

## Avaliação do Risco de Fundação de Viaduto Executado em Estaca Raiz – Estudo de Caso

Luiz Felipe Goulart Fiscina  
Unicamp, Campinas-SP, Brasil, luizfiscina@gmail.com

Paulo José Rocha de Albuquerque  
Unicamp, Campinas-SP, Brasil, pjra@fec.unicamp.br

**RESUMO:** Avalia-se nesse trabalho o risco do estaqueamento em estacas raiz empregadas como solução de reforço de fundação para a ampliação de um viaduto na região sul do Estado do Rio de Janeiro. Foram executadas 54 estacas do tipo raiz ( $\phi=0,31\text{m}$ ) com comprimentos entre 13 e 26 m. Para o desenvolvimento do projeto de fundações foram executados doze ensaios SPT em que foram identificados horizontes de granulometria variada, desde argilas até areias, com consistências ou compacidades elevadas. Com a finalidade de estimar a capacidade de carga das estacas, foram empregados métodos semiempíricos com base em dois cenários de resistência. No primeiro cenário, a variabilidade da capacidade resistiva do solo foi setorizada segundo áreas de influência de um determinado grupo de ensaios SPT. Para cada uma dessas áreas foi determinada uma média do índice de penetrabilidade ( $N_{\text{SPT}}$ ) ao longo da profundidade do maciço. No segundo cenário, a variabilidade da resistência do solo foi calculada como sendo a média do índice de penetrabilidade de todos os ensaios SPT executados no local. A partir da avaliação das capacidades de carga obtidas, verificou-se que a variabilidade foi da ordem de 18% para o primeiro cenário e de 25% para o segundo. Com base nesses resultados foi possível avaliar o risco do estaqueamento para ambos cenários, quando comparados com a curva de sollicitação. Como forma de verificar o desempenho da fundação, uma prova de carga mista foi executada até o dobro da carga de trabalho. Não foi evidenciada a ruptura geotécnica no ensaio, obtendo-se um deslocamento máximo da ordem de 2,8 mm associada a uma carga de 1544 kN.

**PALAVRAS-CHAVE:** Estaca Raiz, Análise de Risco, Provas de Carga, Reforço de Fundação.

**ABSTRACT:** This paper evaluates the failure probability and reliability of a group of micropiles used as an underpinning solution for the expansion of a viaduct in the southern region of the State of Rio de Janeiro. Fifty-eight micropiles ( $\phi = 0.31\text{m}$ ) were performed with lengths between 13 and 26 ms. Twelve standard penetration tests were carried out to develop the foundation project. Horizons of varied granulometry ranging from clays to sand, with high consistencies or compactness were identified in such tests. In order to estimate the bearing capacity of the piles, semiempirical methods were used based on two resistance scenarios. In the first scenario, the soil resistance variability was segmented according to areas of influence of a given SPT set. For each area, an average of the penetrability index ( $N_{\text{SPT}}$ ) was determined. In the second scenario, the soil resistance variability was calculated as the mean of the penetrability index ( $N_{\text{SPT}}$ ) of all SPT tests performed on site. From the evaluation of the estimated bearing capacities, it was verified that the variability on the first scenario was 18% while it was 25% for the second. Based on these results it was possible to analyze the failure probability for both scenarios when compared to the solicitation curve. Finally, to verify the foundation's performance, a mixed load test was performed up to twice the workload. Geotechnical failure was not evidenced in the test and a maximum displacement of 2.8 mm was reached with a load of 1544 kN.

**KEYWORDS:** Micropile, Failure Probability, Foundation Reliability, Load Tests, Underpinning.

## 1 Introdução

A constante evolução da infraestrutura de um país é um fator determinante para o seu crescimento, seja para o escoamento de produtos e mercadorias ou para o transporte urbano. Para adaptar estruturas executadas no passado à suportarem as cargas do presente é necessária uma avaliação da relação entre as novas solicitações e sua capacidade resistiva. As novas solicitações são absorvidas pela estrutura e transferidas para o solo, aumentando os níveis de tensões nas fundações. Para contornar esse acréscimo de tensões, são empregados reforços com o objetivo de melhor absorver as novas solicitações garantindo assim segurança e longevidade para a superestrutura.

