

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO - CTC  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**MARCOS FELIPE NUERNBERG**

**ESTACAS DO TIPO HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA  
(EHC): DIMENSIONAMENTO ATRAVÉS DE MÉTODOS SEMI-  
EMPÍRICOS**

**SANTA CATARINA  
2014**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO - CTC  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**MARCOS FELIPE NUERNBERG**

**DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO PROFUNDA DO  
TIPO HÉLICE CONTÍNUA ATRAVÉS DE MÉTODOS SEMI-  
EMPÍRICOS**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado pelo acadêmico Marcos  
Felipe Nuernberg à banca examinadora  
do Curso de Graduação em Engenharia  
Civil da Universidade Federal de Santa  
Catarina como requisito parcial para  
obtenção do título de Engenheiro Civil.

**Orientador: Prof. Dr. Jano D'Araujo Coelho**

**SANTA CATARINA  
2014**

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,  
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Nuernberg, Marcos Felipe

Estaca tipo hélice contínua monitorada (EHC):  
dimensionamento através de métodos semiempíricos / Marcos  
Felipe Nuernberg ; orientador, Jano d'Araújo Coelho -  
Florianópolis, SC, 2014.  
170 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -  
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.  
Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Estacas hélice contínua. 3.  
Fundação profunda. 4. Métodos semiempíricos. 5. Capacidade  
de carga. I. Coelho, Jano d'Araújo. II. Universidade  
Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil.  
III. Título.


**DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO PROFUNDA DO TIPO HÉLICE  
CONTÍNUA ATRAVÉS DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil, e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil.

Florianópolis, 24 de novembro de 2014.

Prof. Dr. Luis Alberto Gómez  
Coordenador do Curso

**Banca Examinadora:**

  
Prof.º Dr.º Jano D'Araujo Coelho  
Orientador  
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.º Dr.º Daniel Loriggio  
Universidade Federal de Santa Catarina

Venicio Petroski  
Engenheiro Civil

## AGRADECIMENTOS

Inicialmente gostaria de agradecer a Deus pela benção e iluminação concebida, possibilitando-me tornar um indivíduo feliz e realizado.

Aos meus pais, Henrique Nuernberg e Dalva Koerich Nuernberg, por terem me dado todo amor e confiança, e por transmitirem acima de tudo, valores de respeito e humildade. Por terem desprendido energias ao bem estar e educação minha e de meus irmãos, tornando-nos pessoas de boa alma e coração. Aos meus amados e admirados irmãos, Fernanda Nuernberg Risso e Paulo Henrique Nuernberg, que sempre me inspirarão na busca de conquistas, e que de maneira espontânea torcem por mim. A vocês quatro que tanto me apoiaram, meus agradecimentos são ilimitados. Todos nós somos grandes merecedores desta conquista.

A minha namorada Fernanda Bagio de Almeida, por me apoiar incondicionalmente e por ser tão generosa e carinhosa. Por sua compreensão e paciência durante o período da faculdade, e por entender minha ausência em determinadas etapas de sua vida.

Agradecimento especial, aos cunhados Valdinei Risso e Veridiana Bonetti Nuernberg, e aos meus amados sobrinhos, Alice, Luiz Henrique, Luiza e Carolina que, de uma maneira ou outra sempre estiveram torcendo pelas minhas realizações.

Aos amigos de longa data, Cristiano Zimmer e Nelson Fraga, os quais sempre me apoiaram em distintas etapas da minha vida.

Em especial, aos companheiros e fiéis amigos, Alexandre Müller, Felipe Carbonari, Ivan Alberti, Jean Sacenti, Jonathan Dallagnol, Leonel Causse e Renan Lecheta, os quais tive a feliz oportunidade de conhecer através da graduação, e que de forma significativa contribuíram para minha formação intelectual e social. Aos demais colegas de graduação, pelo apoio e solidariedade.

Agradecimento especial, ao meu orientador, professor Jano Coelho D'Araujo, por todo conhecimento transmitido com enorme competência, dedicação e paciência. Também, meu agradecimento ao engenheiro Venicio Petroski, que prontamente se dispôs no auxílio da elaboração deste trabalho.

Aos integrantes da Banca Examinadora, professor Daniel Domingues Loriggio e ao engenheiro Venicio Petroski, que se dispuseram a participar desta fase do trabalho.

