

Análise de Métodos Semi-Empíricos para o Cálculo da Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua Monitorada em Obras de Fortaleza

Tanara Cavalcante Sousa

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará, Fortaleza, Brasil,
tanaracavalcante@gmail.com

Fernando Feitosa Monteiro

Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, engffmonteiro@gmail.com

Marcos Fábio Porto de Aguiar

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará, Fortaleza, Brasil,
marcosfpa@hotmail.com

Israel Lima Dias

Universidade de Fortaleza, Fortaleza, Brasil, israel-arq@hotmail.com

RESUMO: O objetivo do presente artigo é analisar alguns dos principais métodos semi-empíricos utilizados para o cálculo da capacidade de carga em estacas hélice contínua, através de resultados de provas de carga estática em algumas obras em Fortaleza. O artigo apresenta comparações entre os métodos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Antunes e Cabral (1996), com os resultados de onze provas de carga estática realizadas em estacas hélice contínua monitorada, cujos valores foram extrapolados através dos métodos de Van der Veen (1953) e Chin (1970). Diante dos resultados foi possível verificar que os métodos de Antunes e Cabral (1996) e Decourt e Quaresma (1978) foram os que melhor se adaptaram as condições estudadas, apresentando resultados satisfatórios quando comparado com os valores obtidos em ensaios de provas de carga.

PALAVRAS-CHAVE: Hélice Contínua, Capacidade de Carga, Prova de Carga Estática.

1 INTRODUÇÃO

Estacas tipo Hélice Contínua vem sendo utilizadas nos Estados Unidos e Europa desde a década de 1970 e foram introduzidas no Brasil na década de 1980. Ganham bastante espaço e utilização em nossas obras, essencialmente pelas suas principais vantagens: baixo nível de vibração e elevada produtividade (Velloso e Lopes, 2010). As provas de carga estática, quando devidamente analisadas, representam a metodologia mais confiável para aferição da capacidade de carga e consistem na aplicação de esforços estáticos crescentes à estaca, registrando os deslocamentos correspondentes.

Milititsky (1991) relata que as provas de carga constituem uma técnica insubstituível para a determinação do comportamento de fundações profundas sob solicitação, sendo as únicas efetivamente confiáveis. O objetivo do presente artigo consiste em analisar alguns dos principais métodos semi-empíricos utilizados para o cálculo da capacidade de carga em estacas hélice contínua monitorada, através de resultados de provas de carga estática em algumas obras do município de Fortaleza no Estado do Ceará. As estimativas de capacidade de carga são realizadas para estacas com diâmetros variando entre 0,4 e 0,6 m.

2 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

Segundo Amann (2010) os métodos semi-empíricos podem ser definidos como os que partem das formulações teóricas já consagradas, mas que permitem determinar as tensões máximas de atrito e de ponta a partir de correlações com ensaios de campo. Milititsky e Schnaid (1996) relatam que a origem de correlações de natureza empírica, geralmente obtidas em condições particulares e específicas, com expressa limitação por parte dos autores, acabam sendo extrapoladas muitas vezes de forma não apropriada. No Brasil, difundiu-se a prática de relacionarem diretamente medidas do ensaio de SPT com a capacidade de carga das estacas. Esses métodos constituem-se em ferramentas valiosas à engenharia de fundações. É importante reconhecer que a validade dos métodos é limitada à prática construtiva regional e às condições específicas dos casos históricos utilizados em seu estabelecimento.

Francisco (2001) avaliou métodos propostos especificamente para previsão de capacidade de carga em estacas hélice contínua, a partir de comparação com cerca de 100 provas de carga. Constatando que o método de Antunes e Cabral (1996) apresentou previsões seguras até cargas mais elevadas. Vale ressaltar que em geral, os métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga em estacas hélice contínua, tem como variáveis de entrada, parâmetros geométricos e geotécnicos como: o comprimento (L) e o diâmetro da estaca (D), área lateral e de ponta, fatores de correção relativos ao tipo de solo e ao tipo de estaca, além da utilização do índice de resistência a penetração obtido por meio de ensaios SPT (N_{SPT}), sendo este o ensaio mais utilizado para estimativa da capacidade de carga de fundações na engenharia de fundações brasileira.

2.1 Aoki e Velloso (1975)

O método de Aoki e Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo

entre resultados de provas de carga em estacas e sondagens a percussão. O método pode ser utilizado tanto com dados do SPT como de ensaio de cone. A princípio a expressão da capacidade de carga da estaca foi definida relacionando a resistência de ponta e o atrito lateral da estaca com resultados do CPT. Onde, a carga de ruptura referente ao atrito lateral e a ponta relacionada ao ensaio SPT é dada pela seguinte expressão:

$$R = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta L) \quad (1)$$

Sendo N_p o valor do N_{SPT} na cota de apoio da estaca e N_L o N_{SPT} na camada de solo de espessura ΔL . Os coeficientes K e α variam em função do tipo de solo, e os coeficientes F_1 e F_2 variam em função do tipo de estaca.

2.2 Décourt e Quaresma (1978)

Décourt e Quaresma, (1978) apresentaram um método para estimar a capacidade de carga de estacas a partir do ensaio SPT. Onde a capacidade de carga (R), é a soma das parcelas de resistência lateral e de resistência de ponta (R_L e R_p).

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U \quad (2)$$

Adota-se o valor de N_p a média entre o valor de N_{SPT} correspondente a ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior. C é um fator determinado pelo tipo de solo, já α e β são coeficientes dependentes do tipo de solo e estaca. N_L é a média dos valores de SPT medidos ao longo do fuste da estaca, vale ressaltar, que o método apresenta um limite superior de $N_L = 50$.

