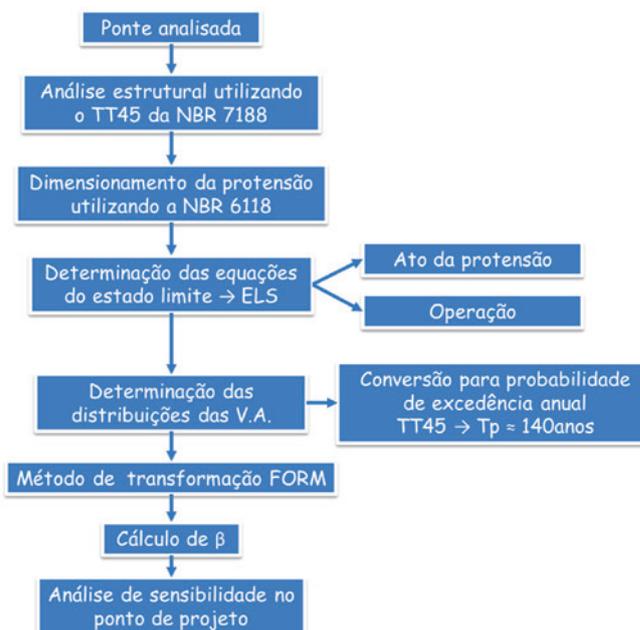


Figura 1 Fluxograma da metodologia

2. Calibração das normas internacionais para pontes de concreto protendido

Segundo Portela [27], muito trabalho foi feito na determinação do modelo de ações devido ao tráfego. Entre esses, uma atenção especial deve ser dada a Nowak, Nassif e DeFrain [20]; os autores utilizaram o papel de probabilidade correspondente a distribuição normal para extrapolar o efeito de carga de tráfego para 75 anos.

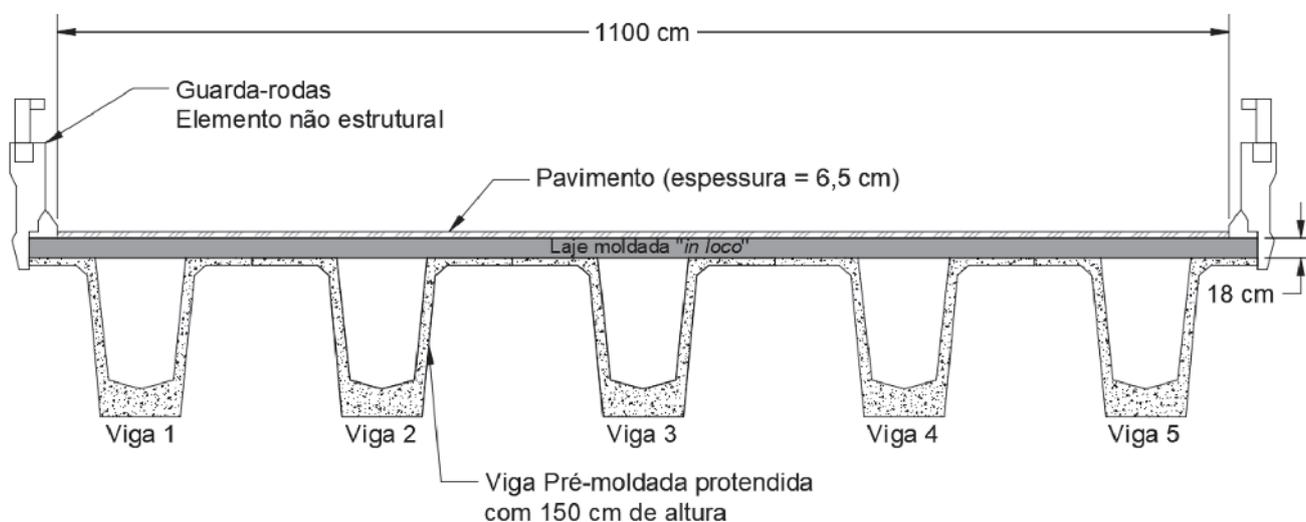


Figura 2 Pontes com vigas de concreto pré-moldado protendidas com laje moldada "in loco" (Caprani, Mayer e Siamphukdee [5])

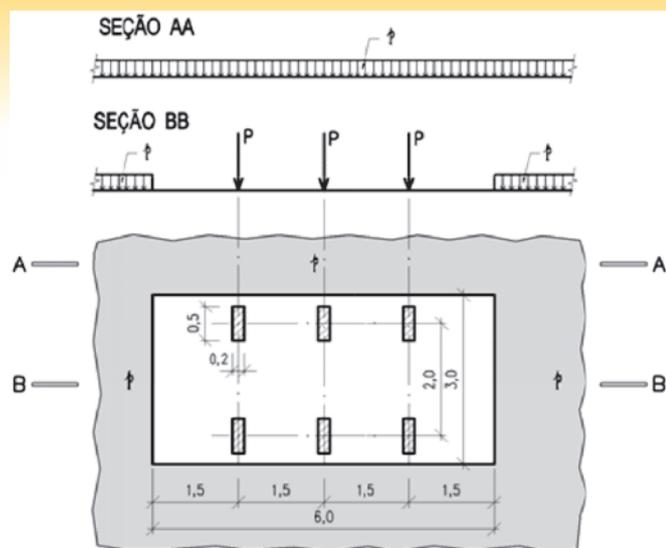


Figura 3
Trem-tipo TB-450 da norma NBR7188-2013[3]

No Brasil, um importante trabalho para a determinação do modelo de ações foi o de Stucchi e Luchi [30], que fizeram a simulação do tráfego em pontes de concreto em grelha e em seção celular, com vãos variando de 30 m a 200 m, em situação de engarrafamento, a partir de dados coletados por pesagens em balanças rodoviárias. Na Europa, a análise realizada por O'Brien e Enright [25] e Sivakumar [29] usaram dados de pesagem em movimento para modelar o carregamento em pontes.

