



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO MARANHÃO**  
**CAMPUS DE BALSAS**  
**COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**LUCAS VILARINS BRITO**

**FUNDAÇÃO EM ESTACA HÉLICE CONTÍNUA: ESTUDO DE  
CASO EM OBRA DE EDIFÍCIO RESIDENCIAL DE SEIS  
PAVIMENTOS EM BALSAS-MA**

**Balsas – MA**

**2018**

Lucas Vilarins Brito

Fundação em Estaca Hélice Contínua: estudo de caso em obra de edifício  
residencial de seis pavimentos em Balsas - MA

Trabalho de Conclusão de Curso na modalidade Monografia, submetido à Coordenação de Engenharia Civil da Universidade Federal do Maranhão como parte dos requisitos necessários para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof<sup>a</sup>. Esp. Willame Braga Lima.

Balsas – MA

2018

Ficha gerada por meio do SIGAA/Biblioteca com dados fornecidos pelo (a) autor (a).  
Núcleo Integrado de Bibliotecas/UFMA

Brito, Lucas Vilarins.

Fundação em Estaca Hélice Contínua: estudo de caso em obra de edifício residencial de seis pavimentos em Balsas - MA / Lucas Vilarins Brito. - 2018.

86 p.

Orientador(a): Willame Braga Lima.

Monografia (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Maranhão, Balsas - MA, 2018.

1. Capacidade de carga. 2. Estaca Hélice Contínua. 3. Métodos semi-empíricos. 4. Processo executivo. 5. Sondagem SPT. I. Lima, Willame Braga. II. Título.

Lucas Vilarins Brito

Fundação em Estaca Hélice Contínua: estudo de caso em obra de edifício  
residencial de seis pavimentos em Balsas - MA

Trabalho de Conclusão de Curso na  
modalidade Monografia, submetido à  
Coordenação de Engenharia Civil da  
Universidade Federal do Maranhão como  
parte dos requisitos necessários para  
obtenção do Título de Bacharel em  
Engenharia Civil.

Aprovado em 21 de dezembro de 2018:



Prof. Esp. Willame Braga Lima – Orientador



Prof. Esp. Francisco de Assis Alves da Cunha – Examinador interno



Eng. Diego Galvão Martins – Examinador externo

Balsas-MA

2018

“Antes que você possa alcançar o topo de uma árvore e entender os brotos e as flores, você terá de ir fundo nas raízes, porque o segredo está lá. E, quanto mais fundo vão as raízes, mais alto vai a árvore”

Friedrich Nietzsche

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus pelo dom da vida, por tudo o que sou e tudo o que conquistei em minha caminhada.

Aos meus pais, pelo carinho, apoio e dedicação que me ajudaram na vida pessoal e acadêmica.

Um agradecimento especial ao meu orientador Prof. Esp. Willame Braga Lima pelo acompanhamento, ideias, discussão, e ajuda na elaboração do trabalho e ao supervisor técnico e colega de trabalho Eng. Diego Galvão Martins pelo conhecimento passado e apoio à realização desta monografia.

Aos meus familiares e amigos que me proporcionaram momentos de felicidade e companheirismo.

À Cotrel Engenharia e seus colaboradores por ter fornecido a oportunidade de estágio em obra, o que propiciou a realização deste estudo de caso.

Aos professores e funcionários da Universidade Federal do Maranhão/Campus Balsas que, de alguma maneira, possibilitaram condições de trabalho nesta Universidade.

## RESUMO

Este trabalho apresentou resultados de uma análise de projeto e execução da fundação em estacas do tipo hélice contínua monitorada, apoiadas em perfil geotécnico com presença de solo de baixa resistência nas primeiras camadas. Trata-se de um estudo de caso do projeto e da execução das fundações do edifício Vila da Serra, empreendimento de cunho residencial na cidade de Balsas - MA. O primeiro passo foi a realização da revisão bibliográfica sobre a sondagem SPT, os métodos de previsão de capacidade de carga utilizados, sendo eles Aoki - Velloso (1975), Décourt - Quaresma (1978), Velloso (1981), Teixeira (1996) e Alonso (1996), sobre o processo executivo da estaca hélice contínua, os equipamentos utilizados e os aspectos executivos que influenciam no desempenho final das estacas. Em seguida, foram tecidos comentários sobre o caso estudado, sua localização, algumas características geológicas e geotécnicas e observações sobre o projeto de fundação. A análise baseou-se na comparação entre os resultados obtidos da aplicação dos cinco métodos de previsão da capacidade de carga dos elementos de fundação, em que se constatou grande variabilidade nos valores obtidos, onde todos os métodos satisfizeram à capacidade de carga necessária para suportar a solicitação advinda da superestrutura. Pode-se constatar ainda que o método de Teixeira (1996) foi o que obteve os melhores valores de capacidade de carga para as estacas de 14 metros de comprimento do bloco B19 e o método de Aoki – Velloso (1975) para as estacas de 19 metros do bloco B25. No acompanhamento em obra foram identificados desvios de execução relacionados aos equipamentos, ao processo executivo e aos materiais.

Palavras chave: Sondagem SPT; Capacidade de carga; métodos semiempíricos; Estaca Hélice Contínua; Processo executivo.

## **ABSTRACT**

This work presented results of an analysis of the design and execution of the foundation in stakes of the type monitored continuous propeller, supported in geotechnical profile with presence of soil of low resistance in the first layers. This is a case study of the design and execution of the foundations of the Vila da Serra building, a residential development in the city of Balsas - MA. The first step was to carry out the bibliographic review on the SPT survey, the load forecasting methods used, being Aoki - Velloso (1975), Décourt - Quaresma (1978), Velloso (1981), Teixeira (1996) and Alonso (1996), on the executive process of the continuous propeller stake, the equipment used and the executive aspects that influence the final performance of the piles. Then, comments were made on the studied case, its location, some geological and geotechnical characteristics and observations on the foundation project. The analysis was based on the comparison between the results obtained from the application of the five methods of predicting the load capacity of the foundation elements, in which a great variability was observed in the values obtained, where all methods satisfied the load capacity required to support the from the superstructure. It can be observed that the Teixeira (1996) method obtained the best values of load capacity for the 14-meter-long cuttings of block B19 and the Aoki-Velloso (1975) method for cuttings of 19 meters of block B25. In the worksite monitoring, deviations of execution related to the equipment, the executive process and the materials were identified.

Keywords: SPT survey; Battery capacity; semiempirical methods; Continuous Helix Stake; Executive process.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Amostrador padrão. ....	18
Figura 2 - Esquema de execução do ensaio SPT, onde a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem e (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT).....	19
Figura 3 - Estaca submetida à carga de ruptura de compressão. ....	21
Figura 4 - Etapas de execução de estaca hélice contínua. ....	32
Figura 5 - Perfuração da estaca. ....	33
Figura 6 - Detalhe da tampa metálica provisória. ....	34
Figura 7 - Limpeza manual do trado.....	37
Figura 8 - Retirada do solo para fora da área de trabalho.....	37
Figura 9 - Instalação manual de armadura.....	38
Figura 10 - Detalhe da armação de travamento na estaca. ....	39
Figura 11 - Perfuratriz Hélice Contínua EM800/24.....	40
Figura 12 - Perfuratriz Hélice Contínua EM800/24 em posição de transporte.....	41
Figura 13 - Monitor do computador de bordo. ....	42
Figura 14 - Folha de controle da monitoração.....	43
Figura 15 - Espaçador do tipo rolete para fundações.....	49
Figura 16 - Limpeza diária ao final da execução das estacas.....	51
Figura 17 - Realização do ensaio para calibração da bomba de concreto. ....	52
Figura 18 - Retirada de concreto excedente até a cota de arrasamento.....	53
Figura 19 - Calda de lubrificação sendo preparada dentro do cocho da bomba. ....	54
Figura 20 - Calda de lubrificação saindo junto com concreto na ponta do trado.....	54
Figura 21 - Armadura utilizada em estacas hélice contínua.....	59
Figura 22 - Tipos de rolete. ....	60
Figura 23 - Laudo de sondagem geotécnica SPT. ....	64
Figura 24 - Localização do empreendimento em Balsas – MA. ....	65
Figura 25 - Planta de situação do empreendimento.....	65
Figura 26 - Parâmetros para dimensionamento de estacas moldadas in loco. ....	66
Figura 27 - Armação utilizada nas estacas do empreendimento Vila da Serra. ....	78
Figura 28 - Armação de estaca exposta.....	78

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Tabelas dos estados de compacidade e de consistência. ....	20
Quadro 2 - Abatimento de concreto para estaca hélice contínua.....	40
Quadro 3 - Fatores a serem observados nas decisões preliminares ao processo executivo. ....	50
Quadro 4 - Diâmetro das barras da armação em função do diâmetro da estaca. ....	60

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficientes de transformação F1 e F2 (Aoki; Velloso, 1975; Velloso et al, 1978). .....	23
Tabela 2 - Valores de K e $\alpha$ (Aoki; Velloso, 1975).....	23
Tabela 3 - Valores atribuídos a K (Décourt; Quaresma, 1978).....	25
Tabela 4 - Valores atribuídos ao coeficiente $\alpha$ (Quaresma et al, 1996).....	25
Tabela 5 - Valores atribuídos ao coeficiente $\beta$ (Quaresma et al, 1996).....	25
Tabela 6 - Valores aproximados de a, b, a', b' (VELLOSO, 1981). .....	27
Tabela 7 - Valores de $\alpha$ e $\beta$ (Teixeira, 1996).....	28
Tabela 8 - Limites de $\tau_l, \tau_{ult}$ e valores de $\alpha$ propostos pelo método de Alonso (1996), especificamente para hélice contínua. ....	30
Tabela 9 - Valores de $\beta'$ (em kPa/kgf.m) em função do tipo de solo para as regiões analisadas. ....	30
Tabela 10 - Resultado da aplicação dos métodos para as estacas do bloco B19.....	69
Tabela 11 - Carga de trabalho estimada para as estacas do bloco B19. ....	69
Tabela 12 - Resultado da aplicação dos métodos para as estacas do bloco B25.....	71
Tabela 13 - Carga de trabalho estimada para as estacas do bloco B25. ....	72

## **LISTA E GRÁFICOS**

Gráfico 1 - Comparação entre a resistência admissível calculada pelos métodos, a média desses valores e a solicitação de projeto para as estacas e 14 m. ....	70
Gráfico 2 - Comparação entre a resistência admissível calculada pelos métodos, a média desses valores e a solicitação de projeto para as estacas de 19 m. ....	73

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>14</b>
<b>2</b>	<b>JUSTIFICATIVA</b> .....	<b>15</b>
<b>3</b>	<b>OBJETIVOS</b> .....	<b>17</b>
3.1	OBJETIVOS GERAIS .....	17
3.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	17
<b>4</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>18</b>
4.1	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA COM SPT .....	18
<b>4.1.1</b>	<b>Interpretação do ensaio</b> .....	<b>19</b>
4.2	CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS .....	20
4.3	MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA.....	22
<b>4.3.1</b>	<b>Método de Aoki &amp; Velloso (1975)</b> .....	<b>22</b>
<b>4.3.2</b>	<b>Método de Décourt - Quaresma (1978)</b> .....	<b>24</b>
<b>4.3.3</b>	<b>Método de Velloso (1981)</b> .....	<b>25</b>
<b>4.3.4</b>	<b>Método de Teixeira (1996)</b> .....	<b>27</b>
<b>4.3.5</b>	<b>Método de Alonso (1996)</b> .....	<b>28</b>
4.4	HISTÓRICO DAS ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA .....	31
4.5	PROCESSO EXECUTIVO DAS ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA .....	32
<b>4.5.1</b>	<b>Perfuração</b> .....	<b>33</b>
<b>4.5.2</b>	<b>Concretagem</b> .....	<b>35</b>
<b>4.5.3</b>	<b>Colocação da armadura</b> .....	<b>37</b>
4.6	EQUIPAMENTOS UTILIZADOS.....	40
4.7	CONTROLE E MONITORAÇÃO DA EXECUÇÃO .....	41
<b>4.7.1</b>	<b>Profundidade</b> .....	<b>43</b>
<b>4.7.2</b>	<b>Tempo de Execução</b> .....	<b>44</b>
<b>4.7.3</b>	<b>Inclinação da Torre</b> .....	<b>44</b>
<b>4.7.4</b>	<b>Velocidade de Penetração do Trado</b> .....	<b>45</b>
<b>4.7.5</b>	<b>Velocidade de Rotação do Trado</b> .....	<b>45</b>
<b>4.7.6</b>	<b>Torque</b> .....	<b>45</b>
<b>4.7.7</b>	<b>Velocidade de Extração</b> .....	<b>46</b>

4.7.8	<b>Pressão do Concreto</b> .....	47
4.7.9	<b>Volume de Concreto Lançado</b> .....	47
4.7.10	<b>Controle da instalação da armação</b> .....	48
4.8	ASPECTOS PRÁTICOS RELEVANTES DA EXECUÇÃO .....	49
4.8.1	<b>Fatores relacionados aos equipamentos</b> .....	50
4.8.2	<b>Fatores relacionados à metodologia executiva</b> .....	50
4.8.3	<b>Fatores relacionados ao tipo de terreno</b> .....	56
4.8.4	<b>Fatores relacionados aos materiais</b> .....	59
5	<b>METODOLOGIA</b> .....	62
5.1	DELIMITAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	63
5.1.1	<b>Delimitação</b> .....	63
5.1.2	<b>Caracterização da área de estudo e do projeto</b> .....	63
5.2	ANÁLISE E TRATAMENTO DOS DADOS .....	67
6	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	68
6.1	RESULTADOS RELACIONADOS À ANÁLISE DO PROJETO .....	68
6.1.1	<b>Para o bloco B19</b> .....	68
6.1.2	<b>Para o bloco B25</b> .....	71
6.2	RESULTADOS RELACIONADOS A EXECUÇÃO.....	73
6.2.1	<b>Fatores relacionados aos equipamentos</b> .....	74
6.2.1.1	Manutenção inadequada.....	74
6.2.2	<b>Fatores relacionados ao processo executivo</b> .....	75
6.2.2.1	Calibração inadequada da bomba de concreto.....	75
6.2.2.2	Lubrificação inadequada da tubulação.....	76
6.2.2.3	Demora na concretagem.....	76
6.2.3	<b>Fatores relacionados aos materiais</b> .....	77
6.2.3.1	Desempenho reduzido das armaduras.....	77
6.2.3.2	Problemas na instalação da armadura devido ao concreto.....	79
7	<b>CONCLUSÕES</b> .....	81
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	84

## 1 INTRODUÇÃO

A busca por novos elementos de fundação que possuam elevada capacidade de carga e alta produtividade, maior controle de qualidade na hora de executar e menores interferências na vizinhança na sua execução, ausência de ruídos e vibrações, tem forçado a evolução da engenharia de fundações. Nesse contexto, a estaca hélice contínua ganhou abrangência no mercado nacional e se desenvolveu muito nos últimos anos como uma boa solução para os grandes centros urbanos (JOSÉ NETO, 2002).

Segundo Andrade (2009), Almeida Neto (2002) e Alledi (2015) o processo de execução das estacas hélice contínua monitoradas pode ser classificado como um grande avanço tecnológico e tem feito projetistas, consultores e construtores em geral a aderir a esse tipo de fundação, pois apresenta grandes vantagens em relação a outros bastantes difundidos no Brasil. Isto se deve a fatores de execução, como:

- Não interferir substancialmente nos prédios próximos à obra;
- não provocar os ruído ou perturbações vibracionais comuns aos bate-estacas;
- possui grande produtividade, com média superior a 200m/dia, o que reduz o tempo de execução da obra e;
- pode ser executada mesmo com presença de lençol freático.

Junto com o crescimento comercial e o uso da técnica, os estudos sobre o comportamento desse tipo de fundação têm crescido (LÁZARO; WOLLE, 2004; DANZIGER, 2012 apud BENETTI, 2016). E isto se mostra de grande importância, pois a maior parte dos estudos é sobre o comportamento de estacas cravadas ou escavadas.

Ainda assim, estudos de desempenho e comportamento deste tipo de fundação em nosso país são limitados, carecendo de trabalhos que analisem e correlacionem os aspectos de projeto com os aspectos executivos.

Dito isto, este trabalho contém os resultados da análise de um projeto de fundação e relatos de um estudo de caso da execução das estacas hélice contínua desse projeto. A revisão bibliográfica aborda sobre o método de sondagem que foi utilizado para reconhecimento das características do subsolo, sobre os métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga, sobre o histórico de evolução e modificações que o processo executivo sofreu, detalha as etapas de perfuração, concretagem e colocação de armadura e aborda sobre os problemas mais comuns que podem acarretar erros na obtenção dos dados fornecidos pela monitoração.

A partir de constatações práticas e bibliográficas feitas pelo autor, em loco e em monografias, artigos, dissertações e livros, são descritos os principais aspectos executivos que podem influenciar no desempenho final destas estacas. São mostrados aspectos com relação aos procedimentos que precedem a execução das estacas, ao equipamento utilizado, pressão de injeção, controle da concretagem, sistema de injeção do concreto, colocação da armadura, cota de arrasamento e aspectos relacionados com alguns tipos de solo.

## **2 JUSTIFICATIVA**

Escolheu-se o tema aqui proposto com o intuito de aprofundar os conhecimentos na área das fundações profundas, das estruturas de concreto armado e na área de geotecnia, buscando aliar os temas supracitados a um estudo de caso com utilização de estaca hélice contínua em Balsas – MA.

O uso de estacas hélice contínua em Balsas – MA teve crescimento recente. Esta solução para fundação tornou-se viável e bastante interessante para a região devido à verticalização dos empreendimentos, com gabaritos acima de 5 pavimentos, grandes carregamentos, garagens subterrâneas, na maioria das vezes implantados em áreas limitadas pela vizinhança urbana, apresentando, em algumas partes da cidade, terrenos com presença de lençol freático e solo superficial com baixa capacidade de carga.

Logo, como salienta Tavares (2009), estudar este tipo de fundação dando ênfase aos processos executivos é de fundamental importância para fornecer os

indicadores técnicos de melhoria do desempenho destas estacas aos profissionais do setor da construção civil e à comunidade acadêmica.

Nesse âmbito, este trabalho se justifica ao se aliar o estudo do processo executivo deste tipo de estaca com o estudo dos métodos de previsão de capacidade de carga voltado às decisões de projeto, pois reúne conhecimentos referentes ao projeto e a execução de estacas hélice contínua monitorada.