2.3 Antunes e Cabral (1996)

O método de Antunes e Cabral (1996) sugere que a capacidade carga em estacas hélice contínua seja estimada com a equação:

$$R = (\beta'_2 N_b) A_b + U \sum (\beta'_1 N) \Delta L \quad (3)$$

Onde β_1 e β_2 os são fatores que dependem do tipo de solo.

3 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Vargas (1990) descreve que a prática de abordar fundações por meio de prova de carga estática sobre estacas foi introduzida no Brasil pela Companhia Internacional de Estacas Frankignoul, através do IPT-SP (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do estado de São Paulo). O autor cita os ensaios históricos realizados pelo IPT em duas obras: em fevereiro de 1936, na Estação de Ferro Noroeste, Bauru e, em abril 1942, no Instituto de Resseguros do Brasil, no Rio de Janeiro.

Monteiro (2016) descreve que o ensaio de prova de carga estática é o ensaio de campo mais utilizado para a determinação da capacidade de carga de fundações profundas. A prova de carga estática em estacas verticais ou inclinadas no Brasil, é regulamentada pela ABNT (2006) e consiste no carregamento com incrementos progressivos de carga no topo da estaca, medindo simultaneamente os respectivos recalques. A ABNT (2006) ainda determina que os esforços aplicados podem ser axiais de tração ou de compressão, ou ainda transversais, sendo propostos quatro tipos de carregamento: lento, rápido, misto e cíclico. Porém, no Brasil, o carregamento lento é o mais utilizado. No carregamento lento deve-se programar estágios de carga (normalmente 10 estágios) com incrementos sucessivos e iguais a 20% da carga admissível de projeto, sendo a carga máxima o dobro da carga admissível em projeto, conforme definido pela ABNT (2010). Em cada estágio, são previstas leituras de recalque, no início ($t = 0$) e em tempos dobrados até uma hora ($t = 2,4,8,15,30$ e 60 min) e, depois, de hora em hora ($t = 2h, 3h, 4h$). A carga é mantida em todos os estágios até atingir a estabilização dos recalques, respeitando a duração mínima de 30 minutos. O critério de estabilização dos recalques é definido pela ABNT (2006), e

ocorre quando a diferença entre duas leituras consecutivas é inferior a 5% do recalque do estágio. No último estágio de carregamento a carga deve ser mantida por mais 12 horas após a estabilização do recalque, e posteriormente é realizado o descarregamento em quatro estágios, com recalques estabilizados e duração mínima de 15 minutos.

Quando uma prova de carga não é levada até a ruptura ou a um nível de recalque que caracterize ruptura, pode-se realizar uma extrapolação da curva carga-recalque, com objetivo de estimar a carga de ruptura da estaca. Diversos métodos foram desenvolvidos para definição da carga limite ou de ruptura, Hachich *et al.* (1998) afirmam que a definição de ruptura deve ser baseada em interpretação matemática da curva carga-recalque, assim, resultando em um valor único sempre que aplicado um determinado método, independentemente de escala do desenho ou da interpretação individual. Os métodos de Van der Veen (1953) e Chin (1970) são uns dos principais métodos de extrapolação da carga de ruptura baseados na interpretação matemática da curva carga-recalque. Vale ressaltar que a ABNT (2010), sendo a norma vigente para fundações no Brasil, define o estado limite último através do critério de recalque limite. Para a utilização do método, é necessário que a curva carga-recalque apresente uma deslocabilidade tal que a reta utilizada pelo critério da ABNT (2010) intercepte a curva carga-recalque, definindo assim a carga de ruptura.

3.1 Van der Veen (1953)

O método propõe que a carga e o deslocamento no topo de uma estaca apresentem uma relação exponencial, que representa a curva carga-recalque, como visto na seguinte equação:

$$Q = Q_{ult}(1 - e^{-\alpha\rho}) \quad (4)$$

Onde: Q_{ult} é a carga de ruptura; Q é carga aplicada no topo da estaca; α é o coeficiente que define a forma da curva e ρ é o recalque correspondente à carga aplicada. Sendo α o

coeficiente que define a forma da curva. Esta curva é assintótica a uma reta vertical que caracteriza a carga de ruptura (Q_{ult}).

A partir de cargas e recalques (Q, ρ) obtidos na prova de carga, busca-se, por meio de tentativas, o valor de Q_{ult} que conduz à melhor regressão linear pelos pontos $[-\ln(1-Q/Q_{ult}), \rho]$. Estes valores são plotados em um gráfico, no eixo das abscissas $[-\ln(1-Q/Q_{ult})]$, e no eixo das ordenadas, os recalques. Novas tentativas são realizadas com outros valores de Q_{ult} . A curva que apresentar o melhor coeficiente de determinação (R^2), corresponderá a carga de ruptura do ensaio (Q_{ult}), como observado na Figura 1.