Para a elaboração de um projeto de fundações, seja como reforço estrutural ou como suporte para a elevação de uma nova estrutura, o projetista necessita conhecer além das características geológicas-geotécnicas da região as solicitações advindas da superestrutura. Com esses dois parâmetros é possível verificar o equilíbrio entre as solicitações e as forças resistivas provenientes da interação entre o elemento estrutural e o solo.

Via de regra a engenharia de fundações utiliza métodos determinísticos para avaliar a resistência do elemento de fundação mediante a aplicação de coeficientes globais ou parciais. O problema dessa abordagem é que incertezas provenientes das investigações geotécnicas, da qualidade dos materiais envolvidos no elemento estrutural, do processo executivo das estacas e dos métodos de cálculos são incluídos em um único fator (coeficiente global) ou ponderados em fatores parciais. A variabilidade das solicitações e das resistências é então descartada, o que pode levar a interpretações equivocadas sobre a segurança da fundação. Portanto, para diminuir as incertezas relacionadas à probabilidade de ruína dos elementos de fundações é importante analisar a heterogeneidade do maciço de solo como uma grandeza aleatória e passível de tratamento estatístico. Estudos importantes sobre o emprego da probabilidade de ruína em projetos de fundações foram publicados elucidando ao meio técnico a importância da sua aplicação (Aoki, 2002; Aoki, 2005; Foye, Abou-Jaoude e Salgado, 2004).

No Brasil é comum a utilização de métodos semiempíricos para calcular a capacidade de carga de um elemento de fundação. Os mais usuais foram desenvolvidos tendo como base ensaios de campo, principalmente o SPT. Tais métodos, apesar de fornecerem resultados satisfatórios, possuem incertezas vinculadas principalmente à qualidade da prospecção realizada. Uma forma de reduzir tais incertezas é a execução de provas de carga.

Neste trabalho será avaliado o risco do estaqueamento de reforço da ampliação de um viaduto em estacas raiz ( $\phi=0,31\text{m}$ ) na região sul do Estado do Rio de Janeiro, com comprimentos entre 13 e 26 ms. Foram realizados doze ensaios SPT e uma prova de carga estática do tipo mista de desempenho.

## 2 Fator de Segurança e Índice de Confiabilidade

Ao considerar um estaqueamento de mesma seção transversal, a análise de confiabilidade consiste em indicar a probabilidade que esse grupo de estacas cumpra de forma satisfatória e segura sua função de suporte. Ao considerar as ações solicitantes e a capacidade resistiva do maciço como funções de variabilidade, pode-se então traçar curvas de densidade de probabilidade  $f_R(S)$  e  $f_S(R)$  respectivamente, conforme Figura 1.

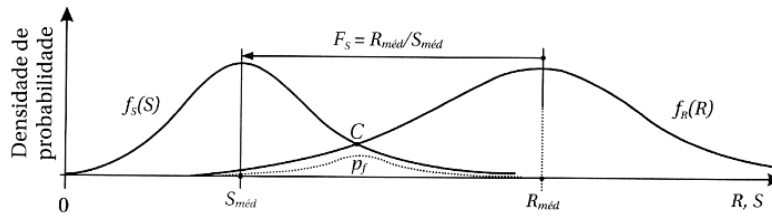


Figura 1. Funções de densidade de probabilidade  $f_S(S)$  e  $f_R(R)$  (Cintra et al, 2013).

A relação da média das resistências ( $R_{méd}$ ) com a média das solicitações ( $S_{méd}$ ) das curvas apresentadas é a definição do fator de segurança global (Eq. 1.0).

$$FS = \frac{R_{méd}}{S_{méd}} \quad (1)$$

Conforme a NBR 6122/2010, para fundações profundas sob cargas axiais de compressão, o coeficiente global adotado deve ser igual a 2,0. A norma também indica uma atenuação do valor do fator de segurança ( $FS = 1,6$ ) em função do número de provas de carga executadas. Embora esse coeficiente seja largamente utilizado nos escritórios de projetos de fundações, esse fator determinista não cogita a zona de falha entre as duas curvas ( $pf$ ) também nomeada de risco de ruína (Cintra et al, 2013).