Além disso, existem vários trabalhos que avaliam os índices de confiabilidade para vigas e tabuleiros de concreto protendido (CP), de acordo com certas normas internacionais. Um dos trabalhos pioneiros foi o de Al-Harthy e Frangopol [1], que avaliaram 73 vigas bi apoiadas de concreto protendido, no estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS), baseado no dimensionamento e verificações preconizados na norma do "American Concrete Institute" (ACI).

Outros estudos incluem a determinação dos índices de confiabilidade na capacidade de flexão no ELU e tensões admissíveis do ELS no ato da protensão e operação, para vigas pré-moldadas protendidas de ponte para a norma chinesa, Hong Kong SDMRH e AASHTO LRFD (Du e Au [6]).

Em outro estudo, Hwang, Nguyen e Nguyen [12] investigaram os índices de confiabilidade das vigas pré-moldadas protendidas de ponte no ELS para o modelo de carga de tráfego coreano existente e um modelo de carga de tráfego recentemente proposto. O efeito da carga de tráfego foi assumido como distribuído de maneira lognormal.

O estudo mais recente de Caprani, Mayer e Siamphukdee [5] investiga o valor do índice de confiabilidade para a norma Australiana, utilizando a norma Europeia e um caso híbrido como parâmetros de comparação.

Tabela 1

Dados da resistência do concreto e geometria da seção transversal

Dado	Símbolo (unidade)	Ato da protensão	Operação
Resistência à compressão do concreto	f_{ck} (N/mm ²)	50	65
Área da seção transversal	A (mm ²)	556000	934000
Inércia	I (mm ⁴)	159×10^9	348×10^9
Módulo resistente à flexão - fibra inferior	W_i (mm ³)	235×10^6	332×10^6
Módulo resistente à flexão - fibra superior	W_s (mm ³)	193×10^6	549×10^6

3. Metodologia

Na Figura 1 é apresentada a metodologia utilizada neste trabalho, que tem como base Caprani, Mayer e Siamphukdee [5].

O problema de confiabilidade foi resolvido utilizando o programa StRAnD – "Structural Reliability Analysis and Design", versão Mathematica, desenvolvido junto ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos pelo Professor André Teófilo Beck.

4. Análise estrutural e dimensionamento da ponte

A ponte estudada, apresentada na Figura 2, é uma ponte bi apoiada com vigas pré-moldadas protendidas e laje moldada "in loco", possui vão de 33,5 m, 5 vigas pré-moldadas protendidas, laje moldada "in loco" com espessura de 18 cm e a camada de asfalto com 6,5 cm de espessura. A viga pré-moldada protendida possui altura de 150 cm; para a análise e dimensionamento foi considerada a Viga 1.

4.1 Características geométricas e resistência do concreto

Na análise e no dimensionamento da protensão é necessário conhecer as características geométricas e a resistência do concreto em duas situações: ato da protensão e operação da ponte. No ato da protensão, fase em que a viga está no canteiro, somente a seção da viga pré-moldada resiste aos esforços da protensão e do peso próprio, isto acontece porque a laje moldada "in loco" não foi concretada nesta fase.

Na situação de operação da ponte a laje já foi concretada, fazendo parte do sistema resistente da ponte, mas também contribuído para o peso sobre a viga, juntamente com pavimento, guarda-rodas e ação do trem-tipo. A Tabela 1 apresenta as características geométricas e a resistência do concreto para as duas situações.

4.2 Modelo de ações da NBR7188 – TB-450

Para este estudo foi considerado o trem-tipo TB-450 da norma NBR7188[3]; este trem-tipo é definido por um veículo tipo de 450kN com 6 rodas $P = 75\text{kN}$, 3 eixos de carga afastados entre si de 1,5m, com área de ocupação de 18,0m², circundado por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 5\text{kN/m}^2$, conforme Figura 3.

A carga "P", em kN, é a carga vertical estática concentrada aplicada ao nível do pavimento, com valor característico e sem qualquer majoração. A carga "p", em kN/m², é a carga vertical estática uniformemente distribuída aplicada ao nível do pavimento, com valor característico e sem qualquer majoração.