Pode-se notar ainda a importância da produção acadêmica nessa área pois há estudos de qualidade desenvolvidos na literatura internacional, como é o caso de Brown et al. (2007) apud Tavares (2009), que desenvolveu um estudo que aborda o processo executivo de estaca hélice contínua, abordando desde o projeto até a fase de execução em obras de transporte nos Estados Unidos. Já na literatura nacional destacam-se Penna et al. (1999), Tavares (2009) e Almeida Neto (2002), cujas produções serviram de referência inicial para este trabalho.

Tavares (2009) relata que Penna et. al. (1999) e Almeida Neto (2002) desenvolveram trabalhos que abordam desde o controle tecnológico do concreto até os aspectos de desempenho das estacas hélice, direcionando suas pesquisas principalmente à capacidade de carga deste tipo de estaca, não abordando sobre o controle de qualidade do processo executivo. Isso leva o autor a concluir que a maioria dos estudos priorizam os aspectos geotécnicos, em detrimento dos parâmetros de execução.

Dito isto, vê-se que o estudo proposto é muito importante para ajudar na melhoria da qualidade do método executivo, do desempenho final das estacas hélice contínua monitorada e para a segurança no uso deste tipo de fundação na região de Balsas- MA, uma vez que irá contribuir tanto para a definição de critérios de acompanhamento dos parâmetros executivos quanto aprofundará o conhecimento sobre os métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga, justificando assim o valor do mesmo.

### 3 OBJETIVOS

Com base na revisão bibliográfica, na análise do projeto de fundação e no estudo de caso da obra do prédio residencial, pretendeu-se atingir os seguintes objetivos:

#### 3.1 OBJETIVOS GERAIS

Estudar e conhecer os aspectos de projeto e construtivos da fundação em estaca hélice contínua adotada como solução na construção do prédio residencial Vila da Serra no bairro Potosí, no município de Balsas - MA.

#### 3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a) Estudar as características e o processo executivo das estacas;
- b) Conhecer os métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga para estacas hélice contínua;
- c) Estudar e analisar as características do subsolo do local da obra a partir de análise dos resultados do ensaio de simples reconhecimento de solo SPT;
- d) Conhecer as cargas de trabalho das fundações;
- e) Estudar os aspectos executivos que mais influenciam no desempenho deste tipo de estaca e que, portanto, devem fazer parte das considerações de projeto;
- f) Avaliar a solução escolhida pelo projetista da fundação com relação ao número e a profundidade das estacas versus a carga admissível do subsolo a partir de métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga e ensaios geotécnicos de SPT;
- g) Validar a solução escolhida pelo projetista da fundação com base nas recomendações da norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2010) quanto à segurança de fundações profundas.

## 4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

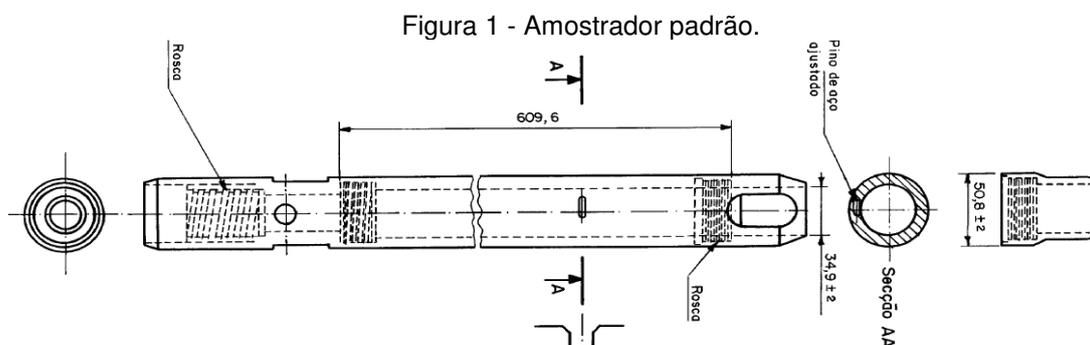
Nesta etapa consta a revisão bibliográfica que abordará todos os assuntos necessários para se chegar aos objetivos pretendidos e para se entender todos os conceitos e técnicas, científicos e práticos, que foram necessários utilizar.

### 4.1 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA COM SPT

Segundo Schnaid (2000) apud Benetti (2016), o *Standard Penetration Test* (SPT) é a metodologia de investigação geotécnica mais conhecida, econômica e utilizada no mundo inteiro, praticamente. O método de ensaio foi normalizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) em 1977 com a denominação “Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos”, e foi posteriormente normatizada, recebendo o nome de NBR 6484 (ABNT, 1980) e sido revisada e republicada em 2001.

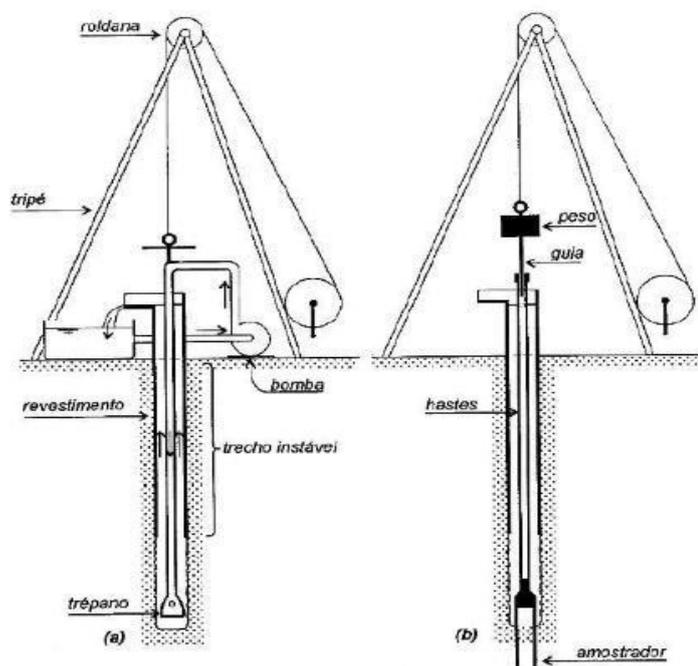
Como afirma a NBR 6484 o ensaio é baseado na obtenção do índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) a partir da cravação dinâmica de um amostrador padrão a cada metro, por meio de golpes com um peso padronizado de 65 kg que é solto a uma altura de 75 cm, resultando também na caracterização do tipo de solo (ABNT, 2001).

O furo de sondagem é executado pela utilização de um trado e circulação de água utilizando um trépano de lavagem como ferramenta de escavação para retirada do solo excedente. As amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de um amostrador padrão, de diâmetro externo de 50,8 mm  $\pm$  2 mm e diâmetro interno de 34,9 mm  $\pm$  2 mm, que tem a forma e dimensões indicadas na Figura 1. O esquema de execução deste ensaio é ilustrado na Figura 2.



Fonte: Adaptado de NBR 6484 (ABNT, 2001)

Figura 2 - Esquema de execução do ensaio SPT, onde a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem e (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT).



Fonte: Figueiredo (2013)

O primeiro metro de escavação é desprezado pelo ensaio. A perfuração do terreno é iniciada com trado tipo cavadeira, com 10 cm de diâmetro. Em cada metro, faz-se a realização do ensaio de penetração dinâmica e amostragem nos primeiros 45 cm de solo, sendo posteriormente realizado o avanço por escavação do furo até terminar a camada de 1 metro. A repetição destas operações vai aprofundando o furo e o material recolhido vai sendo classificado quanto à sua composição. Atingida certa profundidade introduz-se um tubo de revestimento, com duas e meia polegadas de diâmetro, que é cravado com o martelo e que, servirá para evitar fuga excessiva de água de lavagem (FIGUEIREDO, 2013)

#### 4.1.1 Interpretação do ensaio

A classificação do tipo de material encontrado na sondagem é feita em laboratório através da identificação tátil-visual, onde são observadas características como: granulometria, plasticidade, cor e origem do solo. No quadro 1 pode-se observar a correlação que é feita pela NBR 6484, onde propõe correlações entre o

N<sub>SPT</sub> com os estados de compactidade (para as areias) e consistência (para as argilas).

Quadro 1 - Tabelas dos estados de compactidade e de consistência.

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação <sup>1)</sup>
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)

<sup>1)</sup> As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

Fonte: Adaptado de NBR 6484 (ABNT, 2001)

#### 4.2 CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

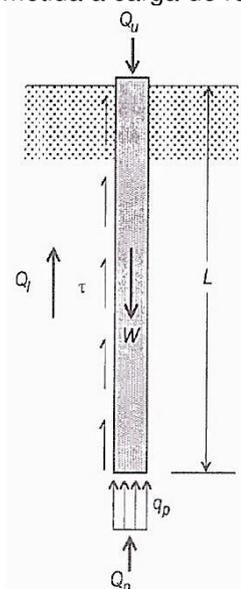
O conceito de fundação profunda é estabelecido pela NBR 6122, definindo como um elemento de fundação que transmite a carga ao terreno a partir da sua base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou pela combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo a 3,0 m (ABNT, 2010).

Para se projetar uma fundação, é necessário verificar se a estrutura suporta as deformações causadas pelos recalques na sua condição de trabalho (estado limite de serviço - ELS), bem como verificar se o fator de segurança adotado para a carga admissível está adequado à sua ruptura geotécnica (estado limite último - ELU) (HACHICH et al, 1996 apud AMANN, 2010).

Os métodos utilizados para determinação da capacidade de carga podem ser teóricos, empíricos ou semiempíricos, e são empregados a partir da adoção de fatores de segurança ponderados, que são empregados com o objetivo de minoração das resistências e majoração dos esforços, busca-se estimar a condição de estado limite último, para que se possa estabelecer a carga admissível para a fundação de maneira que se conduza a uma condição de trabalho aceitável para a estrutura (ALONSO, 2004 apud AMANN, 2010).

Sob o ponto de vista do contato estaca-solo, a capacidade de carga das estacas é dada pela soma das parcelas de capacidade de carga por atrito lateral e por resistência de ponta. Estas parcelas dependem do tipo de terreno e do tipo e geometria da estaca e podem ser observadas na Figura 3 e na Equação 1. Esse procedimento de cálculo se denomina “estimativa da capacidade de carga de ruptura” (LOBO, 2005).

Figura 3 - Estaca submetida à carga de ruptura de compressão.



Fonte: Adaptado de Lobo (2005).

$$Q_u + W = Q_l + Q_p \quad (1)$$

Onde:

$Q_u$  = capacidade de carga total de uma estaca;

$W$  = peso próprio da estaca;

$Q_p$  = capacidade de carga da ponta ou base;

$Q_l$  = capacidade de carga do fuste.

Desprezando o peso próprio da estaca, a capacidade de carga é expressa como função de dois termos, um relativo à resistência de ponta e outro ao atrito lateral. Deste modo, a equação 1 pode ser reescrita como:

$$Q_u = A_p \cdot q_p + U \int_0^L \pi_1 \cdot d_l = A_p \cdot q_p + U \cdot \pi_i \cdot \Delta L \quad (2)$$

Onde:

$A_p$  = área de ponta ou base da estaca;

$q_p$  = resistência unitária de ponta;

$U$  = perímetro da estaca;

$\pi_1$  = resistência lateral unitário;

$\Delta L$  = trecho do comprimento da estaca ao qual  $\pi_1$  se aplica.

#### 4.3 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

A previsão da capacidade de carga de estacas é um dos maiores desafios da engenharia de fundações, pois busca estimar importantes propriedades do solo e estudar como se dá interação solo-estaca. Devido à dificuldade de reproduzir analítica e numericamente o mecanismo de interação solo-estaca, os projetistas brasileiros fazem uso de fórmulas empíricas, correlacionando diretamente os resultados do ensaio SPT com o desempenho do elemento de fundação (LOBO, 2005).

##### 4.3.1 Método de Aoki - Velloso (1975)

O método de Aoki-Velloso (1975) foi concebido originalmente a partir da comparação de resultados de prova de carga em estacas com resultados de ensaios de cone (CPT). Para que a metodologia proposta possa ser aplicada à ensaios SPT, deve-se utilizar um coeficiente de conversão “k” da resistência da ponta do cone para  $N_{SPT}$ . A expressão da capacidade de carga última é representada pela equação 3.

$$Q_u = A_p \frac{K.N_{SPT}}{F_1} + U \Sigma \frac{\alpha.K.N_{SPT}}{F_2} \Delta L \quad (3)$$

Onde:

$A_p$  = representa a área da seção transversal da estaca;

$U$  = perímetro da estaca;

$\Delta L$  = o segmento de estaca que está sendo calculado;

$F_1$  e  $F_2$  = são fatores de correção das resistências de ponta e lateral que relacionam a estaca e o cone estático;

$K$  e  $\alpha$  = são coeficientes dependentes do tipo de solo.

Na Tabela 1 são apresentados os valores de “F1” e “F2” e na tabela 2 são apresentados os valores de “k” e “ $\alpha$ ”, propostos originalmente por Aoki; Velloso (1975).

Tabela 1 - Coeficientes de transformação F1 e F2 (Aoki; Velloso, 1975; Velloso et al, 1978).

<b>Tipo de estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
Franki	2,5	5
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3	6
Raiz*	2	4
Hélice Continua*	2	4
Ômega*	2	4

\* Valores estimados por estudos posteriores

Tabela 2 - Valores de K e  $\alpha$  (Aoki; Velloso, 1975)

<b>Tipo de Solo</b>	<b>K (Mpa)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	1,0	1,4
Areia Siltosa	0,80	2,0
Areia Silto-argilosa	0,70	2,4
Areia Argilosa	0,60	3,0
Areia Argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte Arenoso	0,55	2,2

Silte Areno-argiloso	0,45	2,8
Silte Argiloso	0,23	3,4
Silte Argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila Arenosa	0,35	2,4
Argila Areno-siltosa	0,30	2,8
Argila Siltosa	0,22	4,0
Argila Silto-arenosa	0,33	3,0

#### 4.3.2 Método de Décourt - Quaresma (1978)

Este é um método expedito de estimativa da capacidade de carga de ruptura apresentado pelos engenheiros Luciano Décourt e Arthur Quaresma, em 1978, no 6º congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia de fundações. Segundo os próprios autores, este método é baseado exclusivamente em resultados de ensaios SPT. Deste modo, a expressão final de capacidade de carga proposta pelos autores é apresentada na equação 4.

$$Q_u = \alpha \cdot K \cdot N_p \cdot A_p + U \cdot \beta \cdot \sum 10 \left( \frac{N_m}{3} + 1 \right) \Delta L \quad (4)$$

Onde:

$N_p$  =  $N_{SPT}$  médio da ponta;

$A_p$  = seção transversal da ponta da estaca;

$K$  = coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor  $N_p$  em função do tipo de solo;

$\alpha$  e  $\beta$  = coeficientes que dependem do tipo de estaca e de solo

$U$  = perímetro da estaca;

$N_m$  =  $N_{spt}$  médio ao longo do fuste.

Os valores atribuídos a  $K$  estão na tabela 3 e os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  estão nas tabelas 4 e 5, respectivamente. Os valores dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  foram sugeridos por Quaresma et al (1996).

Tabela 3 - Valores atribuídos a K (Décourt; Quaresma, 1978).

<b>Tipo de solo</b>	<b>K (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Argilas	120
Siltes Argilosos (solos residuais)	200
Siltes Arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

Tabela 4 - Valores atribuídos ao coeficiente  $\alpha$  (Quaresma et al, 1996).

<b>Solo/Estaca</b>	<b>Cravada</b>	<b>Escavada (em geral)</b>	<b>Escavada (com betonita)</b>	<b>Hélice Contínua</b>	<b>Raiz</b>	<b>Injetadas (alta pressão)</b>
Argilas	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Solos Residuais	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Areias	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

Tabela 5 - Valores atribuídos ao coeficiente  $\beta$  (Quaresma et al, 1996).

<b>Solo/Estaca</b>	<b>Cravada</b>	<b>Escavada (em geral)</b>	<b>Escavada (com betonita)</b>	<b>Hélice Contínua</b>	<b>Raiz</b>	<b>Injetadas (alta pressão)</b>
Argilas	1,0	0,85	0,90	1,0	1,50	3,0
Solos Residuais	1,0	0,60	0,75	1,0	1,50	3,0
Areias	1,0	0,50	0,60	1,0	1,50	3,0

#### 4.3.3 Método de Velloso (1981)

Pedro Paulo Velloso apresentou um critério para o cálculo de capacidade de carga e recalques de estaca e grupos de estacas. Segundo o autor, a capacidade de carga de uma estaca, com comprimento  $L$ , diâmetro de fuste  $D$  e diâmetro de base  $D_b$ , pode ser estimada a partir da equação 5, tomando-se por base os valores de resistência de ponta ( $Q_{p,ult}$ ) e resistência por atrito lateral ( $Q_{l,ult}$ ) obtidos com as expressões 6 e 7.

$$Q_u = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (5)$$

– Resistência de ponta

$$Q_{p,ult} = A_p \cdot \alpha \cdot \beta \cdot q_{p,ult} \quad (6)$$

– Resistência por atrito lateral

$$Q_{l,ult} = U \cdot \alpha \cdot \lambda \sum \tau_{l,ult} \cdot \Delta \cdot l_i \quad (7)$$

Onde:

U = perímetro da seção transversal do fuste;

$A_p$  = Área de ponta da estaca (diâmetro  $D_b$ );

$\alpha$  = Fator da execução da estaca;

$\alpha = 1$  (estacas cravadas)

$\alpha = 0,5$  (estacas escavadas)

$\lambda$  = Fator de carregamento;

$\lambda = 1$  (para estacas comprimidas);

$\beta$  = Fator da dimensão da base (equação 8).

$$\beta = 1,016 - 0,016 \frac{D_b}{b} \quad (8)$$

Sendo:

b = diâmetro da ponta do cone (3,6 cm para cone padrão).

Para se calcular as resistências unitárias por atrito de ponta ( $q_{p,ult}$ ) e lateral ( $\tau_{l,ult}$ ), deve-se ter em mãos os resultados de ensaios SPT e aplica-los nas equações 9 e 10, respectivamente.

$$q_{p,ult} = a' \cdot N^{b'} \quad (9)$$

$$\tau_{l,ult} = a \cdot N^b \quad (10)$$

Onde:

a, b, a' e b' = parâmetros que correlacionam os valores de SPT e CPT, são definidos de acordo com os tipos de solo e constam na tabela 6.

Tabela 6 - Valores aproximados de a, b, a', b' (VELLOSO, 1981).