O risco de ruína ou probabilidade de ruína, equivalente a área da curva  $pf$  abaixo do ponto C da figura 1, pode ser entendido como um evento de falha quando o valor de resistência subtraído pela solicitação é menor do que zero ou quando sua relação é menor do que a unidade (Silva, Aoki e Barbosa Franco, 2017). Seu valor pode ser determinado a partir da integral de zero até infinito de  $F_R(S)$  e do produto da função  $f(S)$ .

Os formatos das curvas de densidade de probabilidade estão diretamente relacionadas com algumas variáveis estatísticas inerentes como média, desvio padrão e coeficiente de variabilidade (ou coeficiente de variação). A média é dada pelos valores médios de solicitação ( $S_{méd}$ ) e resistência ( $R_{méd}$ ). O desvio padrão quantifica a dispersão dos valores de  $S$  e  $R$  em torno de seus valores médios, ou seja, quanto maior o desvio padrão maior é o achatamento das curvas. Por fim o coeficiente de variação indica a porcentagem de dispersão da curva analisada (Eq. 2).

$$CV_{S,R} = \frac{\sigma_{S,R}}{S_{méd}, R_{méd}} \quad (2)$$

Em que:  $\sigma_{S,R}$  é o desvio padrão das curvas de solicitação e resistência;  $S_{méd}$  é a média das solicitações e  $R_{méd}$  é a média das resistências.

Conforme Melchers (2002), o valor do Índice de Confiabilidade ( $\beta$ ) pode ser obtido a partir da Eq. 3:

$$\beta = \frac{R_{méd} - S_{méd}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (3)$$

De acordo com Aoki (2002), quando se trata de curvas de distribuição normal, a probabilidade de ruína ( $pf$ ) relaciona-se com o índice de confiabilidade ( $\beta$ ), podendo ser obtida a partir da equação (4), programável em planilha eletrônica com o uso do software Excel®.

$$pf = 1 - \text{DIST.NORM}(\beta; 0; 1; \text{VERDADEIRO}) \quad (4)$$

Clemens (1982) propôs uma escala subjetiva relacionando o índice de confiabilidade com o nível de ocorrência de ruína e a descrição de ocorrência (Tabela 1)

Tabela 1. Escala subjetiva - Clemens (1982)

$\beta$	pf	Descrição de ocorrência
-7,94	1:1	Certeza
0,52	1:3	Frequente
1,88	1:33	Provável
2,75	1:336	Ocasional
3,43	1:3334	Remoto
4,53	1:3 x 10 <sup>5</sup>	Improvável
7,27	1:6 x 10 <sup>12</sup>	Nunca

Segundo Barker et al. (1991) valores de índice de confiabilidade ( $\beta$ ) entre 2,5 e 3,0, correspondente a uma probabilidade de ruína de  $1 \times 10^{-3}$ , apontam ser ideal para o dimensionamento geotécnico de estacas isoladas. Ainda conforme esse autor, como as fundações por estacas são usualmente projetadas para trabalharem em grupos, a falha de uma estaca não irá necessariamente causar a ruína do grupo. Caso a estaca de menor resistência geotécnica comece a falhar, as solicitações serão redistribuídas para as outras estacas do grupo com maior resistência e a fundação permanecerá dentro do seu Estado Último de Serviço (ELU). Portanto, quando se trata de estacas trabalhando conjuntamente, pode-se adotar um  $\beta$  entre 2,0 e 2,5 correspondente a uma probabilidade de ruína de  $1 \times 10^{-2}$ .

### 3 Caracterização do Empreendimento

Trata-se de uma obra de ampliação de um viaduto localizado na região do Estado do Rio de Janeiro (ERJ), pista sul da Rodovia Presidente Dutra. O viaduto, inicialmente executado em sapatas e tubulões, foi ampliado praticamente de forma simétrica para os dois lados. Como não foram previstas a criação de novos pilares na estrutura inicial, foram observados acréscimos significativos nas cargas das fundações. Para contornar esse problema, foram projetados reforços para absorver e distribuir adequadamente as tensões no maciço.

