COMPARAÇÃO ENTRE CRITÉRIOS DE CONTROLE DE ESTACAS CRAVADAS

Comparison between control criteria for driven piles

Emerson Romão da Silva^a, Bernadete Ragoni Danziger^a, Marcus Peigas Pacheco^a

^a Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ, Rio de Janeiro, Brasil.

RESUMO – O trabalho apresenta expressões para a variância associada à distribuição estatística da resistência mobilizada na cravação de estacas através de dois métodos de controle utilizados no Brasil. As expressões são aplicadas a um extenso estaqueamento em estacas pré-moldadas localizado na Baixada de Jacarepaguá, no Rio de Janeiro. A obra teve dez mil estacas de concreto premoldadas num aterro estruturado e cerca de duas mil num conjunto de prédios, sendo 85 estacas submetidas a Ensaio de Carregamento Dinâmico e 8 a provas de carga estáticas. A distribuição de resistências obtidas do controle executivo pode ser utilizada posteriormente como função de verossimilhança numa análise de atualização de Bayes. Os dados atualizados permitem um avanço na interpretação da confiabilidade, resultando em valores mais realistas e consistentes com o controle executivo de estacas cravadas.

SYNOPSIS – The paper presents the expressions for estimating the statistical variance associated to two methods commonly used in Brazil for driven piles control. The expressions are applied in an extensive precast concrete piling in Jacarepaguá lowlands, in Rio de Janeiro. Approximately ten thousand precast concrete piles were driven for the structured embankment and two thousand for buildings foundation. From the total nearly 85 piles were submitted to Dynamic Loading Tests and 8 to Static Tests. The resistance distribution obtained from the piles control can also be used as a likelihood function in the pile capacity updated by Bayes method. The updated estimations allow an advance in reliability interpretation, resulting in a much real and consistent value of mobilized capacity of driven piles.

Palavras Chave - Estacas cravadas, confiabilidade, controle de cravação, fórmulas dinâmicas

Keywords - Driven Piles, reliability, driving control, dynamic formulas

1 – INTRODUÇÃO

As incertezas inerentes à estimativa da capacidade de carga de fundações profundas são inúmeras, devidas a variabilidade dos maciços de solo que interagem com as fundações, a limitação das investigações geotécnicas, erros e imprecisões na execução dos ensaios de campo, bem como a simplificação dos métodos de cálculo utilizados nos projetos. Associadas às incertezas da resistência do solo, as cargas atuantes podem incluir parcelas acidentais relevantes, variáveis ao longo da vida útil da obra. Diante de tais incertezas, tanto nas solicitações como nas resistências, Cintra e Aoki (2010) destacam que toda obra de fundação está associada a um risco de ruína, sendo tarefa do engenheiro civil a quantificação e adequação deste risco ao tipo e porte de estrutura que está sendo construída, levando em conta nas análises os custos e perdas humanas envolvidas.

Segundo Aoki (2001), o maciço para o qual o sistema de fundações transfere as cargas da estrutura possui diversas camadas de solo com diferentes geometrias e propriedades, apresentando

E-mails: emersonromao.eng@gmail.com (E. Silva), bernadeterd@hotmail.com (B. Danziger), marcus_pacheco@terra.com.br (M.Pacheco)

considerável variabilidade ao longo do local de implantação do projeto. A norma brasileira NBR6122 (ABNT, 2019) utiliza o conceito determinístico do coeficiente de segurança (global ou parcial), na verificação de um projeto de fundações. Dada a variabilidade tanto do maciço de solo e, portanto, das resistências mobilizadas, quanto das solicitações provenientes da estrutura, o conceito determinístico de um coeficiente de segurança global ou parcial pode não ser suficiente para garantir a confiabilidade de uma fundação. Uma abordagem probabilística, que visa atender a um risco aceitável à fundação do tipo de estrutura em estudo pode ser considerada mais robusta (Lacasse, 2016).

Cintra e Aoki (2010) destacam que uma fundação composta por uma série de estacas, de mesma seção transversal, cravadas ao longo do terreno, apresentarão valores distintos de capacidade de carga (R) e solicitação (S). Tanto os valores de resistência (R) como de solicitação (S) são variáveis, em virtude da heterogeneidade do maciço de solo e das variações nas cargas atuantes na superestrutura que serão transmitidas aos elementos de fundação. Dadas estas variabilidades, destacam a possibilidade de estimar as curvas de densidade de probabilidade das funções de resistência e de solicitação, visando à análise da confiabilidade da fundação de uma determinada obra. Para a análise de confiabilidade há que ter uma estimativa da variância estatística tanto da solicitação quanto da resistência.

O trabalho em questão objetiva contribuir à análise de confiabilidade de fundações através de expressões que permitam a estimativa da variância da distribuição da resistência mobilizada quando do emprego de duas fórmulas dinâmicas de controle de execução de estacas cravadas. Tais expressões podem ser utilizadas no cálculo da variância para cada um dos métodos, associados ao valor esperado da resistência mobilizada. As expressões foram aplicadas a um extenso estaqueamento para determinação da função de verossimilhança. A função de verossimilhança pode ser, em seguida, utilizada para a atualização das resistências estimadas a priori, através de ensaios de campo, para a obtenção da resistência mobilizada a posteriori, pela aplicação do Teorema da Bayes.