Tipo de solo	Ponta		Atrito lateral	
	a (tf/m <sup>2</sup> )	b	a' (tf/m <sup>2</sup> )	b'
Areias sedimentares submersas	60	1	0,50	1
Argilas sedimentares submersas	25	1	0,63	1
Solos residuais de gnaise arenossiltosos	50	1	0,85	1
Solos residuais de gnaise siltoarenosos submersos	40 <sup>(1)</sup>	1 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	1 <sup>(1)</sup>
	47 <sup>(2)</sup>	0,96 <sup>(2)</sup>	1,21 <sup>(2)</sup>	0,74 <sup>(2)</sup>

(1) Dados obtidos na obra da refinaria Duque de Caxias (RJ); <sup>(2)</sup> Dados obtidos na obra da Aço-Minas (MG).

#### 4.3.4 Método de Teixeira (1996)

Em 1996, Alberto Henriques Teixeira apresentou um método para cálculo da capacidade de carga de estacas. Neste método a capacidade de carga à compressão de uma estaca pode ser estimada pela equação 11.

$$Q_u = \alpha \cdot N_b \cdot A_p + U \cdot \beta \cdot N_l \cdot L \quad (11)$$

Onde:

$\alpha$  = parâmetro em função da natureza do solo e do tipo de estaca;

$\beta$  = parâmetro em função do tipo de estaca;

U = perímetro da estaca;

$A_p$  = seção transversal da ponta da estaca;

$N_b$  = Valor do  $N_{SPT}$  médio obtido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca a 1 diâmetro abaixo;

$N_l$  = Valor do  $N_{SPT}$  médio ao longo do fuste da estaca; N

L = Comprimento da estaca.

Os valores do parâmetro  $\alpha$  são em função da natureza do solo e do tipo de estaca e estão indicados na tabela 7. O parâmetro  $\beta$  só depende do tipo de estaca.

Tabela 7 - Valores de  $\alpha$  e  $\beta$  (Teixeira, 1996).

	Solo↓	Tipo de Estaca→	I	II	III	IV
Valores de $\alpha$ (tf/m <sup>2</sup> ) em função do tipo de solo ( $4 < N < 40$ )	Argila siltosa		11	10	10	10
	Silte Argiloso		16	12	11	11
	Argila arenosa		21	16	13	14
	Silte arenoso		26	21	16	16
	areia argilosa		30	24	20	19
	areia siltosa		36	30	24	22
	areia		40	34	27	26
	Areia com pedregulhos		44	38	31	29
Valores de $\beta$ (tf/m <sup>2</sup> ) em função do tipo de estaca			0,4	0,5	0,4	0,6

\* Tipo de estaca: I - Estacas pré-moldadas de concreto e perfis metálicos; II - Estacas tipo Franki; III - Estacas escavadas a céu aberto; IV - Estacas-raiz.

Fonte: Adaptado de (MANTUANO, 2013)

#### 4.3.5 Método de Alonso (1996)

O método de Alonso foi desenvolvido para a previsão da capacidade de carga em estacas hélice contínua utilizando os resultados do ensaio SPT-T, foi proposto inicialmente para a Bacia Sedimentar Terciária da cidade de São Paulo, e posteriormente reavaliado (em 2000) para duas novas regiões geotécnicas, formação Guabirota e os solos da cidade de Serra - ES.

A carga de ruptura é obtida pela soma das parcelas de atrito lateral e de ponta expostas nas equações 12 e 13, respectivamente.

##### – Resistência por atrito lateral

$$Q_{l,ult} = U \sum \tau_{l,ult} \cdot \Delta l \quad (12)$$

##### – Resistência de ponta

$$Q_{p,ult} = A_p \cdot q_{p,ult} \quad (13)$$

Onde:

U = perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

$\Delta l$  = trecho onde se admite atrito lateral unitário  $\tau$  constante;

$\tau_{l,ult}$  = Resistência lateral unitária (tabela 8);

$q_{p,ult}$  = Resistência de ponta unitária

A resistência unitária por atrito lateral da estaca é obtida com a equação 14 e a resistência unitária de ponta pode ser expressa pela equação 15.

$$\tau_{l,ult} = \alpha \cdot f \leq 200KPa \quad (14)$$

$$q_{p,ult} = \beta' \frac{T_{min}^{(1)} + T_{min}^{(2)}}{2} \quad (15)$$

Onde:

$\alpha$  = coeficiente de correção do atrito lateral  $f$ , obtido através da interpretação de provas de carga carregadas até as proximidades da carga última (tabela 8);

$\beta'$  = parâmetro em função do tipo de solo para as regiões analisadas;

$f$  = atrito calculado a partir do torque máximo (em kgf.m) e a penetração total (em cm) do amostrador, no ensaio SPT-T;

$T_{min}^{(1)}$  = média aritmética dos valores de torque mínimo (em kgf.m) do trecho 8D acima da ponta da estaca. Considera-se nulo os  $T_{min}$  acima do nível do terreno, quando o comprimento da estaca for menor do que 8D;

$T_{min}^{(2)}$  = média aritmética dos valores de torque mínimo (em kgf.m) do trecho 3D, medido para baixo, a partir da ponta da estaca.

O autor recomenda que os valores de  $T_{min}$  adotados, sejam no máximo 40kgf.m.

Para a obtenção do valor de  $f$ , considerando uma penetração total do amostrador igual a 45 cm, utiliza-se a equação 16, proposta pelo idealizador do ensaio SPT-T, Ranzini (ALONSO, 1996).

$$f = \frac{T_{m\acute{a}x}}{0,18} (KPa) \quad (16)$$

O autor sugere as equações 17 e 18 que estabelecem correlações entre o tradicional ensaio SPT e o SPT-T, para o cálculo do atrito lateral e resistência de ponta, a partir do número de golpes  $N_{SPT}$  do ensaio SPT.

$$T_{m\acute{a}x} = 1,2N \quad \text{e} \quad T_{m\acute{i}n} = 1,0N \quad (17)$$

Para as formações Gabirutoba:

$$T_{m\acute{a}x} = 1,13N \quad \text{e} \quad T_{m\acute{i}n} = 0,98N \quad (18)$$

Os valores de  $\tau_{l,ult}$  e  $\alpha$  estão na tabela 8 e os valores de  $\beta'$  estão na tabela 9.

Tabela 8 - Limites de  $\tau_{l,ult}$  e valores de  $\alpha$  propostos pelo método de Alonso (1996), especificamente para hélice contínua.

REGIÃO	$\tau_{l,ult}$	$\alpha$
Bacia sedimentar de São Paulo	$\leq 200\text{kPa}$	0,65
Formação Guabirota	$\leq 80\text{kPa}$	0,65
Cidade de Serra - ES	$\leq 200\text{kPa}$	0,76

Fonte: Adaptado de (MANTUANO, 2013)

Tabela 9 - Valores de  $\beta'$  (em kPa/kgf.m) em função do tipo de solo para as regiões analisadas.

REGIÃO	$\beta'$		
	Areia	Silte	Argila
Bacia sedimentar de São Paulo	200	150	100
Formação Guabirota	-	-	80
Cidade de Serra - ES	260	195	130

Fonte: Adaptado de (MANTUANO, 2013)

#### 4.4 HISTÓRICO DAS ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

Os Estados Unidos foram os pioneiros na utilização desse tipo de estaca, por volta de 1950, logo depois a expansão do uso chegou na Alemanha, em 1970, de onde se espalhou para o resto da Europa e Japão. A execução das estacas era realizada por equipamentos que eram instalados sob guindastes de torre acoplada e possuíam mesa perfuradora. Estes equipamentos executavam estacas com diâmetros de 275 mm, 300 mm e 400 mm (PENNA et. al., 1999 apud ALMEIDA NETO, 2002).

Almeida Neto (2002) comenta, em sua dissertação de mestrado, que Brons e Kool (1988) relatam o grande desenvolvimento das Estacas Hélice Contínua no Japão, EUA e Europa a partir da década de 80, explicando que no início a execução era realizada com equipamentos adaptados, mas logo depois passou a ser realizada com equipamentos específicos para este tipo de estaca. Relatam ainda que as vantagens técnicas aliadas ao custo relativamente baixo tornaram estas estacas muito populares e difundidas na Europa.

Em 1987 foi executada no Brasil a primeira estaca hélice contínua com equipamentos desenvolvidos aqui, cujos eram montados sob guindaste de esteira, com torque de 35 KNm e possuindo trados de 275 mm, 350 mm e 425 mm, o que permitia executar estacas com até 15 m de profundidade. Com o passar dos anos, já por volta de 1990, houve a necessidade de importação de máquinas produzidas na Europa, principalmente na Itália. Construídas especialmente para executar estacas hélice contínua. O maquinário era mais desenvolvido, com torque que variam de 90 KNm a 200 KNm, com trados até 1000 mm e capacidade para perfurar até 24 m de profundidade (ANTUNES; TAROZZO, 1996 apud TAVARES, 2009).

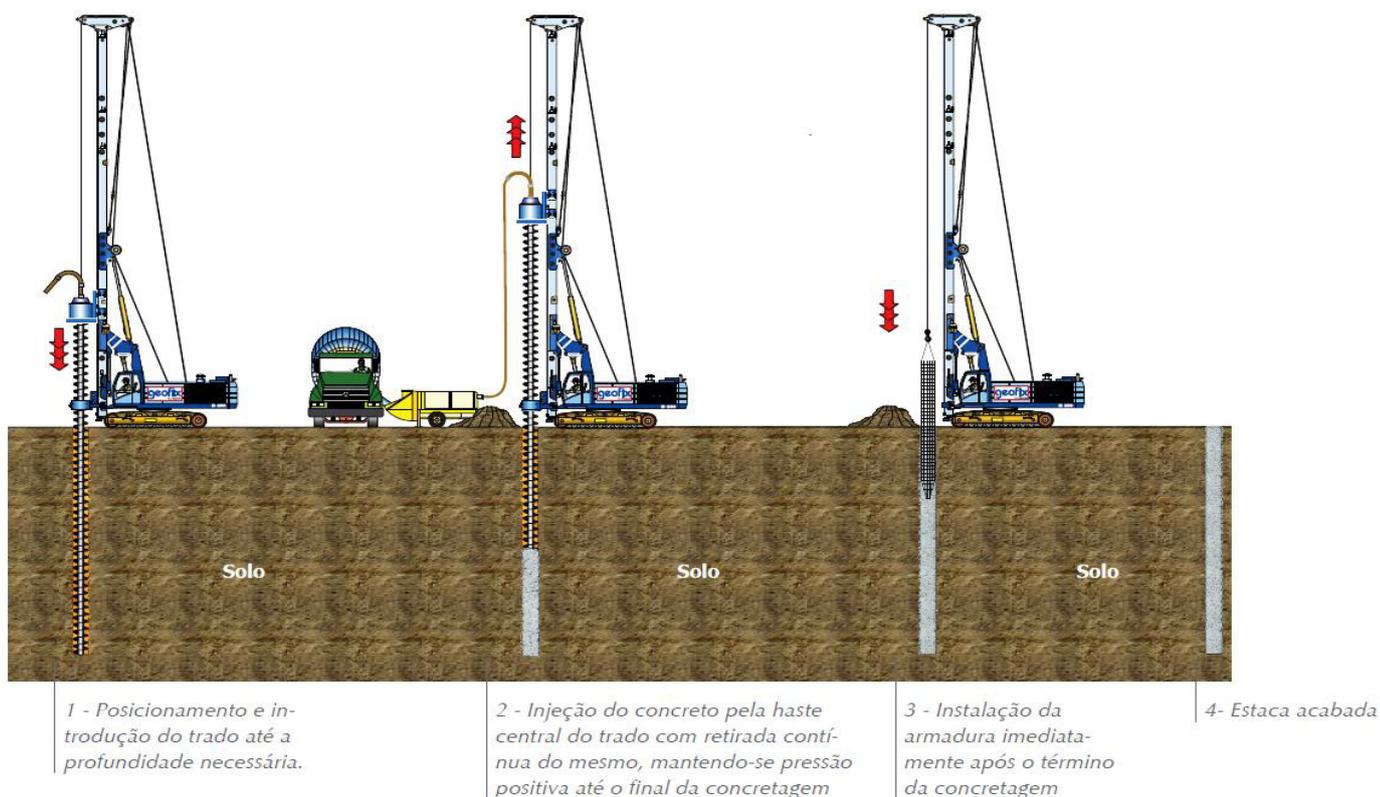
Desse período até os dias atuais, houve muita evolução com relação aos métodos e aos equipamentos, entre as mudanças, pode-se citar as mais importantes como o uso de concreto substituindo a argamassa que era inicialmente utilizada na execução e o desenvolvimento da instrumentação permitindo a monitoração automática da execução das estacas (CAPUTO et al., 1997 apud ALMEIDA NETO, 2002).

#### 4.5 PROCESSO EXECUTIVO DAS ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

A Estaca Hélice Contínua (*Continuous Flight Auger - CFA*) é do tipo moldada “in-loco”, pois é escavada por um trado contínuo do tipo hélice e concretada, de dentro para fora do furo, com a injeção de concreto sob a pressão controlada através da haste central do trado simultaneamente à retirada do mesmo do terreno e, logo após, há a instalação da armadura (Figura 4).

O uso deste tipo de estaca no mercado nacional não se restringe apenas a elementos de fundação, sendo aplicado também em várias obras de contenção e estabilização de taludes, como por exemplo: paredes de contenção contíguas e secantes, que podem ser aplicáveis em estacionamentos subterrâneos e estações de trem e metrô (ALMEIDA NETO, 2002).

Figura 4 - Etapas de execução de estaca hélice contínua.



Fonte: Geofix (2012).

### 4.5.1 Perfuração

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), a perfuração consiste na introdução por rotação do trado hélice contínua, até a profundidade especificada no projeto, sem retirar solo do buraco durante a escavação (Figura 5). Durante essa etapa o solo escavado sobe pelas pás do trado até a borda do furo. Para evitar que entre material dentro da haste vazada do trado existe uma tampa metálica removível que é encaixada na ponta do mesmo (Figura 6) e é expulsa, na fase de concretagem, por pressão de injeção do concreto.

Concomitantemente a esta etapa também é realizada a monitoração automática de todo o processo, onde é registrada a rotação do trado, a profundidade de penetração, a velocidade do seu avanço no solo, o torque que é aplicado ao mesmo e a sua rotação (PENNA et. al., 1999 apud ALMEIDA NETO, 2002).

Figura 5 - Perfuração da estaca.



Fonte: Próprio autor (2018).

Figura 6 - Detalhe da tampa metálica provisória.



Fonte: Próprio autor (2018).

O peso próprio do trado somado ao peso do solo contido nele e a força de sentido para baixo que é adicionada pelo avanço do equipamento auxiliam durante a perfuração. De modo geral, os equipamentos de hélice contínua conseguem executar estacas em solo com  $N_{SPT}$  máximo de 50. Também nesta etapa é aconselhável retirar o menor volume de solo possível para que se possa reduzir o desconfinamento do solo, o que se consegue controlando o avanço do trado (ALMEIDA NETO, 2002).

Na perfuração, uma velocidade de avanço muito baixa pode provocar um levantamento do solo, pois a hélice passaria a funcionar como um transportador vertical no formato de um parafuso e uma maior velocidade de avanço tende a “prender” a hélice no solo, o que dificulta ou até inviabiliza a retirada do trado na fase de concretagem. Logo, o avanço é controlado de forma que o trecho penetrado a cada volta da hélice seja ligeiramente inferior ao passo. A relação entre o avanço e a rotação decresce conforme aumentam as características de resistência do solo. Em função do terreno a ser perfurado, devido às razões explícitas acima, deve-se tomar

um cuidado especial na hora de se escolher o trado (PENNA et. al., 1999 apud ALMEIDA NETO, 2002).

Almeida Neto (2002) reforça o que diz Penna et. al. (1999), relatando que a perfuração contínua sem a retirada da hélice do furo permite a sua execução em terrenos bem resistentes com valores de SPT até 50 e garante a principal característica da estaca hélice contínua, não permitir alívio significativo do terreno, tornando possível a sua execução tanto em solos coesivos quanto em arenosos, na presença ou não de lençol freático. Os autores concordam que as características mais importantes do trado são o tipo e inclinação da lâmina de corte colocado na sua ponta, o passo da hélice e a inclinação da hélice em relação a vertical. Estas características vão influenciar na velocidade de avanço, na capacidade de perfurar solos com grande resistência e na propensão ao deslocamento de solo, ou seja, a retirada de solo do terreno durante a penetração do trado.

#### **4.5.2 Concretagem**

Quando se atinge a profundidade de projeto o operador dar início a etapa de concretagem da estaca, por meio de bombeamento do concreto sob a pressão controlada através do tubo que há no centro do trado. A tampa provisória é expulsa pela pressão do concreto e a hélice começa a ser extraída lentamente do furo sem que seja rotacionada (para solos menos coesivos ou arenosos) ou em baixa rotação no sentido da perfuração (para aliviar a resistência de atrito na interface hélice solo em terrenos mais coesivos).

Almeida Neto (2002) comenta que na concretagem, o concreto é bombeado sob pressão positiva que varia de 50 a 100 KPa para poder executar perfeitamente o fuste da estaca, sem interrupções ou estreitamentos. O autor salienta ainda que, aliado a isso há também dois aspectos executivos importantes:

- Primeiramente é necessário garantir que, no final da perfuração, a ponta do trado atinja um solo que possibilite a formação da “bucha”, que é importante para manter abaixo da ponta do trado o concreto que foi injetado, evitando que o mesmo suba pelas laterais do trado contaminando assim o concreto;

- O segundo é o controle da retirada do trado do solo, mantendo sempre um superconsumo de concreto.

O concreto a ser utilizado deve passar por controle tecnológico e satisfazer as seguintes exigências da NBR 6122 (ABNT, 2010):

- Concreto usinado e bombeado
- Consumo mínimo de cimento: 400 kg/m<sup>3</sup>
- Resistência à compressão aos 28 dias:  $f_{ck} \geq 20$  Mpa
- Agregados: areia e pedrisco e pedra 1
- Fator água/cimento: 0,50 a 0,60
- Ensaio de abatimento (Slump Test):  $22 \pm 3$  cm;
- Exsudação: < 1,0%
- % de argamassa em massa: > 55%
- É facultativo o uso de aditivos

Os aditivos plastificantes e retardantes têm sido muito usados para manter as características do concreto fresco durante a eventual espera do caminhão betoneira para lançamento do concreto. Deve-se tomar cuidado com o uso de aditivos, pois sem um devido controle e conhecimento podem causar problemas. Se o seu uso for extremamente necessário, deverá ser feito um cuidadoso estudo de adequação do mesmo para o estaqueamento, junto com o fornecedor de concreto (ALMEIDA NETO, 2002).

Durante a extração do trado hélice é realizada a limpeza do solo que fica nas pás, que é executada manualmente ou com um limpador de acionamento hidráulico ou mecânico acoplado ao equipamento, sendo o material que foi retirado transportado para fora da região do estaqueamento com o uso de uma pequena pá carregadeira ou por carrinhos de mão (Figuras 7 e 8).