Às empresas Engevix S/A e Lupa Construção Planejada, nas quais tive a oportunidade de realizar estágio, contribuindo assim, para meu crescimento pessoal e profissional.

Aos professores e funcionários da Universidade Federal de Santa Catarina, pelo total suporte e ensinamentos transmitidos ao longo desta jornada.

A todos, o meu muito obrigado.

“Perseguir, sem cessar, uma meta: Este é o segredo do sucesso”.

Anna Pavlova.

## RESUMO

O avanço na área da engenharia civil, possibilitou a ascensão no uso de estacas como recurso construtivo para obtenção de elementos de fundação que atendam às exigências de segurança. Solução rápida, econômica e de pouca interferência, a técnica de hélice contínua monitorada (EHC) possibilita a execução de elementos estruturais, com função de distribuição de esforços oriundos da superestrutura em camadas de solo resistente, geralmente em grandes profundidades. O presente trabalho tem como objetivos apresentar o método executivo e determinados parâmetros a serem analisados neste tipo de estaca, além de avaliar por meio de um estudo de caso, a capacidade de carga, os deslocamentos mobilizados e a armadura necessária a resistir às solicitações provenientes de cargas atuantes na superestrutura de uma edificação. Para tanto, utilizando-se dados de ensaios geotécnicos da obra em estudo, foram analisadas as capacidades de carga geotécnica de uma estaca por diferentes métodos semi-empíricos, dimensionado ainda os recalques previstos, e detalhando a armadura necessária ao elemento estrutural. Como resultado desta pesquisa, analisaram-se a confiabilidade dos métodos utilizados, além da viabilidade técnica-executiva empregada neste tipo de estaca.

**Palavras-chave:** Estacas, Hélice contínua monitorada (EHC), Capacidades de carga geotécnica, Ensaios geotécnicos, Esforços Solicitantes, Recalques.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Principais tipos de fundações superficiais .....	4
Figura 2 - Principais tipos de fundações profundas: (a) estaca, (b) tubulão e (c) caixão .....	5
Figura 3 - Fundação superficial e profunda.....	5
Figura 4 - Alguns tipos de fundações mistas: (a) sapata associada à estaca (chamada “estaca T”), (b) sapata associada à estaca com material compressível entre elas (chamada “estapata”), e radier sobre (c) estacas ou (d) tubulões.....	6
Figura 5 - Cargas e penetrações de estacas de madeira (DIN 4026.....	7
Figura 6 - Reforços e emendas em estacas de madeira .....	8
Figura 7 - Estacas de aço (seções transversais): (a) perfil de chapas soldadas, (b) perfis I laminados, associados (duplo), (c) perfis tipo cantoneira, idem, (d) tubos, (e) trilhos associados (duplo) e (f) idem (triplo). .....	9
Figura 8 - Execução de estacas pré-moldadas em aço.....	10
Figura 9 - Estacas pré-moldadas de concreto: (a) a (d) seções transversais típicas, (e) seção longitudinal com armadura típica e (f) estaca com furo central e anel de emenda (apenas o concreto representado),.....	11
Figura 10 - Execução de fundação em estacas pré-moldadas de concreto.....	12
Figura 11 - Execução de uma estaca Franki.....	14
Figura 12 - Execução de fundação com estaca tipo Strauss.....	16
Figura 13 - Execução de estaca tipo Strauss: (a) escavação, (b) limpeza do furo, (c) concretagem após colocação da armadura e (d) estaca pronta. ....	17
Figura 14 - Execução de fundação com estaca tipo Broca.....	18
Figura 15 – Equipamento de hélice contínua monitorada .....	19
Figura 16 - Execução de fundação com estaca tipo Barrete.....	20
Figura 17 - Execução de estaca escavada com lama bentonítica.....	21
Figura 18 - Fases da execução das estacas-raiz.....	23
Figura 19 - Geometria de um tubulão .....	24
Figura 20 - Execução de tubulão sob ar comprimido.....	25
Figura 21 - Muro de contenção com hélice contínua .....	28
Figura 22 - Cortina de estacas escavadas com concreto projetado.....	29
Figura 23 - Cortina de estacas escavadas com colunas tipo “CCP” .....	29
Figura 24 - Levantamento topográfico e locação do eixo das estacas...	30
Figura 25 - Posicionamento do eixo da hélice no ponto de locação.....	31
Figura 26 - Etapa de perfuração da estaca hélice contínua monitorada (EHC), .....	32