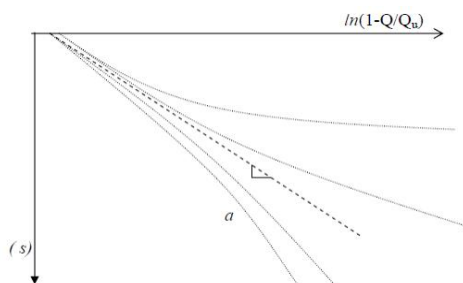


Figura 1. Representação da extrapolação da curva carga-recalque de Van der Veen (1953)

3.2 Chin (1970)

Chin (1970) propôs um método que possibilita a extrapolação da carga de ruptura em ensaios estáticos de prova de carga. O método considera que nas proximidades da ruptura, a curva carga-recalque seja hiperbólica. O método consiste em dividir cada recalque pela respectiva carga aplicada e colocá-lo no eixo das ordenadas. Por sua vez, no eixo das abscissas, colocam-se os recalques obtidos durante a prova de carga estática. Determina-se o coeficiente angular do trecho que resulta reto, sendo o inverso deste valor a carga de ruptura, como visto na equação abaixo:

$$Q_u = \frac{1}{C_1} \quad (5)$$

Já a curva parabólica é representada pela seguinte equação:

$$Q = \frac{\delta}{C_1 \cdot \delta + C_2} \quad (6)$$

Onde: Q é a carga aplicada; Q_u é a carga limite última; C_1 é a inclinação da linha reta; C_2 é a interseção com o eixo y e δ é o recalque correspondente à carga aplicada.

4 ESTUDO DE CASO

Para análise dos dados de monitoramento de estacas hélice contínua, foram coletados dados de 11 estacas em 5 obras distintas dentro do município de Fortaleza no Estado do Ceará (Tabela 1). Os dados foram obtidos através de empresas executoras de estacas HCM, ensaios de prova de carga estática e sondagens SPT. Para cada obra serão desenvolvidos os cálculos para previsão de capacidade de carga nas estacas através dos métodos de Aoki e Velloso (1975), Decourt e Quaresma (1978) e Antunes e Cabral (1996). Para isto foram utilizados os dados de perfis sondagens realizadas mais próximos aos locais de execução das estacas. A partir destes resultados, os valores das capacidades de carga previstos foram comparados com os resultados extrapolados, partindo das provas de carga realizadas para cada estaca. Possibilitando assim verificar a eficiência dos métodos utilizados.

Tabela 1. Localização das obras e quantidades de estacas

| Obra | No Estacas | Bairro |
|------|------------|--------------------|
| 1 | 4 | Messejana |
| 2 | 2 | Jacarecanga |
| 3 | 2 | Joaquim Távora |
| 4 | 2 | Luciano Cavalcante |
| 5 | 1 | Luciano Cavalcante |

Na Tabela 2 estão descritas algumas características geométricas das fundações em estacas hélice contínua das obras estudadas, bem como a carga de trabalho das estacas. O levantamento de informações geológico-geotécnicas dos locais de estudo (obra 1 a 5) foi baseado em dados coletados através de relatórios de sondagens à percussão. A escolha dos ensaios utilizados foi baseada na proximidade dos furos de sondagens e as estacas ensaiadas.

Tabela 2. Dados gerais das estacas

| Estaca | Diâmetro (m) | Comprimento (m) | Carga de trabalho(kN) |
|--------|--------------|-----------------|-----------------------|
| 1 | 0,4 | 12 | 750 |
| 2 | 0,5 | 12 | 1050 |
| 3 | 0,4 | 10 | 750 |
| 4 | 0,5 | 10 | 1050 |
| 5 | 0,6 | 12,4 | 1050 |
| 6 | 0,6 | 11,7 | 1050 |
| 7 | 0,6 | 21 | 1050 |
| 8 | 0,6 | 20,5 | 1050 |
| 9 | 0,6 | 12 | 1400 |
| 10 | 0,6 | 11 | 1400 |
| 11 | 0,5 | 14,7 | 1100 |

As Tabelas 3, 4 e 5 , apresentam a variação do N_{SPT} com a profundidade nas obras estudadas. Vale comentar que para elevados valores de N_{SPT} , adota-se um valor igual a 50, sendo este o limite superior do método de Decourt e Quaresma (1978). A Tabela 6 relaciona as sondagens à percussão (SPT) utilizadas para a estimativa da capacidade de carga de cada estaca.

Tabela 3. N_{SPT} x Profundidade – Obra 1

| Profundidade (m) | Obra 1 | | |
|------------------|--------|-------|---------------------|
| | SPT 1 | SPT 2 | Tipo de solo |
| 1 | 2 | 4 | Areia argilosa |
| 2 | 3 | 3 | Areia argilosa |
| 3 | 5 | 6 | Areia argilosa |
| 4 | 6 | 13 | Areia argilosiltosa |
| 5 | 3 | 12 | Areia argilosiltosa |
| 6 | 10 | 12 | Areia argilosiltosa |
| 7 | 15/7 | 15/7 | Areia argilosiltosa |
| 8 | 15/8 | 31/21 | Areia argilosiltosa |
| 9 | 15/2 | 29/25 | Areia argilosiltosa |
| 10 | 15/3 | 31/22 | Areia argilosiltosa |
| 11 | 25/4 | 15/7 | Silte arenoargiloso |
| 12 | 25/3 | 31/23 | Silte arenoargiloso |
| 13 | 15/7 | 34/20 | Silte arenoargiloso |
| 14 | 39/19 | 34/22 | Silte arenoargiloso |
| 15 | 15/5 | 15/6 | Silte arenoargiloso |
| 16 | 15/9 | 26 | Silte arenoargiloso |
| 17 | 15/3 | 15/7 | Silte arenoargiloso |

