

Análise da Capacidade de Carga e Previsão de Recalque de Estaca Hélice Contínua Monitorada Por Meio de Métodos Práticos e Semiempíricos

Lacerda¹ Lara Rocha, Silva² Nillo Cabral, Terra³ Victor Scartezini

Resumo

A estaca hélice contínua monitorada é uma estaca de concreto moldado *in loco*, que se baseia na escavação do solo através de uma haste composta por um trado contínuo e, a consequente injeção de concreto, que é conhecida por apresentar um alto controle tecnológico. Desse modo, a execução de provas de carga estática em estacas se torna uma excelente ferramenta para avaliar o comportamento de uma fundação. Esse trabalho tem como objetivo comparar os resultados obtidos através dos métodos semiempíricos para determinação da capacidade de carga geotécnica de estacas do tipo hélice contínua, com uma prova de carga realizada numa obra situada em Rio Verde-GO, e determinar qual método será mais preciso e aproximado da prova de carga realizada. São analisados, um laudo de sondagem SPT e o resultado de uma prova de carga estática de uma estaca com diâmetro de 60 cm e comprimento de 12 m. Os métodos semiempíricos selecionados para o cálculo da capacidade de carga foram de Aoki & Velloso (1975), Antunes & Cabral (1996), Método Décourt & Quaresma (1978) modificado por Décourt et. al. (1996), Kárez e Rocha (2000), Vorcaro e Velloso (2000) e Gotlieb et. al. (2000). A previsão de recalque do elemento de fundação neste trabalho, foi realizada de acordo com o método semiempírico de Cintra e Aoki (2010). Diante das análises realizadas neste trabalho, os resultados permitem concluir que o método semiempírico que mais se aproximou do resultado da prova de carga foi Gotlieb et al (2000), levando em consideração que as formulações semiempíricas foram desenvolvidas a partir de solos de outras regiões do Brasil e devido à estaca analisada estar engastada em solo rochoso, já se esperava resultados distantes na previsão de recalque.

Palavras-chave: Capacidade de carga. Métodos semiempíricos. Fundações profundas. Estaca hélice contínua monitorada. Prova de carga. Previsão de recalque.

1. Introdução

O sistema estrutural de um edifício, pode ser identificado por três partes: a superestrutura composta por (lajes, vigas e pilares), a fundação formada por (blocos, sapatas, estacas, etc.) e o solo onde se apoiam as fundações. Conforme Cruz Junior *et al.* (2017) as fundações são elementos estruturais que tem como função transmitir as cargas de uma

¹ Iararochalacerda@gmail.com, UniRV- Universidade de Rio Verde, Faculdade de Engenharia Civil, Campus Rio Verde, Fazenda Fontes do Saber, Caixa Postal 104. CEP: 75901-970- Rio Verde-GO.

² nillocabral@hotmail.com, UniRV- Universidade de Rio Verde, Faculdade de Engenharia Civil, Campus Rio Verde, Fazenda Fontes do Saber, Caixa Postal 104. CEP: 75901-970- Rio Verde-GO.

³ victorzini@gmail.com, UniRV- Universidade de Rio Verde, Faculdade de Engenharia Civil, Campus Rio Verde, Fazenda Fontes do Saber, Caixa Postal 104. CEP: 75901-970- Rio Verde-GO.

construção para o solo. Edifícios mais altos requerem fundações que suportem seus carregamentos e que sejam economicamente viáveis.

A estaca hélice contínua monitorada é uma estaca de concreto moldado *in loco*, que se baseia na escavação do solo através de uma haste composta por um trado helicoidal e conseqüente a injeção de concreto. A sua crescente aplicação se deve principalmente às inúmeras vantagens resultantes do processo executivo, que por sua vez é monitorado e inspecionado nas fases de perfuração e concretagem da estaca (MAGALHÃES, 2005). Entre outras principais vantagens, estão a alta velocidade de execução, baixo nível de ruídos e vibrações, e a alta capacidade de carga das estacas.

Atualmente, com o grande avanço e crescimento das cidades, surgiu em conjunto a evolução do mercado da construção civil, onde as construções tiveram a necessidade de ocupar menos espaços físicos e de se tornarem mais verticais (Cruz Junior *et al.* 2017). Entretanto, a rapidez exigida na execução da obra, tem reduzido o controle de qualidade tanto dos materiais, quanto da execução. Devido a isso, tem-se a grande necessidade de se realizar testes que comprovem e validem a qualidade e o comportamento atingido pela fundação executada.

De acordo com Cintra e Aoki (2010), a capacidade de carga de uma estaca trata-se basicamente da força máxima de resistência que um sistema de fundação consegue resistir. Para se analisar a carga última que a estaca atingiria, são analisados inúmeros itens, tais como, as tensões por adesão e atrito lateral, a resistência de ponta da estaca, a espessura e o tipo de solo a ser trabalhado, o comprimento e a carga descarregada no elemento de fundação. Por isso, deve-se pensar nela como um sistema de fundação, pois não envolve apenas o elemento estrutural, mas também o elemento geotécnico, e ambos em conjunto devem ser dimensionados e analisados, para que com o decorrer do tempo não gere recalques incessantes na estaca, comprometendo a segurança e vida útil da edificação.

Segundo Mantuano (2013, p. 1) “Uma prova de carga executada de modo apropriado é uma excelente ferramenta para avaliar o comportamento de uma fundação em um determinado tipo de solo”. A prova de carga estática consiste na necessidade de verificar os deslocamentos nas estacas através da aplicação de esforços estáticos. O sistema de aplicação de cargas é feito por meio de um ou mais macacos hidráulicos alimentados por bombas elétricas ou manuais, que são realizadas com um carregamento do tipo: lento, rápido, misto e cíclico, conforme a NBR 12131 (ABNT, 2006).

