

## ESTUDO COMPARATIVO ENTRE MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGAS DE ESTACAS DO TIPO HÉLICE CONTÍNUA EM UMA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO EM DUQUE DE CAXIAS – RJ

Matheus dos Santos Nunes<sup>1</sup>; Bruno Lúcio Moura da Silva<sup>2</sup>;

<sup>1</sup>Engenheiro Civil - Faculdade de Ciências Exatas e Tecnológicas, Universidade Iguaçu - UNIG, Av. Abílio Augusto Távora, 2134 - Jardim Nova Era, 26275-580, Nova Iguaçu – RJ

<sup>2</sup>Professor Engenharia Civil - Faculdade de Ciências Exatas e Tecnológicas, Universidade Iguaçu - UNIG, Av. Abílio Augusto Távora, 2134 - Jardim Nova Era, 26275-580, Nova Iguaçu – RJ  
eng.msnunes@gmail.com, blms.eng.civil@gmail.com,

**Resumo** - A fundação profunda tem por objetivo transmitir as cargas da superestrutura ao solo. Para realizar essa interação fundação-solo, faz-se necessário realizar previsões de capacidade de carga do mesmo. Este trabalho apresenta um estudo comparativo entre métodos de capacidade de carga de estacas do tipo hélice contínua, de uma fundação da estação de tratamento de esgoto do empreendimento Residencial Vila Ideal, localizado na Avenida Doutor Manoel Teles, S/N, centro, Duque de Caxias – RJ. Na análise dos resultados obtidos através de três métodos, verificou-se que o método de Aoki e Velloso (1975) obteve o resultado mais seguro em relação aos métodos de Decourt e Quaresma (1978) e *U.S. Army Corps of Engineers* (2005), mesmo obtendo a segunda maior resistência total, já que a estaca trabalha principalmente por atrito lateral, e o mesmo obteve o menor valor de resistência lateral, o que proporciona maior segurança.

**Palavras-chave:** Estacas. Hélice Contínua. Fundações Profundas. Capacidade de Carga. Ensaios Geotécnicos.

**Abstract** - *The deep foundation is intended to transmit superstructure loads to the ground. To carry out this foundation-soil interaction, it is necessary to make predictions of its carrying capacity. This work presents a comparative study between methods of carrying capacity of continuous helix piles, from a foundation of the sewage treatment plant of the Residencial Vila Ideal project, located at Avenida Doutor Manoel Teles, S/N, downtown, Duque de Caxias – RJ. In the analysis of the results obtained through three methods, it was found that the technique of Aoki and Velloso (1975) got the safest result about the methods of Decourt and Quaresma (1978) and US Army Corps of Engineers (2005), even obtaining the second-highest total resistance, since the pile works mainly by lateral friction, and it acquired the lowest value of lateral resistance, which provides more excellent safety.*

**Keywords:** Piles. Continuous Propeller. Deep Foundations. Load Capacity. Geotechnical Tests.

### 1 Introdução

Recentemente, a engenharia de fundações vem sofrendo grandes evoluções, devido a busca por métodos construtivos eficientes que garantem maior produtividade e redução de ruídos e vibrações durante a execução de fundações. Desta forma, surgiram recentemente, as estacas do tipo Hélice Contínua, que vem ganhando cada vez mais espaço no mercado, sendo adotado como principal alternativa de fundações profundas pelas grandes empresas (ALMEIDA NETO, 2002).

A utilização de estacas do tipo hélice contínua por diversas construtoras e engenheiros se dá devido aos avanços tecnológicos que a mesma obteve ao longo dos anos, se destacando das demais

fundações profundas mais utilizadas no Brasil. A adoção deste tipo de fundação tem sido elevada devido às diversas vantagens que a mesma oferece, como a ausência de ruídos, de vibrações, a não interferência em edificações adjacentes e a velocidade de execução (superior a 200 m por dia). Tais características são essenciais para a utilização desta fundação, podendo até mesmo reduzir de forma significativa o cronograma da obra (ALMEIDA NETO, 2002)

As estacas escavadas estão ganhando cada vez mais espaço e estão sendo uma tendência mundial, sendo responsável por mais de 50% da preferência dos construtores ao redor do globo (ANJOS, 2006). As estacas do tipo hélice contínua estão sendo utilizada para diversos outros fins além de estaca de carga, sendo utilizada para a execução de paredes de estacas para contenção, pré-furos para estacas metálicas ou pré-moldadas de concreto, a fim de transpor camadas do solo com SPT (*Standard Penetration Test*) elevado

O objetivo deste trabalho é avaliar a aplicabilidade dos métodos de previsão de capacidade de carga para este tipo de fundação profunda, através de sondagem no local da construção..

## 2 Metodologia

A determinação da capacidade axial de suporte de fundações pode ser realizada por métodos analíticos (diretos e indiretos), porém devido as dificuldades que esses métodos apresentam, a utilização de métodos diretos é estimulada. Os métodos diretos são aqueles de natureza empírica ou semi-empírica, que são fundamentados em resultados estatísticos de acordo com o desempenho de obras geotécnicas. Os métodos indiretos usam resultados de ensaios de ensaios, e adotam formulas clássicas de Mecânica dos Solos, sendo então chamados de métodos teóricos (ANJOS, 2006).