2 – SEGUNDO MOMENTO DE PRIMEIRA ORDEM (FOSM)

Harr (1987) cita o Segundo Momento de Primeira Ordem (*Fist Order Second Moment – FOSM*) como um dos diversos métodos para medida de probabilidade de funções aleatórias. Conforme resumem Alves e Amadori (2012), uma função $f(x_1, x_2, x_3,..., x_n)$ de n variáveis aleatórias, pode ter seus dois primeiros momentos probabilísticos (média e variância) estimados a partir dos dois primeiros momentos probabilísticos de suas variáveis a partir da expansão da função f em série de Taylor, truncada em primeira ordem. Desta forma, o valor esperado e a variância da função f podem ser estimados a partir do valor esperado e da variância das variáveis aleatórias, de acordo com as seguintes expressões:

$$E[f] \cong f(\overline{x_1}, \overline{x_2}, \overline{x_3}, \dots, \overline{x_n})$$
(1)

$$V[f] \cong \sum_{i=1}^{n} \left[\left(\frac{\delta f}{\delta x_i} \right)^2 \times V[x_i] \right]$$
(2)

onde $\overline{x_n} = E[x_n]$ é o valor esperado ou média da variável aleatória $x_n e V[x_n]$ é a sua variância.

Esta será a ferramenta utilizada para a determinação do valor esperado e variância das duas alternativas estudadas no controle de estacas cravadas.

3 – MÉTODOS DE CONTROLE EXECUTIVO

A execução de estacas cravadas, pré-moldadas de concreto, metálicas ou de madeira, é um processo dinâmico que envolve a penetração da estaca (deslocamento permanente) no maciço, sempre que o esforço dinâmico aplicado supera a resistência mobilizada do solo. As estimativas de capacidade de carga de estacas realizadas relacionando a resistência à cravação com a energia de cravação e a penetração da estaca provocada pelo impacto do martelo, são feitas pelas chamadas fórmulas dinâmicas. Muitas fórmulas dinâmicas surgiram no século XIX com base no impacto entre corpos rígidos.

Sendo a cravação um processo dinâmico, além da resistência estática do solo são também mobilizadas parcelas de resistência dinâmica, de natureza viscosa e, em alguns métodos, também são consideradas as parcelas de natureza inerciais. Por este motivo, costuma-se designar como resistência mobilizada durante a cravação à parcela estática da resistência total mobilizada durante a cravação das estacas. Na estimativa da resistência estática a parcela de natureza dinâmica é desconsiderada.

As primeiras Fórmulas Dinâmicas baseavam-se na lei de conservação de energia, considerando o impacto newtoniano entre corpos rígidos, igualando a energia potencial do martelo ao trabalho realizado na cravação da estaca, que é a resistência dinâmica multiplicada pela penetração da estaca (nega), somado às perdas de energia. Inúmeras fórmulas dinâmicas foram propostas, considerando diferentes parcelas de perdas de energia: no bate estaca, no choque e nas deformações elásticas. Posteriormente, como em Chellis (1951), foram introduzidas fórmulas com a utilização do repique, que é o encurtamento elástico medido no topo da estaca, possuindo uma parcela relativa ao solo (C_3) e outra devida ao encurtamento da estaca (C_2).

4 – FÓRMULA DE SORENSEN E HANSEN

A implementação das fórmulas dinâmicas baseadas na lei de conservação de energia considera uma série de perdas de energia envolvidas no processo de cravação, desde aquelas inerentes às operações do bate estaca, às que ocorrem nos acessórios de cravação, cepo e coxim, e a parcela da energia consumida nas deformações elásticas da estaca e do solo.

A incorporação das perdas de energia é feita pela comparação da energia potencial do martelo no golpe com o trabalho realizado na cravação da estaca, ou seja:

$$\eta Wh = Rs + X \tag{3}$$

onde η representa a eficiência do martelo;

W o peso do martelo;

h a altura de queda do martelo;

R a resistência mobilizada pelo solo no trecho de embutimento da estaca;

s a nega (penetração por golpe do martelo);

X as perdas de energia no choque e nas deformações elásticas.

A formulação apresentada por Sorensen e Hansen (1957), também conhecida como Fórmula dos Dinamarqueses (Danish formula), considera a perda de energia, *X*, expressa por:

$$X = \frac{R}{2} \sqrt{\frac{2\eta WhL}{AE}}$$
(4)

onde o fator η é o fator de eficiência do sistema de cravação, que representa as perdas de energia no bate-estacas e que varia, segundo os autores, de 0,7, para martelos de queda livre operados por

guincho, a 0,9, para martelos automáticos. E é o módulo de elasticidade do material da estaca, L o comprimento da estaca e A a área de sua seção transversal.