A NBR 6122 (ABNT, 2019) define que nos métodos semiempíricos são utilizados resultados dos ensaios realizados *in situ* (normalmente o SPT), levando em consideração as

parcelas de resistência de ponta e atrito lateral, a técnica executiva e as características de cada tipo de estaca analisada.

Considerando que a fundação é uma das partes mais importantes da obra, a obtenção da capacidade de carga geotécnica é de grande importância, tanto no quesito segurança como no financeiro.

Portanto, este trabalho tem como objetivo principal comparar diferentes métodos semiempíricos, para determinação da capacidade de carga geotécnica de estacas do tipo escavadas para um solo típico de Rio Verde-GO, a fim de determinar qual método é mais preciso. Para isso, pretende-se utilizar os dados de um laudo de sondagem SPT para determinação da capacidade de carga geotécnica por diferentes métodos.

Os resultados serão comparados com dados de uma prova de carga estática (PCE) realizada no local. Além disso, pode-se citar também como objetivo a realização de uma previsão de recalque em que será utilizado para princípio dos cálculos a média da carga prevista de Aoki & Velloso (1975) e a prova de carga estática.

2. Material e métodos

A Figura 01 apresenta um fluxograma que demonstra o processo de como será alcançado o melhor método para ser utilizado na obtenção da capacidade de cargas, para estacas hélice contínua monitorada. Em um primeiro momento, a partir do resultado da prova de carga estática da estaca, determina-se a capacidade de carga pelo método prático. Posteriormente, o laudo de sondagem SPT é utilizado para determinação da capacidade de carga através de métodos semiempíricos.

Os resultados obtidos serão comparados com o resultado da prova de carga; e por fim será determinado qual dos métodos semiempíricos mais se assemelha ao método prático, e, portanto, pode ser considerado o método semiempírico mais preciso para o terreno analisado.

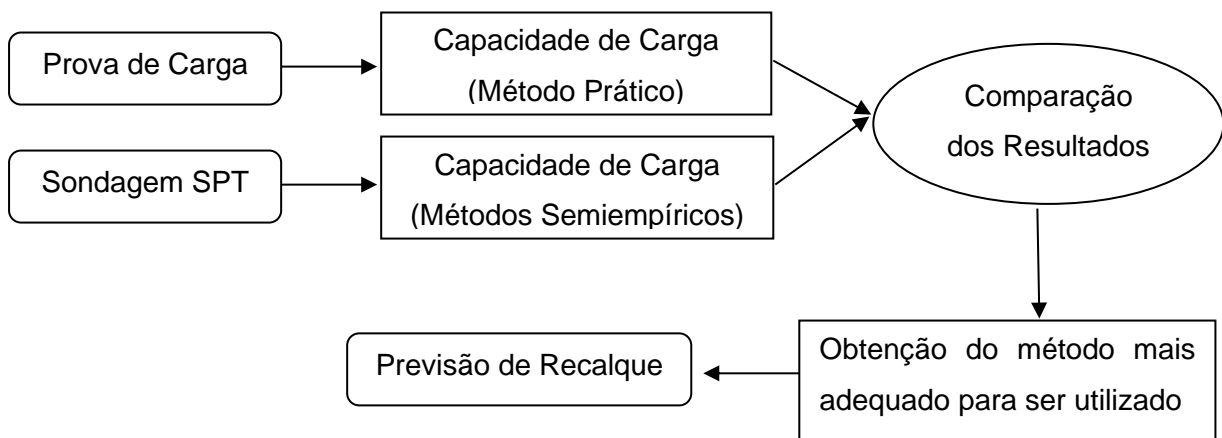


Figura 1 – Processo de obtenção do método mais adequado.
Fonte: Autoria Própria (2019).

2.1. Estudo de caso

O estudo de caso consiste no uso do resultado de uma prova de carga estática (PCE) de uma estaca (Figura 2) e um laudo de sondagem SPT (Figura 3) realizados em um terreno em Rio Verde – GO, executados para posterior projeto de fundações em estaca hélice contínua monitorada. O laudo de prova de carga estática em estaca foi realizado para uma estaca com diâmetro de 60 cm e comprimento de 12 m.

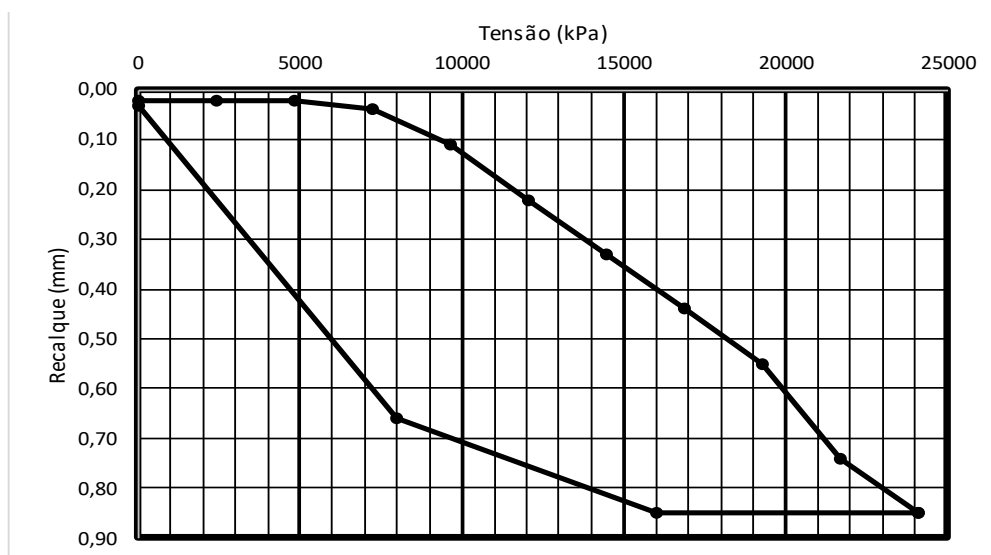


Figura 2 – Resultado da PCE em estaca
Fonte: Acervo Privado (2013).