Figura 27 - Detalhe da tampa de proteção recuperável na extremidade inferior do trado .....	33
Figura 28 - Etapa de concretagem do fuste da estaca tipo hélice contínua monitorada (EHC).....	35
Figura 29 - Realização do ensaio de abatimento ou <i>slump test</i> do concreto .....	36
Figura 30 - Etapa de extração e limpeza do trado concomitantemente à concretagem do fuste .....	36
Figura 31 - Etapa de limpeza da parte superior do fuste da estaca .....	37
Figura 32 - Etapa de introdução da armadura na estaca tipo hélice contínua monitorada (EHC).....	38
Figura 33 - Detalhamento da armadura de estaca tipo hélice contínua monitorada (EHC).....	39
Figura 34 - Detalhe da armadura e espaçadores de uma estaca tipo hélice contínua monitorada (EHC).....	40
Figura 35 - Etapa de execução do arrasamento de estacas tipo hélice contínua monitorada (EHC).....	41
Figura 36 - Relatório de monitoração de estacas tipo hélice contínua monitorada (EHC).....	42
Figura 37 - Equipamento de monitoração durante a fase de escavação das estacas tipo hélice contínua monitorada (EHC). Verifica-se a leitura do torque e velocidade da perfuratriz, além da profundidade de ponta da estaca.....	43
Figura 38 - Equipamento de monitoração durante a fase de concretagem das estacas tipo hélice contínua monitorada (EHC). Verifica-se graficamente a pressão de injeção do concreto, além do perfil de preenchimento do fuste .....	43
Figura 39 - Diferença entre estacas ativas (a) e passivas (b).....	44
Figura 40 - Modelo de interação solo-estaca .....	45
Figura 41 - Exemplos do “efeito Tschebotarioff” .....	47
Figura 42 - Esforços adicionais nas estacas devido ao adensamento de camadas compressíveis .....	48
Figura 43 - Superfície de ruptura de um grupo de estacas pouco espaçadas .....	51
Figura 44 - Massa de solo mobilizada pelo carregamento (a) de uma estaca isolada e (b) de um grupo de estacas .....	52
Figura 45 - Análise da distribuição de cargas em grupos de estacas .....	54
Figura 46 - Esquema dos testes de integridade tipo (a) crosshole, (b) downhole, (c) de grande deformação e (d) de pequena deformação.....	57
Figura 47 - Ensaio de integridade de estacas de baixa deformação com PIT .....	58

Figura 48 - Controle de qualidade de estacas cravadas – repique e nega .....	59
Figura 49 - Dispositivo para medição dos valores de C2, C3 e nega (S).....	60
Figura 50 - Diagrama de cravação de estacas – Controle da nega e repique .....	61
Figura 51 - Execução do ensaio de prova de carga dinâmico em estacas .....	62
Figura 52 - Sinal típico de um golpe de pilão na estaca.....	63
Figura 53 - Reação com cargueira.....	65
Figura 54 - Montagem de prova de carga à compressão com reação na viga presa às estacas vizinhas.....	65
Figura 55 - Montagem de prova de carga à compressão com reação em tirantes fixo no terreno .....	66
Figura 56 - Formato característico da curva carga x recalque na prova de carga estática .....	66
Figura 57 - Ensaio CPT: (a) princípio de funcionamento e (b) vista de um equipamento .....	70
Figura 58 - Execução de ensaio de penetração dinâmica SPT .....	71
Figura 59 - Testemunho de solo obtidos pelo ensaio de SPT.....	72
Figura 60 – Modelo de relatório de execução de ensaio SPT (standard penetration test).....	73
Figura 61 - Mecanismo de resistência da fundação profunda em estaca.....	75
Figura 62 - Superfície de ruptura das diversas soluções teóricas .....	76
Figura 63 - Valores de Nq de vários autores .....	77
Figura 64 - Caso de recalque diferencial em prédios da cidade de Santos-SP .....	89
Figura 65 - Parcelas de recalque da estaca .....	91
Figura 66 - Diagrama de esforço normal na estaca .....	92
Figura 67 - Recalque total do solo.....	93
Figura 68 - Propagação de tensões devido à reação de ponta .....	93
Figura 69 - Propagação de tensões devido às cargas laterais .....	94
Figura 70 - Ilustração do projeto Opportunità Empresarial.....	97
Figura 71 - Ilustração da fachada do empreendimento Opportunità .....	97
Figura 72 - Execução de parede diafragma com equipamento “Clam-Shell”.....	98
Figura 73 - Viga de solidarização das lamelas da parede diafragma.....	99
Figura 74 - Execução de estacas tipo hélice contínua monitorada (EHC).....	100
Figura 75 - Execução dos blocos de fundação .....	100