Para o desenvolvimento do projeto de reforço das fundações foi executada uma campanha de investigação geotécnica composta por doze ensaios SPT (SPD1, SPE1, SP1 a SP10). Foi verificado que o perfil do subsolo era constituído por uma região de sedimentos terciários, de granulometria variada, desde argilas até areias, com consistências e compacidades elevadas. Do centro do viaduto em direção ao Estado de São Paulo (ESP) foi observado picos de resistência devido à presença de lentes de limonita (SPD1, SPE1, SP1 a SP6). Este panorama descreve também a região correspondente ao trecho do centro do viaduto em direção ao ERJ, com a diferença que o horizonte de solos terciários é mais profundo, e sobre eles são encontrados coluviões e até mesmo aluviões, na forma de argilas orgânicas pretas, moles e compressíveis (SP7 a SP10). Além disso, foi encontrado material impenetrável a percussão no trecho em direção ao Rio de Janeiro.

Para uma melhor análise dos trechos do empreendimento, o viaduto foi dividido em eixos (1 a 18) partindo do ERJ em direção ao ESP. Os eixos 1, 2, 17 e 18 dizem respeito a estruturas de contenções associadas aos encontros e não serão objetos nesse trabalho.

Os eixos 3, 4, 6 a 8 e 10 a 16 correspondem a um conjunto de dois pilares (pórtico) que foram reforçados. O reforço concebido consistiu por quatro estacas tipo raiz por linha com diâmetro de 0,31 m. De forma típica, foi empregado um par de blocos de duas estacas dispostas segundo o sentido longitudinal do viaduto e interligados transversalmente por vigas de travamento (Figura 2).

Devido a uma interferência com a rodovia, o eixo 5 foi reforçado com seis estacas tipo raiz ( $\phi=0,31\text{m}$ ). Tal interferência impossibilitou a construção de vigas de travamento de modo que foram executados blocos independentes de 3 estacas (Figura 2).

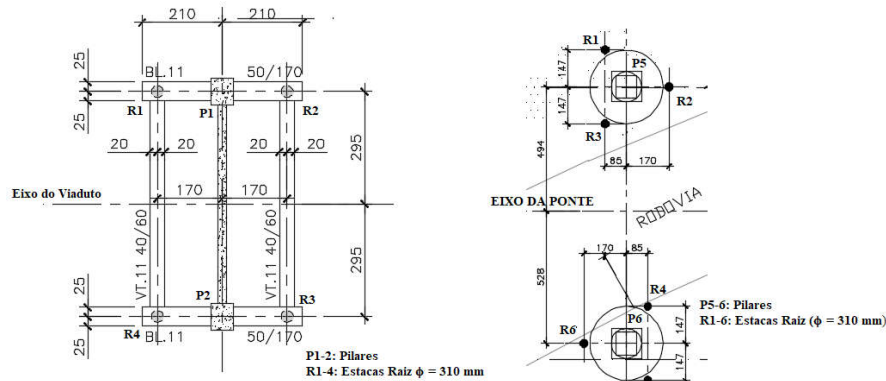


Figura 2. Reforço dos eixos 3, 4, 6 a 8 e 10 a 16 (esquerda)  
 Reforço do eixo 5 (direita)

Vale ressaltar que as análises de capacidade de carga e risco de ruína do estaqueamento de reforço do eixo 9 não serão abordados nesse artigo uma vez que os mesmos possuem diâmetros inferiores aos demais eixos ( $\phi=0,25\text{ m}$ ).

## 4 Solicitações e Resistências

### 4.1 Solicitações

Como citado anteriormente, a ampliação do viaduto levou a ocorrência de maiores solicitações no maciço e conseqüentemente à execução de reforços. As solicitações máximas foram definidas dividindo a força proveniente das tensões adicionais em cada eixo do viaduto pelo número de estacas raiz do eixo, de forma que os dados de solicitação fossem numericamente iguais ao número de estacas da obra. Sendo assim, a Tabela 2 apresenta os valores de solicitação de cada estaca em cada eixo da obra e o seu tratamento estatístico.

