

AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE PONTES EXISTENTES POR MEIO DA ANÁLISE DE CONFIABILIDADE - ESTUDOS DE CASOS

Ademir Santos
Doutorando
UMinho
Guimarães - PT
adsantos28@gmail.com

Maurício Bonatte
Doutorando
UMinho
Guimarães - PT
mbonatte@ymail.com

João Neto
Doutorando
CEFET-MG
Belo Horizonte - BR
joao.carvalho@ifmg.edu.br

Hélder Sousa
Investigador Auxiliar
UMinho
Guimarães - PT
sousa.hms@gmail.com

Túlio Bittencourt
Professor Titular
USP
São Paulo - BR
tbitten@usp.br

José C. Matos
Professor Auxiliar
UMinho
Guimarães - PT
jmatos@civil.uminho.pt

SUMÁRIO

O significativo aumento das cargas de transporte na malha rodoviária brasileira tem implicado na constante atualização do carregamento especificado em norma a adotar no projeto estrutural de pontes. Para garantia da segurança desses ativos, a prática corrente no Brasil consiste em reforçar estas pontes, conforme as normas para projetos atualmente vigentes. Os poucos recursos disponíveis das gestoras das rodovias se apresenta como dificuldade para a dada prática, que acaba por implicar na elevação dos preços das tarifas de pedágio (portagem) em rodovias concessionadas. O objetivo deste trabalho é discutir a avaliação da segurança estrutural das pontes rodoviárias existentes no Brasil diante dos atuais carregamentos normativos. Para consecução do escopo, foram selecionados três estudos de casos de pontes existentes, com estrutura em vigas de concreto (betão) armado e tipologia estrutural comum das pontes construídas no Brasil até a década de oitenta. Para a discussão da avaliação da segurança estrutural dos casos selecionados, duas abordagens foram aplicadas. A primeira, baseada no método semi-probabilístico definido na normalização brasileira e a segunda, baseada no método probabilístico puro (confiabilidade). Os resultados obtidos demonstram que os coeficientes parciais de segurança definidos nas normas brasileiras estão calibrados e de acordo com as normas internacionais, e que a análise da confiabilidade permite garantir a segurança das pontes, mesmo considerando o aumento de carregamento, sem a necessidade de custos adicionais para execução de reforço estrutural.

Palavras-chave: Análise de Confiabilidade, Segurança Estrutural, Pontes Rodoviárias, Gestão de Pontes.

1. INTRODUÇÃO

As pontes são elementos de grande importância dentro da malha rodoviária, tendo em vista que a sua funcionalidade é essencial para o desenvolvimento social e econômico gerado por esse tipo de modal. Sendo assim, um nível de segurança deve ser alcançado para garantir o status operacional desta rede de transporte. Além disso, para se obter um sistema de gestão de pontes (BMS - *Bridge Management System*) bem-sucedido é necessário manter um nível de investimento financeiro adequado ao orçamento disponível. Um plano de controle de qualidade adequado e uma classificação da confiabilidade estrutural das pontes, permite garantir uma qualidade prolongada e, conseqüentemente, uma alocação adequada de recursos [1].

Um dos principais desafios a ser enfrentado na gestão de pontes é a evolução das cargas de transporte dentro da malha rodoviária, que implica em requalificações estruturais e, conseqüentemente, em investimento financeiro. No contexto brasileiro, esse aumento das cargas tem se refletido na constante atualização do trem-tipo definido pelas normas de carregamento rodoviário [2].

A normalização brasileira atual para dimensionamento estrutural de pontes de concreto armado, nomeadamente NBR 6118/2014 [3], NBR 7187/2021 [4], NBR 7188/2013 [5] e NBR 8681/2003 [6], está baseada em métodos semi-probabilísticos, com emprego de coeficientes parciais de segurança para as ações e para as resistências. Entretanto, ressalta-se que a normalização brasileira vigente está voltada para projeto de pontes novas, não havendo, atualmente, diretrizes suficientes para a avaliação de pontes existentes. Portanto, a utilização dessas normas para a verificação de pontes existentes tem se revelado conservadora, resultando em custos desnecessários. Dessa forma, um procedimento para a verificação estrutural dessas pontes existentes, que otimize os custos envolvidos, faz-se necessário.

A recente NBR 7187/2021 [4], mediante o teor do anexo D, traz referência específica às pontes existentes, permitindo uma redução dos coeficientes parciais de segurança aplicado às ações. Todavia, é necessário que as pontes estejam em boa condição estrutural para que a redução possa ser aplicada. Mesmo permitindo esta redução, a norma [4] ainda mantém a quantificação da segurança baseada no emprego de coeficientes parciais de segurança.

Alguns autores [7-9] vêm demonstrando preocupação com os coeficientes parciais definidos pelas normas, por estes não refletirem a real segurança que a ponte apresenta, podendo fazer com que a verificação estrutural chegue a conclusões que não correspondam à realidade. Dessa forma, os autores indicam a utilização de métodos probabilísticos, nomeadamente a confiabilidade estrutural, para a verificação de tais estruturas.

Partindo dessa problemática, este artigo tem como objetivo principal a avaliação da segurança de pontes existentes por meio da análise de confiabilidade. Como metodologia foram utilizados três estudos de casos, de pontes projetadas para o trem-tipo TB-360 [10] e que devem atender, com segurança, ao trem-tipo TB-450 [5], atualmente preconizado pelas normas brasileiras. As pontes selecionadas apresentam uma superestrutura típica [11], constituída por 2 vigas retas de concreto armado (vigas π de betão armado) e com geometria representada na Figura 1. A avaliação foi realizada pelo método dos coeficientes parciais de

segurança, definidos pelas normas [3-6] e pelo método da confiabilidade. Os resultados obtidos foram comparados e discutidos.