Figura 7 - Limpeza manual do trado.



Fonte: Próprio autor (2018).

Figura 8 - Retirada do solo para fora da área de trabalho.



Fonte: Tavares (2009).

#### 4.5.3 Colocação da armadura

Visto o processo executivo desta técnica, a armadura só pode ser inserida com o fim da concretagem da estaca e, conseqüentemente, terá dificuldades para realização deste processo. Ademais, deve ser projetada de modo a ter rigidez e peso compatíveis com o seu comprimento para facilitar a sua introdução (PENNA et. al., 1999 apud ALMEIDA NETO, 2002).

A armação deve estar limpa e livre de ferrugem, óleos ou contaminação, equipadas com dispositivos adequados de espaçamento e atender aos tamanhos e dimensões descritos em projeto. Os espaçadores não podem ser feitos de material metálico pois isso acarretaria corrosão da armadura, logo, aconselha-se a fabricação dos mesmos com argamassa ou grout ou usar espaçadores plásticos (BROWN et. al., 2007 apud TAVARES, 2009).

Nas observações em obra da execução a instalação da armadura tem sido feita manualmente (Figura 9), pois a mesma não é muito pesada (tem comprimento de 4m cada), com ajuda do trado do equipamento para empurrar a armadura até próximo à cota de arrasamento.

Figura 9 - Instalação manual de armadura.



Fonte: Próprio autor (2018).

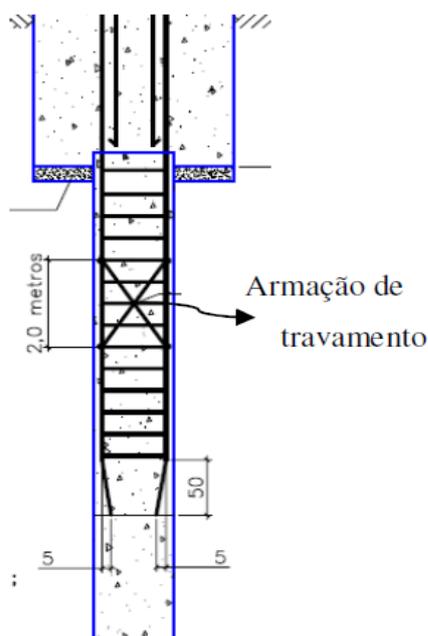
Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), as estacas submetidas somente a esforços de compressão com tensão média abaixo de 6,0 MPa podem ser executadas em concreto não armado, podendo ser colocada apenas uma armação de ligação com o bloco, fato que deve ser analisado pelo projetista. Porém a norma regulamenta uma porcentagem e um comprimento mínimos de armadura para estacas hélice contínua, 0,5% e 4,0 metros, respectivamente.

Para as estacas submetidas a esforços de tração ou transversais, aconselha-se a utilização de armaduras longas, dimensionadas em projeto, com a substituição dos tradicionais estribos circulares por um espiral contínuo, o que isenta a armadura

de emendas de transpasse que prejudicariam a colocação da mesma no furo concretado. Para evitar o contato da ferragem com o solo natural, garantindo assim o cobrimento mínimo de concreto, necessita-se centralizar a armadura no centro do furo com o auxílio de espaçadores plásticos do tipo pastilha ou roletes de diâmetro apropriado (MAGALHÃES, 2005).

A Figura 10 apresenta o detalhe de uma armadura auxiliar, denominada “ferragem de travamento”, que é utilizada quando se necessita aumentar a rigidez da armação das estacas para viabilizar a colocação da mesma no solo concretado, principalmente quando são longas, maiores que 10 m. Consiste na utilização de uma ferragem ligando as barras longitudinais da estaca, (MAGALHÃES, 2005 apud TAVARES, 2009).

Figura 10 - Detalhe da armação de travamento na estaca.



Fonte: Tavares (2009).

Além de todos esses cuidados deve-se ter atenção à fluidez do concreto, controlando a mesma com o *Slump Teste* (ou teste de abatimento de tronco de cone), que traduz os parâmetros referentes à trabalhabilidade do concreto. Para facilitar a implantação da armação na estaca Joppert (2007) sugere que sejam seguidos os valores de *Slump* contidos na Quadro 2.

Quadro 2 - Abatimento de concreto para estaca hélice contínua.

<b>“L” – comprimento da armadura (m)</b>	<b>Valor mínimo de <i>slump</i> (cm)</b>
L < 3,00	20
3,00 < L < 6,00	22
6,00 < L < 9,00	24
9,00 < L < 12,00	26

Fonte: Adaptado de Joppert (2007).

#### 4.6 EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

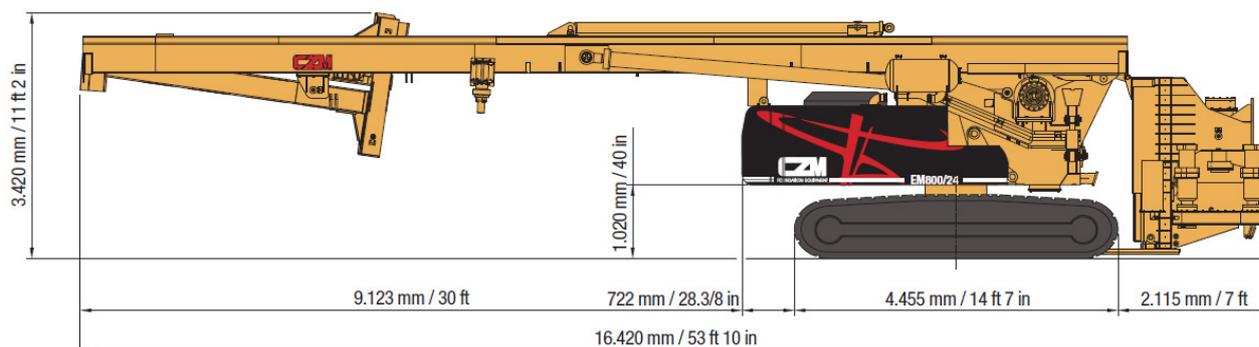
O equipamento é composto por um conjunto que possui uma perfuratriz hidráulica modelo EM800/24, da marca CZM (Figuras 11 e 12), que pode perfurar até 24 metros de profundidade e até 800 milímetros de diâmetro, montado sobre um chassi de base com esteiras de largura regulável, possuindo torque máximo de 12.500 kgf.m e peso operacional de 47.000 kg (CZM, 20--).

Figura 11 - Perfuratriz Hélice Contínua EM800/24.



Fonte: Próprio autor (2018).

Figura 12 - Perfuratriz Hélice Contínua EM800/24 em posição de transporte.



Fonte: CZM (20--).

O conjunto possui comandos hidráulicos e controles eletrônicos, torre metálica com altura suficiente para executar as estacas previstas em projeto, possuidora de um guincho, um carrinho guia e uma mesa rotativa que é acionada hidráulicamente e que possui torque determinado em função do diâmetro do trado e da profundidade desejada da estaca. Ademais, ainda possui acessórios, como descreve Tavares (2009):

- trado hélice contínuo vazado com diâmetro interno do tubo central de no mínimo 100 mm, para possibilitar o bombeamento do concreto, e que pode ser estendido com um prolongador de 8 metros;
- bomba estacionária de injeção de concreto com capacidade para bombear 20 m<sup>3</sup>/hora;
- mangote de conexão da bomba de injeção ao trado com resistência suficiente para suportar a pressão do concreto e diâmetro interno de 100 mm;
- reservatório de água com capacidade de 1000 litros para limpar a rede de bombeamento e bomba de água com mangote de 2<sup>1/2</sup>".

#### 4.7 CONTROLE E MONITORAÇÃO DA EXECUÇÃO

Este capítulo destina-se a descrever como é feita a monitoração dos processos da execução das estacas hélice contínua.

A execução das estacas hélice possui um sistema de medição que é automatizado, onde um computador de bordo analisa as informações que são captadas e fornecidas por sensores instalados na máquina. O computador, que deve ser manipulado pelo operador, é dotado de um monitor (Figura 13) com uma tela que mostra três gráficos (pressão do concreto, rotação e velocidade de avanço), possui um teclado para gravação dos parâmetros de execução e é alimentado pela bateria da perfuratriz (TAVARES, 2009).

Figura 13 - Monitor do computador de bordo.



Fonte: Próprio autor (2018).

Segundo Brown et. al. (2007) citado por Tavares (2009), é importante saber que além da monitoração automática feita pelo equipamento devem ser realizados outros processos de controle de qualidade da execução das estacas, como o registro fotográfico da conclusão da estaca, registro das ocorrências que dificultaram o processo de perfuração ou a instalação da armadura e realização do diário de obra contendo as informações referentes ao processo executivo.

Durante e depois de finalizadas as estacas pode ser gerado um relatório (Figura 14) que possui informações referentes aos parâmetros de execução, onde são apresentados, principalmente, informações sobre o volume, superconsumo e pressão do concreto, a velocidade de extração e rotação do trado e o perfil estimado do fuste da estaca (VELOSO, 2000 apud TAVARES, 2009).

Figura 14 - Folha de controle da monitoração.

## Gráficos da Estaca

GeoDigitus - SoftSaci v2.09 - www.geodigitus.com.br

po executado por:

te:

a: E14EB

Compr. Estaca(m): 14,08

06/05/08

Vol. Conc. (m3): 3,74

Perfuração: 09/04/08 11:50

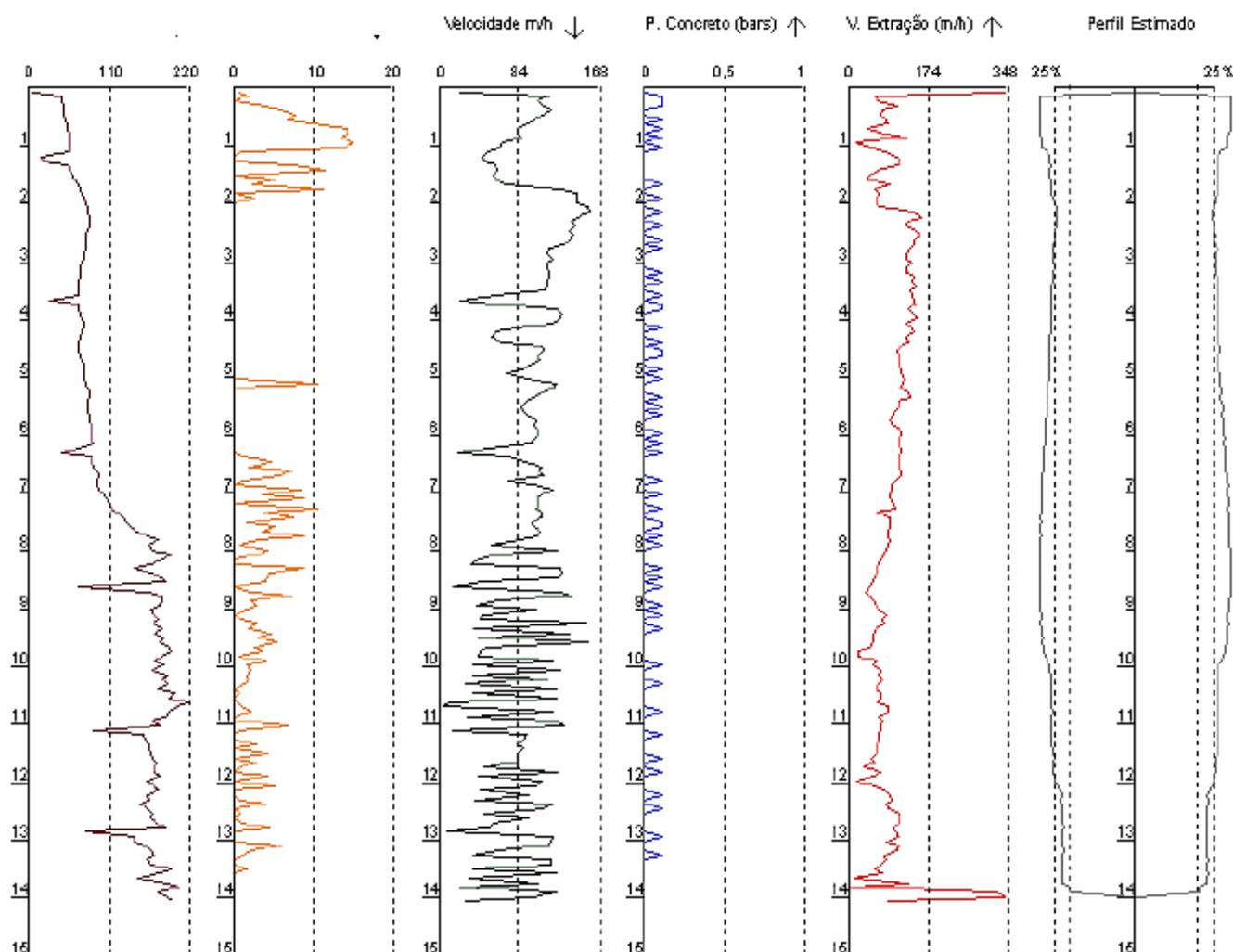
Fim Estaca: 09/04/08 12:19

Superconsumo: 111,38 %

Incretaçgem: 09/04/08 12:06

Contrato: 001-08

Inclinação X,Y: -2,-4 °



Fonte: Tavares (2009).

## 4.7.1 Profundidade

A mesa de rotação se locomove pela torre da máquina sendo içada por um cabo de aço que se apoia em roldanas que possuem um sensor de giro. Quando a mesa de perfuração é movimentada pelo cabo as roldanas são giradas, e esse

movimento é captado pelo sensor que traduz o deslocamento da mesma, fornecendo a cota da ponta da hélice. É possível de obter a velocidade de avanço do trado e o comprimento da estaca em tempo real a partir do momento em que se inicia a perfuração, pois os sensores captam e mandam as informações de deslocamento da cabeça de perfuração ao computador, que registra e informa ao operador na tela (MAGALHÃES, 2005).

#### **4.7.2 Tempo de Execução**

Segundo Magalhães (2005) os cálculos dos parâmetros de execução da estaca são feitos automaticamente pelo sistema de monitoração e são derivados em função dos tempos medidos nas operações. Também não há a necessidade de verificar o horário exato de cada operação pelo fato do sistema de monitoração possuir um relógio próprio, onde se necessita apenas informar quando se inicia e termina determinada operação (perfuração e concretagem da estaca).

Como já mencionado no item que fala sobre perfuração, devido à possibilidade de a perfuração da estaca descomprimir o solo circundante ao trado, aconselha-se o controle do avanço do mesmo, que vai diminuir o tempo de execução entre a perfuração e a concretagem e a quantidade de solo retirado do furo, diminuindo assim o desconfinamento e aumentando a possibilidade de se obter uma estaca de boa qualidade (PENNA et. al., 1999 apud MAGALHÃES, 2005).

#### **4.7.3 Inclinação da Torre**

O controle da inclinação da torre do equipamento é de grande importância na execução da estaca, pois garante a perpendicularidade da mesma eliminando assim possíveis solicitações adicionais devido ao desaprumo, que não foram previstas no projeto. O controle é feito por meio de um sensor (com acurácia de  $0,1^\circ$ ) que está colocado na torre da máquina, ele mensura a verticalidade e inclinação da estaca e tem a função de fornecer a inclinação da torre do equipamento em relação à vertical a partir de um sistema de eixos cartesianos (X direita-esquerda; Y frente-traseira) (MAGALHÃES, 2005).

#### **4.7.4 Velocidade de Penetração do Trado**

A velocidade com que o trado penetra no solo depende da velocidade de rotação do mesmo, pois à medida que ele gira é puxado para baixo, concomitantemente o operador deve soltar o cabo para que o trado penetre no solo sem restrições e sem necessidade de esforço para isso. O torque aplicado deve sempre ser adequado à situação de operação para minimizar os deslocamentos de material (desconfinamento do solo). Na situação em que o trado estiver girando a uma baixa velocidade e o torque continuar alto (solo resistentes), aconselha-se aliviar as tensões no solo a fim de reduzir o torque aplicado, impedindo a descida do trado com o auxílio do guincho. Quando os valores se normalizam a perfuração prossegue até o torque atingir novo máximo, devendo-se repetir a operação de alívio do atrito (PENNA et. al., 1999 apud MAGALHÃES, 2005).

#### **4.7.5 Velocidade de Rotação do Trado**

A velocidade de rotação do trado é registrada por um sensor instalado na cabeça de perfuração e transmitida ao computador de bordo, o sensor fica em contato com um anel com pinos, adaptado a haste do trado, cuja função é contar o número de vezes que os pinos passam pelo sensor devido ao giro do trado. Após receber a informação o sistema de monitoração registra e a traduz em velocidade de rotação (MAGALHÃES, 2005).

A perfuratriz deve operar sempre em baixa velocidade de rotação, pois, se a rotação for muito alta, a velocidade de penetração do trado será elevada, exigindo torques elevados que são limitados pela potência do motor, devendo ser reduzidos consequentemente a rotação e a velocidade de penetração (PENNA et al., 1999).

#### **4.7.6 Torque**

De fato, as perfuratrizes são capazes de perfurar terrenos muito resistentes com uma grande variedade de diâmetros, porém há a necessidade de avaliar qual modelo possui torque compatível com a profundidade e diâmetros de projeto, decidindo

se é capaz de perfurar sem que haja deslocamento excessivo de solo ou danifique o equipamento devido ao alto torque aplicado (TAVARES, 2009).

O torque é limitado pela potência do motor do equipamento então aconselha-se a tomar um cuidado especial ao se utilizar trados de diâmetros pequenos para penetrar solos resistentes, pois o torque aplicado pela perfuratriz pode danificá-lo.

Para se medir o torque é utilizado um transdutor de pressão, sendo este instalado na tubulação de óleo do sistema hidráulico do motor da mesa rotativa. A pressão medida deve ser correlacionada com o torque aplicado na haste do trado através de um gráfico fornecido pelo fabricante do equipamento (MAGALHÃES, 2005).

#### **4.7.7 Velocidade de Extração**

Tanto para Magalhães (2005) quanto para Tavares (2009) a pressão e volume de concreto dependem da bomba de injeção e da velocidade com que o trado é extraído na concretagem, sendo fator primordial para o controle do sub/sobre consumo. Com uma correta observação feita pelo operador dos dados gerados pela monitoração, pressão positiva e sobre consumo, pode-se garantir que a estaca será bem executada.

Para tanto, deve-se observar os dados fornecidos pelo computador de bordo a fim de extrair o trado a uma velocidade estável e compatível com a quantidade e pressão do concreto que é bombeado. O operador pode controlar esta operação avaliando os parâmetros que podem ser observados na tela do computador de bordo:

- cota da ponta do trado hélice;
- velocidade de extração do trado;
- volume de concreto bombeado e;
- a pressão de bombeamento do concreto.