A carga concentrada "Q", em kN, e a carga distribuída "q", em kN/m², são os valores da carga vertical móvel aplicados ao nível do pavimento, iguais aos valores característicos majorados

Tabela 2

Máximo momento fletor para cada carregamento

Carregamento	Símbolo	Norma Brasileira
Viga "U" pré-moldada	M_{pre}	2068 kN.m
Laje moldada "in loco"	M_{laje}	1362 kN.m
Pavimento + Guarda-rodas	M_{cp}	869 kN.m
Trem-tipo	M_{TT}	3842 kN.m

pelos Coeficientes de Impacto Vertical (CIV), do Número de Faixas (CNF) e de Impacto Adicional (CIA) abaixo definidos.

$$Q = P * CIV * CNF * CIA \quad (1)$$

$$q = p * CIV * CNF * CIA \quad (2)$$

4.3 Tensões admissíveis pela NBR6118

A NBR6118[2] especifica que na falta de ensaios, a resistência à tração direta pode ser avaliada pelo seu valor médio ou característica por meio das seguintes equações:

$$f_{ctk,inf} = 0.7 * f_{ct,m} \quad (3)$$

$$f_{ctk,suf} = 1.3 * f_{ct,m} \quad (4)$$

Para concretos de classes até C50:

$$f_{ct,m} = 0.3 * f_{ck}^{2/3} \quad (5)$$

Para concretos de classes C55 até C90:

$$f_{ct,m} = 2.12 * \ln(1 + 0.11 * f_{ck}) \quad (6)$$

Onde:

$f_{ct,m}$ e f_{ck} são expressos em megapascal (MPa);

Para o dimensionamento da protensão, na situação de operação, considera-se que a tensão máxima de tração não pode ultrapassar:

$$f_{ct,f} = \alpha * f_{ctk,inf} \quad (7)$$

E na situação do ato da protensão:

$$f_{ct,f} = \alpha * f_{ctm,j} \quad (8)$$

com α igual a 1,5 para seções retangulares, 1,2 para seções tipo "T" e 1,3 para seções "I".

Tabela 3

Dados da cordoalha adotada (AS 5100.5)

Cordoalha	Resistência de ruptura (N/mm ²)	Força de protensão no ato da protensão (kN)	Módulo de elasticidade (GPa)	Relaxação (%)
φ 15,2 mm – 7 fios baixa relaxação	1750	188	195	2

Tabela 4

Dimensionamento da protensão e perdas

Descrição	Símbolo	Norma Brasileira
Número de cordoalhas	-	40 cordoalhas
Excentricidade do cabo representante	e_b	545 mm
Força de protensão inicial (macaqueamento)	P_0	7508 kN
Perdas imediatas	ΔP_i	589 kN
Perdas totais	ΔP_{inf}	1430 kN

5. Confiabilidade

O projeto com base em normas técnicas utiliza o formato dos estados limites, que aborda de maneira aproximada as incertezas nas variáveis de projeto. Na realidade, os efeitos materiais, geométricos e de carga são de natureza aleatória e podem ser descritos através de distribuições de probabilidade. Uma estrutura é considerada confiável se ela executar a função prevista durante a vida de projeto e uma análise de confiabilidade fornece a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade:

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - p) \quad (9)$$

onde Φ^{-1} é a função de distribuição normal padrão inversa e p é a probabilidade de falha. Neste estudo, o índice de confiabilidade (β) é calculado usando FORM. Detalhes sobre FORM e análises de confiabilidade podem ser encontrados na literatura (Melchers e Beck [18]).

5.1 Equações do estado limite

Abaixo são apresentadas as equações do estado limite que foram utilizadas no estudo, duas equações são para o ato da protensão e duas são para a operação.

• Ato da protensão:

$$g_1(x) = -\sigma_{t,ato} + \left[(P_0 - \Delta P_i) \cdot \left(\frac{1}{A} - \frac{e_b}{W_{s,ato}} \right) + \frac{M_{pré}}{W_{s,ato}} \right] \quad (10)$$

$$g_2(x) = \sigma_{c,ato} - \left[(P_0 - \Delta P_i) \cdot \left(\frac{1}{A} + \frac{e_b}{W_{i,ato}} \right) - \frac{M_{pré}}{W_{i,ato}} \right] \quad (11)$$

• Operação:

$$g_3(x) = \sigma_{c,ope} - \left[(P_0 - \Delta P_{inf}) \cdot \left(\frac{1}{A} - \frac{e_b}{W_{s,ato}} \right) + \frac{M_{pré} + M_{laje}}{W_{s,ato}} + \frac{M_{cp} + M_{TT}}{W_{s,ope}} \right] \quad (12)$$

$$g_4(x) = -\sigma_{t,ope} + \left[(P_0 - \Delta P_{inf}) \cdot \left(\frac{1}{A} + \frac{e_b}{W_{i,ato}} \right) - \frac{M_{pré} + M_{laje}}{W_{i,ato}} - \frac{M_{cp} + M_{TT}}{W_{i,ope}} \right] \quad (13)$$

Onde:

$\sigma_{t,ato}$ é a tensão admissível de tração no ato da protensão;
 $\sigma_{c,ato}$ é a tensão admissível de compressão no ato da protensão;
 $\sigma_{t,ope}$ é a tensão admissível de tração na operação;
 $\sigma_{c,ope}$ é a tensão admissível de compressão na operação;
 P_0 é a força de protensão inicial (macaqueamento);
 ΔP_i são as perdas imediatas da força de protensão;
 ΔP_{inf} são as perdas totais da força de protensão;
 A é a área da seção transversal no ato da protensão;
 e_b é a excentricidade do cabo representante;
 $W_{i,ope}$ é o módulo resistente à flexão da fibra inferior na operação;
 $W_{i,ato}$ é o módulo resistente à flexão da fibra inferior no ato da protensão;
 $W_{s,ope}$ é o módulo resistente à flexão da fibra superior na operação;
 $W_{s,ato}$ é o módulo resistente à flexão da fibra superior no ato da protensão;
 $M_{pré}$ é o momento fletor do peso da viga "u" pré-moldada;
 M_{laje} é o momento fletor do peso da laje moldada "in loco";
 M_{cp} é o momento fletor do peso do pavimento mais o guarda-rodas;
 M_{TT} é o momento fletor do trem-tipo mais a multidão.
 A primeira equação é para a tensão de tração na fibra superior, Estado Limite de Formação de Fissura (ELS-F), e a segunda equação é para a tensão de compressão na fibra inferior, Estado Limite de Compressão Excessiva (ELS-CE), ambas equações são utilizadas para o ato da protensão. Para essas duas situações é considerado que as perdas imediatas (ΔP_i) já ocorreram.
 A terceira e quarta equações são para a tensão de tração na fibra inferior, Estado Limite de Formação de Fissura (ELS-F), e a tensão de compressão na fibra superior, Estado Limite de Compressão

Excessiva (ELS-CE), respectivamente, na situação de operação, considerando para ambas as equações as perdas totais (ΔP_{inf}). As equações de estado limite utilizadas neste estudo foram as mesmas utilizadas em Caprani, Mayer e Siamphukdee [5]. A consideração da adaptação por fluência resulta em equações de estado limite diferentes.

5.2 Conversão do valor do trem-tipo para probabilidade de excedência anual

Os valores característicos do trem-tipo TB-450, apresentado na NBR7188[3], correspondem a valores que têm de 25% a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos. Se considerarmos o valor de 30% de probabilidade de ser ultrapassado durante um período de 50 anos, que corresponde ao período médio de retorno de 140 anos, a probabilidade convertida para anual fica:

$$p = \frac{n}{T} = \frac{1}{140} = 0.7\% \quad (14)$$

Para que este estudo possa ser comparado com Caprani, Mayer e Siamphukdee [5], precisamos converter o valor do modelo de ações para a probabilidade de excedência anual. Para a conversão é considerado que o momento máximo devido ao carregamento do tráfego segue uma distribuição de Gumbel tipo-1, conforme apresentado por O'Brien *et al.* [24] e Stucchi e Luchi [30], e o valor do coeficiente de variação (CV) é de 0,18, conforme apresentado em Rakoczy e Nowak [28]. A função de densidade acumulada de probabilidade de uma distribuição de Gumbel tipo-1 é:

$$F(x) = \exp\left[-e^{-\left(\frac{x-u}{\theta}\right)}\right] \quad -\infty \leq x \leq \infty \quad (15)$$

onde:

x é a variável aleatória;

u é o parâmetro de locação;

θ é o parâmetro de escala;

O desvio padrão (σ) para a distribuição Gumbel tipo-1 fica:

$$\sigma = \frac{\theta \cdot \pi}{\sqrt{6}} \quad (16)$$

O fator de bias é a razão entre o valor médio (μ) e o valor característico (x_p) e é apresentado na Equação 17.

$$\lambda = \frac{x_p}{\mu} = \frac{u + \theta \cdot s_p}{u + \theta \cdot \gamma} \quad (17)$$

onde:

γ é a constante de Euler-Mascheroni, que possui o valor de 0,577216;

s_p é o "standard extremal variate" e é definido pela equação 18.

$$s_p = -\ln(-\ln(1 - p)) \quad (18)$$

Assim o coeficiente de variação é definido como:

$$CV = \frac{\theta \cdot \pi / \sqrt{6}}{u + \theta \cdot \gamma} \quad (19)$$

Quando os valores dos parâmetros u e θ da distribuição são desconhecidos, como é o nosso caso, utiliza-se a razão entre eles, chamada de r , que é expressa como (Capriani Mayer e Siamphukdee [5]):

$$r = \frac{\theta}{u} = \left(\frac{\pi}{CV \cdot \sqrt{6}} - \gamma \right) \quad (20)$$

O valor do fator de bias, dado somente o coeficiente de variação (CV) e a probabilidade de excedência (p), pode ser obtido pela equação 21.

$$\lambda^* = \frac{1 + r \cdot s_p}{1 + r \cdot \gamma} \quad (21)$$

Tabela 5

Conversão do “bias factor” do momento fletor para anual

	Norma Brasileira
Probabilidade de falha anual	0,7%
Coefficiente de variação	0,18
$s_p = -\ln(-\ln(1 - p))$	4,958334879
$r = \frac{\theta}{u} = \left(\frac{\pi}{CoV \cdot \sqrt{6}} - \gamma \right)$	0,152716595
γ	0,5772
$\lambda = \frac{1 + r \cdot s_p}{1 + r \cdot \gamma}$	1,615

A Tabela 5 apresenta a conversão do valor do momento obtido pelo TB-450 para anual.

A utilização da distribuição de máximos, na análise de estado limite de serviço, para o momento fletor do trem-tipo é a favor da segurança.