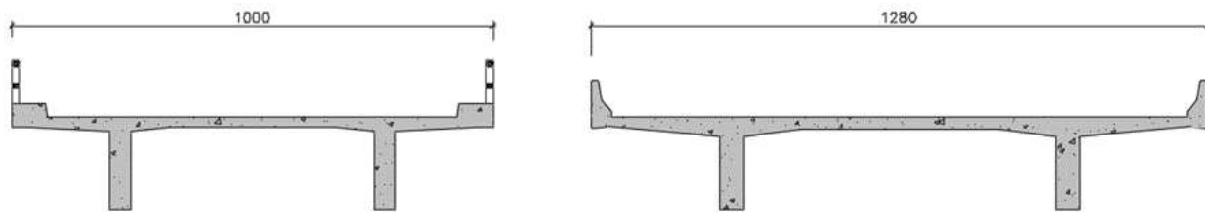


Figura 1. Seções típicas de pontes rodoviárias de concreto armado no Brasil

2. SEGURANÇA ESTRUTURAL

Na elaboração de um projeto estrutural de uma ponte, procura-se levar em consideração a economia, a funcionalidade e construtibilidade, observando as diretrizes que garantam as condições de segurança, estabelecidas nas normas estruturais. Ao longo do tempo, diversas abordagens foram desenvolvidas para quantificação da segurança. A primeira abordagem foi, provavelmente, a utilização do método “intuitivo”, que tinha como base a experiência dos construtores, através da aplicação de conceitos obtidos em casos anteriores e por aplicação de regras empíricas. Com o desenvolvimento da mecânica das estruturas e da possibilidade de poder reproduzir o comportamento da estrutura na determinação dos deslocamentos e esforços internos, tornou-se possível a sua comparação com critérios de resistência [12].

Historicamente, a quantificação da segurança de estruturas foi iniciada através do método das tensões admissíveis. De acordo com esse método, as tensões nos elementos estruturais não poderiam ultrapassar a tensão de ruptura e/ou escoamento (cedência) do material, dividida por um coeficiente maior do que 1, denominado por fator de segurança. A obtenção desses coeficientes era feita de forma empírica. Além disso, esse método considerava que o comportamento estrutural, os parâmetros mecânicos e geométricos, e as ações eram de natureza determinística, o que não corresponde à realidade [12].

A ideia de que a segurança estrutural é um problema probabilístico tem implicações conceituais, éticas e econômicas. A concepção de que uma estrutura apresenta uma probabilidade de falha é uma abstração que causa bastante impacto à ótica do senso comum. A seguir serão apresentados os métodos semi-probabilístico e probabilístico, baseados em coeficientes parciais de segurança e na teoria da confiabilidade, respectivamente.

2.1 Método semi-probabilístico

Na verificação da segurança estrutural pelo método semi-probabilístico, os valores médios e os desvios padrões são utilizados para a definição dos valores característicos das variáveis aleatórias, e os coeficientes parciais de segurança são utilizados para obter valores de projeto a partir dos valores característicos [6]. Dessa forma, incertezas inerentes às ações e resistência dos materiais são consideradas indiretamente por meio do uso dos valores característicos e dos coeficientes parciais. A vantagem do método do coeficiente parcial é a possibilidade de levar em conta a incerteza das variáveis básicas ajustando (calibrando) os coeficientes relevantes e outros elementos de confiabilidade.

De acordo com a NBR 8681/2003 [6], os requisitos de segurança podem ser expressos pela desigualdade do tipo:

$$\theta(F_d, f_d, a_d, \mu_d, C) \geq 0 \quad (1)$$

onde: F_d representa os valores de cálculo das ações; f_d representa os valores de cálculo das propriedades dos materiais; a_d representa os valores de cálculo dos parâmetros que descrevem a geometria da estrutura; μ_d representa os valores de cálculo dos coeficientes que cobrem as incertezas do método de cálculo adotado; C representa as constantes empregadas, inclusive como restrições preestabelecidas no projeto.

Quando se consideram estados limites últimos, os valores de cálculo das ações (F_d) é dada pela Equação 2, onde os coeficientes γ_f parcial relativo às ações levam em conta a variabilidade das ações e os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos ou deficiência do método de cálculo empregado, e o coeficiente Ψ_{0j} a probabilidade de ocorrência simultânea de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} F_{Qj,k}] \quad (2)$$

onde, $F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes; $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação; $\Psi_{0j} F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

A resistência de cálculo dos materiais (f_d) pode ser obtida pela Equação 3, onde γ_m representa o coeficiente parcial relativo às propriedades dos materiais, que levam em conta a variabilidade da resistência efetiva, as diferenças entre a resistência efetiva do material da estrutura e as incertezas existentes na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência de falhas durante a execução dos métodos construtivos ou em virtude do método de cálculo empregado.

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (3)$$

onde, f_k é resistência característica; γ_m é o coeficiente parcial relativo ao material considerado.

Quando a segurança é verificada isoladamente em relação a cada um dos esforços atuantes, as condições de segurança tomam a forma simplificada da Equação (4).

$$R_d \geq S_d \quad (4)$$

onde, S_d representa os valores de cálculo dos esforços atuantes; e R_d representa os valores de cálculo dos correspondentes esforços resistentes.

Alguns autores [8,9], entretanto, questionam os coeficientes parciais dos códigos de projeto estruturais brasileiros. Neste contexto, vários estudos [7-9] vêm tentando calibrá-los por meio do método da confiabilidade estrutural.

2.2 Modelos probabilísticos

A análise de confiabilidade permite estimar a probabilidade de falha (p_f) de uma estrutura para diferentes estados limites relacionados ao desempenho estrutural. A função de desempenho para o estado limite é dada por:

$$z(R, S) = R(\mathbf{x}) - S(\mathbf{x}) \quad (5)$$

onde R representa a função de distribuição probabilística de resistência do sistema, S representa a função de distribuição probabilística de carregamento e \mathbf{x} representa as variáveis aleatórias envolvidas na análise.

A probabilidade de falha (p_f) pode ser calculada usando diferentes funções de estado limite formuladas de diferentes maneiras, como:

$$p_f = P(R - S < 0) = P(R < S) = P(z < 0) \quad (6)$$

Se $f_x(\mathbf{x})$ representa a função de densidade de probabilidade conjunta de todas as \mathbf{x} variáveis aleatórias envolvidas na análise, a p_f pode ser calculado pela seguinte integral de convolução sobre todo o domínio de falha:

$$p_f = \int_{z(R,S) \leq 0} f_x(x) dx \quad (7)$$

Uma medida comumente usada para representar a confiabilidade de um sistema é o chamado índice de confiabilidade (β). Esse conceito auxilia na análise da confiabilidade estrutural medindo e comunicando o risco. A relação entre a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade é dada por:

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f) \quad (8)$$

onde Φ^{-1} é a função inversa da função de distribuição padrão normal.