Vesic (1970) afirma que a análise de capacidade de carga de estacas parte do princípio que a ponta da estaca e demais elementos do fuste se moveram suficiente em relação ao solo adjacente para mobilizar a resistência de ponta e a resistência lateral. Porém, o deslocamento necessário para a mobilização do atrito lateral é próximo de 10 mm, com qualquer tipo de solo. Porém o deslocamento necessário para mobilizar a resistência de ponta é elevado, em especial para estacas de grande diâmetro, já que o deslocamento chega a 8% do diâmetro da ponta, para estacas cravadas, e até 30% do diâmetro da ponta, para estacas escavadas. Então, mesmo no caso de estacas muito rígidas, para as quais o deslocamento da ponta não é muito menor do que o do topo, o atrito lateral limite é mobilizado muito antes da resistência de ponta, sendo a fração da carga resistida pela ponta muito menor que a lateral.

Para determinar o diâmetro e comprimento das estacas, faz-se necessário considerar diversos aspectos, tais como: cargas dos pilares, resultados de ensaios geotécnicos e cálculo das cargas de ruptura da fundação em questão. O cálculo das cargas de ruptura e admissível devem ser realizados na fase de projeto, a fim de garantir que serão utilizados os métodos e fundações adequadas, atentando-se a realidade do empreendimento e a relação custo-benefício. Os métodos de capacidade de carga podem ser classificados em teóricos ou semi-empíricos, sendo os semi-empíricos os mais utilizados na engenharia e foram desenvolvidos em função do tipo e execução das estacas, sendo elas escavadas ou cravadas.

Para que se tenha maior segurança, é necessário que os cálculos e previsões de capacidade de carga feitos na etapa de projeto, no caso de fundações profundas, sejam confirmados através da realização de provas de carga no local da obra.

As estacas do tipo hélice contínua são executadas através de escavação do terreno, e

concretagem com a remoção do trado, porém, de acordo com Hachich (1996) seu comportamento se difere das demais estacas escavadas, tendo seus resultados de provas de carga se assemelhado mais as das previsões feitas para estacas cravadas.

Os limites de execução com relação a profundidade e distância do terreno vão depender do equipamento que está sendo utilizado. Equipamentos que escavam com grandes diâmetros, são maiores, portanto, necessitam ficar mais afastados dos limites do terreno.

Os valores das cargas usuais utilizadas no dimensionamento, suportadas pelo concreto da estaca, de acordo com o diâmetro externo da hélice, são apresentados na TAB.1.

**TABELA 1** – Carga máxima estrutural do concreto no dimensionamento da estaca hélice contínua

| Diâmetro da Hélice (mm) | Cargas Usuais (kN) | Diâmetro Interno Haste (mm) |
|-------------------------|--------------------|-----------------------------|
| <b>275</b>              | 250-350            | 100                         |
| <b>350</b>              | 350-500            | 100                         |
| <b>400</b>              | 500-650            | 100                         |
| <b>425</b>              | 550-700            | 100                         |
| <b>500</b>              | 700-1000           | 100                         |
| <b>600</b>              | 1100-1400          | 100                         |
| <b>700</b>              | 1550-1900          | 100                         |
| <b>800</b>              | 2000-2500          | 150                         |
| <b>900</b>              | 2550-3100          | 150                         |
| <b>1000</b>             | 3150-3900          | 150                         |

Fonte: HACHICH, 1996.

A carga admissível estrutural indicada na tabela é a máxima que a estaca poderá resistir, até que saia da zona plástica, uma vez que os valores correspondem à resistência estrutural do material da estaca. Porém é importante frisar que deve se realizar um procedimento para que seja avaliado o contato da estaca-solo. Tal procedimento é o cálculo de “previsão de capacidade de carga”.

## 2.1 Métodos Teóricos Para a Previsão da Capacidade de Carga

As fórmulas teóricas de capacidade de carga de elementos de fundações profundas formam um conteúdo vasto de engenharia de fundações. Diversos autores pesquisam sobre o assunto e apresentam suas contribuições a fim de chegar na fórmula ideal, resultando numa enorme quantidade de métodos teóricos para a previsão de capacidade de carga.

O principal fator que contribui para a existência de diversas fórmulas, se dá por conta da dificuldade de ajustar o modelo físico e matemático à ruptura de fundações profundas, pois o comportamento é diferente das fundações rasas, tornando essas fórmulas inaplicáveis. Muitos autores tentaram equacionar o problema, mas os métodos existentes não são muito eficientes, ainda mais em estacas aplicadas em areia, o que torna a utilização de métodos teóricos de previsão de capacidade de carga restrita e cautelosa.

### 2.1.1 Método do *U.S. Army Corps of Engineers*.

Assim como a maioria dos métodos teóricos, o método do *U.S. Army Corps of Engineers* (2005) apresenta expressões e tabelas associadas à aplicação do método em estacas pré-moldadas de concreto, que trabalha à compressão. Porém, o mesmo também pode ser utilizado em outros tipos de estacas, sendo considerado as diferentes formas de execução.