O fator de bias (λ^*), apresentado na equação 21, faz duas conversões: a primeira é a conversão do momento fletor característico da distribuição de 50 anos (M_{TT}) para o momento fletor característico da distribuição anual ($M_{TT,anual}$) e a segunda é a conversão do valor característico para a média da distribuição, conforme apresentado na equação 22.

$$\mu_{M_{TT}} = \lambda^* \cdot M_{TT} = b_f \cdot c_t \cdot M_{TT} = b_f \cdot M_{TT,anual} \quad (22)$$

Onde:

b_f é o coeficiente que converte o valor característico para a média da distribuição;

c_t é o coeficiente que converte o momento fletor característico da distribuição de 50 anos (MTT) para o momento fletor característico da distribuição anual (MTT,anual).

5.3 Distribuição e valor da variável aleatória da perda de protensão

Para este estudo a ponte foi considerada em um ambiente com

uma temperatura média anual de 15°C e uma umidade relativa média (UR) de 60%.

Existem poucos estudos sobre perdas imediatas e lentas no concreto protendido utilizando a análise probabilística. O estudo de Gilbertson e Ahlborn [10] apresentou os efeitos da variabilidade inerente dos parâmetros utilizados para estimar a perda de protensão. Dois casos típicos de vigas protendidas de pontes foram estudados, usando os métodos especificados na AASHTO, PCI e ACI 318-99 de perda de protensão em condições de operação.

Como não existe estudo para as formulações propostas pela NBR6118[2], foi considerado o estudo do JCSS[14] que considera uma distribuição normal, com o fator de “bias” (λ) igual a 1 e o coeficiente de variação (CV) igual a 0,30 para as perdas imediatas e totais já convertidas para probabilidades anuais.

5.4 Distribuição e valores das variáveis aleatórias

Na Tabela 6 são apresentadas as variáveis aleatórias, tipo de distribuição, média e coeficiente de variação.

6. Resultados e discussões

6.1 Índice de confiabilidade

Na Tabela 7 são apresentados os resultados do índice de confiabilidade anual utilizando o método “First Order Mean Value” (FOMV), método de confiabilidade de primeira ordem (FORM) e a probabilidade de falha (p_f), para cada equação do estado limite. O índice de confiabilidade obtido pelo método FOMV possui alguns valores diferentes do índice de confiabilidade obtido pelo FORM. Esta diferença existe porque o método FOMV consiste em uma aproximação de primeira ordem no ponto médio e o FORM envolve a construção de uma função conjunta de distribuição de probabilidades e a transformação desta para o espaço normal padrão.

Tabela 6

Distribuição e valores das variáveis aleatórias

V.A.	Unidade	Distribuição	λ	Valor	μ	CV	σ	Fonte
$\sigma_{c,ato}$	N/mm ²	Normal	1,28	30,0	38,4	0,164	6,2976	(Hueste et al,[11]); (Bartlett e MacGregor[4])
$\sigma_{c,ope}$	N/mm ²	Normal	1,13	39,0	44,07	0,164	7,2275	(Hueste et al,[11]); (Bartlett e MacGregor[4])
$\sigma_{t,ato}$	N/mm ²	Normal	1,03	-4,0716	-4,1938	0,183	0,7675	(Hueste et al,[11]); (Bartlett e MacGregor[4])
$\sigma_{t,ope}$	N/mm ²	Normal	1,01	-4,4478	-4,4923	0,183	0,8221	(Hueste et al,[11]); (Bartlett e MacGregor[4])
P_0	N	Normal	1	7508000	7058000	0,015	112620	(Caprani, Mayer e Siamphukdee[5])
e_b	mm	Normal	1	545	545	0,015	8,175	(Caprani, Mayer e Siamphukdee[5])
A	mm ²	Normal	1	556000	556000	0,025	13900	(Caprani, Mayer e Siamphukdee[5])
$W_{i,ato}$	mm ³	Normal	1	235000000	235000000	0,039	9165000	(Caprani, Mayer e Siamphukdee[5])
$W_{s,ato}$	mm ³	Normal	1	193000000	193000000	0,038	7334000	(Caprani, Mayer e Siamphukdee[5])
$W_{i,ope}$	mm ³	Normal	1	332000000	332000000	0,044	1,5E+07	(Caprani, Mayer e Siamphukdee[5])
$W_{s,ope}$	mm ³	Normal	1	549000000	549000000	0,073	4E+07	(Caprani, Mayer e Siamphukdee[5])
ΔP_i	N	Normal	1	525560	525560	0,3	157668	(JCSS[13])
ΔP_{inf}	N	Normal	1	1351440	1351440	0,3	405432	(JCSS[13])
M_{pre}	N.mm	Normal	1,03	2068000000	2007766990	0,08	1,6E+08	(Rakoczy e Nowak[28])
M_{laje}	N.mm	Normal	1,05	1362000000	1297142857	0,1	1,3E+08	(Rakoczy e Nowak[28])
M_{cp}	N.mm	Normal	1	869000000	869000000	0,25	2,2E+08	(Rakoczy e Nowak[28])
M_{TT}	N.mm	Gumbel 1	1,615	3842000000	2379135588	0,18	4,3E+08	Este estudo;(Rakoczy e Nowak[28])