Tabela 2. Dados de Solicitações

Eixo	Nº de estacas	$\phi$ (m)	Solicitação (kN)
E-3	4	0,31	1.100
E-4 a 8	22	0,31	800
E-10 a 16	28	0,31	800
Média ( $\mu$ )			822
Desvio Padrão ( $\sigma$ )			79
Coef. Variação (CV)			10%

### 4.2 Capacidade Estrutural das Estacas

A partir do catálogo técnico da GEOFUND (2015) foi possível verificar a armadura mínima longitudinal para estacas raiz de diâmetros iguais a 0,31 m. Com isso, foi possível estimar a resistência estrutural admissível das estacas (Tabela 3) a partir da proposta de Alonso (1993).

Tabela 3. Capacidade Estrutural das Estacas

$\varphi$	Armadura Longitudinal Mínima CA-50	Nadmissível (kN)	Ntotal (kN)
0,31 m	6 $\varphi$ 20	1.000	2.000

### 4.3 Capacidade Geotécnica das Estacas

Definiu-se que a capacidade geotécnica das estacas de reforço deveriam alcançar um valor mínimo igual a duas vezes a média das solicitações em cada estaca, ou seja, foi aplicado um fator de segurança global (FS = 2,0) conforme disposto na NBR 6122/2010. Posteriormente estimou-se o comprimento do estaqueamento indicando-se a cota de ponta para cada um dos eixos (Tabela 4).

Tabela 4. Dados das estacas

Eixo	Nº de Estacas	Profundidade (m)	Eixo	Nº de Estacas	Profundidade (m)
3	4	26	11	4	16
4	4	23	12	4	14
5	6	22	13	4	13
6	4	21	14	4	14
7	4	21	15	4	18
8	4	19	16	4	13
10	4	19			

Para a determinação da capacidade de carga do grupo de estacas de cada eixo, foram empregados métodos semiempíricos (Aoki e Velloso, 1975; Décourt-Quaresma, 1978 e 1998; Teixeira, 1996 e Lizzi, 1982 modificado por Carvalho e Cintra, 1993) com base em dois cenários de resistência das camadas de solo.

#### 4.3.1 Primeiro cenário

A partir da análise da evolução do índice de penetrabilidade ( $N_{SPT}$ ) ao longo da profundidade de cada SPT foi possível observar uma convergência de resultados. Tal fenômeno traduziu-se na criação de áreas de influência de um determinado grupo de ensaios ao longo da extensão do viaduto (Tabela 4).

Tabela 4. Áreas de Influência

SPT	Área de Influência	Eixo correspondente
SPD1 (ESP) SPE1	A1	E-15 e 16
SP1 SP2	A2	E-12, 13 e 14
SP3 (PCE) SP4 SP5 SP6	A3	E - 6, 7, 8, 9, 10 e 11
SP7 SP8 SP9 SP10 (ERJ)	A4	E-3, 4 e 5

Como os valores dos números de golpes dos SPTs de cada área de influência possuem valores semelhantes, foi definido que o índice de penetração ( $N_{SPT}$ ) de cada metro de profundidade da área de influência fosse igual a média dos índices dos ensaios que deram origem a ela.

Com base nas áreas de influência (Tabela 4) e os comprimentos estimados previamente para cada eixo (Tabela 3), foi possível calcular a capacidade de carga geotécnica pelos métodos anteriormente citados. A tabela 5 apresenta os valores de média, desvio padrão e variância das resistências do presente cenário.

Tabela 5. Dados estatísticos de Resistência (Cenário I)

	AV (1976)	DQ (1978,1998)	T (1996)	LCC (1993)
Média ( $\mu$ )	1762	2164	2359	1976
Desvio Padrão ( $\sigma$ )	276	341	341	199
Coef. Variação (CV)	16%	16%	14%	10%

Obs: AV (Aoki e Velloso), DQ (Décourt e Quaresma), T (Teixeira) e L (Lizzi modificado)

#### 4.3.2 Segundo cenário

A abordagem utilizada nesse cenário foi de caracterizar a resistência das camadas do solo em um único ensaio ( $SPT_{médio}$ ). Para isso, o índice de resistência a penetração de cada metro de profundidade foi definido como sendo a média de todos os índices nessa mesma profundidade. A tabela 6 apresenta os valores de média, desvio padrão e variância das resistências do cenário em questão.