Um fator positivo do método do *U.S. Army Corps of Engineers* (2005) é que ele pode ser utilizado em condições não drenadas, com rápido carregamento ou com carregamento a longo prazo, de forma drenada. Isso é possível devido ao método ser teórico, envolvendo parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo. Tal fator é relevante devido a necessidade de carregar as estacas antes que sejam dissipadas as poropressões, que são geradas durante a cravação. Como o este método não envolve calibração por provas de carga estáticas que foram feitas muito tempo depois da execução do estaqueamento, como os métodos semi-empíricos, este método possui maior versatilidade.

## 2.2 Métodos Semi-empíricos Para a Previsão da Capacidade de Carga

Por conta das fórmulas teóricas não serem muito confiáveis na previsão de capacidade de carga de fundações profundas, a maioria dos autores propõem métodos baseados em correlações empíricas, com resultados de investigações geotécnicas e ajustados com provas de carga.

Os métodos semi-empíricos mais difundidos são os métodos dos brasileiros: Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), que são amplamente utilizados nos escritórios de projeto de fundações, inclusive no exterior.

### 2.2.1 Método de Aoki-Velloso

A equação básica de capacidade de carga é dada por:

$$R = R_L + R_p$$

Com as parcelas de resistência lateral ( $R_L$ ) e de ponta ( $R_p$ ) dadas, respectivamente, por:

$$R_L = U \sum (r_L \Delta_L)$$

E

$$R_p = r_p A_p$$

Ou seja, a capacidade de carga ( $R$ )

$$R = U \sum (r_L \Delta_L) + r_p A_p$$

Em que  $r_L$  e  $r_p$  são as incógnitas geotécnicas.

Pelo método Aoki-Velloso, essas duas incógnitas são inicialmente correlacionadas com ensaios de penetração estática CPT, por meio dos valores da resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) e do atrito lateral unitário na luva ( $f_s$ ):

$$r_p = \frac{q_c}{F_1}$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2}$$

Em que  $F_1$  e  $F_2$  são fatores de correção que levam em conta o efeito escala, ou seja, a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo), e a influência do método executivo de cada estaca. Esta fórmula foi adaptada ao ensaio mais difundido no Brasil, que é o SPT, o valor da resistência de ponta ( $q_c$ ) pode ser substituído por uma correlação com o índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ):

$$q_c = K N_{SPT}$$

Em que o coeficiente  $K$  depende do tipo de solo.

Essa substituição possibilita exprimir também o atrito lateral em função de  $N_{SPT}$ , com a utilização do atrito ( $\alpha$ ):

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c}$$

Com isso, temos.

$$f_s = \alpha q_c$$

$$f_s = \alpha K N_{SPT}$$

Em que  $\alpha$  é função do tipo de solo.

Na literatura especializada sobre cone, a razão de atrito é tradicionalmente representada por  $R_f$  e é utilizada para identificar o tipo de solo. No método de aoki-veloso, os autores procedem de maneira inversa, pois, a partir do tipo de solo, conhecido pela sondagem SPT, inferem o valor da razão de atrito.

Podemos então, reescrever as expressões anteriores para  $r_p$  e  $r_L$ :

$$r_p = \frac{K N_p}{F_1}$$

$$r_L = \frac{\alpha K N_L}{F_2}$$

Em que  $N_p$  e  $N_L$  são, respectivamente o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura  $\Delta_L$ , ambos valores obtidos a partir de sondagem mais próxima. Portanto a capacidade de carga ( $R$ ) de um elemento isolado de fundação pode ser estimada pela fórmula semiempírica:

$$R = U \Sigma \left( \frac{\alpha K N_L}{F_2} \Delta_L \right) + \frac{K N_p}{F_1} A_p$$

Ou

$$R = \frac{K N_p}{F_1} A_p + U \Sigma \left( \frac{\alpha K N_L}{F_2} \Delta_L \right)$$

Os valores de  $F_1$  e  $F_2$  fazem parte de uma atualização feita por Monteiro (1997), da tabela proposta por Aoki e Velloso (1975).

### 2.2.2 Método de Decourt e Quaresma

As parcelas de resistência ( $R_L$  e  $R_p$ ) da capacidade de carga ( $R$ ) de um elemento de fundação por estaca são expressas por:

$$R_L = r_L U L$$

$$R_p = r_p A_p$$

A estimativa da tensão de adesão ou de atrito lateral ( $r_L$ ) é feita com o valor médio do índice de resistência a penetração do SPT ao longo do fuste ( $N_L$ ), de acordo com uma tabela apresentada pelos autores, sem nenhuma distinção quanto ao tipo de solo. No cálculo de  $N_L$ , adotam os limites  $N_L \geq 3$  e  $N_L \leq 15$  e não consideram os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta.

Decourt (1982) transforma os valores tabelados na expressão:

$$r_L = 10 \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right)$$

E estende o limite superior de  $N_L = 15$  para  $N_L = 50$ , para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita, mantendo  $N_L \leq 15$  para estacas Strauss e tebulões a céu aberto.

A capacidade de carga junto à ponta ou base da estaca ( $r_p$ ) é estimada pela equação

$$r_p = C N_p$$

Em que:

$N_p$  - Valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, obtido a partir de 3 valores: o correspondente ao nível ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente superior;

$C$  – Coeficiente característico do solo, ajustado por meio de 41 provas de cargas realizadas em estacas pré-moldadas de concreto.