A Figura 2 ilustra a interpretação de β para a função $z(R, S)$. A região de valores menores que zero do gráfico é a p_f , onde β é igual ao número de desvios padrões para que o valor médio da distribuição seja menor ou igual a zero.

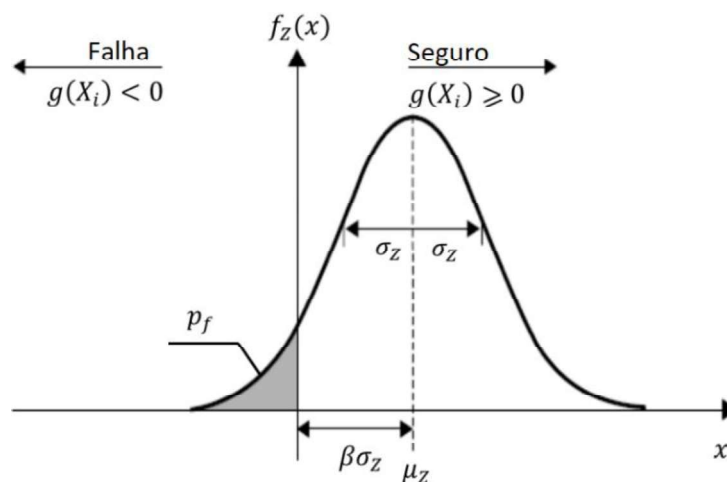


Figura 2. Função da probabilidade para estado limite $f(x)$

2.2.1 Beta-alvo

Os requisitos para a segurança da estrutura são expressos em termos do índice de confiabilidade mínimo aceito, beta-alvo (β_t), ou da probabilidade de falha máxima aceita. O beta-alvo (β_t) deve ser definido levando-se em consideração as consequências, a natureza da falha, o fator econômico, social e ambiental e a sustentabilidade [13]. Entretanto, a probabilidade anual de falha não pode exceder os requisitos baseados em critérios individuais de segurança humana ou de risco de grupo.

As normas brasileiras não definem um beta-alvo que as estruturas devem, necessariamente, apresentar. Contudo, diversos autores ([7-9]) têm adotado um beta-alvo igual a $\beta_{t,50} = 3$ para um tempo de referência de 50 anos. Esse valor corresponde à média dos índices de confiabilidade obtidos utilizando os fatores parciais definidos pelas normas [8], estando aderente com a norma estadunidense [14].

Como não há consenso para o beta-alvo no Brasil, normas internacionais foram consultadas [13,15-18]. O Eurocode 1990 [15] define valores de beta-alvo considerando estruturas novas, fazendo descrição apenas da consequência da falha. No caso das pontes analisadas nesse artigo o grau de consequência foi considerado como “média”. Contudo, a ISO 2394 [13] e a JCSS [16] já trazem índices relacionados às consequências e ao custo de melhoria. Para a definição do beta-alvo de estruturas existentes a ISO 13822 [17] indica a possibilidade de calcular o beta-alvo por intermédio de uma otimização do custo total, já que seria antieconômico definir o mesmo beta-alvo para estruturas existentes e novas.

A investigação da confiabilidade estrutural difere, em vários aspectos, de estruturas novas para estruturas antigas. Alguns desses aspectos correspondem, primeiramente ao elevado custo para aumentar-se a segurança de uma estrutura existente, se comparado com uma estrutura nova, ainda em fase de projeto, e, segundo, ao tempo remanescente de vida de uma estrutura existente que é geralmente menor que de uma estrutura nova semelhante e sob solicitações mecânicas e condições ambientais equivalentes.

De acordo com o boletim N80º da fib [18], estudos de otimização do custo mostram que uma redução de 0,5 dos β_t definidos pelas normas para estruturas novas geram o melhor custo-benefício. Ainda de acordo com [18], pode-se assumir, com algumas premissas, que o beta-alvo, devido a fatores econômicos, é independente do tempo remanescente da estrutura. Entretanto, o beta-alvo não depende só dos fatores econômicos e deve-se levar em conta os fatores de riscos humanos. O maior valor encontrado, seja econômico ou de segurança, deverá ser adotado.

Baseada na otimização do custo, nas premissas definidas na ISO 2394 [13] e levando-se em conta a probabilidade de fatalidades devido a uma falha, a frequência de ocorrência de uma falha e o número de fatalidades em proporção ao vão, a fib [18] define uma equação (9) para o cálculo de beta-alvo para uma ponte com uma vida remanescente igual ou inferior a 50 anos e tempo de referência igual à vida remanescente. A ilustração da equação pode ser verificada na Figura 3. É possível observar que, para valores de tempo de referência pequenos, o beta-alvo é governado pelo fator de risco humano.

$$\beta_{t,T} = \max\left[3.3; -\theta^{-1} \left(\frac{2.75 \cdot 10^{-5} (0.09 \cdot L)^{-2} \cdot T}{0.055}\right)\right] \quad (9)$$