Desta forma, a resistência mobilizada durante a cravação é obtida por:

$$R_{mob} = \frac{\eta W h}{s + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2\eta W h L}{AE}}}$$
(5)

O desenvolvimento das expressões para o valor esperado e a variância da função capacidade de carga, com base na solução aproximada por meio da expansão em Série de Taylor (FOSM) para a fórmula dinâmica de Sorensen e Hansen (1957) é apresentado a seguir.

A partir da equação (5) se obtém a resistência mobilizada durante a cravação para a fórmula dinâmica de Sorensen e Hansen. Se fs é a função y, o valor esperado de y é igual a $y = \bar{y} = E[f(x)] \cong f(\bar{x})$.

Adotando como variável aleatória a eficiência (η), tem-se, como valor esperado de Rmob ($\mu_{R_{mab}}$):

$$\mu_{R_{mob}} = \frac{\bar{\eta}Wh}{s + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{2\bar{\eta}WhL}{AE}}}$$
(6)

O valor esperado de η corresponde ao valor médio de eficiência obtida com base em instrumentação ou estimada com dados dos equipamentos de execução do estaqueamento.

A variância da função é dada por:

$$V[y] = V[f(x)] \cong [f'(\bar{x})]^2 \times V[x]$$

$$\tag{7}$$

Para o cálculo da variância da função, observa-se que a derivada da função em relação à η se torna muito complexa, dificultando os cálculos. No entanto, observou-se que os demais parâmetros constantes da equação são conhecidos para cada uma das estacas. Desta forma, os autores procederam a uma simplificação da equação, com a substituição das variáveis conhecidas por valores numéricos, obtendo as constantes $A \in B$, onde:

$$A = wh \tag{8}$$

$$B = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2WhL}{AE_p}} \tag{9}$$

A substituição das constantes na equação (5) resulta na equação simplificada:

$$R_{mob} = \frac{\eta A}{s + \sqrt{\eta}B} \tag{10}$$

Com a simplificação da função, é realizada a derivação que resulta na variância como:

$$V[y] = V[f(\bar{\eta})] = \left[\frac{2As + \sqrt{\bar{\eta}}AB}{2s^2 + 4sB\sqrt{\bar{\eta}} + 2B^2\bar{\eta}}\right]^2 \times V[\bar{\eta}]$$
(11)

$$\sigma_{R_{mob}}^{2} = \left[\frac{2As + \sqrt{\bar{\eta}}AB}{2s^{2} + 4sB\sqrt{\bar{\eta}} + 2B^{2}\bar{\eta}}\right]^{2} \times V[\bar{\eta}]$$
(12)

5 – FÓRMULA DE CHELLIS-AOKI

A primeira fórmula a utilizar o repique como meio de controle da cravação é de Chellis (1951), em que o valor da resistência é considerado diretamente proporcional ao encurtamento elástico da estaca (C_2). O valor de C_2 , por sua vez, é igual ao repique (K), deslocamento elástico total do conjunto estaca solo, subtraído do encurtamento elástico do solo (C_3), chamado de quake. De fato, à medida que a estaca atinge maiores profundidades, próximas daquelas necessárias à mobilização de sua capacidade de carga de projeto, a nega diminui e o repique aumenta, como preconizado pelo autor, e indicado na equação:

$$R_{mob} = c_2 \frac{AE}{L'} \tag{13}$$

onde L'é o comprimento equivalente da estaca, que depende do seu mecanismo de transferência de carga, A é a área da seção da estaca e E é módulo de elasticidade do material da estaca.

Velloso (1987) propõe a estimativa de L' pela relação:

$$L' = \alpha L \tag{14}$$

onde $\alpha = 1$, se toda a carga da estaca for resistida pela ponta, e $\alpha = 0.5$ se toda a carga for resistida por atrito lateral. Aoki (1991) afirma que em casos intermediários pode-se utilizar $\alpha = 0.7$.

De forma geral, o valor de α pode ser obtido em função da distribuição da carga resistida pela estaca na ruptura (porcentagem de ponta e de atrito lateral) e do comprimento cravado da estaca em solo resistente e em argila mole, se este for o caso, como ilustrado na Figura 1. Qualquer outra estratigrafia poderá ser analisada, gerando valores distintos de α . Cabe destacar, no entanto, que o valor de α por ocasião da cravação pode ser distinto do seu valor por ocasião do carregamento estático. O autor selecionou a ilustração da Figura 1, pois é uma situação típica em diversas regiões da baixada fluminense no Rio de Janeiro: espessa camada de argila mole sobrejacente ao solo resistente.



Fig. 1 – Distribuição de carga ao longo da estaca, por ocasião da ruptura

Com a distribuição de carga da Figura 1, o encurtamento Δl da estaca seria definido pela equação:

$$\Delta l = \frac{\left(\frac{\%ponta \times P + P}{2}\right) H_{RL} + P \left(H_T - H_{RL}\right)}{EA}$$
(15)

onde: %ponta = percentual de carga de ponta da estaca na ruptura;

P = resistência mobilizada na sua profundidade final de cravação;

 H_{RL} = Comprimento da estaca embutido em solo resistente;

 H_T = Comprimento total da estaca;

E = Módulo de elasticidade do material da estaca;

A =Área da seção da estaca.