Tabela 4. N_{SPT} x Profundidade – Obra 2 e 3

| Profundidade (m) | Obra 2 | | Obra 3 | |
|------------------|--------|---------------|--------|----------------|
| | SPT 1 | Tipo de solo | SPT 2 | Tipo de solo |
| 1 | 4 | Areia siltosa | 4 | Areia |
| 2 | 8 | Areia siltosa | 6 | Areia |
| 3 | 9 | Areia siltosa | 5 | Areia |
| 4 | 11 | Areia siltosa | 11 | Areia |
| 5 | 21 | Areia siltosa | 16 | Areia |
| 6 | 27 | Areia siltosa | 12 | Areia |
| 7 | 19 | Areia siltosa | 12 | Areia |
| 8 | 18 | Areia siltosa | 26 | Areia |
| 9 | 16 | Areia siltosa | 27 | Areia |
| 10 | 12 | Areia siltosa | 20 | Areia |
| 11 | 18 | Areia siltosa | 10 | Areia |
| 12 | 14 | Areia siltosa | 8 | Areia |
| 13 | 31 | Areia siltosa | 14 | Argila arenosa |
| 14 | 38 | Areia siltosa | 10 | Argila arenosa |
| 15 | 30/14 | Areia siltosa | 12 | Argila arenosa |
| 16 | 41/20 | Areia siltosa | 18 | Argila arenosa |
| 17 | 45 | Areia siltosa | 20 | Argila arenosa |
| 18 | 33 | Areia siltosa | 18 | Argila arenosa |
| 19 | 26 | Areia siltosa | 20/4 | Argila arenosa |

Tabela 5. N_{SPT} x Profundidade – Obra 4 e 5

| Profundidade (m) | Obra 4 | | | Obra 5 | |
|------------------|--------|-------|----------------|--------|---------------|
| | SPT 2 | SPT 5 | Tipo de solo | SPT 2 | Tipo de solo |
| 1 | 2 | 2 | Areia argilosa | 6 | Areia siltosa |
| 2 | 2 | 2 | Areia argilosa | 4 | Areia siltosa |
| 3 | 2 | 2 | Argila arenosa | 4 | Areia siltosa |
| 4 | 3 | 2 | Argila arenosa | 3 | Areia siltosa |
| 5 | 4 | 5 | Argila arenosa | 6 | Areia siltosa |
| 6 | 4 | 38 | Argila arenosa | 4 | Areia siltosa |
| 7 | 5 | 25 | Argila arenosa | 4 | Areia siltosa |
| 8 | 24 | 39 | Argila arenosa | 7 | Areia siltosa |
| 9 | 37 | 28 | Argila arenosa | 23 | Areia siltosa |
| 10 | 29 | 35/10 | Argila arenosa | 15/8 | Areia siltosa |
| 11 | 28 | 50 | Argila arenosa | 15/7 | Areia siltosa |
| 12 | 42 | 35/15 | Argila arenosa | 15/7 | Areia siltosa |
| 13 | 35/5 | 35/10 | Argila arenosa | 15/7 | Areia siltosa |
| 14 | 35/15 | 35/10 | Argila arenosa | 15/1 | Areia siltosa |
| 15 | 35/10 | 35/10 | Argila arenosa | 15/1 | Areia siltosa |

Tabela 6. Relação das sondagens à percussão (SPT) utilizadas

| SPT | Estaca | Obra |
|-----|--------|------|
| 1 | 1 | 1 |
| | 2 | |
| 2 | 3 | 2 |
| | 4 | |
| 1 | 5 | 3 |
| | 6 | |
| 2 | 7 | 4 |
| | 8 | |
| 5 | 9 | 5 |
| | 10 | |
| 2 | 11 | |

As provas de carga estáticas da obra 1 foram realizadas com carregamento lento, divididas em 15 estágios com incrementos de cargas correspondentes a 20% da carga de trabalho da estaca (Figura 2). O ensaio de prova de carga na estaca 1 atingiu a carga de ensaio programada e verifica-se um deslocamento na carga máxima igual a 15,14 mm e deslocamento residual igual a 11,77 mm. Para a estaca 2, o ensaio de prova de carga atingiu uma carga de 3150 kN e observa-se um deslocamento igual a 12,80 mm na carga máxima e deslocamento residual igual a 7,28 mm. O ensaio de prova de carga na estaca 3 atingiu a carga de ensaio programada, porém observa-se um deslocamento acentuado a partir do 13º carregamento. Verificando-se um deslocamento na carga máxima igual a 25,76 mm e deslocamento residual igual a 22,97 mm. Na estaca 4, o ensaio de prova de carga não atingiu a carga de ensaio programada, pois no 12º estágio (cerca de 2520 kN) de carregamento observa-se deslocamentos muito acentuados, impossibilitando novos incrementos de carga, fazendo com que a etapa de descarregamento não fosse registrada. Assim, verifica-se um deslocamento na carga máxima igual a 25,45 mm.

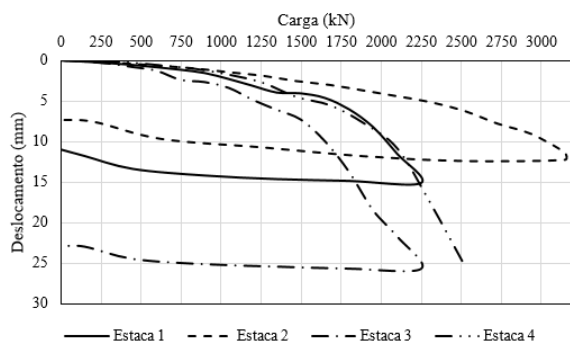


Figura 2. Ensaio de prova de carga na obra 1

As provas de carga estáticas das obra 2, 3, 4 e 5 foram realizadas com carregamento lento, dividido em 10 estágios com incrementos de cargas correspondentes a 10% da carga de trabalho da estaca. O ensaio de prova de carga para a estaca 5 atingiu a carga de ensaio programada e nota-se um deslocamento na carga máxima igual a 10,10 mm e deslocamento residual igual a 4,46 mm, conforme a Figura 3. Portanto para o carregamento de 3300 kN não

foi observada a ruptura do sistema solo-fundação. Já para a estaca 6, verifica-se um deslocamento na carga máxima igual a 13,10 mm e deslocamento residual igual a 8,83 mm, não sendo observado a ruptura do sistema solo-fundação.