Tabela 7

Índice de confiabilidade anual para as quatro equações do estado limite

	$g_1(x)$	$g_2(x)$	$g_3(x)$	$g_4(x)$
$\beta_{FOMV} =$	5,57	2,84	3,70	2,29
β by FORM =	5,53	2,84	3,71	2,26
p_i by FORM =	$1,6 \times 10^{-8}$	$2,26 \times 10^{-3}$	$5,59 \times 10^{-4}$	$1,19 \times 10^{-2}$

Como este trabalho utilizou as mesmas características geométricas e materiais da ponte apresentada em Caprani, Mayer e Siamphukdee [5], é possível fazer uma comparação dos índices de confiabilidade anual. A Tabela 8 apresenta a comparação dos índices de confiabilidade anual, obtido através do FORM, para as normas australiana (AS), europeia (EN) e a brasileira (NBR).

O índice de confiabilidade para as quatro equações do estado limite para a NBR ficaram ligeiramente abaixo dos valores obtidos para a EN. Esta pequena diferença acontece devido ao fator de “bias” do momento fletor gerado pelo trem-tipo de cada norma e a tensão de tração admissível.

Em comparação com a norma australiana, a NBR possui valores maiores do índice de confiabilidade, porque o momento fletor gerado pelo trem-tipo da norma australiana possui um fator de “bias” baixo para a situação de estado limite de serviço.

O índice de confiabilidade obtido utilizando a equação $g_4(x)$ para as três normas, não alcançou o índice de confiabilidade alvo de 2,9 preconizado pela norma europeia. Além da equação $g_4(x)$, a norma Australiana também não atende o valor de 2,9 para a equação $g_2(x)$. A Tabela 9 apresenta os índices de confiabilidade alvo anuais apresentado na norma europeia e pelo “Joint Committee on Structural Safety” (JCSS). O índice de confiabilidade alvo de 2,9 para a situação de serviço parece ser um valor alto.

O JCSS [13] propõe valores para o índice de confiabilidade alvo para o estado limite de serviço irreversível. A EN obteve valores do índice de confiabilidade acima de 2,3 em todas as quatro equações. A NBR possui três índices de confiabilidade acima de 2,3, e para a equação $g_4(x)$ esse valor ficou muito próximo; já a AS não atende o valor de 2,3 para as equações $g_2(x)$ e $g_4(x)$.

É possível que esses índices de confiabilidade estejam um pouco a favor da segurança porque na perda de protensão foram utilizados os valores de média e coeficiente de variação que o JCSS[14] recomenda; estes valores foram baseados no trabalho de Naaman e Siriaksorn [19].

As quatro equações de estado limite estudadas foram assumidas como perfeitas, isto é, erro do modelo foi assumido como unitário

Tabela 8

Índice de confiabilidade para as equações de estado limite utilizando o FORM

	AS ⁽¹⁾	EN ⁽¹⁾	NBR
$g_1(x)$ - tração	4,81	5,55	5,53
$g_2(x)$ - compressão	2,12	2,82	2,84
$g_3(x)$ - compressão	3,36	3,74	3,72
$g_4(x)$ - tração	1,54	2,44	2,26
n° de cordoalhas	48	40	40

⁽¹⁾ Índices de confiabilidade obtidos no trabalho de Caprani, Mayer e Siamphukdee[5]

porque não existe estudo que avalie o erro do modelo para o estado limite de serviço de pontes protendidas.

Os índices de confiabilidade foram obtidos através do dimensionamento que buscou um número menor de cordoalhas e maior excentricidade possível. A redução de excentricidade e aumento do número de cordoalhas podem levar a outros resultados.

6.2 Análise de sensibilidade

A sensibilidade foi obtida derivando a aproximação de primeira ordem da probabilidade de falha em relação as variáveis de projeto no espaço normal padrão. Esta sensibilidade é uma medida linear e, portanto, vale apenas como aproximação para equações de estado limite não-lineares e para distribuições de probabilidade não normais. Esta informação é muito importante, pois permite reduzir a dimensão do problema através da eliminação de variáveis sem importância (Melchers e Beck [18]). A Tabela 10 apresenta a análise de sensibilidade para as quatro equações do estado limite.

A análise de sensibilidade mostrou que, para a equação do estado limite $g_1(x)$, as variáveis aleatórias do momento fletor do peso da viga “u” pré-moldada (M_{pre}), da tensão admissível de tração no ato da protensão ($\sigma_{t,ato}$) e do módulo resistente à flexão da fibra superior no ato da protensão ($W_{s,ato}$) tem maior contribuição na probabilidade de falha.

No ato da protensão as fibras superiores, no meio do vão, são tracionadas devido ao momento de protensão ser maior do que o do peso próprio da viga pré-moldada, fazendo com que a variável aleatória M_{pre} seja importante para a probabilidade de falha.

Para as equações de estado limite $g_2(x)$ e $g_3(x)$, somente as variáveis aleatórias da tensão admissíveis possuem importância para a análise de confiabilidade. O resultado da análise de sensibilidade para estas duas equações não é surpreendente, porque as tensões admissíveis têm um papel importante no dimensionamento.