Para estaca com toda a capacidade de carga resistida pela ponta $\alpha = 1$ e tem-se:

$$\Delta l = \frac{PH_T}{EA} \tag{16}$$

Explicitando-se o valor de C₂ em (13), igualando C₂ a Δl em (15), e sabendo-se que $L' = \alpha L = \alpha H_T$, tem-se:

$$\alpha = \frac{(H_T - H_{RL}) + \frac{(1 + \% ponta) H_{RL}}{2}}{H_T}$$
(17)

Uma das dificuldades da utilização da fórmula de Chellis (1951) é a estimativa do valor de C_3 , sendo que Chellis (1951) considera que seu valor varia entre 0 e 2,5mm, em função da dificuldade da cravação da estaca. Aoki (1986) considera o valor de C_3 igual a 2,5mm, em estacas pré-moldadas de concreto.

Souza Filho e Abreu (1990) mediram o valor de C_3 em solos do Distrito Federal por meio de dispositivo instalado no interior de uma estaca, e encontraram valores de até 10 mm. Aoki (1989) indica que, em solos resilientes, o quake pode atingir valores na ordem de 20 mm e até 30 mm.

Avelino (2006) utiliza a equação seguinte para a determinação de C_3 , a partir da relação entre parâmetros do solo da região da obra e a carga na estaca:

$$C_3 = \frac{P}{r_B \frac{G_B}{\rho}} \frac{1-\nu}{4} \tag{18}$$

onde: P = Carga aplicada na estaca;

 G_B = Módulo de cisalhamento do solo na profundidade da base;

 r_B = Raio de base da estaca;

v = Coeficiente de Poisson.

Segundo Avelino (2006) ρ é a relação entre a carga aplicada no topo da estaca e a carga que chega à ponta, sendo um valor adimensional que pode ser estimado a partir da aplicação de um método de cálculo que quantifique a distribuição da força normal de compressão ao longo do eixo da estaca.

O desenvolvimento das expressões para o valor esperado e a variância da função resistência mobilizada, com base na solução aproximada por meio da expansão em Série de Taylor (FOSM) para o Método de Chellis (1951) atualizado por Aoki (1989), foi realizado pelos autores do presente artigo, sendo apresentado a seguir.

Tomando as equações (13) e (14), e sabendo que C_2 é igual a K- C_3 , a resistência mobilizada durante a cravação pela fórmula dinâmica de Chellis (1951) modificada por Aoki (1989) pode ser explicitada pela equação seguinte; se f_s é a função y, o valor esperado de y é igual a $y = \bar{y} = E[f(x)] \cong f(\bar{x})$. A resistência mobilizada é dada por:

$$R_{mob} = (K - C_3) \frac{AE}{\propto L}$$
(19)

Sendo o quake C_3 a variável aleatória estatisticamente independente, tem-se como valor esperado da resistência mobilizada:

$$\mu_{R_{mob}} = (K - \overline{C_3}) \frac{AE}{\propto L}$$
(20)

A variância da função é dada por:

$$V[y] = V[f(x)] \cong [f'(\bar{x})]^2 \times V[x]$$
 (21)

Aplicando a expressão (21) à resistência mobilizada pela fórmula de Chellis (1951) modificada por Aoki (1989), obtêm-se:

$$V[y] = V[f(c_3)] = \left[\frac{A \times E}{a \times L}\right]^2 \times V[\overline{C_3}]$$
(22)

e

$$\sigma_{R_{mob}}^{2} = \left[\frac{A \times E}{\alpha \times L}\right]^{2} \times V[\overline{C_{3}}]$$
(23)

6 - ESTUDO DE CASO

6.1 - Caracterização da obra

A área de implantação da obra, localizada na Av. Ayrton Senna, apresenta camadas de argila mole de espessua bastante variável, de 2 m a 13 m de espessura. Avelino (2006) detalha as etapas de execução que consistiram da construção de um aterro de conquista de 0,6 m de espessura e uma segunda etapa até a cota da soleira, variando de 2,3 a 3,5 m. As 100 sondagens realizadas no local revelaram a variabilidade das características do terreno.

No fundo do terreno, onde as espessuras de argila mole variam de 2 a 3 m, foi executado aterro convencional. Na parte frontal do aterro executou-se o aterro estruturado. A Figura 2, reproduzida de Avelino (2006), ilustra a obra como um todo. Para distribuir as tensões verticais para as estacas e suportar o carregamento do aterro foram utilizadas geogrelhas (cerca de 90000 m²), permitindo maior espaçamento entre estacas (Figura 3).

