

PROBABILIDADE DE RUÍNA DO SISTEMA DE FUNDAÇÃO POR ESTACAS DE UM VIADUTO RODOVIÁRIO: UM ESTUDO DE CASO

Fábio L. C. Cortez¹, Pedro H. Silva², Yuri D. J. Costa³, Carina M. L. Costa³

¹Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte, São Gonçalo do Amarante, Brasil (fabio.coelho@ifrn.edu.br)

²Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue, Rouyn-Noranda, Canada

³Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil

Resumo: Este artigo apresenta a estimativa da probabilidade de ruína do sistema de fundação por estacas de um viaduto rodoviário. Os valores de probabilidade de ruína foram calculados utilizando uma abordagem probabilística, considerando valores de resistência estimados a partir de duas fórmulas dinâmicas e valores de solicitação estimados a partir da análise estrutural do viaduto. Os resultados mostram que o sistema de fundação do viaduto estudado apresenta um nível de segurança considerado adequado.

Palavras-chave: viaduto rodoviário; fundação por estacas; probabilidade de ruína.

INTRODUÇÃO

No Brasil, sistemas de fundações são dimensionados utilizando a filosofia de projeto associada ao uso de fatores de segurança para correlacionar os valores de resistência e de solicitação do projeto em análise. Nessa filosofia de projeto, o nível de segurança de um sistema de fundação é considerado adequado quando a razão entre a resistência e a solicitação, isto é, o fator de segurança do sistema de fundação, é igual ou superior a um valor mínimo recomendado, denominado fator de segurança global. No entanto, a filosofia de projeto associada ao uso de fatores de segurança tem se mostrado insuficiente para garantir a ausência de risco de colapso de sistemas de fundações, sendo necessária a verificação da probabilidade de ruína, a qual pode ser realizada tanto para fins de dimensionamento quanto para fins de verificação (Cintra e Aoki, 2010; Velloso e Lopes, 2011).

Diversas fontes na literatura (e.g., Beloni et al., 2018; Esteves et al., 2021; Giacon Junior et al., 2019; Silva et al., 2017) têm destacado que sistemas de fundações podem não atingir o nível de segurança adequado mesmo com a aplicação dos fatores de segurança global recomendados em normas e códigos de obras, sendo necessário estimar suas probabilidades de ruína. Barros et al. (2010) observaram que o fator de segurança global igual a 2, recomendado pela NBR 6122 (ABNT, 2019) para sistemas de fundações por estacas, resultou em uma probabilidade de ruína elevada para um projeto de fundação por estacas de um edifício residencial de seis pavimentos. Observações similares também têm sido relatadas em diversos outros estudos na literatura envolvendo diferentes sistemas de fundações por estacas (e.g.,

Cabral et al., 2016; Lopes et al., 2019; Silva Neto e Oliveira, 2016).

A determinação da probabilidade de ruína de um sistema de fundação possibilita uma análise mais realista dos riscos de falha, devido às incertezas associadas às variabilidades no comportamento dos elementos estruturais e nas características e propriedades dos solos que interagem com esses elementos estruturais (Barros, 2012; Nascimento et al., 2014). Segundo Cabral et al. (2016) e Esteves et al. (2021), a verificação do nível de segurança de um sistema de fundação deveria incluir todos os métodos de análise disponíveis, os quais abrangem a verificação do fator de segurança e o cálculo da probabilidade de ruína, de modo a permitir um adequado balanço entre custo e segurança em projetos de fundações.

Nesse contexto, estimar a probabilidade de ruína de sistemas de fundações torna-se indispensável para uma verificação completa do nível de segurança contra a ruptura, afastando a suposição de que os fatores de segurança, aplicados em concordância com normas e códigos de obras, previnem e/ou eliminam totalmente o risco de falha de sistemas de fundações. Dessa forma, este artigo apresenta a estimativa da probabilidade de ruína do sistema de fundação por estacas de um viaduto rodoviário localizado na cidade de Natal/RN. Valores de probabilidade de ruína foram estimados utilizando uma abordagem de cálculo probabilístico descrita em Cintra e Aoki (2010), com base em valores de resistência estimados a partir das fórmulas dinâmicas propostas por Smith (1960), modificada por Aoki (1997), e por Chellis (1961), e

em valores de solicitação estimados a partir da análise estrutural do viaduto.

MATERIAL E MÉTODOS

Características do viaduto e do subsolo local

O viaduto estudado neste trabalho, conhecido como Viaduto da Redinha, foi concluído em agosto de 2018 e está localizado no cruzamento entre a Avenida Dr. João Medeiros Filho, a Rua Conselheiro Tristão e a via de acesso à Ponte Newton Navarro, na cidade de Natal/RN (Figura 1).



Figura 1. Vista aérea da localização do viaduto.