Nas provas de carga que não atingiram a ruptura, os autores utilizam como critério de ruptura a carga correspondente ao recalque de 10% do diâmetro da estaca. Esse critério está associado ao modo de ruptura convencional.

Decourt (1996) introduz fatores  $\alpha$  e  $\beta$ , respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral, resultado a capacidade de carga em:

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

Para a aplicação do método a estacas escavadas com lama bentonítica, estacas escavadas em geral (inclusive tubulões a céu aberto), estacas tipos hélice continua e raiz, e estaca injetadas sob altas pressões. Os valores propostos para  $\alpha$  e  $\beta$  são apresentados nas tabelas. O método original ( $\alpha = \beta = 1$ ) permanece para estacas pré-moldadas, metálicas e tipo franki.

### 3 Aplicações e Resultados dos Métodos

As estacas em estudo são pertencentes à Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) do empreendimento Residencial Vila Ideal, que se situa na Comunidade Vila Ideal, no centro do Município de Duque de Caxias – RJ, Brasil.

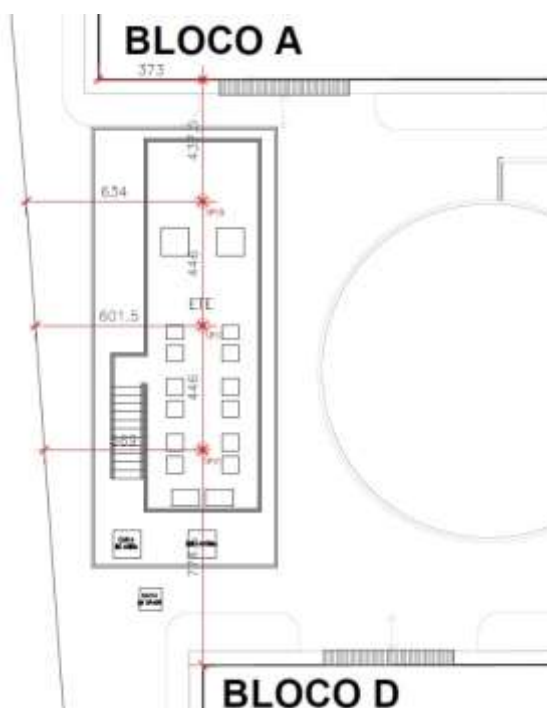
### 3.1 - Descrição da Edificação.

A Edificação em questão é uma Estação de Tratamento de Esgoto (ETE), que receberá o esgotamento sanitário do conjunto habitacional, que será tratado e posteriormente despejado na rede de esgotamento da rua Sargento Belmonte de Oliveira.

### 3.2 – Investigações Geotécnicas

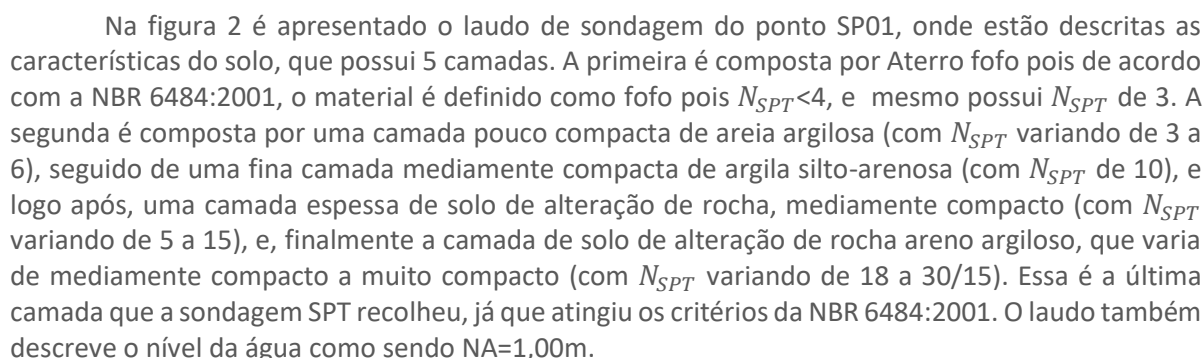
No local adotado para a construção da ETE, foram realizados três ensaios SPT (*Standard Penetration Test*), de acordo com o croqui de sondagem na FIGURA 1.

**FIGURA 1 – Croqui de Sondagem SPT**



Nas FIGS. 2, 3 e 4 são apresentados os resultados da análise do solo feito nos pontos SP01, SP02, SP03, os quais indicarão a resistência dos solos granulares, nível d'água e densidade, que posteriormente serão utilizados para o cálculo da capacidade de carga das estacas.