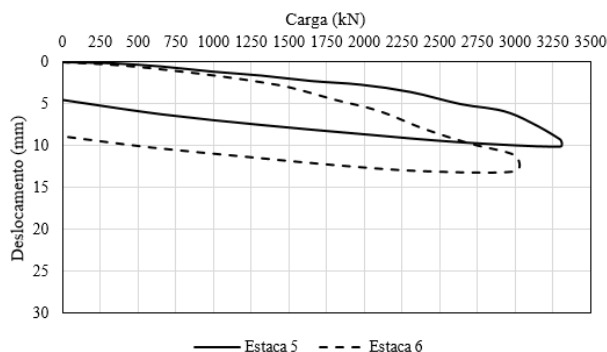


Figura 3. Ensaio de prova de carga na obra 2

As estacas 7 e 8 foram submetidas a uma carga de 3000 kN, verificando-se comportamentos semelhantes. Observa-se deslocamentos para a carga máxima igual a 7,62 e 7,17 mm e deslocamentos residuais iguais a 4,13 e 4,04 mm para as estacas 7 e 8, respectivamente, conforme a Figura 4.

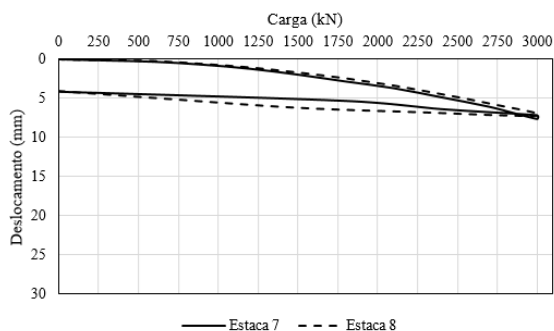


Figura 4. Ensaio de prova de carga na obra 3

Verifica-se um deslocamento igual a 2,23 mm e deslocamento residual igual a 0,49 mm para a estaca 9. Enquanto que a estaca 10 apresenta um deslocamento igual a 2,45 mm na carga máxima e deslocamento residual igual a 0,59 mm, conforme a Figura 5. Já a estaca 11, como observada na Figura 6, apresenta um deslocamento igual a 6,86 mm para carga máxima e um deslocamento residual igual a 3,88 mm. Vale ressaltar que para os níveis de carregamento aplicados, as estacas ainda se

encontram no trecho elástico da curva carga-recalque, assim, não sendo verificada a ruptura do sistema solo-fundação.

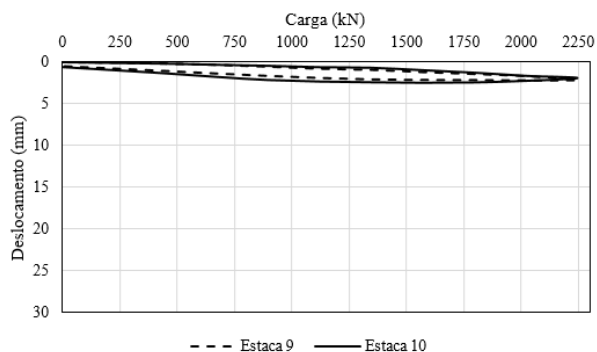


Figura 5. Ensaios de prova de carga na obra 4

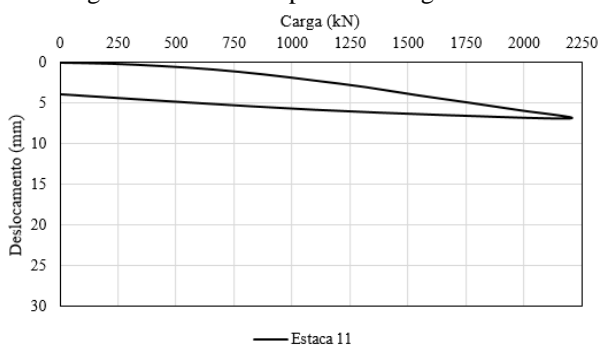


Figura 6. Ensaios de prova de carga na obra 5

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para a obtenção da carga de ruptura das estacas hélice contínua (Tabela 7), através dos resultados de prova de carga, utiliza-se os métodos de Van der Veen (1953) e Chin (1970).

| Tabela 7. Carga de ruptura das estacas | | |
|--|---------------------|-------------|
| Carga de Ruptura (kN) | | |
| Estaca | Van Der Veen (1953) | Chin (1970) |
| 1 | 2315 | 2717 |
| 2 | 3445 | 4389 |
| 3 | 2365 | 2589 |
| 4 | 2562 | 2758 |
| 5 | 2562 | 4898 |
| 6 | 3650 | 4272 |
| 7 | 3430 | 3999 |
| 8 | 3350 | 3864 |
| 9 | 2952 | 4241 |
| 10 | 2688 | 3791 |
| 11 | 2850 | 3342 |

O emprego dessas metodologias se dão pelo fato das estacas submetidas aos ensaios de

prova de carga estática não apresentarem em sua maioria uma deslocabilidade necessária para a utilização de outros métodos baseados em deslocamentos convencionados para estimativa da carga de ruptura. As figuras apresentadas a seguir retratam a estimativa da capacidade de carga das estacas hélice contínua a partir de métodos semi-empíricos de Aoki e Velloso (1975), Decourt e Quaresma (1978) e Antunes e Cabral (1996). Em seguida, os valores de capacidade de carga obtidos pelo métodos são comparados com os valores de carga de ruptura obtidos a partir da extrapolação dos resultados dos ensaios de prova de carga estática. Vale comentar que para elevados valores de N_{SPT} , adota-se um valor igual a 50, sendo este o limite superior do método de Decourt e Quaresma (1978). Robertson (2012) relata que o índice de resistência a penetração é inexpressivo quando o mesmo é maior que 50, devido a limitação da energia do martelo utilizado no ensaio SPT.