Trata-se de um viaduto reto ortogonal convencional, com largura total de 20 m e comprimento total de 32,4 m. Sua superestrutura é composta por lajes de concreto armado com 0,15 m de espessura, conectadas a vigas longarinas de concreto protendido com 0,25 m de largura e 1,15 m de altura. As vigas longarinas são apoiadas em vigas transversinas de concreto armado com 1,0 m de largura e altura variando entre 1,0 m e 1,4 m no sentido transversal do viaduto. As vigas transversinas são conectadas a pilares circulares de concreto armado com 0,90 m de diâmetro e 4,0 m de altura, formando os pórticos da mesoestrutura. Os pilares do viaduto são conectados a um sistema de fundação composto por 43 estacas metálicas de aço, perfil HP 250×62 (Gerdau, 2015). As estacas são conectadas aos pilares por meio de blocos de coroamento de concreto armado com dimensões horizontais variadas e altura de 1,8 m. A Figura 2 apresenta uma representação esquemática do sistema de fundação do viaduto.

As estacas do sistema de fundação do viaduto foram instaladas à percussão (Figura 3), utilizando um martelo hidráulico de 66 kN e altura de queda de 0,5 m em relação ao topo das estacas. O topo das estacas foi protegido com capacete metálico, a fim de garantir sua integridade estrutural e a transmissão centrada da carga do golpe do martelo. O controle de cravação foi realizado a partir de medições manuais de nega (deslocamento plástico) e repique (deslocamento

elástico), utilizando papel e lápis (Figura 3). A Tabela 1 apresenta um resumo dos dados obtidos durante a instalação das estacas.

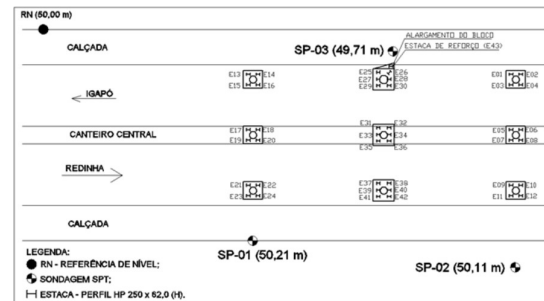


Figura 2. Sistema de fundação do viaduto.



Figura 3. Instalação à percussão das estacas.

Tabela 1. Resumo dos dados obtidos durante a instalação das estacas.

Parâmetro	L	S	K
Mínimo	21,50 m	0,50 mm/golpe	11,00 mm
Máximo	42,40 m	2,25 mm/golpe	22,00 mm
Média	27,22 m	1,18 mm/golpe	18,17 mm
DP	5,74 m	0,41 mm/golpe	2,36 mm
CV	21%	35%	13%

Nota: L = comprimento; S = nega; K = Repique; DP = desvio padrão; CV = coeficiente de variação.

O subsolo local onde as estacas foram instaladas é composto basicamente por uma camada de solo arenoso com matéria orgânica, assente sobre um depósito de argila mole, com espessura variando entre 1,1 m e 2,2 m, seguida por uma camada de solo arenoso com matéria orgânica. Esse perfil do subsolo local foi definido a partir dos resultados de sondagens de simples reconhecimento, com medida do índice de resistência à penetração do solo (N_{SPT}), realizadas nas proximidades do local onde as estacas foram instaladas (Figura 2). As sondagens foram realizadas seguindo as diretrizes da NBR 6484 (ABNT, 2001). No momento da investigação, o nível de água foi localizado a uma profundidade de 4 m da superfície do terreno. A Figura 4 mostra a variação dos valores de N_{SPT} em função da profundidade.

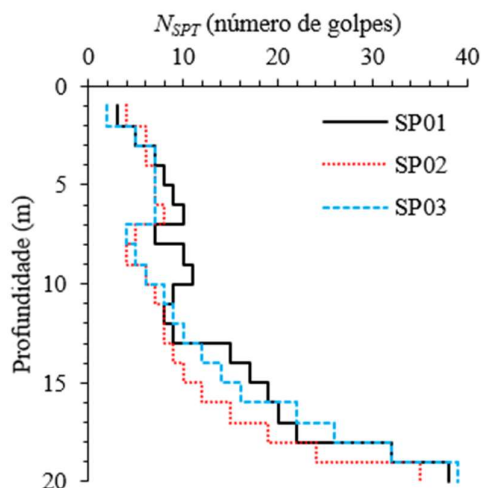


Figura 4. Valores de N_{SPT} ao longo da profundidade.

Estimativa da resistência das estacas

Valores de resistência das estacas foram estimados a partir das fórmulas dinâmicas propostas por Smith (1960), modificada por Aoki (1997), e por Chellis (1961), considerando os dados obtidos durante a cravação das estacas. Essas fórmulas foram desenvolvidas a partir de teorias dinâmicas de capacidade de carga de fundações por estacas, as quais associam a energia de cravação da estaca, causada pelo impacto do martelo, com a resistência do solo à cravação da estaca (Cintra e Aoki, 2010; Velloso e Lopes, 2011). A escolha das fórmulas dinâmicas propostas por Smith (1960), modificada por Aoki (1997), e por Chellis (1961) está associada à facilidade de aplicação e à ampla aceitabilidade prática na estimativa da resistência de estacas cravadas (Cintra e Aoki, 2010; Velloso e Lopes, 2011).