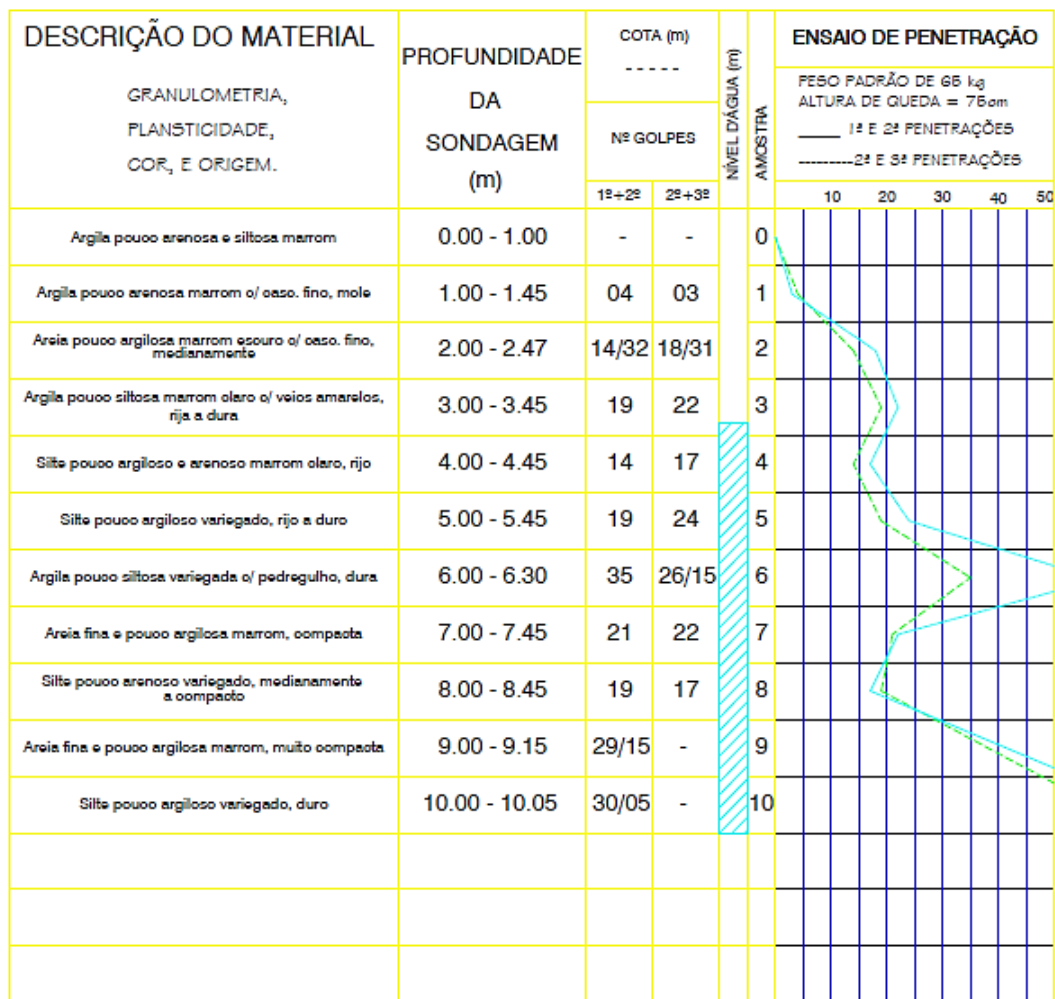


Figura 3 – Laudo de Sondagem SPT
[Fonte: Acervo Privado (2013).]

O laudo de sondagem SPT apresentado na Figura 3 se refere ao furo de sondagem mais próximo de onde foi executada a PCE, de acordo com a empresa que forneceu ambos os laudos. Não foi fornecido a planta de locação da PCE.

Os resultados da PCE apresentaram recalques bem abaixo do comum, onde não é possível identificar a carga de ruptura pela Figura 2, mas estes recalques são justificados devido aos valores de índice de resistência à penetração na região da ponta da estaca, o que indica que a mesma está engastando em uma camada bastante resistente. Nesse caso, a tensão última da prova de carga foi estimada pelo método de Van der Veen (1953).

O método de Van der Veen (1953) extrapola a curva tensão x recalque para obtenção da capacidade de carga geotécnica da fundação. A Eq. 1, apresentada a seguir, proposta por Van der Veen (1953), correlaciona os valores de tensão e recalque em função da tensão última e de um coeficiente α , que são valores desconhecidos, e como se dispõe somente de uma equação, a solução é definida por tentativas. Nesse caso, constroem-se curvas tensão x

recalque em escala monolog para diferentes tensões de ruptura possíveis, e a curva que mais se aproxima de uma reta é referente à tensão de ruptura.

$$\sigma = \sigma_u(1 - e^{-\alpha \cdot r}) \quad \text{Eq.1}$$

$$\alpha \cdot r = -\ln \left[1 - \left(\frac{\sigma}{\sigma_u} \right) \right]$$

Onde:

σ = tensões aplicadas ao longo da prova de carga;

σ_u = tensões de ruptura possíveis;

$\alpha \cdot r$ = parâmetro calculado para definir as curvas do gráfico.

2.2. Métodos Semiempíricos

Os métodos semiempíricos definidos para o cálculo da capacidade de carga geotécnica da estaca hélice contínua monitorada são: Aoki & Velloso (1975), Antunes & Cabral (1996), Método Décourt & Quaresma (1978) modificado por Décourt *et. al.* (1996), Kárez e Rocha (2000), Vorcaro e Velloso (2000) e Gotlieb *et. al.* (2000). Todas as formulações definidas para os cálculos da capacidade de carga dos autores citados estão expressas no Apêndice A.