As Figuras 7, 8, 9 e 10 exibem as estimativas de capacidade de carga para as estacas executadas na obra 1. Verifica-se que o método de Aoki-Velloso (1975) apresenta os valores mais elevados para estimativa da capacidade de carga, ao passo que os métodos de Antunes e Cabral (1996) e Decourt e Quaresma (1978) indicam uma tendência contrária. O método de Aoki-Velloso (1975) superestima os valores de capacidade de carga das estacas 1, 2 e 4, em 22, 15 e 29%, respectivamente, enquanto que na estaca 3 o valor foi subestimado em apenas 2%, quando comparados ao método de Van der Veen (1953). O método de Decourt e Quaresma (1978) subestima a capacidade de carga em todas as estacas em 14, 23, 32 e 1%, na devida ordem, assim como no método de Antunes e Cabral (1996), onde verifica-se estimativas que subestimam a capacidade de carga em, 15, 24, 30 e 13%, respectivamente, em relação a Van der Veen (1953). Observa-se que os métodos de Decourt e Quaresma (1978) e Antunes e Cabral (1996) apresentam os valores de capacidade de carga mais satisfatórios quando comparado com os valores obtidos em ensaios de provas de carga.

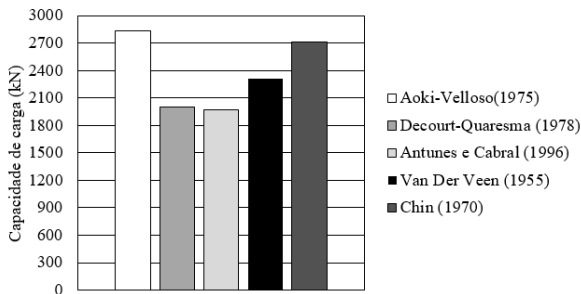


Figura 7. Valores de capacidade de carga da estaca 1

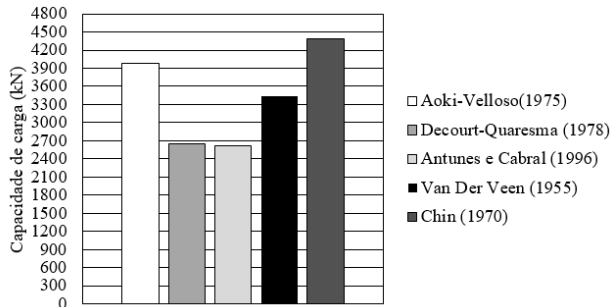


Figura 8. Valores de capacidade de carga da estaca 2

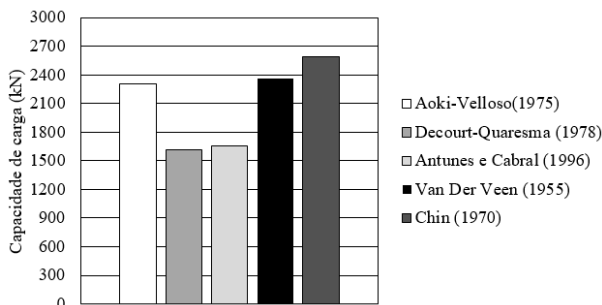


Figura 9. Valores de capacidade de carga da estaca 3

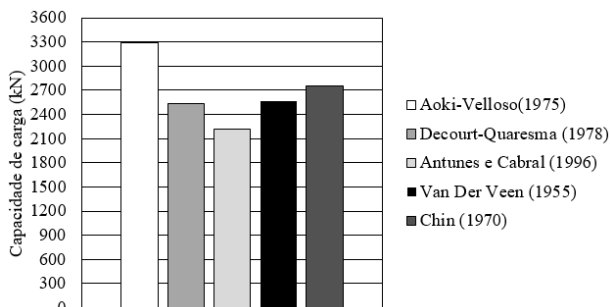


Figura 10. Valores de capacidade de carga da estaca 4

Os métodos de Chin (1970) e Van der Veen (1953) apresentam valores de carga de ruptura razoavelmente discrepantes para as estacas 5 e 6. As estimativas de capacidade de carga para as estacas da obra 2 (Figuras 11 e 12) indicam que o método de Aoki e Velloso (1975) superestima a capacidade de carga da estaca 5 em 13%, enquanto que na estaca 6 o valor foi

subestimado em 20%, valores estes quando comparados ao método de Van der Veen (1953). A proposta de Decourt e Quaresma (1978) indica que em ambas as estacas as estimativas foram subestimadas em 20 e 44%, nesta ordem. Antunes e Cabral (1996) evidenciam valores subestimados em 17 e 42%, respectivamente, sendo o valor da estaca 5 mais satisfatório quando comparado com a carga de ruptura indicada por Van der Veen (1953), as estacas 5 e 6.