A fórmula dinâmica proposta por Smith (1960), modificada por Aoki (1997), considera a teoria da equação da onda para correlacionar a resistência estática mobilizada última (R_u) com a energia de cravação no momento do golpe do martelo e o

deslocamento máximo do topo da estaca, por meio da seguinte relação:

$$R_u = \frac{\zeta e_f W h}{2S + K} \quad (1)$$

onde ζ é um fator que relaciona a área da curva de resistência com a energia de cravação, assumido igual a 1,1 (Aoki, 1997), e_f é a eficiência do sistema de cravação, considerada igual a 80% para cravação utilizando martelos hidráulicos (Gonçalves et al., 2007), W é o peso do martelo do sistema de cravação ($W = 66$ kN), h é a altura de queda do martelo ($h = 0,5$ m), S é a nega e K é o repique.

Por outro lado, a fórmula dinâmica proposta por Chellis (1961) fundamenta-se na teoria do impacto entre corpos rígidos, assumindo que R_u está relacionada ao trabalho realizado pela estaca durante a penetração no solo. Nessa fórmula dinâmica, R_u é estimada a partir do encurtamento elástico da estaca (repique), por meio da relação a seguir (Chellis, 1961):

$$R_u = (K - C_3) \frac{EA}{L} \quad (2)$$

onde K é o repique, C_3 é a deformação elástica do solo, considerada igual a 2,5 mm para o tipo de solo na ponta da estaca (solo arenoso) (Souza Filho e Abreu, 1990), E é o módulo de elasticidade do material da estaca (aço), considerado igual a 210 GPa (Mahendran, 1996), A é a área da seção transversal da estaca, igual a $7,96 \times 10^{-3}$ m² (Gerda, 2015) e L é o comprimento da estaca.

Ao invés de usar L , como originalmente proposto por Chellis (1961), o termo αL , em que α é um coeficiente que depende do mecanismo de transferência de carga da estaca para o solo, foi adotado na Equação (2), conforme sugerido por Velloso (1987). Um valor de α igual a 0,5 foi adotado, o qual representa um mecanismo de transferência de carga predominantemente por atrito lateral entre a estaca e o solo (Velloso, 1987). Segundo Velloso (1987), essa adaptação na Equação (2) permite estimar valores de resistência mais precisos.

Os valores de R_u estimados a partir das fórmulas dinâmicas propostas por Smith (1960), modificada por Aoki (1997), e por Chellis (1961) foram então limitados à resistência estrutural da estaca ($R_e = 2.237$ kN), a qual foi calculada a partir de uma retroanálise, considerando uma carga estrutural admissível de 1.356 kN e um fator de segurança de 1,65 (Gerda, 2015).

Estimativa da solicitação nas estacas

Valores de solicitação nas estacas foram estimados a partir de uma análise estrutural do viaduto, seguindo as recomendações da NBR 7187 (ABNT, 2003) e da NBR 7188 (ABNT, 2013). A carga permanente foi

definida a partir do peso próprio dos elementos estruturais do viaduto, adotando um peso específico de 24 kN/m^3 para o concreto asfáltico e de 25 kN/m^3 para o concreto armado, de acordo com as especificações do projeto estrutural do viaduto. Por outro lado, a carga móvel foi definida a partir do veículo-tipo TB-450, o qual representa as ações provenientes de veículos que trafegam sobre a superestrutura do viaduto (ABNT, 2013). O veículo-tipo TB-450 (Figura 5) é um veículo hipotético de 450 kN com seis rodas dispostas em três eixos, na qual cada uma dessas rodas aplica uma carga concentrada P de 75 kN . Além dos limites da área do veículo-tipo, uma carga p uniformemente distribuída de 5 kN/m^2 (carga de multidão) é aplicada para representar os veículos de menor porte que, eventualmente, trafegam próximo do veículo-tipo.

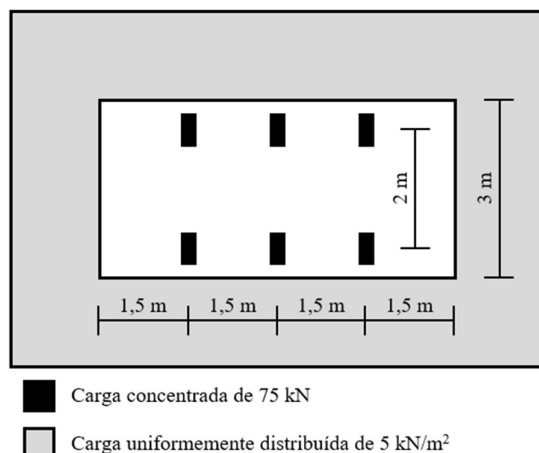


Figura 5. Representação do veículo-tipo TB-450.

As cargas P e p foram ajustadas para considerar o efeito dinâmico da carga em movimento dos veículos, a probabilidade de ocorrência da carga móvel em função do número de faixas de rolamento e as imperfeições ou descontinuidades da pista de rolamento, conforme recomendado pela NBR 7188 (ABNT, 2013). Para isso, os valores de P e p foram multiplicados pelo coeficiente de impacto vertical, calculado pela Equação (3), pelo coeficiente de número de faixas, definido pela Equação (4), e pelo coeficiente de impacto adicional, o qual foi assumido igual a 1,25 (obras em concreto ou mistas) (ABNT, 2013).

$$CIV = 1 + 1,06 \frac{20}{(L_v + 50)} \quad (3)$$

$$CNF = 1 - 0,05(n - 2) > 0,9 \quad (4)$$

Onde: CIV é o coeficiente de impacto vertical, CNF é o coeficiente de número de faixas, L_v é o comprimento do vão ($L_v = 16,2 \text{ m}$) e n é o número de faixas de tráfego rodoviário ($n = 4$), desconsiderando as faixas de acostamento e de segurança.