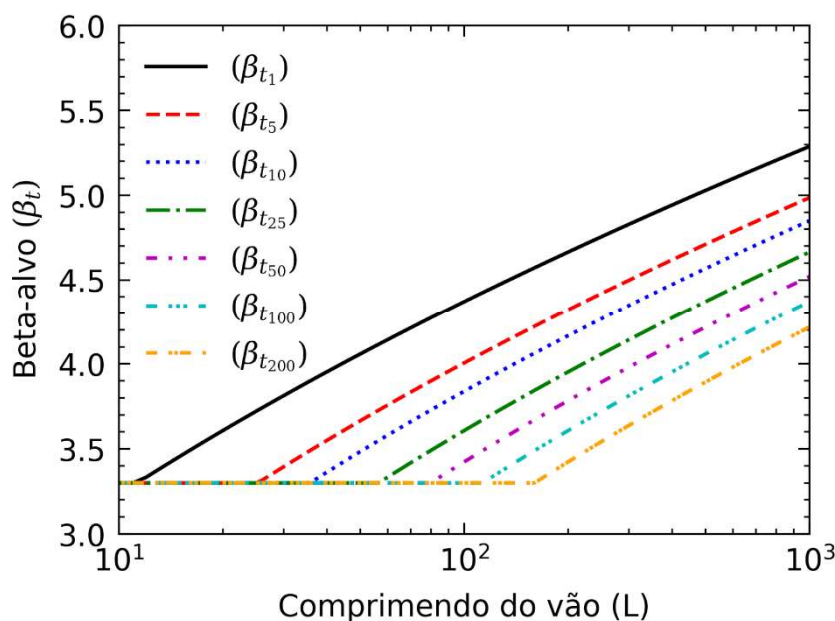


Figura 3. Beta-alvo (β_t) em relação ao comprimento da ponte e tempo de referência

3. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL

Foram selecionadas três pontes como estudos de caso para a verificação da sua segurança estrutural considerando o método semi-probabilístico, definido pelas normas brasileiras [3-6], e o método probabilístico, baseado na análise de confiabilidade. Nesta verificação, foram consideradas unicamente as vigas principais das pontes.

Na aplicação do método semi-probabilístico, a determinação do valor de cálculo da resistência (R_d) das seções das vigas, foi realizada a partir dos valores de cálculo das resistências dos materiais (f_{cd} e f_{yd}) definidos na NBR 6118 [3]. A determinação dos valores de cálculo das solicitações (S_d) foi obtida segundo dois critérios. O primeiro, adotando-se os coeficientes parciais definidos para obras novas na NBR 8681 [6] para as cargas permanentes e cargas móveis, 1.35 e 1.5, respectivamente. O segundo, de acordo com o Anexo D da NBR 7187 [4], no qual é permitido adotar, para obras existentes, reduções nos coeficientes parciais para 1.2 e 1.35, respectivamente para as cargas permanentes e cargas móveis. Ressalta-se que essa hipótese só é válida quando a ponte apresenta boas condições estruturais e de durabilidade.

Para o método probabilístico, as curvas de distribuição da resistência (R) e do carregamento (S) foram obtidas por técnicas computacionais diferentes. A curva de distribuição da resistência foi obtida por uma técnica de redução de variância denominada técnica de amostragem por hipercubo latino [23]. A curva de distribuição do carregamento foi determinada a partir de operações aritméticas realizadas com o auxílio do software PaCAL [24].

Uma vez obtidas as curvas de resistência (R) e carga (S), utilizou-se o software PaCAL [24] para calcular a probabilidade de falha p_f (Equação 7) e, posteriormente, o índice de confiabilidade (β) correspondente (Equação 8).

3.1 Estudos de caso

As pontes selecionadas transpõem os rios Joanes, Itapemirim e Canindé, nos estados brasileiros da Bahia, Espírito Santos e Piauí, respectivamente, e serão referenciadas neste artigo em relação aos rios os quais transpõem. A Tabela 1 apresenta um resumo das características das pontes que integram os estudos de caso.

Tabela 1. Descrição das pontes

Ponte	Vãos (m)	Comprimento (m)	Rodovia	Ano	f_{ck} (MPa)	Carga de projeto	Carga atual
Joanes	4/19/4	27	BR-324 BA	1975	18	TB-360	TB-450
Itapemirim	6/7x24/6	180	BR-101 ES	1977	17	TB-360	TB-450
Canindé	6/25/30/25/6	92	BR-407 PE	1973	18	TB-360	TB-450

Para efeito deste artigo, a análise das vigas principais foi considerada devido à importância do elemento na segurança estrutural do sistema. Para o cálculo das solicitações, foi utilizado o Software STRAP 2022, baseado no método de elementos finitos, determinando-se os momentos atuantes nas seções críticas das vigas, meio dos vãos e apoios, respectivamente. Uma representação do modelo pode ser vista na Figura 5.

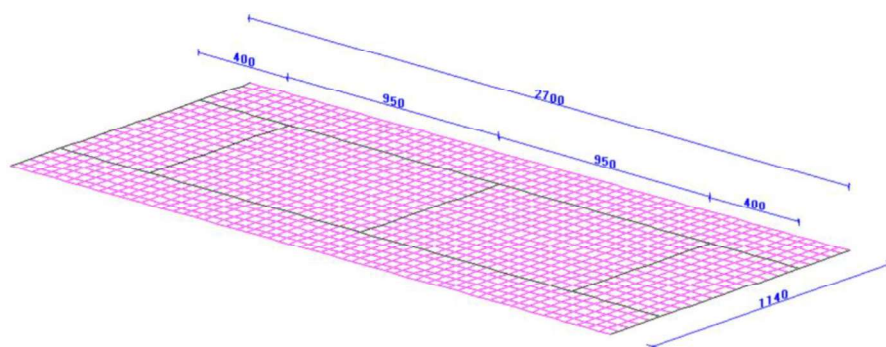


Figura 5. Modelo numérico – Rio Joanes

Para estimar a capacidade resistente da seção da viga à flexão, faz-se necessário a elaboração de um modelo comportamental que seja capaz de prever a resistência à flexão. Para isso, um programa de análise 2D não-linear para seção de concreto armado foi desenvolvido em Python [19]. A relação momento-curvatura é determinada por meio do método de integração numérica por camadas (Figura 6).