2.3. Previsão de Recalque

Toda estrutura deve atender aos critérios do estado limite último (ELU) e ao estado limite de serviço (ELS), que está ligado ao recalque que a estrutura pode suportar. Neste trabalho, a previsão de recalque do elemento de fundação foi realizada de acordo com o método semiempírico de Cintra e Aoki (2010). Onde o recalque total será calculado como:

$$\rho = \rho_e + \rho_s \quad \text{Eq. 2}$$

Onde:

ρ_e é o recalque devido ao encurtamento elástico da estaca;

ρ_s é o recalque devido ao solo.

O encurtamento elástico pode ser calculado aplicando-se a Lei de Hooke:

$$\rho_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \cdot \sum (P_i \cdot L_i) \quad \text{Eq. 3}$$

Onde:

A é a área da seção transversal do fuste da estaca;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto, que de acordo com Cintra e Aoki (2010) na ausência do valor específico de E_c , pode-se considerar $E_c = 21 \text{ GPa}$ para estaca hélice contínua. Este valor foi adotado na previsão de recalque;

P_i esforço normal médio da camada "i";

L_i comprimento da camada "i".

O recalque do solo pode ser estimado pela Teoria da Elasticidade através da seguinte equação:

$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} \cdot H \right) \quad \text{Eq. 4}$$

onde:

$\Delta\sigma$ é soma de todos os acréscimos de tensões verticais efetivas devido às parcelas de atrito lateral e reação de ponta;

H é o comprimento da camada subjacente;

E_s é o módulo de deformabilidade da camada de solo, cujo valor pode ser obtido pela seguinte equação:

$$E_s = E_o \left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_o} \right)^n \quad \text{Eq. 5}$$

Sendo E_o o módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca que Aoki² (1984) *apud* Cintra e Aoki (2010) consideram:

$E_o = 4 K N_{SPT}$ para estaca hélice contínua, em que K é coeficiente empírico em função do solo do método de Aoki-Velloso (1975), apresentado na Tabela 2 do apêndice A;

σ_o a tensão geostática no centro da camada;

n o expoente que depende da natureza do solo, sendo 0,5 para materiais granulares e 0 para argilas duras e rijas;

$\Delta\sigma$ é o acréscimo total de tensões na camada, que é calculado levando em conta todas as parcelas R_{Li} e a força P_p :

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum \Delta\sigma_i \quad \text{Eq. 6}$$

onde:

$\Delta\sigma_p$ é o acréscimo de tensões devido á reação de ponta e $\Delta\sigma_i$ é o acréscimo de tensões referente as cargas laterais.

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 P_p}{\pi(D+h+\frac{H}{2})^2} \quad \text{Eq. 7}$$

onde:

P_p a reação de ponta;

D o diâmetro da base da estaca;

h a distância entre o ponto de aplicação da carga até o topo da camada H ;

H a espessura da camada subjacente.

$$\Delta\sigma_i = \frac{4 R_{Li}}{\pi(D+h+\frac{H}{2})^2} \quad \text{Eq. 8}$$

² AOKI, N. Previsão da curva carga – recalque. Palestra proferida na escola de engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, 1984.

Em que:

R_{Li} é a resistência de atrito lateral.

3. Resultados

3.1. Extrapolação da curva tensão x recalque

Para a prova de carga utilizada no estudo de caso fez-se a extrapolação da curva tensão x recalque pelo método de Van der Veen (1953). Após diversas tentativas, determinou-se a tensão de ruptura no solo em aproximadamente 32 000 kPa, conforme apresentado na Figura 4. A definição da tensão última foi feita a partir dos valores de R^2 determinou-se qual das curvas mais se aproximou de uma reta. Para a tensão última de 32 000 kPa, a carga última obtida foi de 9056 kN. Tal resultado é justificado pela elevada rigidez do solo, que quase não recalcou durante a execução da prova de carga, o que indica que a estaca pode estar engastada em leito rochoso.

As informações apresentadas no laudo de sondagem SPT confirmam a possibilidade de engaste da estaca em leito rochoso. Nesses casos, o conhecimento da capacidade de carga estrutural é bastante importante, tendo em vista que será mais provável a ruptura estrutural do que a ruptura geotécnica da estaca. No entanto, como o objetivo do trabalho é comparar diferentes métodos para determinação da capacidade de carga geotécnica, esse assunto não será aprofundado.