Uma vez que o viaduto possui múltiplas vigas longarinas e que o carregamento móvel pode assumir qualquer posição ao longo do tabuleiro do viaduto, o método de repartição de cargas proposto por Courbon (1940) foi aplicado para determinar a parcela do carregamento móvel a ser transmitida do tabuleiro para cada uma das vigas longarinas do viaduto. Esse método é baseado no método de grelha e apresenta resultados satisfatórios quando a dimensão longitudinal (l) é maior que o dobro da dimensão transversal (b), ou seja, $l > 2b$ (Medino, 2016). Segundo Albuquerque (2014), o método proposto por Courbon (1940) transforma o tabuleiro do viaduto em uma malha de vigas longitudinais (vigas longarinas) e vigas transversais (vigas transversinas). Além disso, o método considera as vigas transversinas com rigidez à flexão infinita, ou seja, despreza suas deformações em relação às deformações das vigas longarinas.

O método de repartição de cargas proposto por Courbon (1940) exige a definição de um fator que representa a parcela da carga móvel a ser transferida para cada uma das vigas longarinas. Nesse caso, como todas as vigas longarinas apresentam a mesma inércia, a parcela da carga móvel em cada uma das vigas longarinas (F_i) foi calculada pela seguinte relação:

$$F_i = \left(\frac{1}{n} + \frac{eX_i}{\sum X_i^2} \right) F \quad (5)$$

onde F é a carga móvel, n é o número de vigas longarinas do viaduto, e é a excentricidade da carga móvel em relação ao eixo longitudinal do viaduto e X_i é a distância do eixo longitudinal da viga longarina i em relação ao eixo longitudinal do viaduto.

Calculo da probabilidade de ruína

A probabilidade de ruína (p_f) do sistema de fundação do viaduto foi estimada utilizando uma abordagem de cálculo probabilístico descrita em Cintra e Aoki (2010). Nessa abordagem, valores de p_f são calculados a partir das distribuições normais de densidade de probabilidade da resistência e da solicitação, utilizando a função margem de segurança ($f(Z)$), a qual é definida como a diferença entre as funções de resistência ($f(R)$) e de solicitação ($f(S)$). A ruína do sistema de fundação ocorre quando o valor de Z é menor ou igual a zero, ou seja, quando o valor de R é menor ou igual ao valor de S . Dessa forma, p_f representa a área sob a curva de distribuição normal de densidade de probabilidade de $f(Z)$ para $Z \leq 0$ (Figura 6) (Cintra e Aoki, 2010) e pode ser calculada pela seguinte relação (Ang e Tang, 1984):

$$p_f = 1 - \phi(\beta) \quad (6)$$

onde $\phi(\beta)$ é a função de distribuição normal de densidade de probabilidade associada ao índice de confiabilidade (β), definido como (Cintra e Aoki, 2010):

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (7)$$

onde $\bar{R}$ é a resistência média, $\bar{S}$ é a solicitação média, σ_R é o desvio padrão da resistência e σ_S é o desvio padrão da solicitação.

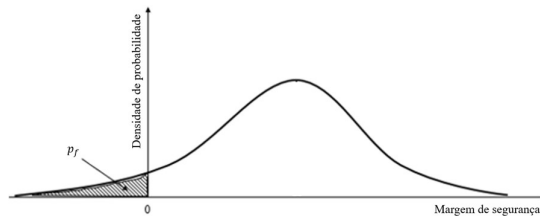


Figura 6. Representação da probabilidade de ruína.

Uma vez que a abordagem de cálculo probabilístico descrita em Cintra e Aoki (2010) requer uma distribuição normal de densidade de probabilidade para as variáveis R e S , uma técnica gráfica conhecida como gráficos de quantis (Wilk e Gnanadesikan, 1968) e um teste estatístico conhecido como teste de Kolmogorov-Smirnov (Kolmogorov, 1933; Smirnov, 1939) foram utilizados para avaliar a hipótese da distribuição requerida para as variáveis selecionadas.

Os gráficos de quantis consistem em uma avaliação qualitativa da escolha de uma função analítica de distribuição de densidade de probabilidade para uma variável, comparando quantis de dados experimentais com quantis teóricos da função escolhida em um gráfico de dispersão 1:1 (Wilk e Gnanadesikan, 1968). Por outro lado, o teste de Kolmogorov-Smirnov consiste em uma avaliação quantitativa da escolha de uma função analítica de distribuição de densidade de probabilidade para uma variável, comparando as frequências teóricas acumuladas com aquelas provenientes de dados experimentais. Para isso, calcula-se, inicialmente, a diferença máxima (D_n) entre a frequência teórica acumulada e a frequência empírica acumulada. Em seguida, compara-se o valor de D_n com um valor de referência (D_n^*), o qual depende do nível de significância (α) e do tamanho da amostra (n). A função analítica de distribuição de densidade de probabilidade para uma variável é considerada aceita quando $D_n \leq D_n^*$ para o valor de α escolhido (Kolmogorov, 1933; Smirnov, 1939).

RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Tabela 2 apresenta um resumo dos valores de resistência (R), estimados a partir das fórmulas dinâmicas propostas por Smith (1960), modificada por Aoki (1997), e por Chellis (1961), bem como um resumo dos valores de solicitação (S) estimados a partir da análise estrutural do viaduto. Nota-se que, para o viaduto estudado, os valores de R são significativamente superiores aos valores de S . Considerando os valores médios, observa-se que o

fator de segurança do sistema de fundação do viaduto é de 2,80 para valores de R estimados a partir da fórmula dinâmica proposta por Smith (1960), modificada por Aoki (1997), e de 3,76 para valores de R estimados a partir da fórmula dinâmica proposta por Chellis (1961). Ambos os valores são maiores que o fator de segurança global recomendado pela NBR 6122 (ABNT, 2019) para sistemas de fundações por estacas, sugerindo que o sistema de fundação do viaduto apresenta um nível de segurança adequado sob uma abordagem estritamente determinística.

Tabela 2. Resumo dos valores estimados de R e S .

Parâmetro	R_{SA}	R_C	S
Mínimo	1139 kN	670 kN	129 kN
Máximo	2237 kN	2237 kN	825 kN
Média	1435 kN	1927 kN	513 kN
DP	193 kN	378 kN	203 kN
CV	13%	20%	40%

Nota: R_{SA} = resistência estimada pela fórmula dinâmica proposta por Smith (1960), modificada por Aoki (1997); R_C = resistência estimada pela fórmula dinâmica proposta por Chellis (1961); S = solicitação; DP = desvio padrão; CV = coeficiente de variação.

Entretanto, uma análise mais detalhada dos valores estimados de R e S evidencia diferenças importantes relacionadas às variabilidades dessas variáveis, o que pode impactar diretamente o nível de segurança do sistema de fundação do viaduto. Enquanto o coeficiente de variação da resistência situa-se entre 13% e 20%, dependendo da fórmula dinâmica utilizada na estimativa dos valores de R , a solicitação apresenta um coeficiente de variação significativamente mais elevado (40%). Esse resultado reflete a maior incerteza associada às ações atuantes no sistema estrutural do viaduto, especialmente àquelas relacionadas às cargas móveis, ao posicionamento do veículo-tipo e aos efeitos dinâmicos considerados na análise, conforme previsto pelas recomendações normativas adotadas.

Além disso, observa-se uma diferença relevante entre as estatísticas de resistência obtidas a partir das duas formulações dinâmicas consideradas. Os valores de R estimados a partir da fórmula dinâmica proposta por Chellis (1961) resultam em média e desvio padrão superiores aos obtidos para os valores de R estimados a partir da fórmula dinâmica proposta por Smith (1960), modificada por Aoki (1997). Isso evidencia a sensibilidade da estimativa de resistência às teorias e hipóteses consideradas no desenvolvimento das fórmulas dinâmicas, como também observado por Silva et al. (2018), o que reforça a necessidade de tratar a resistência como uma variável aleatória, e não como um valor determinístico único.

Nesse contexto, embora a comparação direta entre valores médios de resistência e solicitação sugira uma margem de segurança favorável, a combinação entre a elevada variabilidade da solicitação e a dispersão associada às estimativas de resistência indica que análises baseadas exclusivamente no fator de segurança podem ser insuficientes para uma avaliação adequada do nível de segurança do sistema de fundação. Esses aspectos justificam a adoção de uma abordagem probabilística, apresentada na sequência, para a estimativa da probabilidade de ruína do sistema de fundação do viaduto, como reforçado por diversos autores na literatura (e.g., Beloni et al., 2018; Esteves et al., 2021; Giacon Junior et al., 2019; Silva et al., 2017).

Como destacado na seção de Material e Metodos, a probabilidade de ruína do sistema de fundação do viaduto foi estimada utilizando a abordagem de cálculo probabilístico descrita em Cintra e Aoki (2010), a qual requer uma distribuição normal de densidade de probabilidade para as variáveis R e S . Para isso, a hipótese de que as variáveis R e S podem ser representadas por uma distribuição normal de densidade de probabilidade foi inicialmente verificada utilizando os gráficos de quantis (Wilk e Gnanadesikan, 1968) e o teste estatístico de Kolmogorov-Smirnov (Kolmogorov, 1933; Smirnov, 1939).

A Figura 7 apresenta os gráficos de quantis para a distribuição normal de probabilidade das variáveis R e S . Os gráficos mostram que uma maioria significativa dos valores estimados das variáveis analisadas concentrou-se próxima da linha que representa um ajuste perfeito entre os quantis teóricos e experimentais para uma distribuição normal de densidade de probabilidade. Isso indica que as variáveis analisadas podem ser representadas por uma distribuição normal de densidade de probabilidade (Wilk e Gnanadesikan, 1968), o que foi confirmado pelos resultados do teste estatístico de Kolmogorov-Smirnov (Kolmogorov, 1933; Smirnov, 1939) (Tabela 3), para um valor de $\alpha = 5\%$ (Ang e Tang, 1975).