#### **4.7.8 Pressão do Concreto**

O sensor que mede a pressão do concreto é um transdutor e realiza isso de forma indireta, ou seja, através da medida da pressão de um líquido (água ou óleo) que está em contato com um tubo de borracha comprimido pelo concreto na sua passagem. Este sensor situa-se na junção do mangote com o topo da haste do trado e, além de medir a pressão, capta o número de picos desta e informa ao sistema de monitoração para determinação do volume do concreto (MAGALHÃES, 2005).

Segundo Penna et. al. (1999) apud Magalhães (2005), existem duas situações de execução extremas que podem ser avaliadas:

- a primeira é para o caso de solos resistentes, situação mais frequentemente encontrada, podendo-se afirmar que o trado estará sempre cheio de concreto e que a pressão na ponta do trado é maior que o valor registrado pelo sensor da monitoração;
- a segunda diz respeito ao caso de camadas de solos moles, que pode ocorrer em parte do fuste, podendo-se inferir que a velocidade do concreto no mangote é menor que a velocidade de saída devido à falta de suporte lateral do solo. Com isso uma pressão muito próxima de zero (ou negativa) pode ocorrer sem que signifique um dano na integridade da estaca.

Os autores ainda concluem que o controle de execução da estaca em solos moles, deverá ser muito mais cuidadoso pelo fato de se conhecer apenas o volume de concreto injetado, o que deixa imprecisa a garantia de continuidade do fuste. E para solos de resistência média há uma maior confiabilidade ao controle de execução, pois dá para confiar nos parâmetros de pressão e desvio de consumo, fornecidos pelo sistema de monitoração.

#### **4.7.9 Volume de Concreto Lançado**

Para a injeção do concreto sob a pressão ideal é essencial o funcionamento em conjunto da bomba e da perfuratriz sob o comando, em sintonia, dos seus respectivos operadores. A cubagem do volume de concreto fornecido no topo da

haste vazada é feita pelo aparelho contador de picos de pressão, interligado ao sistema de monitoração, que conta os picos de pressão ocorridos no início do ciclo de bombeamento de cada pistão da bomba de concreto. A bomba de concreto é provida de dois cilindros hidráulicos mecanicamente ligados a cilindros que bombeiam o concreto, trabalhando simultaneamente e de maneira alternada. Neste processo, diversos picos de pressão são observados a cada golpe da bomba, porém, o sistema de monitoração, utilizando filtros, registra somente o maior pico de pressão obtendo uma única contagem para cada ciclo. Uma vez contados o número de ciclos e sendo informado ao sistema de monitoração o volume bombeado de cada ciclo, obtém-se a vazão e o volume de concreto (MAGALHÃES, 2005).

Para obterem-se medidas de volume com precisão é necessário comparar o volume medido pelo sistema de monitoração com o volume efetivamente bombeado, toda vez que uma nova bomba é utilizada, pois cada modelo de bomba tem volume de cilindro e perda ou eficiência própria. Bombas com muito uso ou sem manutenção têm menor eficiência conduzindo fatalmente a erros de medida.

Segundo Penna et. al. (1999) apud Magalhães (2005), para se garantir a continuidade do fuste da estaca é necessário comparar o volume de concreto que é medido pelo contador e registrado pela monitoração com o volume teórico da estaca, resultando num desvio de consumo (excesso ou redução), chamado respectivamente de sobreconsumo ou de subconsumo de concreto do fuste da estaca. Logo, se considera que o sobre consumo de concreto em relação ao teórico é o procedimento ideal para garantir continuidade do fuste da estaca, pois, frequentemente, se vê no meio executivo altos valores de sobreconsumo de concreto, variando em torno de 20% a 25%

#### **4.7.10 Controle da instalação da armação**

Primeiramente, a armação deve apresentar bom estado de conservação, sem apresentar sinais de ferrugem ou contaminação oleosa, a quantidade de aço e suas dimensões devem estar condizentes com o que pede o projeto e deve estar equipada com espaçadores. Os espaçadores não podem ser feitos de material

metálico pois isso acarretaria corrosão da armadura, logo, aconselha-se a fabricação dos mesmos com argamassa ou grout ou usar espaçadores plásticos (Figura 15).

O processo da instalação da armadura e a conclusão do topo da estaca não fazem parte do controle automático, estes são procedimentos executivos que dependem exclusivamente do acompanhamento dos executores responsáveis. É indispensável que o bombeamento do concreto só cesse após o afloramento do mesmo pelo topo do furo juntamente com a imediata retirada do material que fica sobre o furo antes de se instalar a armadura, o que garante a não contaminação do concreto. Ademais, assim que é concluída a estaca, deve-se imediatamente instalar a armadura (TAVARES, 2009).

Figura 15 - Espaçador do tipo rolete para fundações.



Fonte: Tavares (2009).

#### 4.8 ASPECTOS PRÁTICOS RELEVANTES DA EXECUÇÃO

Neste item são apresentados os aspectos práticos da execução que mais influenciam no desempenho final de estacas hélice contínua.

Segundo Penna et. al. (1999) apud Tavares (2009), o desempenho final destas estacas está intimamente relacionado com os equipamentos utilizados, com o processo executivo e com o terreno. É importante analisar e discutir alguns aspectos que são necessários para se evitar problemas, pois o processo executivo das estacas hélice contínua é relativamente recente e necessita de retro análise. De modo geral, dentre os cuidados na execução das estacas, deve-se atentar para que não haja o enroscamento do trado no solo, tanto na etapa de perfuração quanto na de concretagem, verificar sempre as inclinações da torre a fim de minimizar os desaprumos excessivos, prever erros na locação e evitar executar estacas sem a completa monitoração.

#### 4.8.1 Fatores relacionados aos equipamentos

Precauções tomadas antes de se iniciar o processo de execução das estacas são importantes para evitar diversos problemas correntes. Dois fatores a serem observados ainda no processo de planejamento são descritos por Tavares (2009) e podem ser observados no Quadro 3:

Quadro 3 - Fatores a serem observados nas decisões preliminares ao processo executivo.

Fator	Segurança proporcionada / problema a ser evitado
Manutenção Preventiva	Visa garantir o perfeito funcionamento dos sistemas do equipamento, assim como prever a reposição de peças como cabos e trados defeituosos, sensores com mau funcionamento e bombas de concreto com revisão e calibração regularmente executadas.
Resistência do terreno	Há a necessidade de avaliar qual modelo de equipamento possui torque compatível com a profundidade e diâmetros de projeto, decidindo se é capaz de perfurar sem que haja deslocamento excessivo de solo ou danifique o equipamento devido ao alto torque aplicado.

Fonte: Adaptado de Tavares (2009).

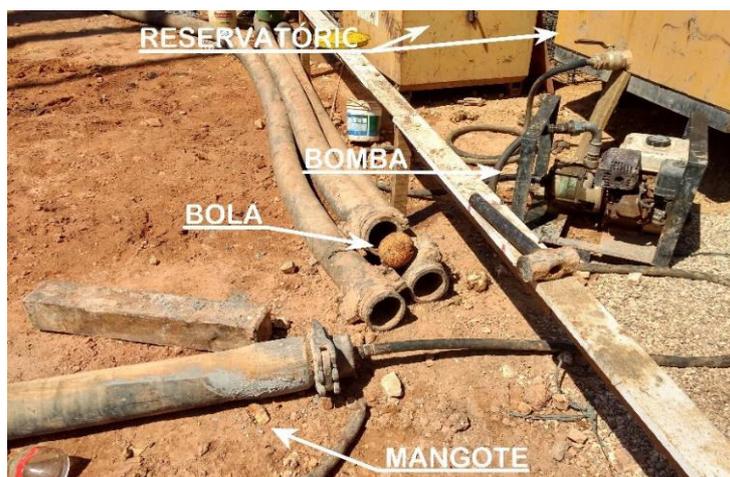
#### 4.8.2 Fatores relacionados à metodologia executiva

Os aspectos mais relevantes com relação ao processo executivo são (TAVARES, 2009):

- Limpeza diária ao final da execução das estacas

A limpeza é feita com uma bola de borracha que é empurrada pela rede através de pressão de água bombeada, circulando pelos mangotes e trado evitando assim o acúmulo de concreto nas paredes internas da tubulação e do trado (Figura 16).

Figura 16 - Limpeza diária ao final da execução das estacas.



Fonte: Próprio autor (2018).

O acúmulo de concreto nas paredes internas da rede pode causar queda da pressão de bombeamento do concreto pela bomba e conseqüente redução do superconsumo, ocorrendo principalmente nas partes curvas da rede. Além do mais, ocorrerá o aumento da obstrução da tubulação com o passar do tempo, podendo ocorrer entupimento e, conseqüentemente, o impedimento da passagem do concreto.

- Calibração da bomba de concreto

Para Tavares (2009), este é um ensaio importante e deve ser executado quando se há dúvida em relação a calibragem da bomba, seja pelo seu estado de conservação ou por ter sido trocado de bomba durante o processo. O ensaio consiste em bombear concreto em uma caixa de madeira de dimensões conhecidas cronometrando o tempo dos pulsos da bomba e o tempo para se obter o volume de concreto medido com o auxílio de uma régua (Figura 17). Os dados encontrados no ensaio relativos à quantidade de concreto bombeado em determinado tempo são indispensáveis para a alimentação do computador de bordo, pois dará ao executor os parâmetros instantâneos de execução da estaca como sub/superconsumo de concreto. A não realização do ensaio pode resultar em problemas relacionados à própria bomba ou a rede de bombeamento.

Figura 17 - Realização do ensaio para calibração da bomba de concreto.



Fonte: Tavares (2009).

- Pressão negativa durante a concretagem

Nas cotas finais da concretagem da estaca a pressão gerada pelo bombeamento do concreto pode empurrar o mesmo entre as pás do trado e a parede do furo, ou até mesmo alargar o fuste (em solos com baixa resistência superficial). Isto pode ocorrer nas cotas finais da estaca, já próximo ao nível do solo, devido principalmente à baixa resistência do solo ou até mesmo ao longo do fuste da estaca, quando, por ventura, há descuido do operador. Portanto, o concreto que deveria estar confinado abaixo da ponta do trado seria conduzido ao topo do buraco escavado, o que resultaria na perda de pressão do concreto e, conseqüentemente, ocasionando uma má execução do fuste na cota de arrasamento da estaca (TAVARES, 2009).

- Cota de concretagem das estacas

Tavares (2009) aconselha que a concretagem deve prosseguir até a altura do terreno, não parando na cota de arrasamento da estaca, pois esta paralização do bombeamento resultaria na contaminação do concreto quando fosse puxar o trado e, logo após, a conseqüente dificuldade na instalação da armadura. Para tanto, recomenda-se que a concretagem prossiga até o afloramento do concreto pela borda do furo com a intenção de garantir qualidade ao concreto da ponta da estaca.

Geralmente em obras se realiza a concretagem até a cota do terreno, se retira o solo contido nas pás do trado de forma manual ou com o auxílio de pá-carregadeira e limpa-se as bordas do furo para tirar o excesso de barro e concreto. Logo após é instalada a armadura até a cota de projeto e retirado da estaca o concreto contaminado até próximo a cota de arrasamento (Figura 18).

Figura 18 - Retirada de concreto excedente até a cota de arrasamento.



Fonte: Próprio autor (2018).

- Lubrificação da tubulação

O procedimento de lubrificação é primordial antes de se iniciar a primeira concretagem do dia por dois fatores, primeiro que, no final do último dia trabalhado houve a limpeza do cocho da bomba de concreto aplicando óleo, logo, deve-se evitar uma possível mistura deste com o concreto que será bombeado e, segundo, para poder lubrificar a tubulação, o que evita o entupimento (TAVARES, 2009).

Este procedimento é realizado com a utilização de uma calda de lubrificação, que se faz misturando 2 sacos de cimento (de 50 kg) em cerca de 200 litros de água dentro do cocho da bomba (Figura 19), logo, é misturada com o óleo proveniente da limpeza do final do dia anterior e em seguida é bombeada por toda a extensão da tubulação da hélice e dos mangotes de concretagem, como pode ser notado na Figura 20 a calda saindo junto com concreto na ponta do trado (VELLOSO; ALONSO, 2000 apud TAVARES, 2009).

Figura 19 - Calda de lubrificação sendo preparada dentro do cocho da bomba.



Fonte: Próprio autor (2018).

Figura 20 - Calda de lubrificação saindo junto com concreto na ponta do trado.



Fonte: Próprio autor (2018).

Tavares (2009) ainda acrescenta que a calda de lubrificação possui baixa resistência por ter óleo misturado, logo, não pode ser aplicada com o trado dentro do furo, pois assim o material se depositaria no fundo do buraco, o que pode resultar na diminuição da resistência de ponta da estaca. O procedimento correto é, antes de iniciar a perfuração, injetar a calda de lubrificação juntamente com o concreto verificando se a mistura passou por toda a rede e se na ponta do trado sai somente

o concreto a ser utilizado, a partir daí interrompe-se o bombeamento, coloca-se a tampa provisória e dá-se início ao processo de perfuração da estaca.

- Demora na concretagem

Com a demora na concretagem em estacas escavadas o solo adjacente começa a se expandir devido ao alívio de tensões causado pela escavação. Fato que não ocorre para o caso de estacas hélice contínua, pois são executadas num curto espaço de tempo, e o furo está sempre suportado pelas pás e o material entre as pás do trado hélice. Logo, infere-se que haverá perda de qualidade e desempenho da estaca somente se houver interrupção no fornecimento de concreto por longo período de tempo, o que desencadearia o processo de alívio de tensões no solo adjacente (ALMEIDA NETO, 2002).

Esta ocorrência de interrupção da concretagem se justifica com o que diz Albuquerque (2001) em seu trabalho, onde demonstra que a execução de uma estaca hélice contínua que foi acometida por problemas de fornecimento de concreto (ficou paralisada por 1 hora e 30 minutos) resultou em uma estaca que atingiu uma carga de ruptura muito mais baixa do que outras duas executadas em local próximo, com as mesmas características geométricas e mesma cota que a primeira. O autor afirma ainda que isto está associado à interrupção da concretagem desta estaca e a heterogeneidade do solo.

- Concretagem com armações longas

Para se trabalhar com armações acima de 7 metros de comprimento, é aconselhável uma maior atenção à trabalhabilidade do concreto, preferivelmente obedecendo a um abatimento de tronco de cone de  $24 \pm 2$  cm, e devendo ser lançado sem interrupções para que não haja problemas na instalação da armadura.

Outro fator importante que pode influenciar na instalação da armação é o tipo de areia que é empregado no traço do concreto, sendo ela artificial ou natural e lavada ou fina. Por ser um subproduto da brita e ter menor custo (dependendo da localidade), algumas concreteiras optam por utilizar areia artificial, porém a forma

dos grãos deste agregado é diferente da areia natural, apresentando-se mais pontiaguda, o que dificulta a instalação da armação. Deve-se atentar-se também ao posicionamento (prumo) na inserção da armadura, pois, caso ocorra o desaprumo na hora da descida a armadura pode enganchar na parede do furo, o que dificultaria o processo. (TAVARES, 2009).

- Relação do torque com a sondagem SPT

Tavares (2009) recomenda que, com os laudos de sondagem em mãos, é fundamental que o operador correlacione a resistência do solo que está sendo perfurado com os dados do ensaio SPT. Para tanto, mantém-se constante a rotação e se observa se há um incremento no torque. Com isto pode-se fazer algumas inferências:

- caso a velocidade de avanço do trado diminua com o aumento da profundidade significa que teve um incremento na resistência do solo;
- caso contrário, se a velocidade de avanço aumenta e o torque se mantém constante ou diminui, significa que há um decréscimo da resistência do solo.

#### **4.8.3 Fatores relacionados ao tipo de terreno**

Como todo tipo de estaca, a hélice contínua tem limitações de empregabilidade devido a fatores relacionados ao método executivo, como por exemplo, os tipos de terrenos a serem escavados, por isso há a necessidade de se avaliar com bastante critério se a metodologia deste tipo de estaca é adequada ao tipo de solo do local da obra.

- Solos muito resistentes

Neste ponto, autores como Almeida Neto (2001) e Tavares (2009) voltam a discutir sobre o torque aplicado, pois para terrenos com uma resistência grande haverá dificuldade para se escavar, sendo que é necessário se atingir uma

profundidade mínima de projeto, com isso haverá situações (na perfuração e na extração do trado) onde será necessário girar o trado parado a fim de aliviar o torque empregado e ser possível continuar com o avanço. Quando isso ocorrer deverá ser informado ao projetista, pois este ato resulta em transporte do solo através das pás do trado hélice, acarretando no desconfinamento do solo e diminuindo a capacidade de carga final da estaca. Os autores acrescentam que, quando isso acontece, é melhor que haja uma alteração de projeto a fim de reduzir a carga sobre a estaca do que continuar forçando o equipamento a penetrar na camada resistente, podendo danificar o trado.

- Camada de argila mole confinada

A execução neste tipo de solo pode apresentar problemas, principalmente com relação a um elevado sobreconsumo de concreto e possível ruptura do solo devido à pressão de bombeamento. No contexto de obras da atualidade tem se observado que é viável a execução neste tipo de solo, e há registros de obras em que relatam uma espessura de 6 metros para camadas de argila mole. Para garantir a integridade da estaca, deve-se controlar criteriosamente a velocidade de arranque do trado durante a concretagem a fim de regular o sobreconsumo de concreto e, conseqüentemente, a pressão exercida por ele nas paredes do furo, isso com o intuito de não romper o solo em razão da baixa resistência da camada (ALMEIDA NETO, 2002; TAVARES, 2009)

- Camada de argila mole superficial

Pelas observações de Almeida Neto (2002) e Tavares (2009), quando for necessária a execução de estacas nesse tipo de terreno haverá precauções a serem tomadas, dentre as quais se destacam:

- Atentar-se a capacidade de suporte para o equipamento, pois o peso deste pode ser excessivo para a carga admissível do solo. Podendo até mesmo ser necessária a escavação da camada superficial até se atingir uma camada de maior capacidade de carga para suporte do equipamento de execução da estaca;

- Por falta de capacidade de suporte do solo deve-se ter cuidado ao tentar garantir um sobre consumo de concreto e pressão positiva, pois normalmente a pressão de concretagem para este tipo de solo é zero;
  - Levar a concretagem até o nível do terreno para evitar desprendimentos de solo para dentro do fuste da estaca, o que contaminaria o concreto da cabeça;
  - Recomenda-se que a armadura passe por toda a camada mole a fim de garantir integridade e resistência, já que a pressão de bombeamento na concretagem desta camada não pode ser alta devido à pequena cobertura de solo.
- Camada de pedregulho

Para se executar estacas em solos com presença de pedregulhos há a necessidade de verificação constante da integridade do trado, no que diz respeito ao seu diâmetro e as facas da ponta. Há também a necessidade de acompanhar e verificar as dimensões dos pedregulhos encontrados, pois se a capacidade de perfuração do equipamento não for suficiente para atravessá-los, muito provavelmente haverá problemas com danificação do equipamento, o que pode gerar um alto custo de substituição de peças e consequente atraso dos serviços (ALMEIDA NETO, 2002; TAVARES, 2009).