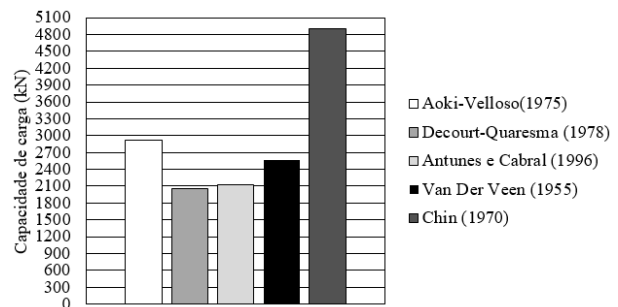


Figura 11. Valores de capacidade de carga da estaca 5

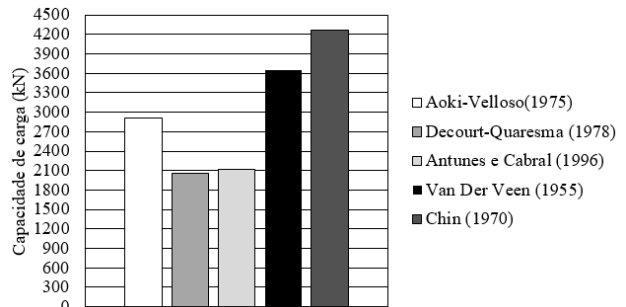


Figura 12. Valores de capacidade de carga da estaca 6

As Figuras 13 e 14 exibem as estimativas de capacidade de carga para as estacas da obra 3. Observa-se que o método de Aoki e Velloso (1975) superestima a capacidade de carga da estaca 7 em 30% e da estaca 8 em 27%, quando comparados com os valores de referência da metodologia de Van der Veen (1953), enquanto que a proposta de Decourt e Quaresma (1978) subestima os valores em 0,5 e 8%, na devida ordem. A proposta de Antunes e Cabral (1996) também subestima seus valores, sendo estes 6 e 9%, respectivamente. Os dois últimos métodos semi-empíricos acima citados, apresentam estimativas concordantes entre si e com a carga de referência indicada por Van der Veen (1953).

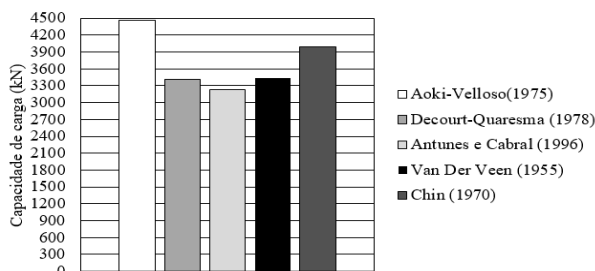


Figura 13. Valores de capacidade de carga da estaca 7

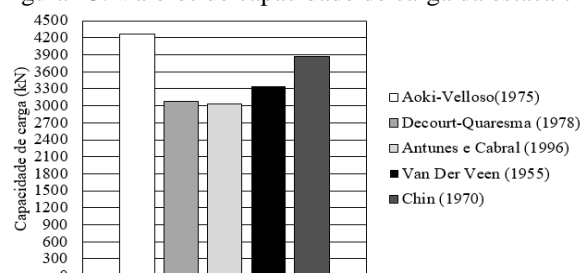


Figura 14. Valores de capacidade de carga da estaca 8

As estimativas de capacidade de carga para as estacas 9 e 10 que foram executadas na obra 4 (Figuras 15 e 16) mostram que os métodos semi-empíricos exprimem valores de capacidade de carga inferiores aos de referência indicados pelo método de Van der Veen (1953) com exceção do método de Aoki e Velloso (1975) onde o valor para a estaca 9 foi superestimado em 24%, enquanto que para a estaca 10 o valor foi subestimado em 27%. O método de Decourt e Quaresma (1978) subestima os valores das duas estacas, em 13% na estaca 9 e 47% na estaca 10. Antunes e Cabral (1986) evidenciam, para ambas as estacas valores subestimados em 24 e 76%, respectivamente. Os métodos apresentam valores de capacidade de carga significativamente inferiores aos valores de referência, apesar de indicarem valores concordantes entre si. O método de Chin (1970) indicou valores de carga de ruptura significativamente superiores aos obtidos por Van der Veen (1953). A Figura 17, referente a obra 5, indica que o método de Aoki e Velloso (1975) superestima, demasiadamente, em 99,5% a capacidade de carga da estaca 11, ao passo em que Antunes e Cabral (1996) superestima em 13% o valor de referência. Já a proposta de Decourt e Quaresma (1978) subestima em 8% a capacidade de carga quando comparada com Van der Veen (1953).