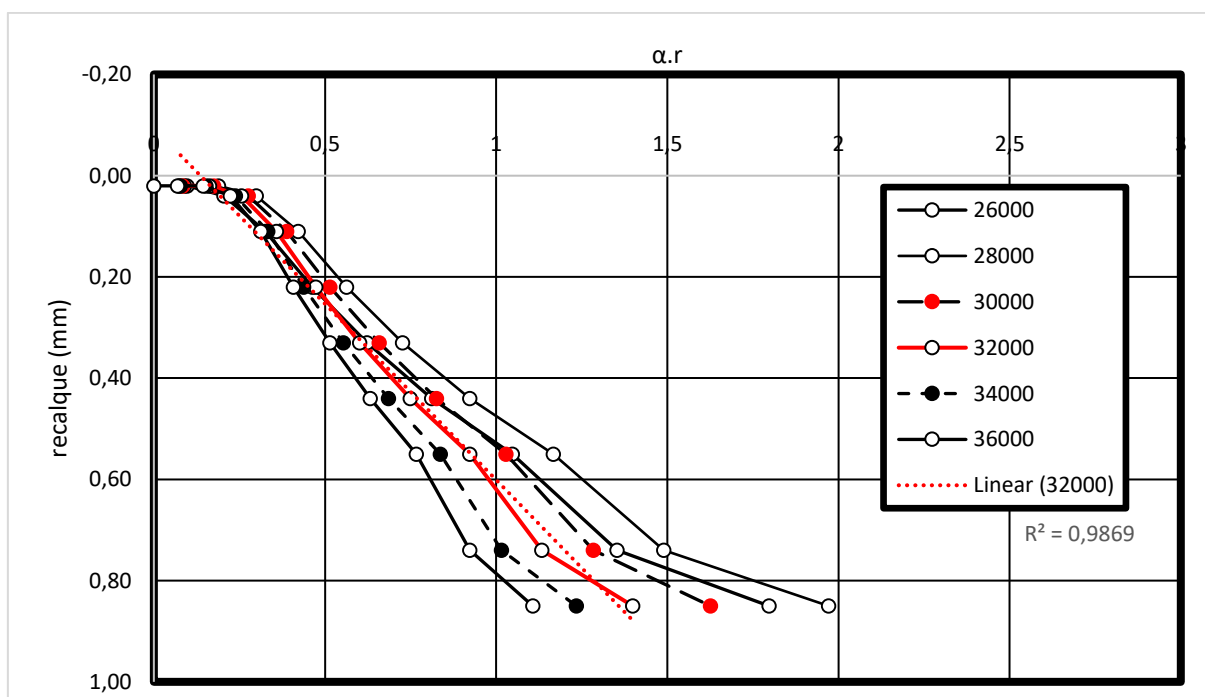


Figura 4 – Resultado da Capacidade de Carga Pelo Método de Van Der Veen (1953)

Fonte: Autoria Própria (2019).

3.2. Análise de capacidade de carga

A Figura 5 apresenta os valores da capacidade de carga obtidos tanto para a prova de carga, como para os métodos semiempíricos utilizados para o estudo de caso. Como na prova de carga estática não foi possível chegar à carga de ruptura, através do método de Van der Veen (1953) pela extrapolação da curva tensão x recalque a mesma foi definida. Então, como pode ser observado na Figura 5, o método semiempírico que mais se aproximou da prova de carga estática foi o método de Gotlieb et al. (2000).

Mesmo o método de Gotlieb et al (2000) sendo o que mais se aproximou do resultado da prova de carga, a diferença das cargas últimas obtidas em ambos os métodos é grande. Dois fatores importantes devem ser considerados para se avaliar as discrepâncias entre os resultados: primeiramente, é importante lembrar que as formulações semiempíricas aqui avaliadas foram desenvolvidas a partir de solos de outras regiões do Brasil; e em segundo lugar, a estaca avaliada na prova de carga estava engastada em rocha, o que pode interferir nos valores obtidos para a carga última em cada um dos métodos.

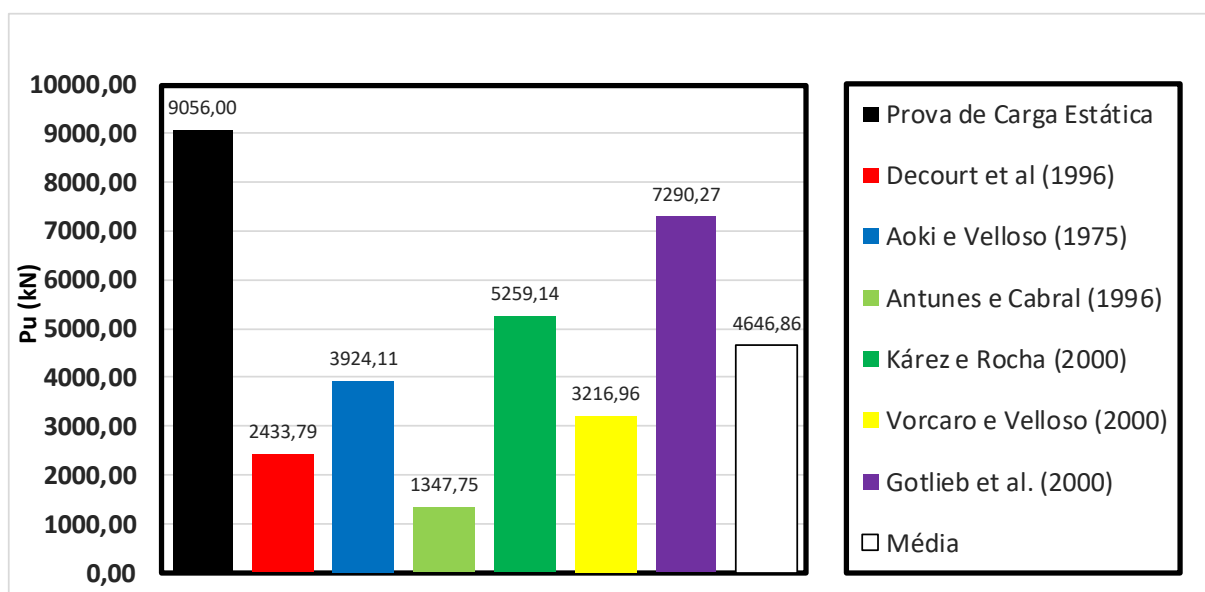


Figura 5 – Resultados da Capacidade de Carga
Fonte: Aatoria Própria (2019).

3.3. Previsão de recalque

Através dos cálculos para previsão de recalque seguindo o método semiempírico de Cintra e Aoki (2010), o recalque total (ρ) foi adquirido por meio do somatório das equações 3 e 4, e assim obteve-se o recalque devido ao encurtamento elástico da estaca (ρ_e) e o recalque devido ao solo (ρ_s). Sendo o resultado do encurtamento elástico de 0,08 mm, o recalque do solo de 71,82mm e o recalque total estimado para a estaca de 71,90 mm.