Tabela 6. Dados estatísticos de Resistência (Cenário II)

	AV (1976)	DQ (1978,1998)	T (1996)	LCC (1993)
Média ( $\mu$ )	1513	1997	2279	1940
Desvio Padrão ( $\sigma$ )	509	705	721	494
Coef. Variação (CV)	34%	35%	32%	25%

## 5 Análise do Risco

### 5.1 Simulação de Monte Carlo

A partir dos valores estatísticos obtidos para solicitações e resistências (Tabelas 2, 5 e 6) e utilizando a simulação de Monte Carlo para geração de 10.000 dados aleatórios seguindo uma distribuição normal, traçou-se os histogramas e posteriormente as funções de probabilidade de solicitação e resistências (Figura 5).

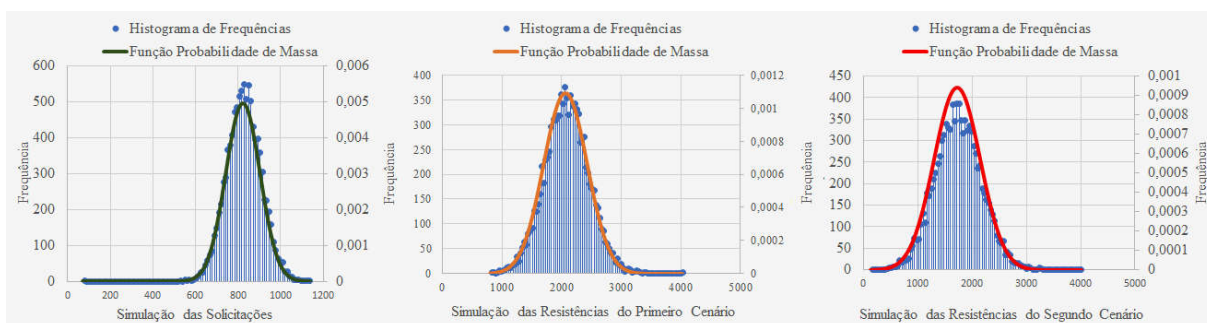


Figura 5. Simulação de Monte Carlo para solicitações e resistências

## 5.2 Índice de Confiabilidade e Probabilidade de Ruína

Conforme as equações de 1 a 5 e os dados obtidos por meio dos gráficos da Figura 5, foram calculados os valores de Fator de Segurança Global (FS), Índice de Confiabilidade ( $\beta$ ) e a Probabilidade de Ruína (pf). Para isso fixou-se os valores da função de sollicitação e variaram-se os valores das funções de resistência (cenários de resistência). As tabelas 7 e 8 apresentam os resultados obtidos.

Sollicitação (kN)	822
$\sigma_S$ (kN)	79
CVs	10%
Resistência (kN)	2065
$\sigma_R$ (kN)	367
CV	18%
FS	2,51
Ms (kN)	1243
$\sigma_{MS}$ (kN)	375
$\beta$	3,31
pf	0,00046516
pf	(1:2149)
Risco	REMOTO

Sollicitação (kN)	822
$\sigma_S$ (kN)	79
CVs	10%
Resistência (kN)	1725
$\sigma_R$ (kN)	427
CV	25%
FS	2,10
Ms (kN)	903
$\sigma_{MS}$ (kN)	434
$\beta$	2,08
pf	0,018737784
pf	(1:53)
Risco	PROVÁVEL

Pode-se observar que ambos cenários possuem fator de segurança global (FS) superior a dois, o que indica uma conformidade com a NBR 6122/2010. Entretanto, com aumento do coeficiente de variação da curva de resistência do segundo cenário, constatou-se uma diminuição do índice de confiabilidade e um aumento na probabilidade de ruína da estrutura. Como as estacas irão trabalhar conjuntamente (presença de blocos de travamento entre elas) e não de forma isolada, verificou-se que os valores de índice de confiabilidade  $\beta$  estão condizentes com a proposta de Barker et al. (1991) para um elemento de fundação de confiança.