Figura 76 - Resistência de ponta mobilizada na base da estaca em estudo.....	116
Figura 77 - Resistência por atrito lateral desenvolvida ao longo do fuste da estaca em estudo.....	117
Figura 78 - Análise da capacidade de carga total em função da profundidade de assentamento da base da estaca.....	118
Figura 79 - Análise da capacidade de carga admissível da estaca em estudo pelos métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira.....	120
Figura 80 - Comparativo entre o projeto original de estaqueamento e o projeto realizado através dos métodos semiempíricos discutidos.....	121
Figura 81 - Diagrama de esforço normal ao longo da estaca em estudo (.....)	125
Figura 82 - Solicitação impostas no topo das estacas em estudo.....	134
Figura 83 - Deslocamento do sistema solo-estaca devido aplicação de carregamentos transversais.....	135
Figura 84 - Analogia pilar engastado para determinação da área de aço da estaca em estudo.....	138
Figura 85 - Ábaco para determinação da área de armadura em pilares circulares sujeitos a flexo-compressão.....	141
Figura 86 - Detalhamento estrutural da estaca em estudo.....	143

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Estacas de perfis laminados mais utilizados ( $1 \text{ kN/cm}^2 = 100 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	9
Tabela 2 - Tipos mais usuais de estacas e suas cargas de trabalho ( $1 \text{ kN/cm}^2 = 100 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	11
Tabela 3 - Características das estacas tipo Franki .....	13
Tabela 4 - Cargas de trabalho típicas dos diferentes tipos de estacas escavadas ( $1 \text{ kN/cm}^2 = 100 \text{ kgf/cm}^2$ ) .....	15
Tabela 5 - Cargas admissíveis de estacas tipo hélice contínua monitorada (EHC) em função do diâmetro .....	27
Tabela 6 - Diferença entre estacas ativas e passivas .....	44
Tabela 7 - Quantidade de provas de carga.....	68
Tabela 8 - Coeficiente K e razão de atrito $\alpha$ .....	82
Tabela 9 - Fatores de correção F1 e F2 .....	82
Tabela 10 - Coeficiente característico do solo C.....	85
Tabela 11 - Valores do fator $\alpha$ em função do tipo de estaca e tipo de solo .....	85
Tabela 12 - Valores do fator $\beta$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo .....	86
Tabela 13 - Valores do parâmetro $\alpha$ segundo Teixeira .....	87
Tabela 14 - Valores do parâmetro $\beta$ segundo Teixeira .....	87
Tabela 15 - Dimensionamento da capacidade de carga de estacas isoladas pelo método de Aoki-Velloso (1975).....	106
Tabela 16 - Dimensionamento da capacidade de carga de estacas isoladas pelo método de Décourt-Quaresma (1978/1996) .....	110
Tabela 17 - Dimensionamento da capacidade de carga de estacas isoladas pelo método de Teixeira (1996) .....	114
Tabela 18 – Determinação da capacidade de carga em estacas isoladas pelo método Aoki-Velloso (1975) em subcamadas.....	124
Tabela 19 – Tabela de dimensionamento do encurtamento elástico da estaca em estudo.....	127
Tabela 20 – Determinação do acréscimo de tensões pela metodologia de Aoki (1979).....	130
Tabela 21 – Recalque das camadas de solo subjacente à base da estaca pelo método de Aoki .....	131