A equação do estado limite $g_4(x)$, que possui o menor índice de confiabilidade, possui grande sensibilidade para as variáveis aleatórias das perdas totais da força de protensão (ΔP_{int}) e do momento

Tabela 9

Índices de confiabilidade anuais da literatura para as diferentes funções de estado limite

Referência	β_{alvo}
EN1990:2002 - “Basis of structural design”	2,9
JCSS 2000b (custo relativo alto da medida de segurança)	1,3
JCSS 2000b (custo relativo moderado da medida de segurança)	1,7
JCSS 2000b (custo relativo baixo da medida de segurança)	2,3

Tabela 10
Análise de sensibilidade

	$g_1(x)$	$g_2(x)$	$g_3(x)$	$g_4(x)$
$\sigma_{c,ato}$	-	97,43%	-	-
$\sigma_{c,ope}$	-	-	95,37%	-
$\sigma_{t,ato}$	29,41%	-	-	-
$\sigma_{t,ope}$	-	-	-	7,07%
P_0	1,28%	0,41%	0,02%	2,24%
e_b	4,96%	0,11%	0,12%	0,40%
A	4,09%	0,19%	0,14%	0,66%
$W_{i,ato}$	-	0,19%	-	0,04%
$W_{s,ato}$	15,91%	-	0,01%	-
$W_{i,ope}$	-	-	-	3,26%
$W_{s,ope}$	-	-	0,40%	-
ΔP_i	2,52%	0,79%	-	-
ΔP_{inf}	-	-	0,30%	29,04%
M_{pre}	41,83%	0,88%	1,27%	4,91%
M_{icaje}	-	-	0,83%	3,20%
M_{cp}	-	-	0,30%	4,65%
M_{TT}	-	-	1,24%	44,53%

fletor do trem-tipo (M_{TT}). A tensão admissível de tração, para essa equação do estado limite, possui pequena sensibilidade, comparada as outras duas variáveis citadas acima.

7. Conclusões

A análise de confiabilidade permite que as normas estabeleçam um nível mínimo de segurança, através de valores de índice de confiabilidade anual, e que se avalie o desempenho de segurança das estruturas produzidas segundo estas normas. Os índices de confiabilidade obtidos neste trabalho mostram que a norma brasileira para pontes possui o nível de segurança parecido com a norma europeia, e maior que o da norma australiana.

As variáveis aleatórias de momento fletor oriundo do peso da viga “u” pré-moldada (M_{pre}), da tensão admissível de tração no ato da protensão ($\sigma_{t,ato}$), do módulo resistente à flexão da fibra superior no ato da protensão ($W_{s,ato}$), da tensão admissível de compressão no ato da protensão ($\sigma_{c,ato}$), da tensão admissível de compressão na operação ($\sigma_{c,ope}$), das perdas totais da força de protensão (ΔP_{inf}) e do momento fletor do trem-tipo (M_{TT}) mostraram ter grande influência nos resultados da análise de confiabilidade.

Os resultados deste trabalho são para momento máximo no meio do vão; podem existir outros casos mais críticos onde o índice de confiabilidade pode ser menor.

8. Referências bibliográficas

- [1] Al-Harthy, A. S., e D. M. Frangopol. 1994. Reliability Assessment of Prestressed Concrete Beams. *Journal of Structural Engineering* 120 (1): 180–199.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.
- [4] Bartlett, F. M., and J. G. MacGregor. 1996. Statistical Analysis of the Compressive Strength of concrete in Structures. *ACI Materials Journal* 93 (2): 158–168.
- [5] Caprani, C. C., Mayer M. M. e Siamphukdee K. Reliability analysis of a Super-T prestressed concrete girder at serviceability limit state to AS 5100:2017, *Australian Journal of Structural Engineering*, 18:2, 60-72, DOI: 10.1080/13287982.2017.1332843
- [6] Du, J. S., and F. T. K. Au. 2005. Deterministic and Reliability Analysis of Prestressed Concrete Bridge Girders: Comparison of the Chinese, Hong Kong and AASHTO LRFD Codes. *Structural Safety* 27 (3): 230–245. doi: 10.1016/j.strusafe.2004.10.004.
- [7] European Committee for Standardization. 2005. EN 1990:2002. Eurocode - Basis of structural design. Eurocode 0. Brussels: European Committee for Standardization.
- [8] European Committee for Standardization. 2010. EN 19912:2003. Eurocode 1 – Action on Structures – Part 2: Traffic Loads on Bridges. Brussels: European Committee for Standardization.
- [9] Foster, S. J., M. G. Stewart, M. Loo, M. Ahammed, e V. Sirivivatnanon. 2016. Calibration of Reinforced Concrete Structures Standard AS3600 Part I: Statistical Analysis of Material Properties and Model Error. *Australian Journal of Structural Engineering* 17 (4): 242–253. Taylor & Francis. doi: 10.1080/13287982.2016.1246793.
- [10] Gilbertson, C.G. e Ahlborn, T.M. 2004. A Probabilistic Comparison of Prestress Loss Methods in Prestressed Concrete Beams. *PCI Journal*: 52-69.
- [11] Hueste, M. B. D., P. Chompreda, D. Trejo, D. B. H. Cline, e P. B. Keating. 2004. Mechanical Properties of