Outro problema que pode se apresentar é o emperramento da tampa provisória do trado, pois ao ser forçado contra o solo na etapa de perfuração os pedregulhos presentes no solo podem empurrar a tampa para dentro do mesmo, o que inviabiliza a sua expulsão pela pressão do concreto, sendo necessário a retirada do trado do solo sem a concretagem para substituição da tampa perdida, para depois realizar nova perfuração. A re-perfuração pode levar a um decréscimo do atrito lateral da estaca, pois ao se retirar o trado do solo sem a simultânea concretagem ocorre um alívio de tensões no solo das paredes do furo (TAVARES, 2009).

Magalhães (2005) apud Tavares (2009) considera que para se verificar a influência da re-perfuração nas parcelas de atrito lateral e de ponta seria necessário

realizar provas de carga em estacas que foram executadas com e sem re-perfuração na mesma obra.

#### 4.8.4 Fatores relacionados aos materiais

Serão abordados aqui os materiais constituintes das estacas hélice contínua, a armadura e o concreto, apresentando os cuidados necessários para as suas aplicações visando garantir a qualidade e bom desempenho da estaca.

- Desempenho das armaduras

Geralmente a armadura utilizada (Figura 21) é composta por barras de aço CA-50 ou CA-25, dependendo da bitola da barra, montadas em gaiola. Para aumentar a rigidez da armação e evitar a sua deformação durante a introdução na estaca já concretada, aconselha-se usar barras grossas com estribos circulares soldados ou estribos espiralados (ALMEIDA NETO, 2002).

Figura 21 - Armadura utilizada em estacas hélice contínua.



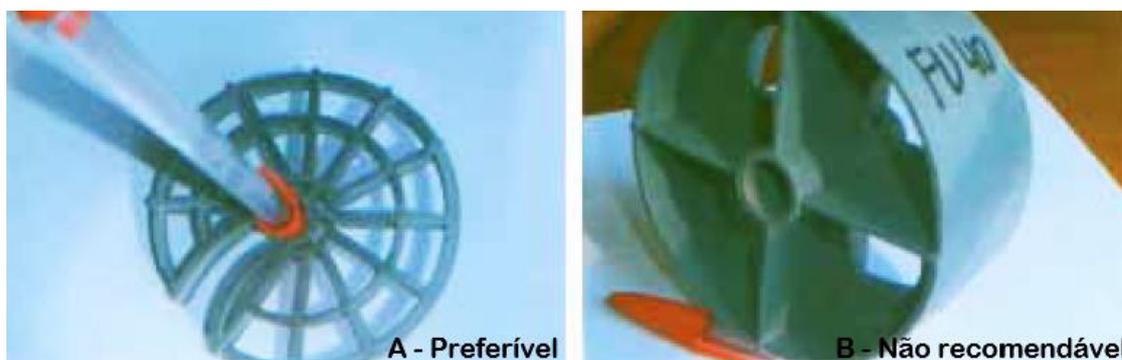
Fonte: Almeida Neto (2002).

Uma importante ação tomada para facilidade da instalação da armadura é uso de espaçadores. Porém, como afirma Almeida Neto (2002), o uso frequente de espaçadores de argamassa em estacas escavadas não tem apresentado bons

resultados, pois eles não giram ao se introduzir a armação no fuste da estaca, o que acaba gerando esforços de reação contrária. O autor aconselha o uso espaçadores fixos soldados à armação.

Ainda sobre espaçadores, podemos comentar acerca da experiência de execução de estacas hélice contínua da empresa Geofix Fundações, que aconselha o uso de espaçadores do tipo rolete “finos” (com espessura de 10 mm), representados na Figura 22A ao invés dos “largos” (com espessura de 50mm), mostrados na Figura 22B, pois, na instalação da armadura os roletes não rolam devido ao concreto, eles o empurram. É aconselhável ainda que não haja o uso excessivo de roletes, limitando-se à 4 roletes na mudança de seção da ponta para o fuste da armadura e mais quatro no topo (GEOFIX, 2012).

Figura 22 - Tipos de rolete.



Fonte: Adaptado de Geofix (2012).

Segundo Alonso (1998), é recomendável um recobrimento mínimo para as armaduras de 7cm no fuste e 15cm na ponta do cone da estaca. O pé das armaduras (o último metro do comprimento da armadura), deve ser moldado com seção de forma tronco-cônica para facilitar sua introdução no concreto. Para as bitolas mínimas das armaduras das estacas, o autor sugere o que é apresentado no Quadro 4.

Quadro 4 - Diâmetro das barras da armação em função do diâmetro da estaca.

Diâmetro da estaca (cm)	Diâmetro mínimo da ferragem (mm)	
	Longitudinal	Transversal (mm)
30 a 40	12,5 a 16,0	6,3 passo 15 cm
50 a 70	16,0 a 20,0	6,3 passo 20 cm
80 a 100	20,0 a 22,0	6,3 passo 20 cm

Fonte: Alonso (1998) apud Almeida Neto (2002).

Quando, por efeito de projeto, se puder garantir que a estaca estará sujeita apenas a esforços de compressão, as emendas podem ser feitas por transpasse com a devida fretagem. Mas quando estiver submetida a esforços de tração, as emendas devem ser feitas por soldas, luvas rosqueadas ou prensadas. Já para poder instalar armaduras de grandes comprimentos (maiores que 10 ou 12 metros), deve-se armar a estaca com uma gaiola de armação de alta rigidez, para que a mesma não se deforme e garanta que o seu peso próprio possibilite a colocação, podendo também valer-se do auxílio de um pilão (ALMEIDA NETO, 2002).

- Alteração das propriedades reológicas do concreto fresco

Como já comentado no item referente a concretagem, as características mínimas exigíveis do concreto descritas pela NBR 6122 (ABNT, 2010) visam garantir uma massa de boa trabalhabilidade, não aderente ao tubo de concretagem e de suficiente plasticidade para permitir a colocação da armadura. O concreto deve ter as seguintes características mínimas:

- concreto usinado e bombeado
- consumo mínimo de cimento:  $400\text{kg/m}^3$
- resistência à compressão aos 28 dias:  $f_{ck} > 20\text{Mpa}$
- agregados: areia e pedrisco e pedra 1
- fator água/cimento: 0,50 a 0,60
- ensaio de abatimento (Slump Test):  $220 \pm 35\text{ mm}$ ;
- exsudação:  $< 1,0\%$
- % de argamassa em massa:  $> 55\%$

O concreto é um material composto de um aglomerante (cimento), agregados (areia e pedrisco) e água. Assim que lançado, vai perdendo sua água livre deixando os poros vazios ou não saturados, aumentando assim a sua permeabilidade, isso em uma velocidade que vai depender da espessura do elemento de concreto, do tipo de solo e das condições ambientais. No caso de estacas hélice contínua ocorre

a percolação desta água pelo solo, principalmente em solos porosos não saturados (MEHTA; MONTEIRO, 1994 apud ALMEIDA NETO, 2002).

A água livre dá ao concreto plasticidade, e a evaporação ou percolação da mesma pelo solo resultará em perda de plasticidade e fluidez da massa dificultando a instalação da armadura. A permeabilidade do solo é fator preponderante na perda de trabalhabilidade do concreto e, já que para maior facilidade na execução necessita-se de máxima fluidez durante e logo após a concretagem, faz-se essencial garantir alta velocidade do processo de concretagem, a observância dos parâmetros de permeabilidade e saturação do solo e a baixa permeabilidade do concreto. A observância destes fatores é muito importante em solos não-saturados com alta permeabilidade e nível d'água baixo (ALMEIDA NETO, 2002).

É verificado na execução das estacas que a exsudação é o fenômeno mais importante na perda de coesão e trabalhabilidade do concreto. Ela pode ser entendida como um fenômeno que expulsa a água do concreto antes de ocorrer a sua pega, e é identificado com o aparecimento de água na superfície do mesmo após ter sido lançado e adensado (MEHTA; MONTEIRO, 1994 apud ALMEIDA NETO, 2002).

Outro aspecto citado pelo autor que influenciará na trabalhabilidade do concreto fresco e no desempenho final das estacas é a temperatura da ponta da hélice durante a concretagem. Ao passar pela ponta quente do trado, devido ao atrito com o solo, o concreto pode sofrer alterações em suas propriedades reológicas, dificultando a concretagem e colocação da armadura e, conseqüentemente, prejudicando o desempenho final da estaca.

## **5 METODOLOGIA**

Para satisfazer os objetivos, a metodologia adotada para o desenvolvimento do trabalho consistirá na coleta e análise de dados em livros, artigos, normas técnicas e catálogos técnicos da literatura nacional e internacional.

Concomitantemente será realizado acompanhamento de obra com coleta de dados e entrevistas a executores e projetistas para discutir sobre aspectos executivos e experiências deste tipo de estaca.

## 5.1 DELIMITAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Por questão de maior compreensão dos objetivos, este trabalho será aqui delimitado e sua área de estudo caracterizada.

### 5.1.1 Delimitação

Este trabalho se limita a um estudo de caso do projeto e execução da fundação em estaca hélice contínua do edifício residencial multifamiliar Vila da Serra, localizado na cidade de Balsas – MA.

É necessário observar que não é objetivo deste trabalho entrar no mérito da qualificação dos profissionais e empresas envolvidos nos projetos e execução do empreendimento, limitando-se ao estudo e análise dos aspectos executivos da fundação e breve discussão sobre dos critérios de dimensionamento das estacas escolhidos pelo projetista.

### 5.1.2 Caracterização da área de estudo e do projeto

De maneira geral, como fala Maranhão (2002, p. 15), a estrutura geológica da região de Balsas compreende a base sedimentar da bacia do Parnaíba, composta por Cobertura Detrítica (Quaternário), sobreposta às formações Sardinha (Cretáceo), Pedra do Fogo (Permiano) e Piauí (Carbonífero).

Com base nos dados da investigação geotécnica, que revelou baixa capacidade de carga nas primeiras camadas do subsolo, e nas elevadas cargas provenientes da estrutura, o projetista adotou fundação profunda como solução, usando estacas do tipo Hélice Contínua Monitorada.

Para reconhecimento das características geotécnicas do subsolo do local da obra, foram realizados quatro furos de sondagem SPT com profundidades variando entre 16,45 m e 19,40 m, onde em nenhum deles pode se observar o nível do lençol freático. Tomando como base o relatório de sondagem SPT-02 (Figura 23), pode-se especificar as camadas estratigráficas do solo, sendo composto basicamente por

silte areno-argiloso na cor amarela, que varia sua compactidade de fofo a medianamente compacto até a cota de +10,45 e argila silto-arenosa de cor variegada e de consistência média a dura entre as cotas +12,10 e +15,15, tendo nas camadas subsequentes a repetição destes dois tipos de solo (ENGENHARIA, 2017).

Figura 23 - Laudo de sondagem geotécnica SPT-02.

LOCAL:		RUA DR JAMILDO, BALSAS - MA.					FOLHA:		
FURO Nº	SPT - 02		NA (m)	INICIAL	-	REF:	RS - 1654/2017		
DATA	INÍCIO	07/03/2017	NA (m)	10min	-	SONDADOR:	JOÃO MOURA		
	TÉRMINO	07/03/2017		24h	-	RESP. TÉCNICO:	JOÃO FRANCO FILHO		
NA (m)	N.º DE GOLPES / PENETRAÇÃO			SPT	AMOST.: TERZAGHI & PECK φ 2" QUEDA DE 75cm φ 1 1/2" PESO DE 65 kg GRÁFICO - SPT	PERFIL GEOLOGICO	COTA (m)	PROF. (m)	DESCRIÇÃO
	1º	2º	3º	N					
	PERFURAÇÃO COM TRADO MANUAL DE 0,00 A 1,00			-					SILTE ARENO-ARGILOSO, FOFO, COR AMARELA;
1	1	1	1	2			1		
15	15	15	15	2			2		
1	1	1	1	2			3		
15	15	15	15	2			4		
1	2	2	4	5			5		
15	15	15	15	5			6		5,45 - IDEM, POUCO COMPACTO;
2	2	3	6	6			7		
15	15	15	15	6			8		
2	3	3	7	7			9		
15	15	15	15	7			10		
2	4	4	8	8			11		
15	15	15	15	8			12		
3	5	6	11	11			13		10,45 - IDEM, MEDIANAMENTE COMPACTO.
15	15	15	15	11			14		
2	4	5	9	9			15	12,10	ARGILA SILTO-ARENOSA, CONSISTÊNCIA MÉDIA, COR VARIEGADA;
15	15	15	15	9			16		
9	10	10	20	20			17		13,45 - IDEM, CONSISTÊNCIA DURA.
15	15	15	15	20			18	15,15	
8	11	13	24	24			19		SILTE ARENO-ARGILOSO, COMPACTO, COR VARIEGADA.
15	15	15	15	24			20		
10	12	14	26	26			21		
15	15	15	15	26			22		
9	15	16	31	31			23		
15	15	15	15	31			24		
12	16	20	36	36			25		
15	15	15	15	36			26		
15	20	30	50	50			27	18,20	ARGILA SILTO-ARENOSA, CONSISTÊNCIA DURA, COR VARIEGADA.
15	15	15	15	50			28		
16	26	30	66/25	66/25			29	19,40	
15	15	10					30		LIMITE DA SONDAÇÃO = 19,40 m

Fonte: Adaptado do laudo de sondagem RS1654/17 (ENGENHARIA, 2017).



O edifício será construído em um lote de 1.708,50m<sup>2</sup> de área e composto por um pavimento térreo com área de 1.022,52m<sup>2</sup>, quatro pavimentos tipo com 511,66m<sup>2</sup> cada e um pavimento cobertura com 482,42m<sup>2</sup>, totalizando 3.551,58m<sup>2</sup> de área construída (CARVALHO, 2017).

O projeto inicial da fundação possui 97 estacas com diâmetro de 400 mm, profundidades que variam de 4,0 a 20,0 metros e armaduras até 4,0 metros de profundidade, o qual foi alterado em fase de execução, devido a dificuldades de perfuração, para limitar a profundidade máxima das estacas entre 15 e 19 metros e, portanto, passou a ter 130 estacas com diâmetro de 400 mm e profundidades variando de 4,0 a 19,0 metros.

Segundo o projetista da fundação, todas as estacas estão submetidas somente a esforços de compressão, não sendo solicitados esforços de tração, o que resultou no uso de armaduras que respeitam aos requisitos mínimos de normatização, ou seja, armadura de ligação com o bloco de comprimento útil de 4,0 metros e taxa de armadura de 0,5%, de acordo com os parâmetros de dimensionamento da figura 26 propostos pela NBR 6122 (ABNT, 2010).

Figura 26 - Parâmetros para dimensionamento de estacas moldadas *in loco*.

Tipo de estaca	$f_{ck}^d$ máximo de projeto MPa	$\gamma_t$	$\gamma_c$	$\gamma_s$	Comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco) e % de armadura mínima		Tensão média atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa
					Armadura %	Comprimento m	
Hélice/hélice de deslocamento <sup>a</sup>	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4,0	6,0
Escavadas sem fluido	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2,0	5,0
Escavadas com fluido	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4,0	6,0
Strauss <sup>b</sup>	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2,0	5,0
Franki <sup>b</sup>	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-
Tubulões não encamisados	20	1,4	1,8	1,15	0,5	3,0	5,0
Raiz <sup>b,c</sup>	20	1,4	1,6	1,15	0,5	Armadura integral	-
Microestacas <sup>b,c</sup>	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-
Estaca trado vazado segmentado	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-

Fonte: Adaptado da NBR 6122 (ABNT, 2010).

De acordo com as informações do memorial de cálculo do projeto, a previsão da capacidade de carga das estacas foi obtida utilizando a média dos resultados encontrados a partir da aplicação dos métodos de Décourt - Quaresma (1978) e Aoki - Velloso (1975).

## 5.2 ANÁLISE E TRATAMENTO DOS DADOS

Não foi possível comparar os resultados referentes à previsão da capacidade de carga das estacas com os parâmetros reais da resistência do sistema estaca-solo pois não foi executada prova de carga em nenhuma das estacas, devido a isso os resultados foram analisados da seguinte forma:

Foi realizada a previsão da capacidade de carga das estacas sob os blocos B19 e B25 aplicando os cinco métodos semi-empíricos de previsão supracitados no referencial teórico, considerando o coeficiente de segurança estabelecido pela NBR 6122, a fim de comparar os resultados obtidos entre si e com a carga de trabalho das estacas que foi proposta pelo projeto de fundação. Isso com o intuito de avaliar a discrepância entre os valores obtidos e se os que foram adotados pelo projetista satisfazem o grau de segurança estabelecido pela norma.

Para os dados referentes aos aspectos executivos coletados no acompanhamento da execução da obra, os desvios de execução (aqui também chamados de efeitos) foram catalogados e comparados com os disponíveis nas literaturas, podendo assim formular as hipóteses de diagnósticos de possíveis efeitos que poderão diminuir o desempenho final das estacas.

As formulações das hipóteses foram baseadas na semelhança dos aspectos executivos encontrados com aqueles citados pelos autores referenciados no trabalho, sempre buscando explicitar quais foram os motivos e causas que levaram a desencadear esses problemas e também explicitar como foi alcançada a solução para os mesmos (quando houver).

## 6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão abordados os resultados deste trabalho e, já que o mesmo tem condição de estudo de caso de projeto e execução, os resultados tratarão sobre uma análise feita no projeto de fundação e sobre os casos de obra que foram identificados na execução da mesma.

### 6.1 RESULTADOS RELACIONADOS A ANÁLISE DO PROJETO

A opção pela análise dos blocos B19 e B25 está baseada no fato de que se tratam de estruturas de fundação com dimensões diferentes, estarem posicionados relativamente próximos e serem dimensionados para transmitir esforços distintos, sendo o P19 o pilar com menor esforço e o P25 o pilar mais carregado do projeto.

Foi realizada a previsão da capacidade de carga das estacas sob estes blocos aplicando os cinco métodos semi-empíricos de previsão supracitados no referencial teórico, considerando o coeficiente de segurança estabelecido pela NBR 6122 (que tem valor igual à 2) e baseando-se nos parâmetros do solo fornecidos pelo laudo de sondagem SPT-02, adotado como referência.