Com a confirmação de que as variáveis R e S podem ser representadas por uma distribuição normal de densidade de probabilidade, a probabilidade de ruína (p_f) do sistema de fundação do viaduto foi então calculada. Os valores calculados de p_f foram de $1/2.053$ para R estimada a partir da fórmula dinâmica proposta por Smith (1960), modificada por Aoki (1997), e de $1/2.019$ para R estimada a partir da fórmula dinâmica proposta por Chellis (1961). Esses valores representam uma probabilidade de ruína entre ocasional e remota (Clemens, 1982) e são inferiores aos limites propostos por diversos autores na literatura (e.g., Ahmad et al., 2003; Aoki, 2002; Dell'Avanzi e Sayão, 1998; Lumb, 1966; Meyerhof, 1970), apesar de

serem superiores aos limites definidos no *Probabilistic Model Code* (JCSS, 2001) e no *EN 1990: Eurocode* (ECS, 2002).

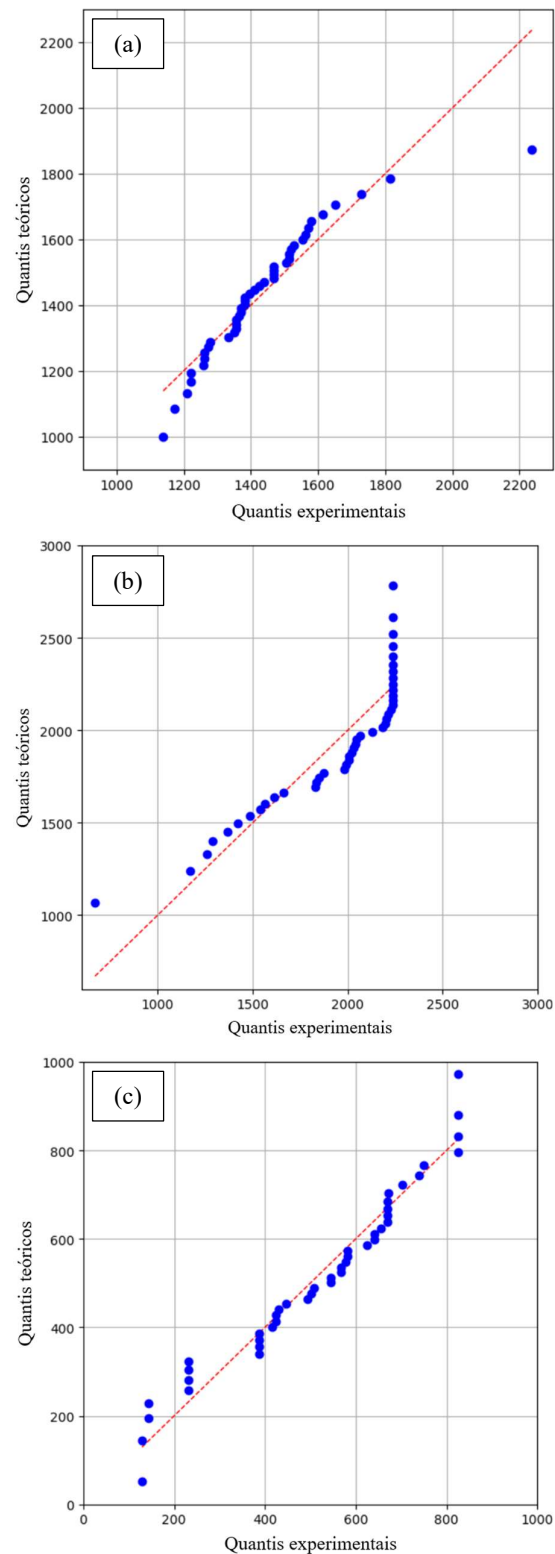


Figura 7. Gráficos de quantis: (a) R_{SA} ; (b) R_C ; (c) S .

Tabela 3. Resultado do teste estatístico.

Variável	D_n	D_n^*	Hipótese
R_{SA}	0,1231	0,2074	Aceita
R_C	0,1329	0,2074	Aceita
S	0,1029	0,2074	Aceita

Nota: R_{SA} = resistência estimada pela fórmula dinâmica proposta por Smith (1960), modificada por Aoki (1997); R_C = resistência estimada pela fórmula dinâmica proposta por Chellis (1961); S = solicitação; D_n = diferença máxima entre a frequência teórica acumulada e a frequência empírica acumulada; D_n^* = valor de referência para $\alpha = 5\%$.

Os resultados do cálculo de p_f também demonstram que um aumento no fator de segurança do sistema de fundação não significa, necessariamente, um aumento no seu nível de segurança. No caso do viaduto estudado, por exemplo, o aumento no fator de segurança de 2,80 para 3,76 (aproximadamente 34%) praticamente não alterou a probabilidade de ruína do sistema de fundação. Isso significa que aumentar os valores de resistência sem se preocupar com a dispersão dos valores pode levar à falsa conclusão de que o sistema de fundação estaria isento de riscos de falha, já que a probabilidade de ruína depende de ambos (Cintra e Aoki, 2010; Velloso e Lopes, 2011). Dessa forma, este estudo de caso indica que a análise de segurança de um sistema de fundação a partir dos fatores de segurança pode subestimar os riscos reais de ruína do sistema, ressaltando a importância da estimativa da probabilidade de ruína, como também destacado por outros pesquisadores (e.g., Beloni et al., 2018; Esteves et al., 2021; Giacon Junior et al., 2019; Silva et al., 2017).