- High-strength Concrete for Prestressed Members. *ACI Structural Journal* 101 (4): 457–465.
- [12] Hwang, E. S., S. H. Nguyen, e Q. H. Nguyen. 2014. Development of Serviceability Limit State Design Criteria for Stresses in Prestressed Concrete Girders. *KSCE Journal of Civil Engineering* 18 (7): 2143–2152. doi: 10.1007/s12205-014-1426-x.
- [13] JCSS. 2000a. Probabilistic Model Code – Part 3. Joint Committee on Structural Safety.
- [14] JCSS. 2000b. Probabilistic Model Code – Part 1. Joint Committee on Structural Safety.
- [15] Jovem, T. P. Estudo Analítico e Numérico de Repartição de Carga em Tabuleiros de Pontes Retas com Longarinas Múltiplas de Concreto Armado. 2017. 152 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017.
- [16] Kaszynska, M., e A. S. Nowak. 2005. Target Reliability for Design and Evaluation of Bridges. Fifth International Conference on Bridge Management, 401–408. Guildford: Thomas Telford.
- [17] Luchi, L. A. R., 2006. Reavaliação do trem-tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras. Tese de doutorado. EPUSP, São Paulo, SP, Brasil.
- [18] Melchers, R. E. e Beck, A. T. 2017. *Structural Reliability Analysis and Prediction*. Chichester: Wiley.
- [19] Naaman, A. E.; Siriaksorn, A. Reliability of Partially Prestressed Beams at Serviceability Limit States. *Pci Journal*, v. 27, n. 6, p.66-85, 1 nov. 1982. Precast/Prestressed Concrete Institute. <http://dx.doi.org/10.15554/pcij.11011982.66.85>.
- [20] Nowak, A. S., H. Nassif, and L. DeFrain. Effect of Truck Loads on Bridges. *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 119, No. 6, 1993, pp. 853–867.
- [21] Nowak, A. S., e K. R. Collins. 2013. *Reliability of Structures*. 2nd ed. Boca Raton, FL: CRC Press.
- [22] Nowak, A. S., C. H. Park, e J. R. Casas. 2001. Reliability Analysis of Prestressed Concrete Bridge Girders: Comparison of Eurocode, Spanish Norma IAP and AASHTO LRFD. *Structural Safety* 23 (4): 331–344. doi: 10.1016/S0167-4730(02)00007-3.
- [23] Nowak, A. S., M. M. Szerszen, E. K. Szeliga, A. Szwed, e P. J. Podhorecki. 2008. Reliability-based Calibration for Structural Concrete, Phase 3. *Portland Cement Association* 2849: 110.
- [24] OBrien, E. J., F. Schmidt, D. Hajjalizadeh, X. Y. Zhou, B. Enright, C. C. Caprani, S. Wilson, E. Sheils. 2015. A Review of Probabilistic Methods of Assessment of Load Effects in Bridges. *Structural Safety* 53: 44–56. Elsevier Ltd. doi: 10.1016/j.strusafe.2015.01.002.
- [25] O'Brien, E.J. and Enright, B. Modeling same-direction twolane traffic for bridge loading. *Structural Safety*, No. 33, pp. 296-304, 2011.
- [26] O'Connor, A., e I. Enevoldsen. 2007. Probability-based Bridge Assessment. *Bridge Engineering* 160 (BE3): 129–137. doi: 10.1680/bren.2007.160.3.129.
- [27] Portela, E. L. et al . Single and multiple presence statistics for bridge live load based on weigh-in-motion data. *Rev. IBRACON Estrut. Mater.*, São Paulo, v. 10, n. 6, p. 1163-1173, Nov. 2017. Available from <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952017000601163&lng=en&nrm=iso>. access on 04 Apr. 2018. <http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952017000600002>.
- [28] Rakoczy, A. M., e A. S. Nowak. 2013. Reliability-based Sensitivity Analysis for Prestressed Concrete Girder Bridges. *PCI Journal* 59 (4): 129–130.
- [29] Sivakumar, B., M. Ghosn, and F. Moses. NCHRP Report 683; *Protocols for Collecting and Using Traffic Data in Bridge Design*. Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC, 2011.
- [30] Stucchi, F. R., & Luchi, L. A. R. e. (2015). Real road load compared to standard load for Brazilian bridges. *Proceedings of the ICE - Bridge Engineering*, 168(3), 245–258. <https://doi.org/10.1680/bren.13.00028>
- [31] STUCCHI, F. R.; SANTOS, S. H. C. Evaluation of the Safety Criteria of Brazilian Standard NBR 6118 Based on Reliability Analyses. In: *Joint IABSE fib Conference: Codes in Structural Engineering*, Dubrovnik, 2010.
- [32] STUCCHI, F. R.; SANTOS, S. H. C. Reliability based comparison between ACI 318-05 and NBR 6118. *Revista Ibracon de Estruturas*, São Paulo, v. 3, n. 2, 2007.
- [33] Sykora, M., D. Diamantidis, M. Holicky, e K. Jung. 2017. Target Reliability for Existing Structures Considering Economic and Societal Aspects. *Structure and Infrastructure Engineering* 13 (1): 181–194. Taylor & Francis. doi: 10.1080/15732479.2016.1198394.