## SUMÁRIO

1.1	INTRODUÇÃO.....	1
1.2	OBJETIVO GERAL.....	1
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	1
1.4	JUSTIFICATIVA .....	2
1.5	ESTRUTURA DO TRABALHO .....	2
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1	FUNDAÇÕES .....	4
2.2	CLASSIFICAÇÃO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS .....	6
	2.2.1 Estacas tipo deslocamento.....	7
	2.2.2 Estacas tipo escavada .....	14
	2.2.3 Tubulões.....	24
2.3	ESTACA ESCAVADA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA (EHC).....	26
	2.3.1 Histórico.....	26
	2.3.2 Vantagens e desvantagem do método executivo	27
	2.3.3 Sequência executiva de estacas hélice contínua monitorada (EHC).....	27
2.4	ESTACAS CARREGADAS TRANSVERSALMENTE	43
2.5	ATRITO NEGATIVO EM ESTACAS .....	47
2.6	EFEITO DE GRUPO DE ESTACAS .....	49
	2.6.1 O efeito de grupo quanto a capacidade de carga	49
	2.6.2 O efeito de grupo em termos de recalques	51
	2.6.3 O efeito de grupo em termos de distribuição de cargas	53
2.7	VERIFICAÇÃO DA QUALIDADE E DESEMPENHO DE ESTACAS	55

2.7.1	Método de verificação da integridade do elemento de fundação.....	56
2.7.2	Controle da nega e repique elástico.....	59
2.7.3	Métodos dinâmicos de avaliação do desempenho da fundação .....	61
2.7.4	Métodos estático de avaliação do desempenho da fundação .....	64
2.8	INVESTIGAÇÕES DE CAMPO .....	69
2.9	PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA AXIAL EM ESTACAS	74
2.9.1	Métodos estáticos ou teóricos.....	76
2.9.2	Métodos semiempíricos.....	78
2.10	RECALQUE EM ESTACAS .....	88
2.10.1	Previsão de recalques em estacas segundo Aoki e Lopes (1985)	90
3.	ESTUDO DE CASO .....	96
3.1	DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO ANALISADA.....	96
3.1.1	Localização da edificação.....	96
3.1.2	Investigações geotécnicas do terreno .....	96
3.1.3	Descrição física da edificação .....	96
3.2	DIMENSIONAMENTO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS TIPO HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA (EHC) ATRAVÉS DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS.....	101
3.2.1	Características dos elementos projetados	101
3.2.2	Previsão da capacidade de carga pelo Método de Aoki-Velloso (1975).....	103
3.2.3	Previsão da capacidade de carga pelo Método de Décourt-Quaresma (1978/1996).....	107
3.2.4	Previsão da capacidade de carga pelo Método de Teixeira (1996)	111
3.2.5	Análise da carga admissível dos elementos de fundação	115

3.3 DIMENSIONAMENTO DO RECALQUE PREVISTO  
PARA ESTACAS TIPO HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA  
(EHC) 122

3.4 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DA  
ARMADURA PARA ESTACAS TIPO HÉLICE CONTÍNUA  
MONITORADA (EHC) EM ESTUDO .....132

3.4.1 Análise das solicitações impostas as estacas  
em estudo 133

3.4.2 Dimensionamento estrutural de estacas ...138

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....144

5. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....146

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....147

7. REFERÊNCIAS NORMATIVAS .....151

ANEXO A.....152

ANEXO B.....153

ANEXO C.....154



## 1.1 INTRODUÇÃO

Desenvolvida inicialmente nos E.U.A na década de 80, e posteriormente difundida na Alemanha e Japão, esta técnica de fundação profunda teve início no Brasil em 1987, consolidando-se apenas nos anos 90, com a inserção de equipamentos modernos vindo da Europa.

Com a necessidade de construções em áreas densamente ocupadas, este método executivo possui vantagens frente às demais soluções existentes, devido ao seu baixo grau de vibrações e ruídos. Essa situação favorece, sobretudo, o desenvolvimento de pesquisas referente a este tema.

O método consiste na moldagem de elementos cilíndricos de concreto armado, escavados até profundidade pré-estabelecida em projeto, e sujeito a esforços de compressão e/ou tração e/ou flexão. A difusão desta técnica, deve-se além da segurança obtida, ao fato da elevada produtividade no canteiro de obra, culminando na redução do cronograma, e conseqüentemente na economia final do empreendimento.

## 1.2 OBJETIVO GERAL

O presente trabalho tem por objetivo geral o dimensionamento de estacas executadas através da técnica de hélice contínua monitorada (EHC). Desta maneira, calculando a capacidade de carga solicitante e o recalque mobilizado pelo elemento de fundação além, da armadura necessária a resistir os esforços existentes.