As estacas de concreto premoldadas utilizadas no aterro estruturado têm seção de 20 x 20 cm. A seleção dos ensaios dinâmicos procurou contemplar os diagramas de cravação menos favoráveis de cada região escolhida pela fiscalização e próximos aos furos de sondagem. No trecho do aterro estruturado foram realizados 54 ensaios de carregamento dinâmico. A carga de trabalho prevista das estacas é de 450 kN. As 8 provas de carga estáticas indicaram um bom desempenho, como resume o Quadro 1. A estaca E-80 do Setor S4C apresentou um fator de segurança elevado, atribuído ao



Fig. 2 – Empreendimento com aterro estruturado de grande extensão na Baixada de Jacarepaguá, esquema, Avelino (2006)

1,60m	Geogrelha	ATERRO ESTRUTURADO	m 4
.60cm	ATERRO DE CONQUISTA	Capitèis Estacas	
2 a 13 m		2,80m	ARGILA MOLE PROF = 2 a 13m
·			SOLO RESIDUAL

Fig. 3 – Esquema geral da obra, Avelino (2006)

fato de estar assente em camada muito resistente, conforme observado na execução dos tirantes de reação. As colunas 4 e 5 do Quadro 1 correspondem às cargas de ruptura propostas pela NBR 6122 (2019) e pelo Método de Van der Veen (1953), respectivamente. Enquanto a norma propõe um valor correspondente a um dado deslocamento do topo da estaca, o método de Van der Veen extrapola um valor de carga de ruptura correspondente a um recalque supostamente infinito. Outros métodos também procuram estabelecer a carga de ruptura a partir do resultado de provas de carga em que a ruptura física não é atingida, correspondente a um recalque infinito, porém o método de Van der Veen (1953) ainda é o mais utilizado no Brasil.

A execução de todas as estacas da obra gerou boletins de cravação com indicação das características dos equipamentos (peso do martelo, altura de queda, acessórios de cravação) além dos registros do número de golpes por metro de estaca cravada, profundidade cravada e nega para os dez golpes finais de cravação. Nos boletins de cravação constam ainda o registro gráfico do repique, obtido a partir da colagem de uma folha de papel na estaca cravada e marcação do deslocamento elástico do conjunto estaca/solo com uma caneta, Velloso e Lopes (2010).

Estaca ensaiada	Recalque total (mm)	Recalque residual (mm)	P _{rupt} (kN) NBR 6122 (2019)	P _{rupt} (kN) Van derVeen	FS
E61- S1A	16,53	4,27	1260	1650	2,8
E44 - S3D	15,28	2,27	1540	2300	3,4
E16- S5A	14,81	2,27	1440	1750	3,2
E213 - S3A	9,86	1,36	2430	3200	5,4
E80 - S4C	12,99	1,73	4360	9000	9,7
E183 - S4B	16,71	2,93	1250	1600	2,8
E47 – S6E	14,14	0,99	1320	1500	2,9
E180 – S7E	13,86	3,59	1280	1500	2,8

Quadro 1 – Resumo dos resultados das provas de carga estacas de 20 x 20 cm com carga de trabalho de 450 kN

6.2 – Análises realizadas

As expressões deduzidas no item 4 foram utilizadas para a obtenção da variância da distribuição estatística da resistência mobilizada pelas estacas de concreto premoldadas do aterro estruturado.

Dentre todos os boletins de cravação, foram selecionados 31 boletins entre as estacas submetidas a ensaio de carregamento dinâmico, de forma a obter as variâncias das variáveis aleatórias adotadas para cada método dinâmico utilizado e possibilitando uma futura comparação dos resultados com os obtidos dos ensaios de carregamento dinâmico. Estes 31 boletins foram selecionados dentre os correspondentes aos 54 ensaios de carregamento dinâmico disponíveis porque nem todos os boletins foram disponibilizados ou apresentavam todos os dados necessários às estimativas. Aplicando-se as equações (6) e (20) e utilizando-se os dados dos boletins de cravação selecionados, foram obtidos os valores esperados de resistência mobilizada ($\mu_{R_{mob}}$) para as fórmulas de Sorensen e Hansen (1957) e Chellis-Aoki (Aoki, 1989).

No cálculo da variância para o método de Sorensen e Hansen (1957) utilizou-se a equação (12), para cada estaca, com a variável aleatória eficiência (η) sendo obtida a partir da análise dos relatórios de ensaio de carregamento dinâmico de cada uma das estacas. A utilização destes dados foi possível em virtude da utilização dos mesmos conjuntos de equipamentos na cravação e no ensaio, tornando viável a comparação estatística da eficiência obtida no ensaio com a eficiência na cravação. O valor médio da eficiência (η) foi de 0,49 e a sua variância igual a 0,02, para os resultados do carregamento dinâmico com a altura de queda de 30cm, igual à de cravação. Para maiores alturas de queda, valores superiores de eficiência foram obtidos nos ensaios.

Como as estacas foram cravadas utilizando uma altura de queda de apenas 30cm, os diagramas disponíveis do final da cravação contínua, utilizados na presente análise, apresentam registros que fornecem resistências mobilizadas para esta energia. Por ocasião dos ensaios dinâmicos, de energia crescente, as alturas de queda variavam de 15, 30, 45, 60 e 75cm.