CONCLUSÃO

Este artigo apresentou a probabilidade de ruína do sistema de fundação de um viaduto rodoviário localizado na cidade de Natal/RN. Os valores de probabilidade foram estimados através da abordagem de cálculo probabilístico descrita em Cintra e Aoki (2010), com base nos valores de resistência e de solicitação referentes a 43 estacas metálicas cravadas à percussão. Os valores de resistência foram estimados a partir das fórmulas dinâmicas propostas por Smith (1960), modificadas por Aoki (1997), e por Chellis (1961), enquanto os valores de solicitação foram estimados a partir da análise estrutural do viaduto.

De modo geral, os resultados obtidos indicam que, sob uma abordagem determinística, o sistema de fundação do viaduto apresenta um nível de segurança adequado, uma vez que os fatores de segurança calculados, considerando os valores de resistência estimados a partir das duas fórmulas dinâmicas, são superiores ao valor mínimo recomendado pela NBR 6122 (ABNT, 2019). No entanto, a análise probabilística revelou que

a avaliação do nível de segurança do sistema de fundação não deve se restringir à comparação entre valores médios de resistência e de solicitação, pois a variabilidade associada a essas grandezas exerce papel fundamental na definição da probabilidade de ruína.

A análise estatística dos dados evidenciou que a solicitação apresenta uma dispersão significativamente maior do que a resistência, refletindo as incertezas associadas às ações atuantes no viaduto, especialmente às cargas móveis e aos efeitos dinâmicos considerados na análise estrutural. Além disso, observou-se que a estimativa da resistência das estacas é sensível à formulação dinâmica adotada, resultando em diferenças relevantes nos valores médios e nos desvios padrão obtidos. Esses resultados reforçam a necessidade de tratar tanto a resistência quanto a solicitação como variáveis aleatórias, em vez de parâmetros determinísticos únicos.

Os valores de probabilidade de ruína estimados para o sistema de fundação do viaduto estudado caracterizam um nível de risco classificado como entre ocasional e remoto. Embora esses valores sejam inferiores aos limites propostos por diversos autores na literatura, eles são superiores àqueles definidos em normas e códigos internacionais. Esse contraste evidencia que a aceitação do risco de ruína ainda depende fortemente do critério adotado e do contexto normativo considerado, destacando a importância de discussões mais aprofundadas sobre níveis aceitáveis de segurança em projetos de fundações no Brasil.

Adicionalmente, os resultados revelaram que um aumento no fator de segurança do sistema de fundação não implica, necessariamente, uma redução na sua probabilidade de ruína. No caso analisado, um acréscimo de aproximadamente 34% no fator de segurança resultou em uma variação pouco significativa da probabilidade de ruína, indicando que estratégias de projeto baseadas exclusivamente no aumento da resistência podem não ser eficazes para a redução do risco de falha. Esse achado reforça que a dispersão das variáveis envolvidas é tão relevante quanto seus valores médios na avaliação do nível de segurança de projetos de sistemas de fundações.

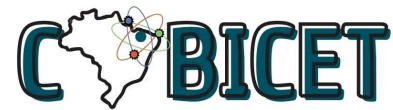
Por fim, o estudo de caso apresentado confirma a importância da incorporação de abordagens probabilísticas na análise e verificação de sistemas de fundações por estacas, especialmente em obras de infraestrutura de grande porte. A estimativa da probabilidade de ruína fornece uma medida mais realista do nível de segurança, permitindo uma melhor avaliação dos riscos envolvidos e subsidiando decisões de projeto mais consistentes do ponto de vista técnico e econômico. Nesse sentido, os resultados obtidos contribuem para o fortalecimento do uso de métodos probabilísticos na engenharia geotécnica,



complementando as abordagens tradicionais baseadas em fatores de segurança.