## 1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Apresentar um estudo bibliográfico sobre fundações profundas, dando enfoque maior na técnica de execução de estacas escavadas por hélice contínua monitorada (EHC). Bem como descrever vantagens e desvantagens, informações relevantes na sua concepção e etapas executivas;

- Apresentar um estudo bibliográfico sobre os métodos semiempíricos de dimensionamento da capacidade de carga de estacas, descrevendo três métodos existentes e as características individuais destes. Desta maneira, serão abordados estudos sobre a necessidade de investigações geotécnicas *in loco*, para obtenção de parâmetros físicos utilizados na metodologia de cálculo. Apresentando ainda, um estudo voltado à previsão de recalques em estacas, métodos de dimensionamento, bem como limites aceitos por norma;

- Apresentar um estudo bibliográfico referente aos principais aspectos a serem verificados no dimensionamento de um projeto de

fundação profunda, como: atrito negativo, grupo de estacas, “*efeito Tschebotarioff*” e estacas carregadas transversalmente;

- Apresentar um estudo bibliográfico, baseado na verificação da qualidade dos elementos de fundação, discutindo a importância desta etapa na garantia do desempenho global das edificações;

- Apresentar a metodologia de cálculo dos métodos semiempíricos para obtenção da capacidade de carga de estacas do tipo hélice contínua monitorada (EHC), além da descrição dos cálculos utilizados no dimensionamento dos recalques estimados e da armadura necessária aos elementos estruturais;

- Avaliar os diferentes resultados de capacidade de carga obtidos pelos métodos em questão, bem como analisar os recalques previstos e a armadura necessária para resistir os esforços solicitantes na estaca.

#### **1.4 JUSTIFICATIVA**

A justificativa para a realização deste trabalho, deve-se ao interesse pessoal acerca do assunto, sobretudo, motivado pelas constantes dúvidas existentes no dimensionamento de um projeto de fundação. Aliado a este fator, a motivação maior ocorreu com a oportunidade de acompanhamento integral de uma fundação por meio desta técnica executiva, idealizando, a partir deste marco, o desejo de reunir conhecimentos práticos com teóricos.

#### **1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO**

O presente trabalho está estruturado em oito capítulos, definidos na seguinte ordem:

O primeiro contempla a introdução do trabalho, apresentando os objetivos, a justificativa e a estrutura do trabalho.

O segundo capítulo, refere-se à revisão literária sobre projetos de fundação. Desta forma, inicialmente é descrito a diferenciação entre fundações superficiais e profundas, além da caracterização de técnicas existentes em cada uma das classificações. Por fim, é dado enfoque em estacas do tipo hélice contínua monitorada (EHC), sintetizando as principais informações relevantes no dimensionamento destes elementos, além de uma breve discussão quanto à importância na verificação da qualidade e integridade pós-execução.

O terceiro capítulo contempla a parte de estudo de caso deste trabalho, apresentando inicialmente uma breve descrição da edificação em estudo, para então, apresentar o dimensionamento da capacidade de carga de uma estaca através de métodos semiempíricos. Por fim, serão realizados os cálculos de previsão de recalques, e o detalhamento da

armadura necessária a resistir às solicitações impostas pelo sistema solo-estaca.

No quarto capítulo, apresentam-se as considerações finais do trabalho.

No quinto capítulo, apresentam-se sugestões para trabalhos futuros, observados ao longo do estudo.

No sexto e sétimo capítulo, estão indicadas as referências bibliográficas e normativas utilizadas no desenvolvimento deste trabalho.

No oitavo e último capítulo, estão expostos os anexos referenciados no presente trabalho.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

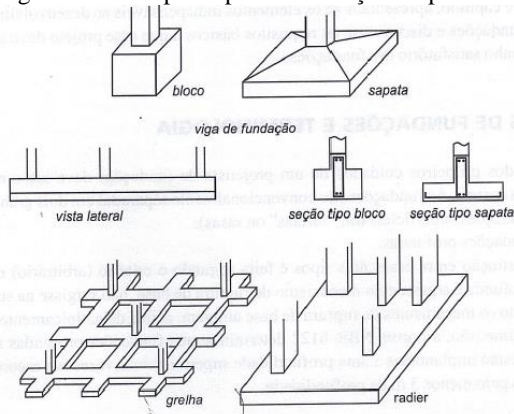
### 2.1 FUNDAÇÕES

A estrutura de uma edificação é um sistema com função de absorver e transmitir ao solo distintos carregamentos, de forma a garantir a durabilidade e a confiabilidade de um empreendimento. Desta maneira, a estrutura é subdividida em superestrutura, considerada como a parte do edifício acima do solo, e a infraestrutura, denominada também por fundação.