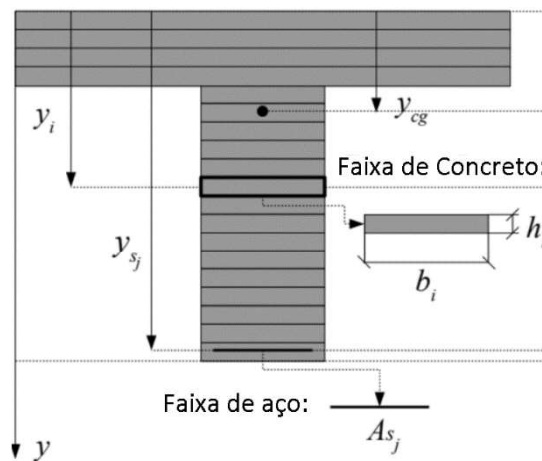


Figura 6. Seção típica de concreto armado

3.2 Variáveis aleatórias

3.2.1 Resistência

É importante ressaltar que neste trabalho os dados sobre os casos de estudo foram obtidos por meio da análise dos projetos e não se tem nesta abordagem quaisquer informações adicionais sobre as condições atuais do material e/ou da geometria *in situ* dos ativos. Sendo assim, utilizaram-se as distribuições probabilísticas mais adequadas nos contextos dos projetos. No caso de informações adicionais, as distribuições devem ser atualizadas para melhor corresponder ao comportamento da estrutura existente.

Os modelos probabilísticos dos materiais seguem recomendações de estudos nacionais e internacionais. As variáveis aleatórias básicas aplicadas no modelo de resistência estão listadas na Tabela 2. As propriedades estatísticas das variáveis aleatórias são descritas pela média (μ), desvio padrão (σ) e o tipo de distribuição. As outras variáveis, não incluídas na tabela, são consideradas como tendo valores determinísticos.

Para o caso da resistência à compressão do concreto (betão) (f_c) e da tensão de escoamento (cedência) do aço (f_y), os modelos probabilísticos adotados são referentes ao trabalho de Santiago [9] que estudou mais de 39 mil corpos-de-prova de concreto e 9 mil ensaios de tração do aço.

Devido à metodologia construtiva, na qual a concretagem (betonagem) das vigas e da laje acontecem normalmente em momentos distintos, resolveu-se então considerar essas duas variações como independentes. Os valores para a altura da laje (h_l), considerada aqui como altura da mesa colaborante, e da viga (h_w) e a largura da alma da viga (b_w) são apresentados na Tabela 1. Não foi considerada a variação da largura da mesa colaborante, pois a mesma depende do modelo numérico adotado, sendo assim considerada no modelo do erro numérico.

Outro fator importante para a resistência da viga é a geometria das armaduras, nomeadamente a área da seção (A_s), e a sua posição dentro da seção da viga. Dessa maneira, considerou-se duas configurações para o posicionamento das armaduras, uma para a parte inferior (C_i) e uma para a parte superior (C_s).

As variáveis θ_s e θ_R são referidas como parâmetros que contêm as incertezas do modelo e são tratadas como variáveis aleatórias. As incertezas do modelo são responsáveis por: efeitos aleatórios que são negligenciados nos modelos e simplificações nas relações matemáticas.

Tabela 2. Variáveis aleatórias

Variável	Distribuição	Média (μ)	Desvio (σ)	Referência
f_c	Normal	$1.3 * f_{ck}$	$0.2 * \mu$	[9]
f_y	Normal	$1.22 * f_{yk}$	$0.04 * \mu$	[9]
b_w	Normal	b_w	$4\text{mm} + 0.006 * b_w$	[16]
h	Normal	h	$4\text{mm} + 0.006 * h$	[16]
A_s	Normal	A_s	$0.02 * \mu$	[16]
C_s	Normal	$C_s + 10\text{mm}$	10mm	[16]
C_i	Normal	C_i	5mm	[16]
G_1	Normal	$1.06 * G_{1k}$	$0.12 * \mu$	[9]
G_2	Normal	$1.10 * G_{2k}$	$0.25 * \mu$	[20]
G_3	Normal	G_{3k}	$0.25 * \mu$	[20]
Q	Gumbel 1	$0.94 * TB450_k$	$0.18 * \mu$	[21]
θ_s	Log-Normal	1	$0.1 * \mu$	[16]
θ_R	Log-Normal	1	$0.05 * \mu$	[18]

3.2.2 Carregamento

Para o cálculo do momento-fletor solicitante, cargas permanentes e variáveis foram consideradas. Os seus respectivos modelos probabilísticos estão listados na Tabela 2. A carga permanente foi dividida em três grupos: peso próprio dos elementos estruturais (lajes, vigas e transversinas) e outros elementos de concreto armado (alas e guarda rodas); peso do pavimento asfáltico; e outras cargas adicionais (peso do solo sobre a laje de transição); representadas por G_1 , G_2 e G_3 , respectivamente.

A carga variável Q considerada, correspondente à carga devido ao tráfego rodoviário, foi obtida de acordo com a NBR 7188:2013 [5], o TB-450. Os valores característicos, das cargas variáveis, correspondem a valores com probabilidade de 25% a 35% de serem ultrapassados no sentido desfavorável num período de 50 anos [6]. Dessa forma, um valor médio de 30% de probabilidade de ser ultrapassado num período de 50 anos corresponderia a um período médio de retorno de 140 anos.

Para converter o valor do modelo de ação em probabilidade de excedência para um determinado período, considera-se que o carregamento de tráfego segue uma distribuição de Gumbel tipo 1 [21]. Na Figura 7 podemos ver a distribuição do carregamento para diferentes períodos, bem como a carga característica definida na NBR 7188 [5].