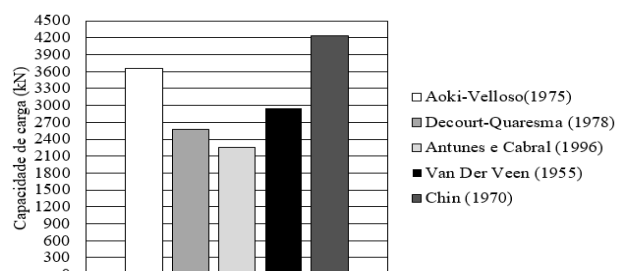


Figura 15. Valores de capacidade de carga da estaca 9

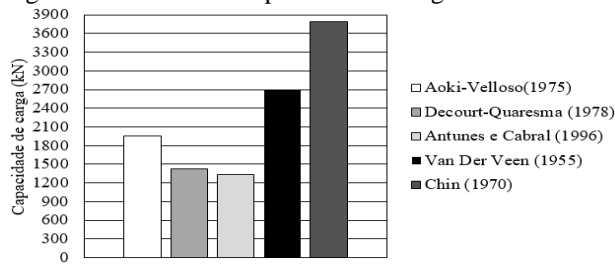


Figura 16. Valores de capacidade de carga da estaca 10

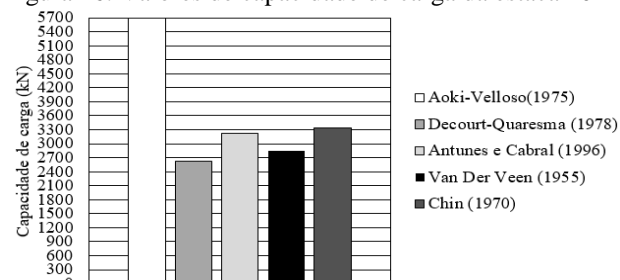


Figura 17. Valores de capacidade de carga da estaca 11

O comprimento e o diâmetro das estacas variaram entre 10 e 21 m e entre 0,4 e 0,6 m, respectivamente, de modo que a faixa dos níveis de capacidade de carga obtidos em prova de carga indicaram cargas entre 2315 e 4898 kN segundo os métodos de extrapolação de prova de carga. Para cargas desta ordem de grandeza, parâmetros geométricos (comprimento e diâmetro) e estratigrafias apresentadas nesta pesquisa, os métodos de Antunes e Cabral (1996) e Decourt e Quaresma (1978) apresentam os valores de capacidade de carga mais concordantes quando comparado com aqueles obtidos através das extrapolações das curvas carga x recalque pelo método de Van der Veen (1953), além de se mostrarem a favor da segurança de modo geral, enquanto que o método de Aoki e Velloso (1975) apresenta estimativas de capacidade de carga contra a segurança, quando comparado com o valor de referência na maior parte das estacas analisadas, apesar de apresentar valores percentuais similares aos outros métodos.

6 CONCLUSÕES

Concluiu-se que, a partir das análises realizadas para estacas hélice contínua monitorada, que os métodos semi-empíricos de Antunes e Cabral (1996) e Decourt e Quaresma (1978) foram os que melhor se adaptaram as condições estudadas, apresentando resultados satisfatórios quando comparado com os valores obtidos em ensaios de provas de carga, sendo estes, a favor da segurança.

O método de Aoki e Velloso (1975) foi inicialmente desenvolvido para estacas cravadas, de modo que a parcela da resistência de ponta das estacas apresentam uma relevante parcela da resistência total das estacas. Assim, o método atribui uma considerável capacidade de carga para a ponta da estaca, apesar da estaca hélice contínua monitorada ser uma estaca escavada, que trabalha majoritariamente por atrito lateral. Caso a resistência de ponta fosse desconsiderada, as estimativas de capacidade de carga pelo método apresentaria resultados mais concordantes. Os valores de F_1 e F_2 utilizados foram 2 e 4, respectivamente, como indicado pela própria metodologia dos autores após a inclusão das estacas escavadas no método.

Quanto aos métodos de extrapolação de prova de carga adotados para a análise das provas de carga desta pesquisa, verifica-se que o método de Chin (1970) apresenta valores de carga de ruptura superiores aos de Van der Veen (1953). Vale ressaltar que os métodos de Antunes e Cabral (1996) e Decourt e Quaresma (1978) indicaram valores concordantes com a proposta de Van der Veen (1953) na maioria dos casos analisados.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq pelo apoio financeiro e concessão de bolsas.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2006). 12131: *Estacas – Prova de carga estática – Métodos de ensaio*. Rio de Janeiro: Moderna, 16 p.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2010). 6122: *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro: Moderna, 91 p.
- Amann, K A P.(2010). Metodologia semi-empírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas. Tese de doutorado - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 251 p.
- Antunes, W R.; Cabral, D.A.(1996). Capacidade de carga de estacas hélice contínua. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 2: 105 - 109.
- Aoki, N; Velloso, D A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: V pan american csmfe, 5, Buenos Aires. Proceeding. Buenos Aires, v. 1, p. 367-376.
- Chin, F K. (1970). Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. In: 2nd southeast asian conference on soil engineering, 2, Singapura. Proceedings... Singapura: Seags, p. 81 - 92.
- Décourt, L; quaresma, A R. (1978). Capacidade de carga de estaca a partir de valores de SPT. In: CBMSEF, 6. , Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro, v. 1, p. 45-53.
- Francisco, G. M. (2001). Capacidade de carga axial de estacas com ênfase em estacas hélice continua, 1. Seminário de Qualificação para o Doutorado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro.
- Hachich, W. *et al.* (1998). *Fundações: Teoria e Prática*. São Paulo: Pini, 749 p.
- Milititsky, J.; Schnaid, F. (1996). Avaliação crítica do uso do spt em fundações. In: III Seminário de fundações especiais e geotecnia, v. 2. p. 248-258.
- Milititsky, J. (1991). Provas de Carga Estáticas. 2º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE, São Paulo: ABMS/ABEF, vol. 2, p. 203 - 228.
- Monteiro, F.F. (2016). *Desenvolvimento de uma proposta para o controle executivo de estacas do tipo raiz*, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, 115 p.
- Robertson, P.K. (2012), *Interpretation of in-situ tests – some insights*. Mitchell Lecture – International Symposium on Site Characterization, ISC'4, Recife, PE, Brasil.
- Van der veen, C. (1953). Bearing capacity of a pile. In: International conference soil mechanics foundation engineering, 3 , Zurich. Proceedings... Zurich, v. 2, p. 84-90.
- Vargas, M. (1990). Provas de carga em estacas : uma apreciação histórica. Revista Solos e Rochas, São Paulo, v.13, n. único, p. 3-12.
- Velloso, D A; LOPES, F R.(2010). *Fundações*. Rio de Janeiro: COPPE -UFRJ, v. 2, 568p.