Para a obtenção das variâncias para o método de Chellis-Aoki, Aoki (1989), foi utilizada a equação (23), com a variável aleatória quake (C_3) sendo obtida a partir da análise dos relatórios de ensaio de carregamento dinâmico com CAPWAP do conjunto de estacas. O valor médio obtido para C_3 foi de 3,25 mm e a sua variância igual a 6,0 mm².

Os resultados de valor esperado ($\mu_{R_{mob}}$), variância ($\sigma_{R_{mob}}^2$) desvio padrão ($\sigma_{R_{mob}}$) e coeficiente de variação (Ω), obtidos para os métodos de Sorensen e Hansen (1957) e Chellis-Aoki são apresentados, respectivamente, nos Quadros 2 e 3, para cada uma das estacas analisadas.

		$ar{\eta}=0,\!49$		$V[\bar{\eta}]=0,02$	<i>h</i> =0,3	<i>h</i> =0,30m		
Setor	Estaca	Compr. Nega S		W martelo	$\mu_{R_{mob}}$	$\sigma_{R_{mob}}^2$	$\sigma_{R_{mob}}$	
		Cravado (m)	(mm)	(kN)	(kN)	$(kN)^2$	(kN)	Ω
1A	10	20,60	0,4	26,30	627,56	8.392,8	91,61	0,15
1A	25	17,50	0,3	25,40	676,68	9.565,6	97,80	0,14
1A	30	16,70	0,2	25,40	704,87	10.054,	100,27	0,14
1A	38	17,10	0,8	25,40	626,70	9.495,6	97,45	0,16
1A	41	15,90	0,3	25,40	708,02	10.522,	102,58	0,14
1A	57	17,00	0,3	25,40	686,02	9.845,3	99,22	0,14
1A	61	18,60	1,2	25,40	567,51	8.461,0	91,98	0,16
1A	70	16,70	0,3	26,60	708,86	10.497,	102,46	0,14
1A	72	16,30	0,2	26,60	730,42	10.788,	103,87	0,14
1A	81	16,60	0,5	25,40	668,92	9.982,0	99,91	0,15
1A	83	17,30	0,3	25,40	680,37	9.675,6	98,36	0,14
1B	52	17,45	0,0	25,60	719,43	9.726,0	98,62	0,14
1D	9	15,50	0,2	26,50	746,86	11.301,	106,31	0,14
1D	11	15,90	0,5	26,50	698,10	10.872,	104,27	0,15
1D	26	17,30	0,5	26,50	671,75	10.004,	100,02	0,15
2A	20	15,20	0,2	26,30	750,95	11.436,	106,94	0,14
2A	32	14,90	0,3	26,60	748,07	11.757,	108,43	0,14
2A	93	13,80	0,1	26,30	802,95	12.623,	112,36	0,14
2A	108	15,10	0,4	26,30	725,08	11.417,	106,85	0,15
2A	110	14,50	0,2	26,30	768,15	11.986,	109,48	0,14
2A	150	12,70	0,2	26,30	818,56	13.679,	116,96	0,14
2D	17	16,50	0,2	25,40	708,97	10.176,	100,88	0,14
3A	208-5	16,00	0,0	25,00	958,51	17.264,	131,40	0,14
3A	213-5	16,00	0,0	25,00	958,51	17.264,	131,40	0,14
3D	30	17,00	0,6	26,50	665,57	10.118,	100,59	0,15
3D	44	15,80	0,5	26,50	700,11	10.940,	104,60	0,15
3E	57	17,11	0,5	26,70	677,91	10.191,	100,95	0,15
4E	26	16,00	0,1	26,70	752,58	11.055,	105,14	0,14
5A	16	19,25	0,3	26,50	661,40	9.079,2	95,28	0,14
5A	155	17,50	0,0	27,00	737,78	10.228,	101,14	0,14
5D	62	17,40	0,1	25,40	704,11	9.670,8	98,34	0,14

Quadro 2 - Valor esperado, variância, desvio padrão e coeficiente de variação para a fórmula de Sorensen e Hansen