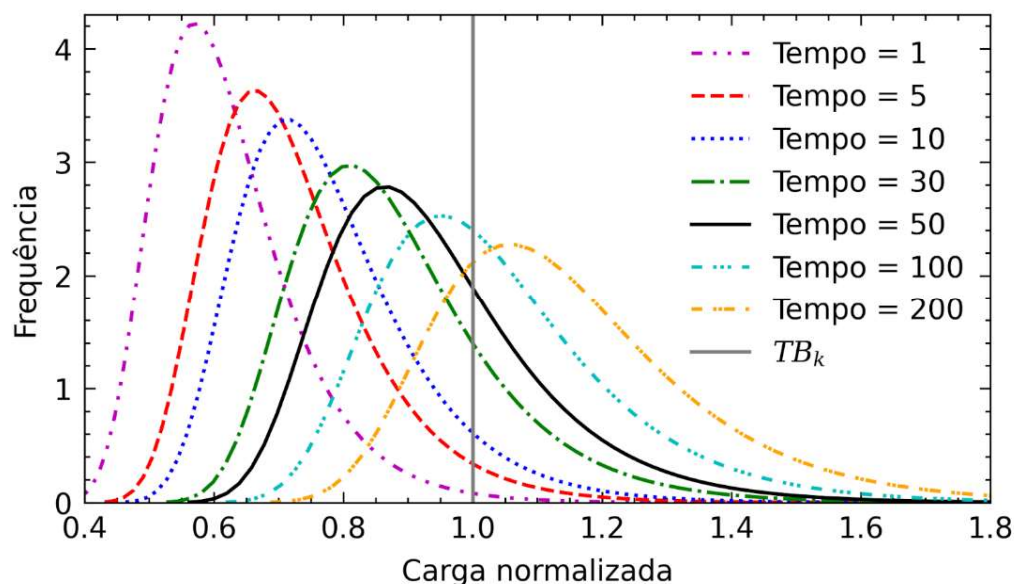


Figura 7. Distribuição do trem tipo brasileiro (TB) normalizada pelo valor característico (TB_k)

3.3 Análise de sensibilidade

Para uma melhor compreensão do modelo numérico e dos parâmetros que o compõem, um estudo da análise de sensibilidade foi efetuado, visto que, em termos práticos, os modelos pouco respondem a todas as suas entradas (*inputs*).

A análise de sensibilidade baseada em variância quantifica as incertezas de entrada e saída como distribuições de probabilidade. A sensibilidade da saída a uma variável de entrada é, portanto, medida pela quantidade de variância na saída causada por essa entrada, obtendo-se assim informações não apenas sobre o efeito principal de cada parâmetro, mas também sobre os possíveis efeitos de interação entre as diversas variáveis do vetor ou instância de entrada. Nesse artigo, o método de Sobol [22], implementado na biblioteca SALib [23], foi usado para conduzir a análise de sensibilidade baseada em variância.

A Figura 8 mostra o resultado da análise de sensibilidade. Pode-se observar, que a variável principal para todos os casos analisados foi a tensão de escoamento do aço, com exceção da seção do apoio da ponte sobre o rio Itapemirim. Esse resultado demonstra que a ruptura está sendo governada, na maioria das seções, pelo escoamento (cedência) do aço, o que já era de se esperar, devido à prática de se dimensionar vigas dentro do domínio 2. Os outros parâmetros, nomeadamente os geométricos, tiveram influência quase nula. Isso deve-se ao fato das variâncias desses parâmetros serem muito baixas.

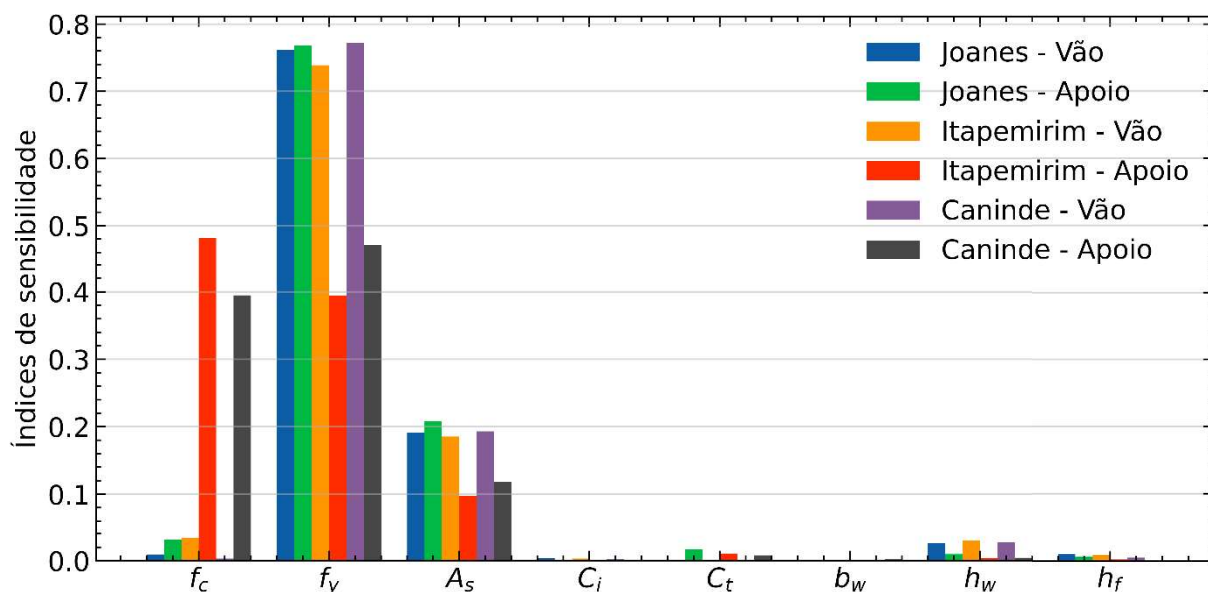


Figura 8. Análise de sensibilidade

4. RESULTADOS

A Tabela 3 contém o resumo dos valores característicos dos momentos solicitantes obtidos pela análise estrutural ($S_{G1k}, S_{G2k}, S_{G3k}, S_{Qk}$), os valores de cálculo dos momentos solicitantes, considerando-se os coeficientes parciais para uma estrutura nova ($S_{d,1}$) e para uma estrutura existente ($S_{d,2}$), e o valor de cálculo da resistência da seção (R_d). Como podemos observar, os casos das pontes sobre os rios Itapemirim (vão), Itapemirim (apoio) e Canindé (vão 1) apresentaram adequada resistência para ambas as hipóteses de análise. Os casos rio Joanes (vão), rio Joanes (apoio), rio Canindé (vão 2) e rio Canindé (apoio) apresentaram segurança adequada apenas quando foram considerados os coeficientes reduzidos.