Para uma melhor ilustração da probabilidade de falha presente nos cenários estudados, a figura 6 apresenta as curvas de sollicitação e resistência para ambas soluções. Observa-se que para o segundo cenário, uma maior parte da área da curva de resistência situou-se abaixo da área da curva de sollicitação, indicando que nessa região existe pontos onde a sollicitação ultrapassa os valores de resistência, caracterizando uma maior probabilidade de ruína.

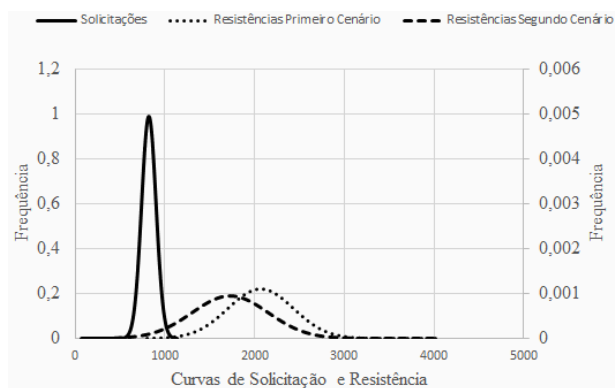


Figura 6. Zonas de interpolação dos cenários analisados



## 6 Prova de Carga de Desempenho

Foi realizada uma prova de carga estática de carregamento misto a título de verificação do desempenho da fundação após a sua execução. Conforme NBR 12131/2006, o ensaio é feito com carregamento lento até uma carga de vinte por cento superior a carga de trabalho e em seguida executa-se o ensaio até duas vezes a carga de trabalho ou até a ruptura da estaca com carregamento rápido. A estaca ensaiada localiza-se no eixo 11 e possui comprimento de 16 m e  $\phi = 0,31$  m.

Para a estaca em questão, o cálculo da capacidade de carga geotécnica, conforme os métodos citados anteriormente, estimam uma carga de ruptura da ordem de 2.000 kN. Como a capacidade estrutural dessa estaca é da mesma magnitude, o ensaio foi limitado a uma carga de 1.800 kN por questões de segurança. A estaca ensaiada não evidenciou ruptura na interface estaca-solo, chegando a uma carga máxima de 1544 kN com um deslocamento de 2,8 mm. Nota-se na Figura 4 que o comportamento do elemento de fundação foi essencialmente elástico.

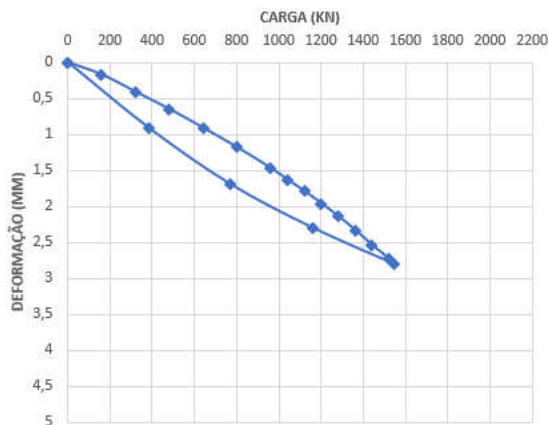


Figura 4. Curva Carga – Deformação PCE mista

## 6 Conclusões

As capacidades de carga obtidas pelos métodos semiempíricos adotados mostraram variabilidade em torno de 18% para o primeiro cenário e de 25% para o segundo. Para ambos os cenários o método de capacidade de carga com menor variabilidade foi o de Lizzi modificado por Carvalho e Cintra (10% para o primeiro cenário e 25% para o segundo). Uma explicação razoável para esse fato é que tal método foi criado exclusivamente para determinação de capacidade de carga de microestacas injetadas enquanto que os demais foram apenas ajustados para esse tipo de estrutura.