A escolha do tipo de fundação está vinculada a fatores econômicos, técnicos, e sobretudo por limitações geológicas e geotécnicas impostas pelo solo de assentamento. Têm-se assim, a divisão em três grupos: fundações superficiais, profundas e mistas (associação entre fundações rasas e profundas).

De acordo com a NBR 6122/2010, fundação superficial (rasa ou direta) é considerada como elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Basicamente, enquadram-se nesta classificação de fundação: as sapatas, blocos, grelha, vigas de fundação, sapata associada e radier, conforme Figura 1.

Figura 1 - Principais tipos de fundações superficiais

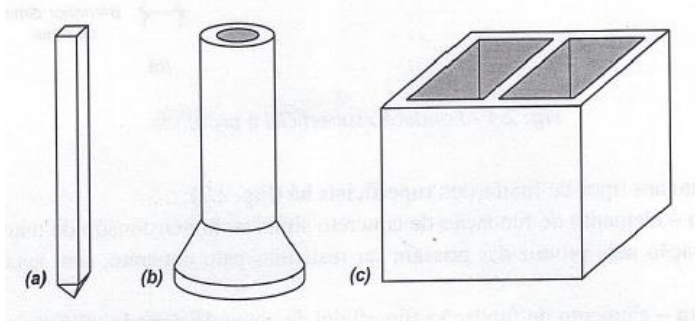


Fonte: Velloso e Lopes (2004).

A técnica de fundação profunda visa solucionar determinadas limitações quanto ao uso de elemento superficiais em solos com baixa capacidade de carga ou com alta compressibilidade. Utilizadas em grande

expressão em projetos de grande porte, essa técnica executiva divide-se em duas categorias: estacas (a), tubulões (b) e caixões (c), conforme Figura 2. O fato da técnica de caixão possuir pouca aplicabilidade na engenharia de fundações, o presente trabalho irá deter-se exclusivamente nas técnicas de estacas e tubulão.

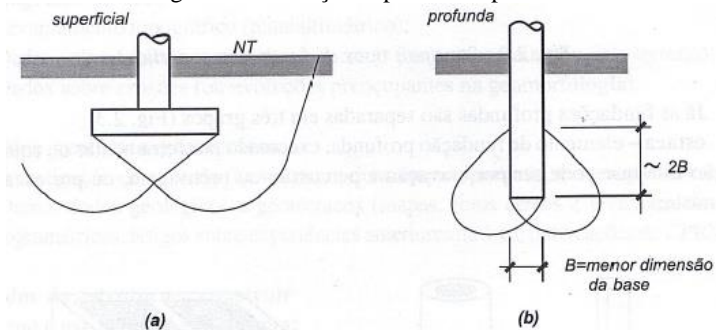
Figura 2 - Principais tipos de fundações profundas: (a) estaca, (b) tubulão e (c) caixão



Fonte: Velloso e Lopes, Vol. 01 (2004).

Percebe-se, que a distinção entre os grupos está vinculada ao mecanismo de ruptura da base do elemento de fundação. Ou seja, as fundações na quais a cunha de ruptura projeta-se ao nível do terreno são classificadas como fundações superficiais (a), em caso contrário, como profundas (b), de acordo com a Figura 3.

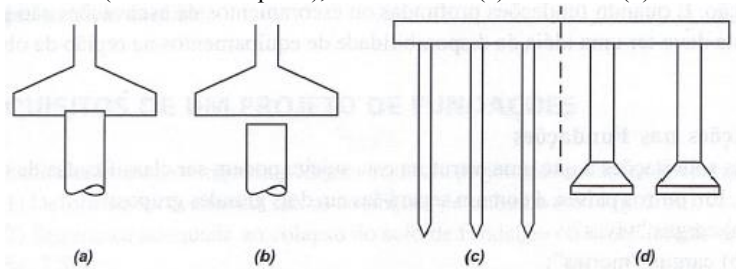
Figura 3 - Fundação superficial e profunda



Fonte: Velloso e Lopes, Vol. 01 (2004).