#### 6.1.1 Para o bloco B19

Analisando o projeto de fundação, observa-se que o P19 encaminha seu carregamento ao bloco B19, que foi dimensionado para transmitir uma carga total de 449,00 KN a duas estacas de 400 mm de diâmetro e 14 metros de comprimento.

O projetista considerou uma carga de trabalho de 224,50 KN para cada uma das estacas do bloco e, segundo o projeto, as estacas de 400 mm de diâmetro só apresentariam essa capacidade aos 14 metros de profundidade. Levando-se em consideração esse fato, a capacidade de carga das estacas para o bloco foi recalculada para esse comprimento, de forma a certificar a profundidade escolhida.

Os valores obtidos nessa retroanálise estão apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 - Resultado da aplicação dos métodos para as estacas do bloco B19.

MÉTODO DE CÁLCULO	RESISTÊNCIA LATERAL (KN)	RESISTÊNCIA DE PONTA (KN)	RESISTÊNCIA TOTAL (KN)
Aoki - Velloso (1975)	256,0	276,0	532,0
Décourt - Quaresma (1978)	459,0	196,0	655,0
Velloso (1981)	579,0	215,0	794,0
Teixeira (1996)	387,0	64,0	451,0
Alonso (1996)	373,0	201,0	574,0
<b>MÉDIA</b>	<b>410,80</b>	<b>190,40</b>	<b>601,20</b>
<b>DESVIO PADRÃO</b>	<b>118,93</b>	<b>77,55</b>	<b>130,53</b>
<b>COEFICIENTE DE VARIAÇÃO</b>	<b>0,29</b>	<b>0,41</b>	<b>0,22</b>

Fonte: Próprio autor (2018).

Nota-se pelos resultados mostrados da Tabela 10 que, para as estacas de 14 metros de comprimento, a resistência lateral é a mais significativa em comparação com a resistência total, equivalendo à 68,33% nos valores médios, ficando a resistência de ponta equivalente a 31,66% do total, que é menos da metade da representatividade da anterior. Com exceção do método de Aoki – Velloso (1975), que a carga resistida pela ponta do sistema solo-estaca foi superior a carga lateral.

Observa-se ainda a heterogeneidade do solo e a variabilidade nos resultados obtidos com os métodos, ou seja, a dispersão mediana dos valores de resistência lateral (29%) e alta dispersão dos valores de resistência de ponta (41%).

Aplicando-se um fator de segurança igual a 2,0, estabelecido pela NBR 6122 (ABNT, 2010), obteve-se as cargas de trabalho conforme mostrado na Tabela 11.

Tabela 11 - Carga de trabalho estimada para as estacas do bloco B19.

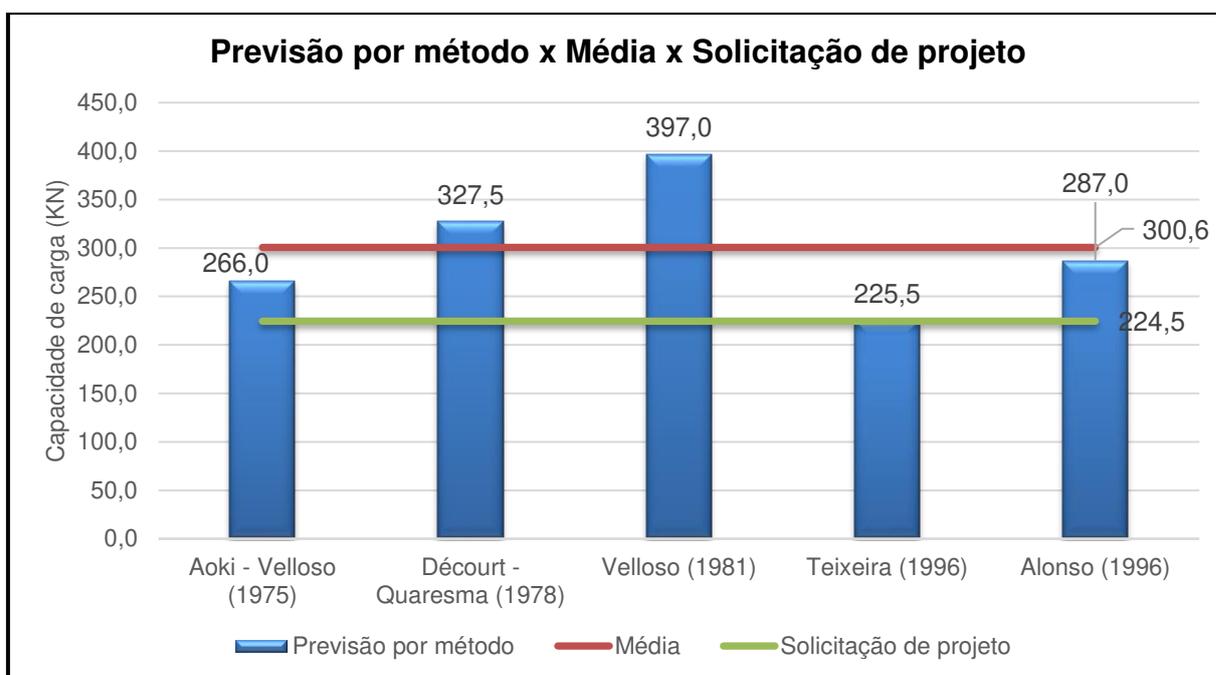
MÉTODO DE CÁLCULO	RESISTÊNCIA TOTAL (KN)	RESISTÊNCIA ADMISSÍVEL (KN)
Aoki - Velloso (1975)	532,0	266,0
Décourt - Quaresma (1978)	655,0	327,5
Velloso (1981)	794,0	397,0
Teixeira (1996)	451,0	225,5
Alonso (1996)	574,0	287,0
<b>MÉDIA</b>	<b>601,20</b>	<b>300,60</b>
<b>DESVIO PADRÃO</b>	<b>130,53</b>	<b>65,27</b>
<b>COEFICIENTE DE VARIAÇÃO</b>	<b>0,22</b>	<b>0,22</b>

Fonte: Próprio autor (2018).

Analisando os dados da tabela 11 percebe-se que todos os métodos garantem que a solicitação em cada estaca (224,50 KN) seja inferior a carga de trabalho prevista, indicando que para essa profundidade não haveria ruptura do sistema solo-estaca, de forma que o fator limitante seria a carga estrutural. Nota-se ainda que o método de Teixeira foi o que mais se aproximou da solicitação de projeto, tendo uma diferença de apenas 1 KN.

Para melhor visualizar os resultados da tabela 11 e as comparações feitas, temos o gráfico 1, que mostra os valores das capacidades de carga admissível obtidos com a aplicação dos cinco métodos de previsão para as estacas de 14 metros de comprimento, o valor médio entre eles e o valor da solicitação de projeto.

Gráfico 1 - Comparação entre a resistência admissível calculada pelos métodos, a média desses valores e a solicitação de projeto para as estacas e 14 m.



Fonte: Próprio autor (2018).

Pode ser observado no gráfico que a média dos cinco valores fornecidos pela aplicação dos métodos (300,60 KN) supera em 34% a solicitação de capacidade de carga de projeto (224,50 KN). Dito isto, foi verificado nos cálculos que a condição de estabilidade do sistema solo-estaca com relação à ruptura ainda seria mantida se o comprimento das estacas fosse diminuído até o valor de 12 metros, podendo ser

esta a cota de parada das estacas. Isso valida ainda mais o caráter de segurança adotado pelo projetista, que ficou acima do mínimo exigido pela NBR 6122.

### 6.1.2 Para o bloco B25

O P25 transfere um carregamento total de 2531 KN ao bloco B25, que foi dimensionado para transmitir esta carga a cinco estacas de 400 mm de diâmetro. Dividindo-se o carregamento total do pilar por cinco, tem-se uma carga de trabalho de 506,20 KN para cada uma das estacas do bloco e, segundo o projeto, as estacas de 400 mm de diâmetro só apresentariam essa capacidade aos 19 metros de profundidade. Levando-se em consideração a cota de parada definida no projeto, a capacidade de carga das estacas para o bloco foi recalculada para esse comprimento a fim de certificar a profundidade escolhida.

Os valores obtidos nessa retroanálise estão apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 - Resultado da aplicação dos métodos para as estacas do bloco B25.

MÉTODO DE CÁLCULO	RESISTÊNCIA LATERAL (KN)	RESISTÊNCIA DE PONTA (KN)	RESISTÊNCIA TOTAL (KN)
Aoki - Velloso (1975)	731,0	553,0	1284,0
Décourt - Quaresma (1978)	1077,0	618,0	1695,0
Velloso (1981)	1670,0	590,0	2260,0
Teixeira (1996)	1076,0	337,0	1413,0
Alonso (1996)	1114,0	543,0	1657,0
<b>MÉDIA</b>	<b>1133,60</b>	<b>528,20</b>	<b>1661,80</b>
<b>DESVIO PADRÃO</b>	<b>337,90</b>	<b>110,99</b>	<b>375,37</b>
<b>COEFICIENTE DE VARIAÇÃO</b>	<b>0,30</b>	<b>0,21</b>	<b>0,23</b>

Fonte: Próprio autor (2018).

Os resultados da Tabela 12 mostram que, assim como as estacas anteriores, para as estacas de 19 metros de comprimento a resistência lateral se sobressai comparando-a com a resistência de ponta em relação a resistência total, ficando com 68,21% de representatividade nos valores médios, restando 31,79% para a resistência de ponta, que é praticamente a mesma razão de proporcionalidade observada nas estacas do bloco anterior.

O comportamento da variabilidade dos resultados obtidos com os métodos pode ser definido pela dispersão mediana, que se apresenta tanto nos valores de resistência lateral (30%) como nos valores de resistência de ponta (21%).

Aplicando-se novamente o fator de segurança estabelecido pela NBR 6122 (ABNT, 2010), que é igual a 2,0, aos valores de resistência última de ruptura, obteve-se as cargas de trabalho conforme mostrado na Tabela 13.

Tabela 13 - Carga de trabalho estimada para as estacas do bloco B25.

MÉTODO DE CÁLCULO	RESISTÊNCIA TOTAL (KN)	RESISTÊNCIA ADMISSÍVEL (KN)
Aoki - Velloso (1975)	1284,0	642,0
Décourt - Quaresma (1978)	1695,0	847,5
Velloso (1981)	2260,0	1130,0
Teixeira (1996)	1413,0	706,5
Alonso (1996)	1657,0	828,5
<b>MÉDIA</b>	<b>1661,80</b>	<b>830,90</b>
<b>DESVIO PADRÃO</b>	<b>375,37</b>	<b>187,68</b>
<b>COEFICIENTE DE VARIAÇÃO</b>	<b>0,23</b>	<b>0,23</b>

Fonte: Próprio autor (2018).

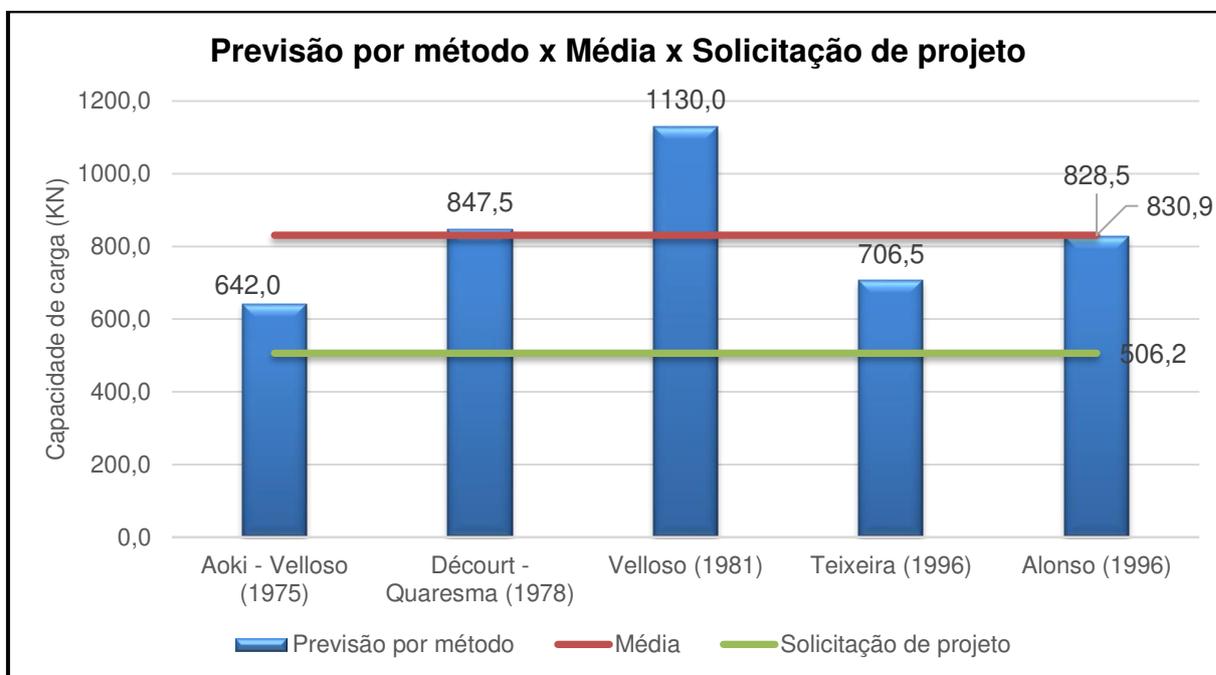
Analisando os dados da tabela 13 percebe-se que, assim como para as estacas do bloco anterior, todos os métodos garantem que a solicitação em cada estaca (506,20 KN) seja inferior a carga de trabalho prevista, indicando que para a profundidade de 19 metros não haveria ruptura do sistema solo-estaca. Nota-se que todos os valores se apresentam razoavelmente superiores à solicitação de projeto, destacando-se o método de Velloso (1981) que obteve a maior diferença, computando 623,8 KN à mais (equivalente a 123,23% à mais).

Quando se toma a solicitação de projeto como parâmetro e compara o comportamento do método de Velloso (1981) com os outros, percebe-se que este método em específico demonstrou-se desfavorável à segurança por apresentar um valor de capacidade de carga muito superior à carga de trabalho de projeto e aos outros valores.

Para melhor visualizar os resultados da tabela 13 e compreender as comparações feitas entre os valores, temos o gráfico 2, que mostra os valores das capacidades de carga admissível obtidos com a aplicação dos cinco métodos de

previsão para as estacas de 19 metros de comprimento, o valor médio entre eles e o valor da solicitação de projeto.

Gráfico 2 - Comparação entre a resistência admissível calculada pelos métodos, a média desses valores e a solicitação de projeto para as estacas de 19 m.



Fonte: Próprio autor (2018).

Análogo à análise feita para as estacas do bloco B19, observa-se no gráfico que a média dos cinco valores fornecidos pela aplicação dos métodos (830,90 KN) supera em 64% a solicitação de capacidade de carga de projeto (506,20 KN). Dito isto, foi verificado nos cálculos que a condição de estabilidade do sistema solo-estaca com relação à ruptura ainda seria mantida se o comprimento das estacas fosse diminuído até o valor de 17 metros, podendo ser esta a cota de parada das estacas. Isso demonstra que o fator de segurança adotado pelo projetista foi superior que mínimo exigido pela NBR 6122.

## 6.2 RESULTADOS RELACIONADOS A EXECUÇÃO

Os resultados tratados aqui são os problemas que foram identificados na execução de estacas hélice contínua monitoradas e suas prováveis causas, incluem também os aspectos práticos desta execução que podem prejudicar o desempenho

final das estacas se não forem realizados da maneira correta (desvios de execução), ambos estando relacionados com os assuntos discutidos na revisão bibliográfica.

Os pontos aqui explicitados serão tratados como causa e efeito, buscando expor, quando possível, as prováveis soluções para os problemas.

Os fatores que englobam os efeitos detectados são:

- fatores relacionados aos equipamentos (dispõe sobre o efeito de manutenção inadequada);
- fatores relacionados ao processo executivo (relaciona os efeitos de calibração inadequada da bomba de concreto, lubrificação inadequada da tubulação e demora na concretagem);
- fatores relacionados aos materiais (relaciona os efeitos de desempenho reduzido das armaduras e problemas na instalação das armaduras devido ao concreto);

### **6.2.1 Fatores relacionados aos equipamentos**

No decorrer da execução das estacas destacaram-se problemas relacionados principalmente a ações importantes que deveriam ter sido observadas antes do início da obra. A principal hipótese causadora de problemas e atrasos dos serviços que está relacionada aos equipamentos foi a manutenção inadequada do equipamento.

#### **6.2.1.1 Manutenção inadequada**

Por vezes o equipamento perfuratriz parou de funcionar e atrasou os trabalhos devido à problemas de funcionamento, pois a perfuratriz utilizada na execução das estacas estava, aparentemente, gasta devido ao longo período de uso.

Em entrevista ao operador, o mesmo afirmou que a idade de uso do equipamento já passa dos 15 anos, e não soube informar quando foi realizada a última manutenção preventiva na máquina. Observando estes aspectos e todos os outros que foram identificados em campo, pode-se relacionar as causas influenciadoras e os prováveis motivos para o efeito de manutenção inadequada:

- **Ausência de programação para manutenção preventiva:** Pode-se perceber que a maior parte da manutenção realizada no equipamento é corretiva, o que aumenta as chances de o mesmo apresentar mal funcionamento.
- **Indisponibilidade de pessoal capacitado:** A indisponibilidade de mecânico capacitado, por parte da empresa executora da fundação, para realizar na obra as manutenções corretivas do equipamento causaram atrasos.
- **Falta de peças de reposição:** A falta de peças de reposição foi um dos itens que mais causou atrasos no andamento dos serviços pois era necessário esperar chegar de outras cidades.
- **Ausência de controle de falhas:** Foi constante o ressurgimento de problemas que poderiam ter sido evitados com um controle eficaz.

## 6.2.2 Fatores relacionados ao processo executivo

As principais hipóteses causadoras de problemas e atrasos dos serviços que estão relacionados ao processo executivo foram a calibração inadequada da bomba de concreto, lubrificação inadequada da tubulação e a demora na concretagem.

### 6.2.2.1 Calibração inadequada da bomba de concreto

Houve um momento na obra em que foi mudado o fornecedor de concreto devido ao problema de alteração das propriedades do concreto fresco (problema que será abordado à frente) logo após o mesmo ser lançado, com isso houve a troca da bomba, e nesta ocasião não foi realizado o ensaio de calibração da mesma.