	$\overline{C_3}$	= 3,25 <i>mm</i>	V	$\overline{[C_3]} = 6,0$ mm	$\alpha = 0,$	70	
Setor	Estaca	Compr.	K	$\mu_{R_{moh}}$	$\sigma_{R_{mob}}^2$	$\sigma_{R_{moh}}$	Ω
		Cravado	(mm)	(kN)	$(\mathbf{kN})^2$	(kN)	
		(m)	()	(KIN)	(KIN)	(KIN)	
1A	10	20,60	11,0	644,94	41.618,99	204,01	0,32
1A	25	17,50	9,0	563,27	57.669,99	240,15	0,43
1A	30	16,70	6,0	282,29	63.327,60	251,65	0,89
1A	38	17,10	12,0	877,19	60.399,56	245,76	0,28
1A	41	15,90	14,0	1.159,03	69.860,51	264,31	0,23
1A	57	17,00	15,0	1.184,87	61.112,23	247,21	0,21
1A	61	18,60	10,0	622,12	51.050,51	225,94	0,36
1A	70	16,70	12,0	898,20	63.327,60	251,65	0,28
1A	72	16,30	14,0	1.130,59	66.473,84	257,83	0,23
1A	81	16,60	13,0	1.006,88	64.092,88	253,17	0,25
1A	83	17,30	13,0	966,14	59.011,11	242,92	0,25
1B	52	17,45	9,0	564,88	58.000,95	240,83	0,43
1D	9	15,50	10,0	746,54	73.512,74	271,13	0,36
1D	11	15,90	15,0	1.266,85	69.860,51	264,31	0,21
1D	26	17,30	15,0	1.164,33	59.011,11	242,92	0,21
2A	20	15,20	11,0	874,06	76.443,19	276,48	0,32
2A	32	14,90	8,0	546,50	79.552,43	282,05	0,52
2A	93	13,80	12,0	1.086,96	92.740,15	304,53	0,28
2A	108	15,10	12,0	993,38	77.459,04	278,31	0,28
2A	110	14,50	10,0	798,03	84.002,07	289,83	0,36
2A	150	12,70	10,0	911,14	109.501,11	330,91	0,36
2D	17	16,50	13,0	1.012,99	64.872,12	254,70	0,25
3A	208-5	16,00	7,0	401,79	68.989,98	262,66	0,65
3A	213-5	16,00	7,0	401,79	68.989,98	262,66	0,65
3D	30	17,00	14,0	1.084,03	61.112,23	247,21	0,23
3D	44	15,80	14,0	1.166,37	70.747,62	265,98	0,23
3E	57	17,11	13,0	976,87	60.328,98	245,62	0,25
4E	26	16,00	11,0	830,36	68.989,98	262,66	0,32
5A	16	19,25	16,0	1.135,44	47.661,15	218,31	0,19
5A	155	17,50	9,0	563,27	57.669,99	240,15	0,43
5D	62	17,40	11,0	763,55	58.334,77	241,53	0,32

Quadro 3 - Valor esperado, variância, desvio padrão e coeficiente de variação usando a fórmula de Chellis-Aoki

Cabe destacar que a média do valor esperado da resistência mobilizada ao final da cravação pelo controle realizado através da fórmula de Sorensen e Hansen (1957) foi de cerca de 721 kN, enquanto pelo método de Chellis-Aoki (1989) foi de 859 kN, uma diferença de cerca de 20%. Observa-se que apesar dos valores médios situarem-se próximos, os coeficientes de variação obtidos da fórmula de Sorensen e Hansen (1957) encontram-se na faixa de [0,14 a 0,16], enquanto os obtidos da fórmula de Chellis-Aoki (1989) apresentam valores maiores, na faixa de [0,19 a 0,89]. A incerteza na utilização do método de Sorensen e Hansen (1957) é, portanto, bem menor, o que indica a sua melhor

adequação no controle de execução das estacas cravadas. Resultado semelhante já foi verificado por Passos (2019) e Carneiro (2016). Observa-se que, nesta obra, a maior diferença entre os coeficientes de variação decorreu da menor variabilidade da eficiência em relação à variabilidade da parcela elástica do deslocamento do solo, C₃, obtidos nos ensaios.

A variabilidade dos resultados dos ensaios de carregamento dinâmico, para as diferentes alturas de queda, está resumida no Quadro 4.

Altura de queda	Resistência média	Desvio padrão	Coeficiente de	Número de
crescente (cm)	Mobilizada (kN)	(kN)	variação (Ω)	ensaios
15	435,63	110,83	0,25	32
30	685,16	137,57	0,20	33
45	892,50	151,25	0,17	32
60	1036,79	131,23	0,13	28
75	1100,77	135,31	0,12	13

Quadro 4 – Distribuição de Resistências nos Ensaios Dinâmicos com a Energia

Observa-se, do Quadro 4, o acréscimo da resistência mobilizada com o incremento da altura de queda do martelo e, portanto, da energia. Para os ensaios realizados com a altura de queda de 30cm, o valor médio da resistência mobilizada, bem como a sua variância, são próximos aos encontrados com a fórmula dinâmica de Sorensen e Hansen. Observou-se também, nos ensaios, a redução da variância com o acréscimo de energia, embora poucos ensaios tenham alcançado energias mais altas, em razão do risco de dano às estacas.

No caso dos ensaios estáticos, o valor médio da capacidade de carga convencional foi de 1324 kN, interpretada pelo procedimento da NBR 6122 (ABNT, 2019). Como os ensaios estáticos foram procedidos após certo tempo de repouso, os resultados superaram em cerca de 20% os valores de resistência mobilizada nos golpes de maior energia dos ensaios dinâmicos.

Em relação ao coeficiente de variação, embora as fórmulas dinâmicas sejam de muito mais simples aplicação e possam ser estendidas a todas as estacas da obra, o resultado de sua variância é comparável à dos ensaios de carregamento dinâmico. A análise estendida a um número maior de diagramas de cravação resulta em incertezas ainda menores, pois quanto maior o número de dados menor é a variância estatística.