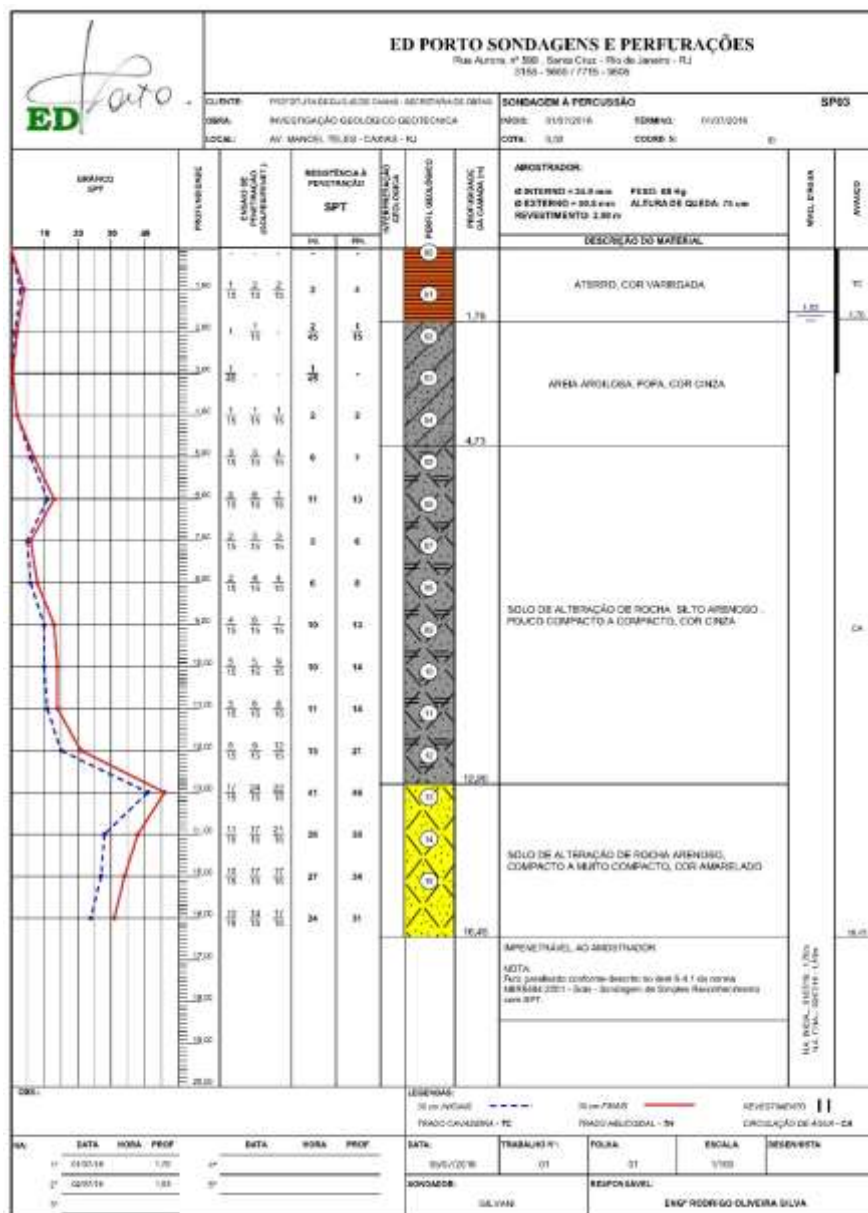
**FIGURA 2 – Sondagem SPT do ponto SP01**



[illegible]

75

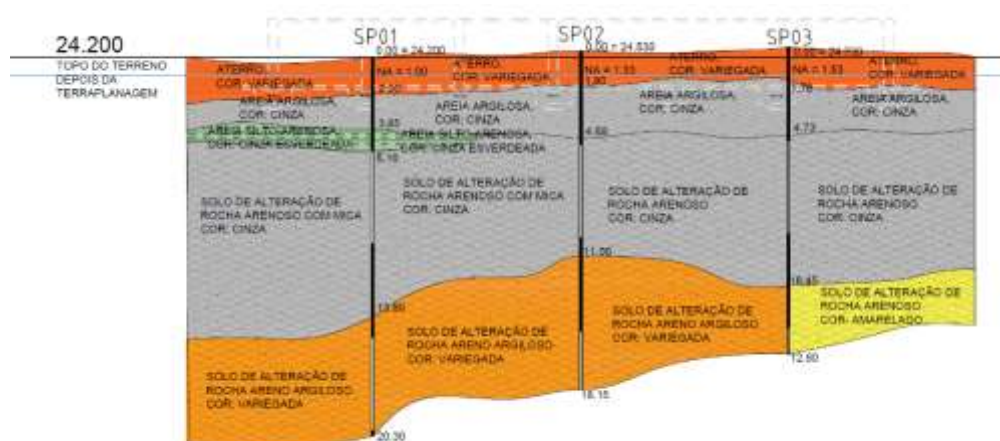
**FIGURA 4 – Sondagem SPT do ponto SP03**



76

compacto (com  $N_{SPT}$  variando de 46 a 31), na cor amarelado. NA=1,53m. Da mesma forma como apresentado no ponto SP02, o terreno se encontrava irregularizado, com isso, observamos que o nível d'água está diferente em todos os pontos.

**FIGURA 5 – Perfil de Sondagem SPT**



Fonte: O AUTOR, 2017.

A FIGURA5 apresenta o perfil de sondagem do local onde se encontra o objeto de estudo. Nela podemos ver os três pontos de sondagem, com suas características apontadas, para efeito de comparação entre os pontos.