Tabela 3. Resultado das análises dos momentos fletores ($kN.m$)

Ponte	S_{G1k}	S_{G2k}	S_{G3k}	S_{Qk}	$S_{d,1}$	$S_{d,2}$	R_d	β_{50}
Joanes - vão	1521	330	0	2453	7309	6550	7232	3,84
Joanes - apoio	1375	52	0	1068	4715	4222	4257	3,44
Itapemirim - vão	2323	780	-328	3075	9802	8780	13349	5,38
Itapemirim - apoio	4694	1428	-179	3133	14068	12572	16238	4,86
Canindé - vão 1	1379	685	0	2571	7729	6925	8182	4,16
Canindé - vão 2	2661	791	0	2816	10004	8952	9973	4,06
Canindé - apoio	3933	1393	0	2864	12700	11350	12162	3,81

Como discutido anteriormente, os estudos de caso analisados foram modelados a partir de informações de projeto e não com informações da estrutura existente (*as-built*). Considerando o desconhecimento da vida residual das pontes analisadas, foi assumido para as três obras o tempo de 50 anos. A Tabela 3 traz os índices de confiabilidades (β_{50}) para as pontes analisadas. A Figura 9 ilustra a distribuição final da resistência (R) e do carregamento (S) para a seção do apoio da ponte sobre o rio Joanes.

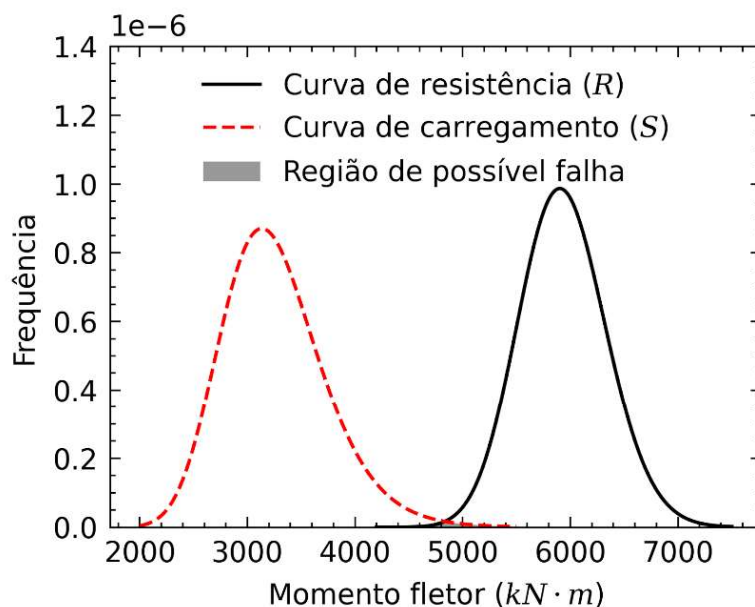


Figura 9. Curva de probabilidade da resistência e carregamento - Rio Joanes

Como podemos observar, todas as pontes, com exceção do rio Joanes (apoio), tiveram um β_{50} maior que 3,8, valor este adotado pela Eurocode [15] como beta-alvo (β_t) para estruturas novas, com classe de consequência igual a “média” e tempo de projeto igual a 50 anos.

A Figura 10 ilustra a relação das solicitações (S_d) e resistências (R_d) e o β_{50} . Podemos observar que, para a hipótese de projeto novo, o β_{50} é igual a 3,9 na igualdade de $S_{d,1}$ e R_d . Para a igualdade de $S_{d,2}$ e R_d , hipótese de estrutura existente, o β_{50} é igual a 3,5. Estando esses valores de acordo com o previsto pela Eurocode [15] e fib80 [18], respectivamente.

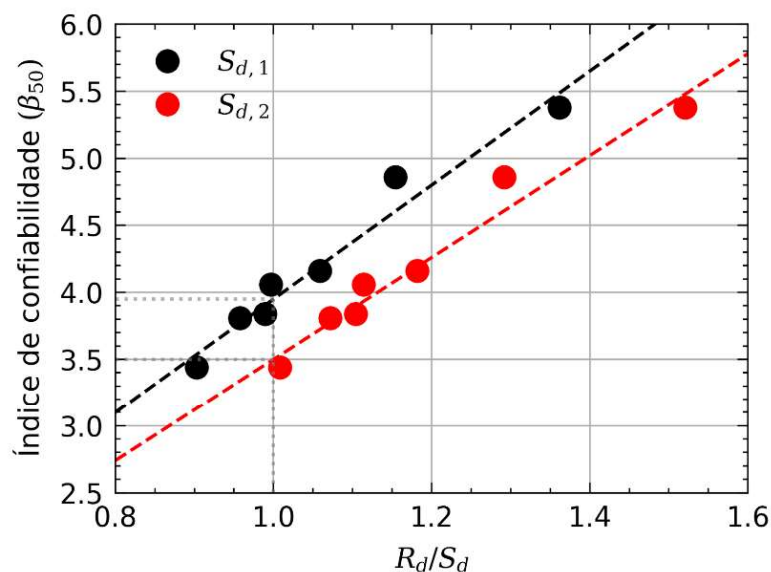


Figura 10. Relação das solicitações (S_d) e resistências (R_d) de projeto e o β_{50}

5. CONCLUSÕES

Motivado pela necessidade da verificação estrutural de pontes existentes, esse artigo propôs a avaliação da segurança de pontes de concreto armado por meio de duas abordagens, semi-probabilística e probabilística.

Com base nos resultados apresentados no item 4, pode-se observar que não se faz necessário o reforço das vigas para os estudos de casos analisados, demonstrando assim que a análise de confiabilidade pode conduzir a um uso mais adequado dos recursos para a manutenção das pontes.

Os coeficientes parciais definidos nas normas brasileiras [3-6] estão calibrados e de acordo com as normas internacionais [12,15-18], tanto para o projeto de pontes novas como para avaliação de pontes existentes. Entretanto, a análise da confiabilidade permite que o engenheiro tenha um maior controle e liberdade na tomada de decisão, dando ao mesmo a possibilidade de identificar os pontos da análise e aprimorar os resultados, quando necessário. Dessa forma, é importante que as normas brasileiras estabeleçam níveis de segurança baseados na teoria da confiabilidade, oferecendo um maior suporte e segurança aos engenheiros.