No caso da obra em estudo, que consistia num estaqueamento global com cerca de dez mil estacas, em trechos com diferentes comprimentos, função da elevada variação na espessura da camada argilosa de muito baixa consistência, o controle foi feito por região representativa e para uma certa amostragem de perfís de cravação. Em obras de menor porte, a totalidade das estacas da obra pode ser controlada, obtendo-se uma única distribuição estatística da resistência do solo à cravação das estacas.

7 – CONCLUSÕES

A aplicação da metodologia FOSM permitiu a dedução das expressões para cálculos dos valores médios e de variância para as fórmulas de Sorensen e Hansen e Chellis-Aoki, que estão entre as mais utilizadas na prática de engenharia de fundações no Brasil.

A obtenção da variância estatística pode ser utilizada na atualização Bayesiana da previsão de capacidade de carga "a priori" de determinado estaqueamento ou na aplicação da análise de índice de confiabilidade de estacas. A utilização destas fórmulas é simples e pode ser estendida a todo o estaqueamento, permitindo a utilização das observações de campo (nega e repique) na melhoria e redução da incerteza relativa à capacidade de carga das estacas.

O conceito determinístico de um coeficiente de segurança global ou parcial pode não ser suficiente para garantir a confiabilidade de uma fundação. Uma abordagem probabilística, que visa

atender a um risco aceitável à fundação do tipo de estrutura em estudo pode ser considerada mais robusta. O emprego da atualização Bayesiana é uma ferramenta poderosa para uma análise probabilística mais robusta.

Na aplicação ao caso de obra analisado, a incerteza na utilização do método de Sorensen e Hansen (1957) foi bem menor, revelando sua melhor adequação no controle de execução de estacas cravadas.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2019). NBR 6122 Projeto e Execução de Fundações, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 91p.
- Alves, A.M.L.; Amadori, T. (2012). Variância Estatística Associada a Métodos Semi-Empíricos para Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas. Teoria e prática na Engenharia Civil, nº 20 p.61-67.
- Aoki, N. (1986). Controle " in situ" da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas via repique elástico da cravação. ABMS.
- Aoki, N. (1989). A new dynamic load test concept. Proc. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil. vol. 1, p. 1-3.
- Aoki, N. (1991). Conceitos de segurança e carga admissível em estacas cravadas. In: Seminário Dep. Engenharia Civil Faculdade de Tecnologia Universidade de Brasília, s/n. 1991, Brasília. Universidade de Brasilia; ABMS. 18 p.
- Aoki, N. (2001). *Confiabilidade e segurança em fundações*. In: Workshop "Prática Atual de Fundações Profundas", s/n. 2001, São Paulo. Sinduscon-SP; ABMS. 10 p.
- Avelino, J. D. (2006). Análise de Desempenho de Estacas de Fundação em um Terreno com Presença de Solos Moles. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro. 119 p.
- Carneiro, F. T. S. (2016). Estudo de Caso de Estacas Metálicas envolvendo Retro análise de Tensões Residuais de Cravação. Dissertação de Mestrado. UERJ, RJ.
- Chellis, R.D. (1951). Pile foundations. New York: McGraw-Hill.
- Cintra, J.C.A.; Aoki, N. (2010). *Probabilidade de ruína*. In: Fundações por estacas: projeto geotécnico. Oficina de Textos, São Paulo, cap.4.
- Harr, M. E. (1987). Reliability-based Design in Civil Engineering, Mc. Graw-Hill, Inc, USA.
- Lacasse, S. (2016). *Hazard, Reliability and Risk Assessment, Research and Practice for Increased Safety*. Proc. 17 Nordic Geotechnical Meeting. Challenge in Nordic Geotechnics.
- Passos, S. S. (2019). Contribuição à Confiabilidade de Estacas Tubulares Metálicas na Baixada Fluminense com Aplicação da Teoria Bayesiana. Dissertação de Mestrado. UERJ, RJ.
- Sorensen, T.; Hansen, B. (1957). Pile driving formulae—an investigation based on dimensional considerations and a statistical analysis. In: Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London.
- Souza Filho, J.M.; Abreu, P.S.B. (1990). Procedimentos Para Controle de Cravação de Estacas Pré-moldadas de Concreto. 6º CBGE/IX COBRAMSEF, Vol.2, 1990. São Paulo.
- Veen, Van Der (1953). The Bearing Capacity of a Pile. In: 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, V.2, p. 84-90.

- Velloso, P. P. C. (1987). *Fundações: aspectos geotécnicos*. Rio de Janeiro: Departamento de Engenharia Civil da Pontificia Universidade Católica, v.2/3.
- Velloso, D.A.; Lopes, F.R. (2010). *A cravação de estacas e os métodos dinâmicos*. In: Fundações: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais, fundações profundas por estacas: projeto geotécnico. Oficina de Textos, São Paulo.