### 3.3 Previsões de Capacidade de Carga

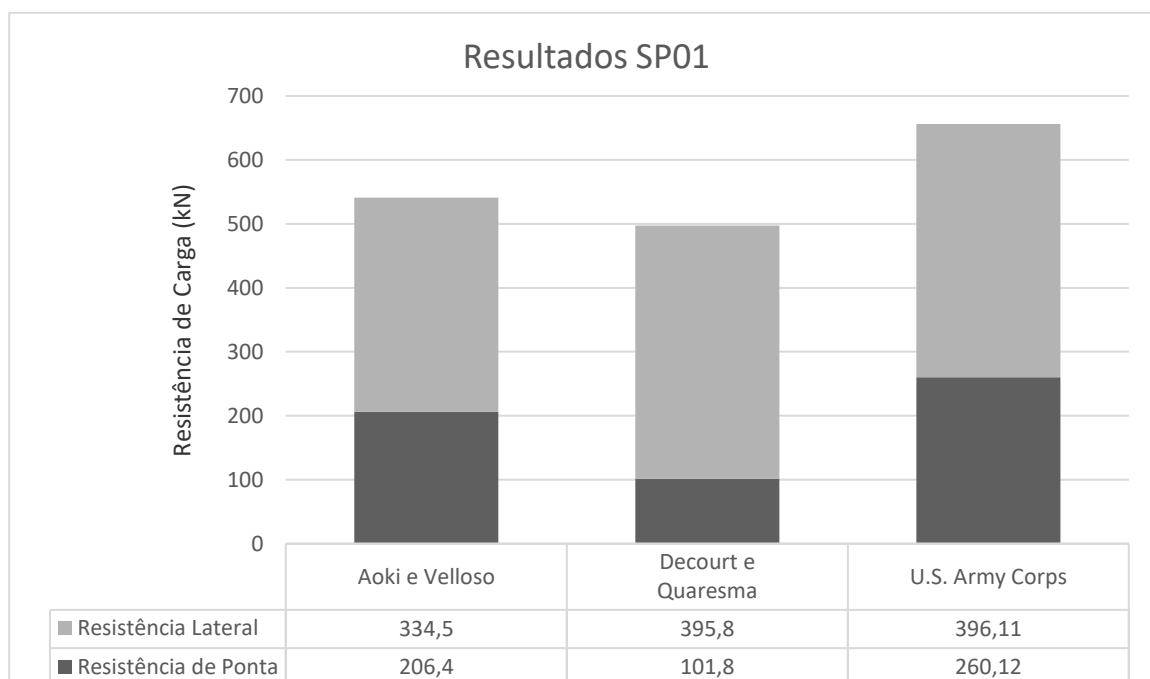
A fim de obter maior segurança, o presente trabalho faz a comparação entre três métodos de previsão de capacidade de carga, sendo dois semi-empírico (método de Aoki e Velloso e o método de Decourt Quaresma) e um teórico (Método do *U.S. Army Corps*). O método que obter o menor valor, será utilizado para a execução do estaqueamento.

#### 3.3.1 Comparação entre os métodos no ponto SP01

**TABELA 2 – Resumo das resistências calculadas pelos três métodos no ponto SP01**

| Método             | Prof. (m) | $R_p$ (kN) | $R_L$ (kN) | $R$ (kN) | $R_{ADM}$ (kN) |
|--------------------|-----------|------------|------------|----------|----------------|
| Aoki e Velloso     | 12        | 206,4      | 334,5      | 540,9    | 270,5          |
| Decourt e Quaresma | 12        | 101,8      | 395,8      | 497,6    | 248,8          |
| U.S. Army Corps    | 12        | 260,12     | 396,11     | 656,23   | 328,11         |