Devido a este fato e aos demais observados em campo, pode-se relacionar as consequências e as causas influenciadoras para o efeito de calibração inadequada da bomba de concreto:

- **Imprecisão de medida do volume de concreto:** Em algumas vezes pode-se perceber que, durante a concretagem já nos últimos dois metros da estaca, o concreto encontrava-se abaixo da cota da ponta do trado, revelando que, devido a falta dos parâmetros reais de bombeamento o sistema de monitoração da concretagem não pode fornecer informações precisas do volume de concreto bombeado em tempo real, o que levou o operador a puxar o trado do furo em uma velocidade inadequada ao ritmo da bomba.

#### 6.2.2.2 Lubrificação inadequada da tubulação

Como já comentado na revisão bibliográfica, a lubrificação da rede de bombeamento antes de dar início aos trabalhos é fundamental para o sucesso dos mesmos.

Quando ocorreu a troca das bombas de concretagem também houve a mudança do operador da mesma e seus ajudantes, isso acarretou em uma lubrificação inadequada da rede neste dia, o que, conseqüentemente, resultou no entupimento da rede de bombeamento e nos atrasos dos serviços. O efeito de lubrificação inadequada da rede foi resultado de:

- **Quantidade insuficiente da calda de lubrificação:** Na ocasião de fabricação da calda de lubrificação foram empregados 1 saco (de 50kg) de cimento e cerca de 100 litros de água, o que foi insuficiente para lubrificar a rede pois está não está de acordo com o que sugere a bibliografia, cuja especifica 2 sacos (de 50kg) de cimento e 200 litros de água.

#### 6.2.2.3 Demora na concretagem

Durante o decorrer da execução das estacas o engenheiro responsável deve programar as quantidades de concreto a serem solicitadas ao fornecedor atentando-se à quantidade de concreto necessária para o enchimento das estacas em questão.

Houve uma situação em que a quantidade de concreto foi insuficiente para o enchimento total da estaca, o que levou a parada da concretagem (a aproximadamente 2/3 da estaca) até a chegada de novo caminhão de concreto, o

que demorou 30 minutos, e reinício da concretagem. Esse fato resultou na reperfuração de uma estaca, pois não foi possível instalar a armadura por completa devido ao concreto que foi lançado primeiro ter perdido suas características de fluidez e trabalhabilidade.

O efeito de demora na concretagem foi resultado da:

- **Quantidade insuficiente de concreto:** Muito possivelmente a cubagem de concreto necessária à estaca foi feita de forma inadequada. A mesma deve considerar o valor teórico de concreto necessário ao preenchimento da estaca, mais um sobreconsumo de aproximadamente 30% e mais a quantidade que ficará retida dentro da rede e do cocho da bomba.

### 6.2.3 Fatores relacionados aos materiais

No decorrer da execução das estacas destacaram-se possíveis problemas relacionados principalmente a ações importantes que deveriam ter sido observadas antes do início da obra. Fatores relacionados aos materiais que resultaram em atraso dos serviços e que possivelmente influenciarão negativamente no desempenho final das estacas puderam ser identificados como desempenho reduzido das armaduras e problemas na instalação das armaduras.

#### 6.2.3.1 Desempenho reduzido das armaduras

O bom desempenho das armaduras é fundamental para se manter o desempenho final das estacas em um padrão aceitável de segurança, tanto em relação aos parâmetros de resistência quanto à segurança a corrosão. O fator principal identificado em obra que poderá reduzir substancialmente o desempenho das armaduras foi:

- **Não utilização de espaçadores** (Figura 27): Não foi identificado o uso correto de espaçadores rolete específico para fundações, devido,

possivelmente, ao descuido em não adquirir por motivos financeiros ou pela tradição incoerente de se executar sem o uso dos mesmos.

Figura 27 - Armação utilizada nas estacas do empreendimento Vila da Serra.



Fonte: Próprio autor (2018).

O ato de se executar este tipo de estaca sem o devido uso dos espaçadores pode causar sérios problemas de corrosão nas armaduras, pois não será obedecido o cobrimento mínimo de concreto e a armação ficará sujeita ao contato com o solo natural, como se observa na Figura 28, onde mostra a armação exposta próximo a cota de arrasamento da estaca.

Figura 28 - Armação de estaca exposta.



Fonte: Próprio autor (2018).

Não haverá problema se armação exposta estiver somente acima da cota de arrasamento, como é o caso da foto, pois este concreto e ferragem serão cortados e descartados, o problema está em não poder prever se haverá exposição da armadura ao solo natural ao longo do fuste da estaca, visto que é impossível verificar isto com a mesma no subsolo.

#### 6.2.3.2 Problemas na instalação da armadura devido ao concreto

Com relação ao outro material empregado (concreto) foi identificado um problema interessante, em que houve a alteração das propriedades reológicas do concreto (endurecimento muito rápido) da estaca logo após a sua concretagem, o que dificultava muito ou, até mesmo, inviabilizava a instalação da armadura.

Durante a execução das primeiras estacas encontrou-se dificuldade na instalação da armadura a partir de 2 metros de profundidade, onde, segundo o laudo de sondagem da Figura 23, pode-se identificar uma zona de solo fofo. Somando-se este fato ao nível do lençol freático não poder ser observado por estar abaixo da cota do fim da sondagem, tem-se características favoráveis à perda de água do concreto para o solo, pois este apresenta características permeáveis. A causa principal detectada que acarretou no efeito de problemas na instalação da armadura pode ser descrita como:

- **A rápida perda das propriedades reológicas do concreto da estaca recém executada:** Este problema impedia, após poucos minutos, a colocação da armadura das estacas.

O problema foi detectado e analisado pelo engenheiro responsável no local e foram feitas investigações de campo para entender tal fato. As investigações não incluíram caracterização físico-química do solo do local, resumindo-se a tentativas de campo que se sucederam de duas maneiras.

A primeira consistiu em estudar soluções alterando a dosagem do concreto de modo a aumentar a coesão e dar maior trabalhabilidade ao mesmo. A segunda foi

contratar outra empresa fornecedora de a fim de testar um concreto com agregados e aditivos diferentes.

No traço inicial verificou-se que o concreto perdia suas características reológicas em intervalos de tempo da ordem de 10 a 20 minutos, e havia dificuldade de instalação da armadura a partir da profundidade de 2 metros, aproximadamente.

Como tentativa para aumentar a coesão e dar maior trabalhabilidade ao concreto, foram selecionados agregados com granulometria de formato mais arredondado, aumentou-se a quantidade do aditivo retardante e plastificante, incrementou-se o consumo de cimento para a faixa entre 450 a 475 kg/m<sup>3</sup> de concreto e controlou a fluidez deixando o slump entre 24 e 25. Mesmo assim, com o traço melhorado, o problema persistiu, o que acabou resultando em re-perfuração de duas estacas.

Avaliaram-se os fatos e partiu-se para a segunda opção, a mudança de fornecedor de concreto. Com a concretagem das primeiras estacas após a mudança, percebeu-se que a instalação das armaduras se dava sem nenhum problema, mesmo com o tempo entre o fim da concretagem e o início da instalação da armadura girando em torno de 15 a 30 minutos.

Os materiais empregados no traço da nova concreteira eram diferentes em três aspectos:

- o agregado graúdo era de seixo rolado, que tinha formato mais arredondado, favorecendo a trabalhabilidade do concreto;
- o agregado miúdo era areia fina, diferente da areia lavada (areia grossa) que era usada pela outra concreteira. Isso deixou a argamassa do concreto mais plástica e coesa (característica visualmente perceptível);
- o aditivo plastificante e retardante era de melhor qualidade do que o utilizado pela outra concreteira.

A partir de observações in loco, percebeu-se que o concreto mantinha suas características reológicas por muito mais tempo que o anterior, tendo um tempo para início da pega muito mais demorado. Logo, ficou claro que ocorria um fenômeno de fluxo da água livre do concreto para o solo. Ou seja, o solo estava drenando a água do concreto, alterando assim suas propriedades reológicas e acelerando o início de

pega com endurecimento muito rápido do concreto, o que resultava no impedimento da colocação da armadura da estaca.

## **7 CONCLUSÕES**

Com a realização deste trabalho se obteve sucesso em alcançar todos os objetivos que foram propostos, sendo que nele se apresentam os resultados de uma análise de projeto de fundações em estacas do tipo hélice contínua monitorada apoiadas em perfil geotécnico com presença de solo de baixa resistência nas primeiras camadas. Trata-se de um estudo de caso do projeto e da execução das fundações do edifício Vila da Serra, empreendimento de cunho residencial na cidade de Balsas, no sul do estado do Maranhão. O estudo foi realizado com base nos documentos fornecidos pela empresa responsável pela execução do empreendimento, a qual disponibilizou sondagens, plantas do projeto, memoriais descritivos e de cálculo, entre outros.

Analisando os resultados obtidos pela aplicação de cinco métodos de previsão de capacidade de carga, observou-se variabilidade média a grande dos valores fornecidos entre os métodos, o que nos leva a conclusão de que para a elaboração de um projeto de fundação em estacas hélice contínua é importante usar mais de um método de previsão para que o dimensionamento não seja equivocado. Aconselha-se analisar estatisticamente os valores obtidos e se basear na média entre eles a fim de não exagerar nos coeficientes de segurança, o que poderia acarretar no superdimensionamento das fundações e consequente oneração da execução, e nem dimensionar em desfavor da segurança, o que pode gerar riscos à estrutura e à conservação da vida humana.

A partir da análise dos resultados, observou-se que o método de Teixeira (1996) foi o que obteve os melhores valores de capacidade de carga para as estacas de 14 metros de comprimento do bloco B19. Já para as estacas de 19 metros do bloco B25, os melhores resultados foram fornecidos pelo método de Aoki – Velloso (1975).

Foi notável que todos os métodos previram capacidade suficiente para suportar as solicitações advindas da superestrutura, inclusive, quando se observa a média entre esses valores, dá ainda para diminuir a profundidade das estacas em 2,0 metros sem afetar o requisito de segurança da NBR 6122, isto é, fator de segurança para minoração das resistências igual a 2. Porém, para se garantir que não haja danos sobre os aspectos arquitetônicos, estruturais ou funcionais do prédio, é necessário fazer uma análise dos recalques considerando a interação estaca-solo, a fim de confirmar se o estado limite de serviço da estrutura não será afetado.

A partir da análise dos casos de obra aqui apresentados, percebe-se que é fundamental ter na obra uma equipe qualificada e com conhecimento técnico sobre os variados aspectos da metodologia executiva das estacas hélice contínua, aos aspectos geotécnicos dos solos e aos requisitos de controle de qualidade do concreto.

Portanto, foi observado que é indispensável que os equipamentos a serem utilizados tenham passado por uma manutenção preventiva satisfatória que garanta o perfeito funcionamento dos mesmos, assim como a adquirir peças de reposição especialmente com relação aos cabos, trados (empenados ou gastos) e sensores defeituosos, como também a utilização de bombas de concreto revisadas e calibradas, a fim de minimizar paradas por problemas em equipamentos e poupar tempo caso seja necessária manutenção de correção.

Outros fatos importantes referem-se aos pormenores executivos, o que tange a calibração prévia do equipamento de bombeamento, a fim de deixá-lo em sincronia com a perfuratriz, resultando em fornecimento, pelo sistema de monitoração, de parâmetros reais precisos de concretagem, o que facilita e dá credibilidade ao trabalho do executor das estacas. Inclui-se também, neste âmbito, a importância da correta limpeza e lubrificação da rede de bombeamento antes da concretagem da primeira estaca do dia, o que evitará o entupimento das tubulações e conseqüente atraso dos trabalhos. Observa-se também, além destes dois aspectos, a preocupação com o correto acompanhamento de campo, no que diz respeito à programação de solicitação de concreto em quantidades suficientes e em intervalos que não prejudiquem o andamento dos serviços.

Com relação à qualidade dos materiais empregados, pode-se salientar a importância que o uso de espaçadores específicos para fundação tem para a manutenção da qualidade das armaduras e, conseqüentemente, para a garantia do bom desempenho das estacas. Neste campo também cabe salientar o quão necessário é o uso de um concreto com características ótimas de trabalhabilidade e coesão, devido aos parâmetros do solo e as características do processo executivo.

De maneira geral, este trabalho se demonstrou como uma importante ferramenta de retroanálise e aprimoramento dos processos de dimensionamento e execução da fundação em Estaca Hélice Contínua Monitorada, pois mostra à comunidade acadêmica, aos projetistas e executores alguns parâmetros importantes para se observar no projeto e na execução deste tipo de estaca.

Ainda pode-se destacar que, se a execução obedecer a padrões rígidos de qualidade e forem observados com veemência os parâmetros de execução que influenciam no desempenho final das estacas, aliados aos cuidados com a segurança no dimensionamento que foram demonstrados neste trabalho, teremos certa folga para se “enxugar” os projetos, no que diz respeito ao uso de coeficientes de segurança menos conservadores para o dimensionamento. Isto resultaria em fundações menos onerosas para se executar sem prejudicar a estabilidade e segurança.

## REFERÊNCIAS

- ALBUQUERQUE, P. J. R. **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega**: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásico, através de prova de carga instrumentadas em profundidades. Tese de Doutorado. EPUSP, São Paulo, SP.
- ALLEDI, C. T. D. B. et al. **Estaca Hélice Contínua Instrumentada**: Previsão de Carga de Ruptura Por Métodos Semiempíricos Vs. Prova De Carga. Periódico Revista Geotecnia nº 135, p. 115-127, 2015.
- ALMEIDA NETO, J. A. **Análise do Desempenho de Estacas hélice contínua e ômega**: aspectos executivos. Dissertação de Mestrado, 187 p. Escola Politécnica da USP. São Paulo, 2002.
- ALONSO, U. R. **Prova de carga horizontal em estaca hélice contínua**. Revista Solos e Rochas, v.21, n.1, p.51-57. São Paulo, 1998.
- AMANN, K. A. P. **Metodologia Semiempírica Unificada para a Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas**. Escola Politécnica da USP: São Paulo, 2010.
- ANDRADE, G. **Fundação em Estaca Hélice Contínua**: Estudo de Caso em Obra de Viaduto no Município de Feira de Santana - BA. UEFS. Feira de Santana, 2009.
- ANTUNES, W. R.; CABRAL, D. A. **Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE III. São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1996. V.2, p. 105-110.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles**. In: V CONGRESO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES – PASSMFE. Buenos Aires. **Anais...** Buenos Aires: SAMSIF, 1975. V5, p. 367-374.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- BENETTI, L. B. **Estacas Hélice Contínua Executadas em Solos da Formação Guabirotuba**: Estudo do Comportamento e Reavaliação de Métodos Semiempíricos de Previsão da Capacidade de Carga. Curitiba: UFPR, 2016.
- BRONS, K. F.; KOOL, A. L. **Methods To Improve The Quality Of Auger Piles**. In: INTERNATIONAL GEOTECHINICAL SEMINAR ON DEEPP FOUADATIONS ON

BORED AND AUGER PILES, 1ST, Ghent-Belgium. Proceedings. Rotterdam: A. A. Balkema, 1988, p. 269-272.

BROWN, D. A. et al. **Design and Construction of Continuous Flight Auger (CFA) Piles**. Geotechnical Engineering, Nº 8, 2007.

CAPUTO, A. N.; TAROZZO, H.; ALONSO, U. R.; ANTUNES, W.R. **Estacas hélice contínua**: projeto, execução e controle. São Paulo: ABMS, 1997, 59 p.

CARVALHO, Fábio Benevides de. **Projeto Arquitetônico de Edifício Residencial Zeis 2**: Vila da Serra. Recife-PE: 2017.

CZM FOUNDATION EQUIPAMENT. Catálogo da perfuratriz EM800/24. **CZM**, Belo Horizonte, [20--]. Disponível em: <[www.czm.com.br](http://www.czm.com.br)>. Acesso em: 27 nov. 2018.

DANZIGER, B. R. **Relato da Sessão Paralela ST10-Fundações**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 16, 2012, Porto de Galinhas. Anais. São Paulo: ABMS, 2012.

ENGENHARIA, Franco. **Relatório de Sondagem – RS1654/17**. Balsas – MA: 2017.

FIGUEIREDO, Marlon. **Aula 4 - Solos e Fundações**: Investigação do Subsolo. Rio de Janeiro: ETUS, 2013. Disponível em: <<https://www.ebah.com.br/content/ABAAAgG2sAF/aula-4-solos-fundacoes>>. Acesso em: 04/12/2018

GEOFIX. **Hélice contínua monitorada**. Catálogo técnico. São Paulo: 2012, Geofix Fundações.

JOPPERT, I. **Fundações e Contensões de Edifícios**: Qualidade total na Gestão de Projetos e Execução. São Paulo: PINI, 2007.

LÁZARO, A. A.; WOLLE, C. M. **Estacas hélice contínua**: correlações entre a monitoração e as características dos solos. Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia, 5, 2004, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS/ABEF, v.1, p. 57.

LOBO, Bianca de O. **Método de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas**: Aplicação dos Conceitos de Energia do Ensaio SPT. UFRGS: Porto Alegre, 2005.

MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos Métodos de Capacidade de Carga e Recalque de Estacas Hélice Contínua via Provas de Carga**. Dissertação de Mestrado, Brasília: UNB, 2005, 243p.

MANTUANO, Raphael M. **Comparação Entre Métodos de Dimensionamento e Influência do Processo Executivo no Comportamento de Estacas Hélice**. Escola Politécnica da UFRJ: Rio de Janeiro, 2003.

MARANHÃO. **Atlas do Maranhão**. Gerência de Planejamento e Desenvolvimento econômico, Laboratório de Geoprocessamento. São Luís: UEMA, 2002.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, J.M. **Concreto**: estrutura, propriedades e materiais. São Paulo: PINI, 1994.

PENNA, A. S. D. et al. **Estaca Hélice-Contínua**: Experiência Atual. São Paulo: ABMS/ABEF, 1999.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

TAVARES, C. A. A. **Elaboração e Aplicação de uma Metodologia de Controle de Qualidade para o Processo Executivo de Estacas Hélice Contínua Monitoradas**. Dissertação de mestrado, Brasília: UNB, 2009.

VELLOSO, D. A. & ALONSO, U. R. **Previsão, Controle e Desempenho de Fundações**. In: NEGRO Jr., A. et. al. Previsão de desempenho x comportamento real. São Paulo: ABMS/NRSP, 2000, p. 95-139.

VELLOSO, D. A. **Fundações**: Projetos, Execução, Patologia e Reforço. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE, 4º, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2000.

VELLOSO, P. P. C. **Estacas em solo**: Dados para a Estimativa do Comprimento. In: Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas. Clube de Engenharia: Rio de Janeiro, 1981.