REFERÊNCIAS

- ABNT. NBR 6484: Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. ABNT, Rio de Janeiro, 2001.
- ABNT. NBR 7187: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. ABNT, Rio de Janeiro, 2003.
- ABNT. NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. ABNT, Rio de Janeiro, 2013.
- ABNT. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. ABNT, Rio de Janeiro, 2019.
- Ahmad, A. R., Madaia, C. e Vannucchi, G. Reliability of different methods in estimating bearing capacity and stiffness of single piles. BGA International Conference on Foundation: Innovations, Observations, Design and Practice, 2003.
- Ang, A. H. S. e Tang, W. H. Probability concepts in engineering planning and design: Volume I - Basic principles. John Wiley & Sons, New York, 1975.
- Ang, A. H. S. e Tang, W. H. Probability concepts in engineering planning and design: Volume II - Decision, risk and reliability. John Wiley & Sons, New York, 1984.
- Aoki, N. Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. Tese de doutorado, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1997.
- Aoki, N. Probabilidade de falha e carga admissível de fundação por estacas. Revista Militar de Ciência e Tecnologia, 19, 48-64, 2002.
- Barros, N. B. F. Previsão de recalque e análise de confiabilidade de fundações em estaca hélice contínua. Dissertação de mestrado, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2012.
- Barros, R., Munhoz, F. S., Souza, T. J., Cintra, J. C. A. e Aoki, N. Determinação do índice de confiabilidade e da probabilidade de ruína de fundações em estacas: Estudo de caso. 34º Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, 2010.
- Beloni, A. V., Valério, B. S. B., Alves, A. M. L. e Real, M. V. Confiabilidade de estacas empregando método de estimativas pontuais. Perspectivas Online: Exatas & Engenharias, 8, 13-24, 2018.
- Cabral, E. V., Albuquerque, P. J. R. e Tsuha, C. H. C. Avaliação do risco das fundações de uma obra executada em estaca hélice contínua na região metropolitana do Rio de Janeiro. 18º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2016.
- Chellis, R. D. Pile foundations. McGraw Hill, New York, 1961.
- Cintra, J. C. A. e Aoki, N. Fundações por estacas: Projeto geotécnico. Oficina de Textos, São Paulo, 2010.
- Clemens, P. L. Combinatorial failure probability analysis using MIL-STD 882. Journal of the System Safety Society, 18, 1983.
- Courbon, J. Calcul des ponts à poutres multiples solidarisiées par des entretoises. Annales des Ponts et Chaussées, 17, 293-322, 1940.
- Dell'Avanzi, E. e Sayão, A. S. Avaliação da probabilidade de ruptura de taludes. 11º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 1998.
- ECS. EN 1990: Eurocode – Basis of structural design. ECS, Brussels, 2002.
- Esteves, A. V., Lima Junior, E. T., Marques, J. A. F., Fonseca, V. B. e Amorim, A. S. Análise probabilística de estacas metálicas via método FORM: Estudo de caso. South American Journal of Basic Education, Technical and Technological, 8, 761-799, 2021.
- Gerdau. Manual de estacas metálicas. Gerdau, São Paulo, 2015.
- Giacon Junior, A. J., Rocha, B. P., Fernandes, J. B., Nogueira, G. e Giacheti, H. L. Confiabilidade de métodos de previsão da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de CPT. Geotecnia, 174, 61-76, 2019.
- Gonçalves, C., Bernardes, G. P. e Neves, L. F. S. Estacas pré-fabricadas de concreto: Teoria e prática. São Paulo, 2007.
- JCSS. Probabilistic model code: Part 1 – Basis of design. Technical University of Denmark, Copenhagen, 2001.
- Kolmogorov, A. Sulla determinazione empirica di una legge di distribuzione. Giornale dell'Istituto Italiano degli Attuari, 4, 83-91, 1933.
- Lopes, L. M. C. P., Maia, P. C. A. e Prellwitz, M. F. Análise do índice de confiabilidade de fundações em estacas empregando diferentes metodologias - Estudo de caso. 9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 2019.
- Lumb, P. The variability of natural soils. Canadian Geotechnical Journal, 3, 74-97, 1966.
- Mahendran, M. The modulus of elasticity of steel – Is it 200 GPa?. 13º International Specialty



- Conference on Cold-Formed Steel Structures, 1996.
- Medino, U. A. Análise comparativa entre modelos analíticos de distribuição de cargas em tabuleiro de pontes com longarinas retas de Engesser-Courbon e Guyon-Massonet com o modelo das reações de apoio proposto. Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, RN, 2016.
- Meyerhof, G. G. Safety factors in soil mechanics. Canadian Geotechnical Journal, 7, 349-355, 1970.
- Nascimento, L. D., Cordeiro, E. S. B. e Silva, J. L. Índice de confiabilidade de um muro de flexão. 17º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2014.
- Silva Neto, A. N. e Oliveira, J. T. R. Estudos de confiabilidade e segurança de fundações profundas no Complexo Industrial de Suape com análise da variabilidade de projeto. 18º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2016.
- Silva, L. J., Aoki, N. e Franco, Y. B. Use of the order statistics when predicting pile foundation failure probability. DYNA, 84, 247-252, 2017.
- Silva, P., Câmara, R., Costa, Y. e Costa, C. Análise de resistência mobilizada através de nega e repique elástico – Estudo de caso. 16º Congresso Nacional de Geotecnia, 2018.
- Smirnov, N. On the estimation of discrepancy between empirical curves of distribution for two independent samples. Bulletin Mathématique de L'Université de Moscow, 2, 3-11, 1939.
- Smith, E. A. L. Pile driving analysis by the wave equation. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 127, 1145-1193, 1960.
- Souza Filho, J. M. e Abreu, P. S. B. Procedimentos para controle de cravação de estacas pré-moldadas de concreto. 9º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1990.
- Velloso, P. P. C. Fundações: Aspectos geotécnicos. Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 1987.
- Velloso, D. A. e Lopes, F. R. Fundações: Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais e fundações profundas. Oficina de Textos, São Paulo, 2011.
- Wilk, M. B. e Gnanadesikan, R. Probability plotting methods for the analysis for the analysis of data. Biometrika, 55, 1-17, 1968.