**FIGURA 6 – Comparação entre os métodos de capacidade de carga no ponto SP01**



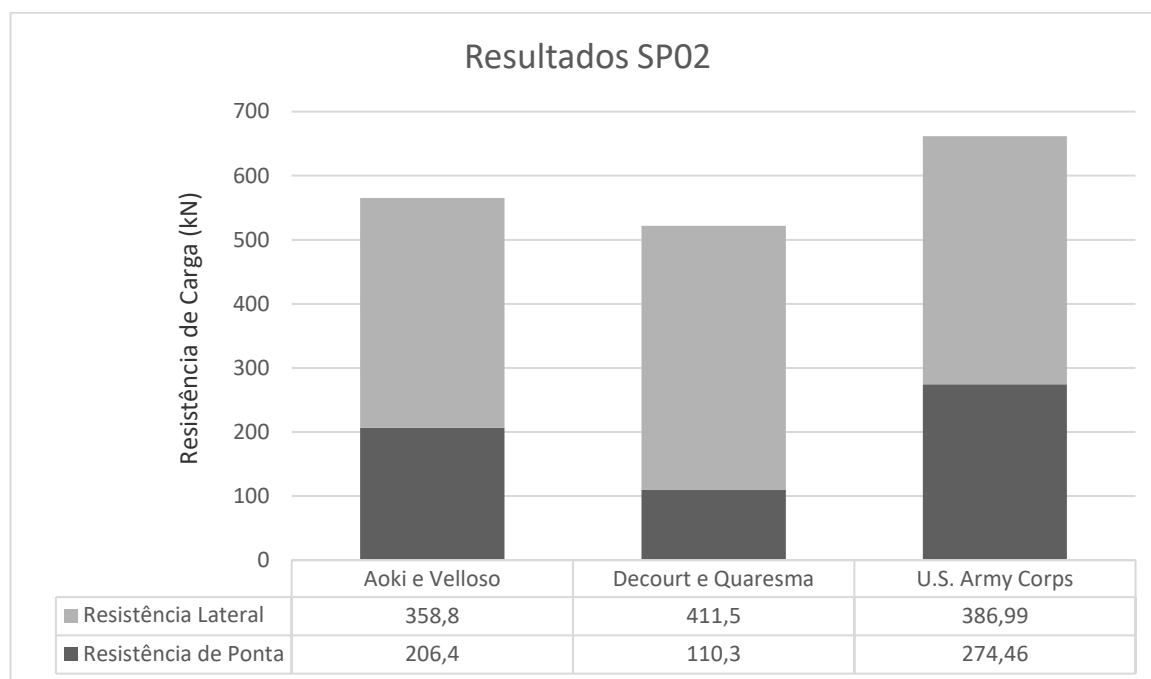
Com os valores apresentados na figura 6, observa-se que o método teórico do *U.S Army Corps* possui valores mais elevados tanto na resistência de ponta quanto na resistência lateral. O método de Decourt e Quaresma apesar de possuir a segunda maior resistência lateral, a resistência de ponta é bem baixa, tendo menos da metade do valor apresentado nos demais métodos, tendo então, o menor valor geral de resistência de carga. O método de Aoki e Velloso, no ponto SP01, possui o menor valor de resistência lateral, porém a resistência é mais que o dobro do método de Decourt e Quaresma, tornando-o o segundo maior valor de resistência de carga. Então, no ponto SP01, o método com menor resistência de carga é o método de Decourt e Quaresma.

### 3.3.2 Comparação entre os métodos no ponto SP02

**TABELA 3** – Resumo das resistências calculadas pelos três métodos no ponto SP02

| Método             | Prof. (m) | $R_p$ (kN) | $R_L$ (kN) | $R$ (kN) | $R_{ADM}$ (kN) |
|--------------------|-----------|------------|------------|----------|----------------|
| Aoki e Velloso     | 12        | 206,4      | 358,8      | 565,20   | 282,6          |
| Decourt e Quaresma | 12        | 110,3      | 411,5      | 521,8    | 260,9          |
| U.S. Army Corps    | 12        | 274,46     | 386,99     | 661,45   | 330,72         |

**FIGURA 7** – Comparação entre os métodos de capacidade de carga no ponto SP02

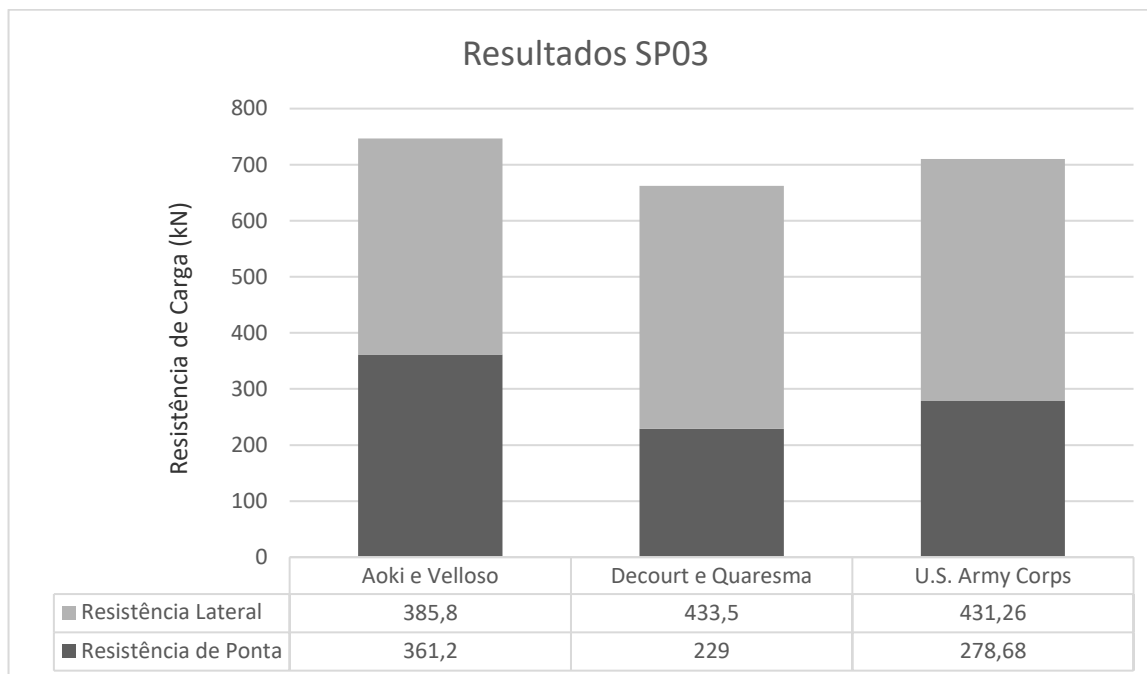


Com a análise dos dados apresentados na figura 7, é possível observar que assim como no ponto SP01, o método do *U.S Army Corps* obteve o maior valor de capacidade de carga, sendo a resistência de ponta a maior dos três métodos, e a resistência lateral, a segunda maior. O método de Aoki e Velloso obteve a segunda maior capacidade de carga, porém a resistência lateral é a menor dos três métodos, e a resistência de ponta, a segunda maior. O método de Decourt e Quaresma, mais uma vez, foi o que obteve a menor resistência de carga, mesmo tendo o maior valor de resistência lateral, já que sua resistência de ponta obteve quase a metade do valor de Aoki e Velloso.