Com relação à análise do risco foi avaliado que os dois cenários propostos para dimensionamento do estaqueamento em estaca raiz ficaram dentro dos limites de segurança propostos tanto pela NBR 6122/2010 quanto pela literatura internacional. Entretanto, foi avaliado que o risco do segundo cenário aumentou significativamente e, portanto, deve-se ter cautela na sua aplicação.

A prova de carga de desempenho mostrou-se satisfatória, alcançando o valor igual a duas vezes a carga admissível de projeto sem apresentar ruptura do elemento solo-estaca. Pode-se concluir também que, com base nas resistências adotadas como premissas de cálculo do primeiro cenário e com os resultados da PCE mista, esse cenário apresentou-se mais realista que o segundo.

A análise do risco de fundações por meios estatísticos com o objetivo de entender a variabilidade das condições de resistência e solicitações é uma ferramenta poderosa para avaliar a segurança e mitigar acidentes futuros. Portanto, deve-se incentivar a prática dessa técnica na engenharia de fundações a fim de proporcionar informações mais realistas em face às incertezas decorrentes desse universo.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Universidade Estadual de Campinas – Unicamp e a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES pela bolsa de estudos concedida.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, U.R. (1993) Reavaliação do dimensionamento estrutural de estacas raiz face à exigência do ensaio MB 3472 da A.B.N.T, *Revista Solos e Rochas*, vol. 16. Nº 16. Abril.
- Aoki, N (2005) Segurança e confiabilidade nas fundações profundas. In: Congresso de Pontes e Estruturas, ABPE, Rio de Janeiro, v.1, p1-15.
- Aoki, N. (1976) *Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas*. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações. Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro. 44 p.
- Aoki, N. (2002) Probabilidade de falha e carga admissível de fundação por estacas. *Revista Militar de Ciência e Tecnologia*, v. XIX, Rio de Janeiro, p. 48-64.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 12131. *Estacas- Prova de carga estática: método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010). NBR 6122. *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro.
- Barker, R.M., Duncan, J.M.; K.B. Rojiani; K.B., Ooi, P.S.K.; Tan, C.K.; Kim, S.G. (1991) *Manuals for the Design of Bridge Foundations*, NCHRP Report 343, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.
- BRASFOND Fundações Especiais S.A. [Catálogo] (1991) São Paulo. 38p.
- Carvalho D. e Cintra J.C.A. (1993) *Aspects of the bearing capacity of root piles in some Brazilian soils*, 2nd Intern. Geotechnical Seminar - Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Belgica, 1, 233-240.
- Cintra, J. C. A.; Aoki, N.; Tsuha, C. H.C.; Giacheti, H. L. (2013) *Ensaaios estáticos e dinâmicos*. São Paulo: Oficina de Textos.
- Clemens, P.L. (1982) *Combinatorial Failure Probability Analysis Using MIL-STD 882* – Notice – February.
- Décourt, L. (1998) Estacas. In: HACHICH, W. et. al (Eds.) *Fundações: teoria e prática*. 2.ed. São Paulo: Editora Pini, 1998. p.265-301.
- Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978) Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS, v. 1, p. 45-53.
- Foye, K. C., Abou-Jaoude, G., and Salgado, R. (2004) *Limit States Design (LSD) for Shallow and Deep Foundations*. Report, Joint Transportation Research Program, Report No. FHWA/IN/JTRP-2004/21.
- GEOFUND Fundações Especiais [Catálogo] (2015) *Informações Técnicas, Estacas Raiz*, 2º ed., São Paulo, Brasil.
- Lizzi, F. (1982) *The static restoration of monuments: basic criteria-case histories strengthening of buildings damaged by earthquakes*. Genova: Sagep.
- Silva, J. L.; Aoki, A.; Barbosa Franco, Y. (2017) Use of the order statistics when predicting pile foundation failure probability. *DYNA* 84 (200), p. 247-252.
- Teixeira, A.H. (1996) Projeto e execução de fundações. In: *Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia*, 3., São Paulo. Anais...São Paulo, p. 33- 50. v1.