Na análise destes resultados, nota-se que o recalque devido ao solo teve uma maior contribuição no recalque total da fundação. Os valores calculados, encontram-se distantes dos valores obtidos por meio da prova de carga estática na Figura 2, a qual apresenta recalques variantes entre aproximadamente 0,02 mm e 0,85 mm, recalques baixos que provavelmente correspondem ao encurtamento elástico da estaca.

Essa divergência de resultados pode ser justificada com base no tipo de solo em que a estaca se apoia, visto que no laudo SPT fornecido pela empresa na ponta da estaca o solo já se caracterizava impenetrável à percussão, podendo assim explicar este resultado, a estaca estar engastada em uma camada bastante resistente.

4. Conclusões

O objetivo principal deste trabalho foi comparar diferentes métodos semiempíricos para determinação da capacidade de carga geotécnica de estacas do tipo hélice contínua monitorada, a fim de determinar qual dos métodos é o mais preciso para o tipo de solo em estudo.

Analisando os resultados da prova de carga estática apresentada na Figura 4, onde foi realizada a extrapolação da curva tensão x recalque através do método de Van der Veen (1953) para estimar o valor da carga de ruptura, pode-se comprovar que a estaca em estudo de fato não recalcou praticamente nada durante a prova de carga, e provavelmente está engastada em solo rochoso. O laudo de sondagem SPT atinge o impenetrável na profundidade de apoio da estaca, o que confirma a previsão.

As demais análises realizadas neste trabalho, permitem assim concluir que devido a estaca analisada estar engastada em solo rochoso, já se esperava resultados distantes na previsão de recalque. Os resultados de previsão de carga obtidos através dos métodos semiempíricos, pôde-se notar uma dispersão dos resultados apresentados por cada método, onde o método semiempírico que mais se aproximou do resultado da prova de carga estática foi o de Gotlieb et al. (2000), verificando a sua maior compatibilidade do solo estudado no método com o solo onde foi executada a estaca em estudo.

Conclui-se, portanto, que os resultados obtidos nas previsões de capacidade de carga, são de importante influência para a análise de uma fundação, pois é através do mesmo que o projetista estabelece as características geométricas dos elementos da fundação sem comprometer futuramente a integridade, estabilidade e funcionamento de uma estrutura.

Referências

- ANTUNES, W.R & CABRAL, D.A. (1996). **Capacidade de carga em estacas hélice contínua**. 3º Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnia. São Paulo, 2: 105 - 109.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles**. Proceedings of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, vol. 1, 1975.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131**: Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006.
- CINTRA, J. C. A; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**, Oficina de textos 1. ed, São Paulo, 2010.
- CRUZ JUNIOR, A. J. D. *et al.* **Avaliação de métodos-semiempíricos a partir de provas de cargas instrumentadas em estacas hélices contínuas na cidade de Goiânia**. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal de Goiás, Goiânia – GO, 2017.
- DÉCOURT, L. **Análise e projeto de fundações profundas: estacas**. In: HACHICH *et al.* (eds). Fundações: teoria e prática. São Paulo: Pini, 1996. P. 265-301.
- GOTLIEB, M.; PENNA, A.S.D.; ROMANO JR, R. & RODRIGUES, L.H.B. (2000). **Um método simples para a avaliação da tensão admissível no topo de estacas do tipo Hélice contínua**. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 1: 312 -319.
- KAREZ, M. B.; ROCHA, E. A. C. (2000). **Estacas tipo hélice contínua – previsão da capacidade da carga**. In: SEFE,4., São Paulo. Anais. São Paulo, v. 1, p. 274-278.
- MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília – DF, 2005.
- MANTUANO, R. P. **Comparação entre métodos de dimensionamento e influência do processo executivo no comportamento de estacas hélice**, Projeto de Graduação, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ, Rio de Janeiro – RJ, 2013.
- VAN DER VEEN, C. **The bearing capacity of a pile**. In: **International conference soil mechanics and foundations engineering**, 3.,1953, Zurich. Proceedings... Zurich, 1953. v. 2. p. 84-90.
- VORCARO, M. C. e VELLOSO, D. A. **Avaliação de carga última em estacas escavadas por regressão linear**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 4., 2000, São Paulo. Anais... São Paulo: ABEF/ABMS, 2000, p. 331-344. v. 2.

APÊNDICE A – MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS QUE SERÃO UTILIZADOS PARA DETERMINAR A CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS ESCAVADAS

- ANTUNES & CABRAL (1996)

Antunes e Cabral (1996) desenvolveram um método de previsão da capacidade de carga em estacas do tipo hélice contínua, através da comparação dos dois métodos semiempíricos mais conhecidos Aoki-Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978), onde os autores se principiaram de resultados dos ensaios SPT e de informações obtidas em 9 provas de carga estáticas em estacas de 35, 50 e 75 cm. Assim, propuseram duas equações, a equação A.1 referente a resistência lateral e a equação A.2 referente a resistência de ponta.

$$Rl = \pi \cdot D \cdot \sum(N_{SPT} \cdot \beta 1) \cdot \Delta l \quad \text{Eq. A.1}$$

Onde:

D = diâmetro da estaca;

Δl = comprimento da estaca;

N_{SPT} = índice de resistência á penetração do ensaio SPT;

$\beta 1$ = coeficiente de atrito lateral que depende do tipo de solo, conforme tabela A.1.

$$Rp = \beta 2 \cdot N_{SPT} \cdot \left(\frac{\pi \cdot D^2}{4}\right); \beta 2 \cdot N_{SPT} \leq 4000 \text{ kPa} \quad \text{Eq. A.2}$$

Onde:

$\beta 2$ = coeficiente da resistência de ponta que depende do tipo de solo, conforme tabela A.1.

Tabela A.1 – Parâmetros $\beta 1$ e $\beta 2$

SOLO	$\beta 1$ (%) [kPa]	$\beta 2$ [kPa]
Areia	4 – 5	2 – 2,5
Silte	2,5 – 3,5	1 – 2
Argila	2 – 3,5	1 – 1,5

Fonte: Antunes & Cabral (1996).

- MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975)

Para a dedução da capacidade de carga no método de Aoki-Velloso tem-se:

$$R = R_L + R_p \quad \text{Eq. A.3}$$

sendo (R_L) a parcela de resistência lateral e (R_p) a resistência de ponta expressas pela seguinte equação:

$$R_L = u \sum (r_L \Delta_L) \quad \text{Eq. A.4}$$

$$R_p = r_p A_p \quad \text{Eq. A.5}$$

ou seja, a capacidade de carga (R) é igual a:

$$R = u \sum (r_L \Delta_L) r_p A_p \quad \text{Eq. A.6}$$

em que r_L e r_p são incógnitas relacionadas ao solo:

$$A_p = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{Eq. A.7}$$

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad \text{Eq. A.8}$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad \text{Eq. A.9}$$

em que F_1 e F_2 são fatores de correção, q_c e f_s dependem do N_{SPT} e a razão de atrito, expressos nas equações a seguir:

$$q_c = K N_{SPT} \quad \text{Eq. A.10}$$

$$f_s = \alpha K N_{SPT} \quad \text{Eq. A.11}$$

Logo a capacidade de carga (R) pode ser estimada pela fórmula semiempírica:

$$R = \frac{K N_p}{F_1} A_p + \frac{u}{F_2} \sum_1^n (\alpha K N_L \Delta_L) \quad \text{Eq. A.12}$$

Sendo:

K e α = coeficientes do solo expressos na Tabela A.2;

F_1 para estaca hélice contínua = 3,0;

F_2 para estaca hélice contínua = 3,8;

A_p = área da ponta da estaca;

N_L = valor médio do índice de resistência à penetração do N_{SPT} ao longo do fuste da estaca;

N_p = valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca;

Δ_L = espessura de cada uma das várias camadas de solo que envolvem o fuste da estaca;

u = perímetro do fuste da estaca.

Tabela A.2 – Coeficiente K e razão de atrito α

SOLO	K (MPa)	α (%)
AREIA	1,00	1,40
AREIA SILTOSA	0,80	2,00
AREIA SILTOARGILOSA	0,70	2,40
AREIA ARGILOSA	0,60	3,00
AREIA ARGILOSSILTOSA	0,50	2,80
SILTE	0,40	3,00
SILTE ARENOSO	0,55	2,20
SILTE ARENOARGILOSO	0,45	2,80
SILTE ARGILOSO	0,23	3,40
SILTE ARGILOARENOSO	0,25	3,00
ARGILA	0,20	6,00
ARGILA ARENOSA	0,35	2,40
ARGILA ARENOSSILTOSA	0,30	2,80
ARGILA SILTOSA	0,22	4,00
ARGILA SILTOARENOSA	0,33	3,00

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

- MÉTODO DÉCOURT *et al.* (1996)

Décourt *et al.* (1996) sugeriu o uso de dois coeficientes α e β (tabela A.3) para correção respectivamente, da resistência da ponta e de atrito lateral, possibilitando a análise de outros tipos de estacas, diferente do primeiro método desenvolvido por Décourt e Quaresma (1978). A expressão para a determinação da capacidade de carga da estaca é dada por:

$$P_{udm} = \alpha \cdot R_p \cdot A_p + \beta \cdot R_L \cdot Al \quad \text{Eq. A.13}$$

Ou ainda,

$$P_{udm} = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \cdot A_p + 10 \cdot \beta \cdot \left[\left(\frac{\sum N_{SPT}}{3} + 1 \right) \cdot Al \right] \quad \text{Eq. A.14}$$

Sendo:

α = fator em função do tipo de solo e estaca, Tabela A.3;

β = fator em função do tipo de solo e estaca, Tabela A.4;

K = coeficiente característico do solo, Tabela A.5;

A_p = área da ponta da estaca.

Tabela A.3 – Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

TIPO DE SOLO	TIPO DE ESTACA				
	ESCAVADA EM GERAL	ESCAVADA (BENTONITA)	HÉLICE CONTÍNUA	RAÍZ	INJETADA SOB ALTAS PRESSÕES
ARGILAS	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
SOLOS INTERMEDIÁRIOS	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
AREIAS	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Fonte: Décourt e Quaresma modificado (1996).

Tabela A.4 – Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

TIPO DE SOLO	TIPO DE ESTACA				
	ESCAVADA EM GERAL	ESCAVADA (BENTONITA)	HÉLICE CONTÍNUA	RAÍZ	INJETADA SOB ALTAS PRESSÕES
ARGILAS	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
SOLOS INTERMEDIÁRIOS	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
AREIAS	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: Décourt e Quaresma modificado (1996).

Tabela A.5 – Coeficiente característico do solo K

TIPO DE SOLO	K (kPa)
ARGILA	120
SILTE ARGILOSO	200
SILTE ARENOSO	250
AREIA	400

Fonte: Décourt e Quaresma modificado (1996).

- GOTLIEB ET. AL. (2000)

O método foi desenvolvido visando os aspectos de segurança e ocorrência de recalques excessivos, onde se estima a tensão admissível a ser aplicada na estaca do tipo hélice contínua, dada pela equação A.15.

$$Padm = (N_{médiodaponta} \cdot 60) + \left(\frac{\sum N}{0,125 \cdot D} \right) \quad \text{Eq. A.15}$$

Sendo:

$Padm$ = tensão admissível a ser aplicada no topo da estaca;

$N_{médiodaponta}$ = média dos valores obtidos no trecho 8D acima e 3D abaixo da ponta da estaca;

$\sum N$ = soma de golpes de SPT ao longo do fuste da estaca, sendo que os valores N limitados em 50.