### 3.3.3 Comparação entre os métodos no ponto SP03

**TABELA 4** – Resumo das resistências calculadas pelos três métodos no ponto SP01

| Método             | Prof. (m) | $R_p$ (kN) | $R_L$ (kN) | $R$ (kN) | $R_{ADM}$ (kN) |
|--------------------|-----------|------------|------------|----------|----------------|
| Aoki e Velloso     | 12        | 361,2      | 385,8      | 747,0    | 373,5          |
| Decourt e Quaresma | 12        | 229        | 433,5      | 662,6    | 331,3          |
| U.S. Army Corps    | 12        | 278,68     | 431,26     | 709,95   | 354,97         |

**FIGURA 8** – Comparação entre os métodos de capacidade de carga no ponto SP03

Diferentemente dos demais resultados, os dados da figura 8 apresentam o método de Aoki e Velloso como sendo o com maior valor de capacidade de carga, mesmo obtendo o menor valor de resistência lateral dos três métodos, pois o valor de resistência de ponta é o maior dos três. Em segundo lugar, ficou o método do *U.S. Army Corps*, que tanto a resistência lateral quanto a resistência de ponta, apresentaram valores medianos em relação aos três métodos. E mais uma vez, o método de Decourt e Quaresma se apresentou como o método com a menor resistência de carga, tendo a maior resistência lateral, e a menor resistência de ponta.

#### 4 Conclusões

A engenharia de fundações sofreu diversas evoluções ao longo dos anos, principalmente a fundação profunda com estacas hélice contínua, que garantem maior segurança e confiabilidade na execução dos serviços graças ao monitoramento.

Observou-se, que as investigações geotécnicas são importantíssimas para a análise do solo e das previsões de capacidade de carga das estacas, pois os seus resultados influenciam diretamente no valor estimado de capacidade de carga do solo, logo, é de suma importância que as investigações sejam bem executadas e seus laudos feitos de forma correta, obedecendo os critérios normativos, principalmente na descrição do material no ponto de sondagem.

Observou-se também que a determinação da capacidade de carga de uma estaca pode ser realizada através de métodos diretos (empíricos e semi-empíricos) e indiretos (teóricos), e é de suma importância que sejam realizadas previsões com ao menos três métodos, a fim de compará-los e garantir maior confiabilidade no resultado final.

Concluiu-se que a utilização de diferentes métodos de previsão de capacidade de carga, reflete valores distintos, em todas as parcelas, tanto de atrito lateral, quanto a resistência de ponta. Sendo o método de Aoki e Velloso (1975) com o menor valor de resistência lateral, o Décourt-quaresma (1978) com o maior valor de resistência lateral, e menor valor de resistência de ponta, e o método do *U.S. Army Corps of Engineers* (2005) obteve a maior resistência geral em dois pontos. Porém, de acordo com Vesic (1970), o atrito lateral é mobilizado muito antes da resistência de ponta, sobretudo em estacas escavadas, logo, a estaca trabalhará principalmente por atrito lateral, tal análise permite-nos concluir que o método de Aoki e Velloso (1975) é o mais seguro, uma vez que ele obteve a menor resistência lateral nas três previsões realizadas.

## Referências

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 2001.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

ALMEIDA NETO, J. A. (2002). **Estacas hélice contínua e ômega: aspectos executivos**. 187 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, USP. São Paulo.

ANJOS, G. J. M. (2006). **Estudo do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais**. 340 p. Tese (Doutorado) – Faculdade de Tecnologia, UnB. Brasília.

AOKI, N; VELLOSO, D. A. (1975). **An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles**. Proceedings of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Buenos Aires, Vol. 1, 1975.

DÉCOURT, L. & QUARESMA FILHO, A.R. (1978). **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, 1: p. 45-53.

DÉCOURT, L.; ALBIERO, J.H. & CINTRA, J.C.A. (1996). **Análise e Projetos de Fundações Profundas**. Fundações: teoria e prática, Hachich, W.; Falconi, F.; Saes, J.L.; Frota, R.G.Q.; Carvalho, C.S. & Niyama, S. (eds), Editora PINI Ltda, São Paulo, SP, pp. 265-327.

HACHICH, W.R.; TAROZZO, H. (1996). **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Editora PINI.

MONTEIRO, P. F. **Capacidade de carga de estacas – método Aoki-Velloso**, Relatório interno de Estacas Franki Ltda., 1997.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Design of Pile Foundations**. University Press of the Pacific, Honolulu, Hawaii, 2005.

VESIC, A. S. **Design of Pile Foundations**. Duke University School of Engineering, Durham, North Carolina, 1977