Como mencionado, o presente trabalho buscou informações existentes na literatura quanto à caracterização dos materiais e geometrias. Entretanto, a caracterização real dos materiais é extremamente importante, uma vez que as informações apresentadas na literatura podem não corresponder às propriedades do estudo de caso, e devem ser caracterizadas sempre que possível. Os resultados obtidos nos testes de materiais, ou qualquer outra fonte de informação, como monitoramento, podem ser usados para calibrar e, portanto, reduzir a incerteza estatística. A atualização das curvas de probabilidade pode ser feita através da aplicação de técnicas de inferência Bayesiana.

Ressalta-se que este trabalho não considerou a ruína por deterioração ou por fadiga, limitando-se a verificação da viga principal para o ELU. Porém, para uma verificação mais fidedigna, é necessário que se avalie outros elementos estruturais, parâmetros como a fadiga, o ELS, e o estado de condição da ponte, como mencionado em [4]. Outro ponto importante a se discutir é o fato de muitas dessas pontes já terem atingido a sua vida útil de projeto e não se espera que elas estejam em operação por mais 50 anos. Sendo assim, uma verificação para o tempo remanescente seria o mais adequado.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Departamento de Infraestrutura de Transportes (DNIT), à Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT), ao grupo EcoRodovias, Rota das Bandeiras, ViaBahia, Universidade de São Paulo (USP) e Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG) pelo apoio à pesquisa e disponibilização dos dados que permitiram a realização deste trabalho.

Este trabalho foi parcialmente financiado pela FCT/MCTES através de fundos nacionais (PIDDAC) no âmbito da Unidade de I&D Instituto para a Sustentabilidade e Inovação em Engenharia Estrutural (ISISE), sob a referência UIDB /04029/2020, e parcialmente financiado pelo programa de pesquisa e inovação Horizonte 2020, com a referência nº 955337, e contou com o apoio do programa de capacitação de docentes do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Minas Gerais (IFMG).

REFERÊNCIAS

- [1] Baron, E.; Galvão, N.; Docevska, M.; Matos, J.; Markovski, G. – “Application of quality control plan to existing bridges”, *Structure and Infrastructure Engineering*, 2021, p. 1–17. <https://doi.org/10.1080/15732479.2021.1994618>
- [2] Mascarenhas, F.; Christoforo, A.; Vitório, J.; Carvalho, C. – “A evolução da norma brasileira de cargas móveis para pontes rodoviárias”, 62º Congresso Brasileiro Do Concreto, 2020, p. 1–16.
- [3] ABNT NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.
- [4] ABNT NBR 7187:2021: Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto.
- [5] ABNT NBR 7188:2013: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.
- [6] ABNT NBR 8681:2003: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.
- [7] Beck, A. T.; De Souza, A. C. – “A first attempt towards reliability based calibration of brazilian structural design codes”, *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*, 2010, 33(2), p. 119–127. <https://doi.org/10.1590/S1678-58782010000200004>
- [8] Santiago, W. C.; Kroetz, H. M.; Beck, A. T. – “Reliability-based calibration of Brazilian structural design codes used in the design of concrete structures”, *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 2019, 12(6), p. 1288–1304. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952019000600004>
- [9] Santiago, W. C.; Kroetz, H. M.; Santos, S. H. de C.; Stucchi, F. R.; Beck, A. T. – “Reliability-based calibration of main Brazilian structural design codes”, *Latin American Journal of Solids and Structures*, 2020, 17(1). <https://doi.org/10.1590/1679-78255754>

- [10] ABNT NB 6:1960: Cargas móveis em pontes rodoviárias.
- [11] Santos, A. F.; Bonatte, M. S.; Sousa, H. S.; Bittencourt, T. N.; Matos, J. C. – “Improvement of the Inspection Interval of Highway Bridges through Predictive Models of Deterioration”, *Buildings*, 2022, 12(2), p. 1–22. <https://doi.org/10.3390/buildings12020124>
- [12] Sáles, J. J. de; Neto, J. M.; & Malite, M – “Segurança nas estruturas”. Elsevier, 2015, 113 p.
- [13] ISO 2394:2013: General principles on reliability for structures.
- [14] Beck, A.; de Oliveira, W.; De Nardim, S.; ElDebs, A. – “Reliability-based evaluation of design code provisions for circular concrete-filled steel columns”, *Engineering Structures*, 2009, 31(10), p. 2299–2308. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.05.004>
- [15] CEN EN 1990:2002: Basis of structural design Eurocodes.
- [16] JCSS - Probabilistic Model Code, Joint Committee on Structural Safety, 2001.
- [17] ISO 13822:2010: Bases for design of structures — Assessment of existing structures.
- [18] fib Bulletin N°80 – “Partial factor methods for existing concrete structures”. 2016, 129 p. <https://doi.org/doi.org/10.35789/fib.BULL.0080>
- [19] Bonatte, Maurício – “SecAn - Section Analysis”. Disponível em: <https://github.com/mbonatte/secan> Acesso em: 15 jul. 2022.
- [20] Portela, Enson de Lima - “Analysis and Development of a Live Load Model for Brazilian Concrete Bridges Based on WIM data”, Universidade de São Paulo, 2018. <https://doi.org/10.11606/T.3.2018.tde-11122018-151658>
- [21] Lyra, P.; Beck, A.; Stucchi, F. – “Reliability analysis of a prestressed bridge beam designed in serviceability limit state as recommended by NBR 6118 and 7188”, *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 2020, 13(2), p. 380–397. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952020000200010>
- [22] Sobol, I.M. – “Sensitivity Estimates for Nonlinear Mathematical Models”, *Mathematical Modelling and Computational Experiments*, 1993, 1(4), p. 407–414. doi:1061-7590/93/04407-008\$9.00
- [23] Herman et al – “SALib: An open-source Python library for Sensitivity Analysis”, *Journal of Open Source Software*, 2017, 2(9), 97. <https://doi.org/10.21105/joss.00097>
- [24] Korzeń, Marcinand; Jaroszewicz, Szymon – “PaCAL: A Python Package for Arithmetic Computations with Random Variables”, *Journal of Statistical Software*, 2014, 57(10). <https://doi.org/10.18637/jss.v057.i10>