- KÁREZ & ROCHA (2000)

Este método foi proposto para a estimativa da carga última de estacas do tipo hélice contínua e se baseia a partir da análise e correlação de informações dos resultados dos ensaios SPT de 38 provas de carga utilizando estacas com diâmetros entre 35 a 80 cm e comprimento de aproximadamente 4,39m, realizadas na região Sul e Sudeste do país. A carga última é obtida pela soma das parcelas de atrito lateral e de ponta.

$$Rl = 4,9 \cdot \pi \cdot D \cdot \sum N_{SPT} \quad \text{Eq. A.16}$$

$$Rp = K_{kr} \cdot N_{SPT} \cdot A_p \quad \text{Eq. A.17}$$

$$Rt = Rl + Rp \quad \text{Eq. A.18}$$

Onde:

Rl = parcela da resistência de atrito lateral;

Rp = parcela da resistência da ponta;

K_{kr} = parâmetro que varia de acordo com o tipo de solo, conforme tabela A.6;

N_{SPT} = número de golpes do ensaio SPT na ponta da estaca;

D = diâmetro da estaca;

A_p = área da ponta da estaca.

Tabela A.6 – Parâmetro K_{kr}

TIPO DE SOLO	K_{kr}
ARGILA	210
SILTE	250
AREIA	290

Fonte: Kárez e Rocha (2000).

- MÉTODO VORCARO E VELLOSO (2000)

Este método foi desenvolvido com objetivo de prever a carga última em estacas do tipo hélice contínua, proveniente dos princípios da regressão linear múltipla. Para os cálculos da capacidade de carga do sistema solo-estaca os autores adotaram as seguintes equações de (XP) para determinação da resistência de ponta e (XF) para a resistência lateral das estacas:

$$XP = A_p \cdot N_{SPT_{ponta}} \quad \text{Eq. A.19}$$

$$XF = U \cdot \Sigma (\Delta l \cdot N_{SPT_{fuste}}) \quad \text{Eq. A.20}$$

Onde, (A_p) é a área da ponta da estaca, ($N_{SPT_{ponta}}$) a média dos valores de N_{SPT} na ponta da estaca, (U) perímetro da estaca, (Δl) o comprimento da estaca e ($N_{SPT_{fuste}}$) a média dos valores de N_{spt} ao longo do fuste da estaca.

Os solos foram classificados e divididos em 5 grupos (Tabela A.7), e a quantidade de provas de cargas foi relacionada ao tipo de solo na ponta e ao tipo de estaca (Tabela A.8).

Tabela A.7 – Grupos de classificação do solo

Grupo	1	2	3	4	5
Solo	Areia	Areia Siltosa	Silte	Silte areno-argiloso	Silte argiloso
		Areia silto-argilosa	Silte arenoso	Silte argilo-arenoso	Argila
		Areia argilosa	Argila arenosa	Argila areno-siltosa	Argila siltosa
		Areia argilo-siltosa		Argila silto-arenosa	

Fonte: Velloso & Lopes (2010).

Tabela A.8 – Número de provas de carga e solo ao redor da ponta da estaca

Estaca	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5	Total
Tipo Franki	5	17	11	12	5	50
Pré-moldada	9	19	12	5	3	48
Escavada	1	7	5	0	3	26
Hélice Contínua	-	8	5	9	4	26
Total	15	51	33	36	15	150

Fonte: Velloso & Lopes (2010).

De acordo com Velloso & Lopes (2010) a equação para o cálculo da carga última em estaca hélice é a seguinte:

$$P_{uvv} = \exp (1,96 \ln PP - 0,34 \ln PP \ln Pl + 1,36 \ln Pl) \quad \text{Eq. A.21}$$

APÊNDICE B – RESULTADOS COMPUTACIONAIS DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

Antunes e Cabral (1996)				
NL β 1 Δ L	Σ	RI	Rp	Ru (kN)
12	709	1336,43	11,32	1347,75
72				
44				
102,5				
80				
88				
42,5				
68				
200				

Aoki e Velloso (1975)					
MÉD NL	α k NL Δ L	Σ	U / F2	RL	R (kN)
3	72	3270	0,47	2264	3804,95
18	252				
22	264				
20,5	492				
40	480				
22	308				
17	204				
17	238				
40	960				

Decourt et al (1996)				
α Pp	N	RL	β PI	Pudm (kN)
679,2	20,27	77,57	1754,59	2433,79

Gotlieb et al (2000)			
MÉD NSPT	PL	PP	Padm (kN)
21,92	6611,07	679,2	7290,27



UNIVERSIDADE
DE RIO VERDE



Kárez e Rocha (2000)			
Σ NSPT	RI	Rp	Rt (kN)
263	2429,14	2830	5259,14

**APÊNDICE C – RESULTADOS COMPUTACIONAIS DA CURVA EXTRAPOLAÇÃO
TENSÃO X RECALQUE PELO MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE VAN DER VEEN (1953)**

σ (kPa)	$\alpha.r$						r (mm)
	26000	28000	30000	32000	34000	36000	
0	0	0	0	0	0	0	0,02
2410	0,097	0,09	0,084	0,078	0,074	0,069	0,02
4820	0,205	0,189	0,175	0,163	0,153	0,144	0,02
7230	0,326	0,299	0,276	0,256	0,239	0,224	0,04
9640	0,463	0,422	0,388	0,358	0,333	0,312	0,11
12050	0,623	0,563	0,514	0,473	0,438	0,408	0,22
14460	0,812	0,727	0,658	0,601	0,554	0,514	0,33
16870	1,047	0,923	0,826	0,749	0,686	0,632	0,44
19280	1,353	1,167	1,029	0,923	0,837	0,767	0,55
21690	1,797	1,49	1,284	1,133	1,016	0,923	0,74
24100	2,616	1,971	1,626	1,399	1,234	1,107	0,85



UNIVERSIDADE
DE RIO VERDE