Por fim, as fundações mistas baseiam-se na junção de elementos de fundações superficiais com profundas. Sua utilização é de menor expressão, devido à dificuldade de execução, e pelo fato de cada elemento possuir comportamento diferente, o que pode resultar em patologias na estrutura. Os tipos de fundações mistas mais utilizados são: sapatas associadas a estacas (a), sapata associada à estaca com material compressível entre elas (b), e radier sobre estacas (c) ou tubulões (d), conforme Figura 4.

Figura 4 - Alguns tipos de fundações mistas: (a) sapata associada à estaca (chamada “estaca T”), (b) sapata associada à estaca com material compressível entre elas (chamada “estapata”), e radier sobre (c) estacas ou (d) tubulões.



Fonte: Velloso e Lopes, Vol. 01 (2004).

## 2.2 CLASSIFICAÇÃO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Segundo a norma vigente NBR 6122/2012, fundação profunda é definida como sendo, um elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões. As estacas usuais podem ser classificadas em duas categorias: estacas de deslocamento e escavadas (HACHICH *et. al.*, 1998), enquanto os tubulões, executados a céu aberto, ou sob ar comprimido (VELLOSO E LOPES, 2002).

Este capítulo, destina-se a distinguir os tipos de fundações profundas existentes, bem como, detalhar sucintamente os principais métodos executivos, descrevendo vantagens e desvantagens, e informações relevantes dos mesmos.

### 2.2.1 Estacas tipo deslocamento

Estacas de deslocamento são aquelas introduzidas no terreno através de algum processo que não promova a retirada de solo, exemplo destas são, estacas de madeira, aço, pré-moldadas de concreto armado e/ou protendido e estacas apiloadas de concreto do tipo Franki (HACHICH *et. al.*, 1998). Essas estacas, caracterizam-se por serem cravas no terreno por percussão, prensagem ou vibração. Além disso, podem se apresentar por um único elemento (aço, concreto ou madeira) ou mista, pela junção de um destes materiais descritos anteriormente.

Esse tipo de estaca é caracterizado por apresentar elevada capacidade de carga de acordo com o material e a seção transversal, elevada segurança devido execução de cravação até a nega absoluta, e facilidade de cravação em determinados solos, o que resulta em ganhos de produtividade e diminuição no orçamento final do empreendimento. Em contra partida, o excesso de vibrações e ruídos, dificultam a execução em áreas densamente edificadas, e a necessidade de emendas em projetos que exigem grandes profundidades de estaca pode resultar em patologias indesejáveis.

Os itens a seguir, destinam-se em descrever os métodos executivos de estacas do tipo deslocamento. Vale lembrar, que o enfoque do trabalho refere-se a estacas do tipo hélice contínua monitorada (EHC), exigindo maior pesquisa sobre tal assunto. Cabe aqui, apenas mencionar a funcionalidade das demais técnicas executivas.

#### a) Estacas de madeira:

Estacas de madeira são normalmente utilizadas em obras provisórias, sendo em alguns casos projetadas para uso permanente. A carga admissível das estacas de madeira depende, evidentemente, das suas dimensões e da natureza das camadas atravessadas no terreno (CAPUTO, 1987), conforme Figura 5.

Figura 5 - Cargas e penetrações de estacas de madeira (DIN 4026)

Tabela 11.2 – Cargas e penetrações de estacas de madeira (DIN 4026)

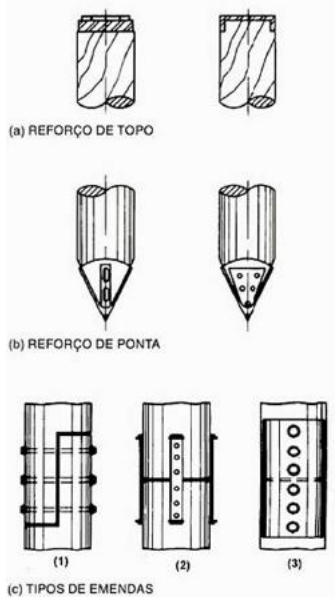
Penetração na camada resistente (m)	Carga admissível (kN)				
	Diâmetro da ponta (cm)				
	15	20	25	30	35
3	100	150	200	300	400
4	150	200	300	400	500
5	-	300	400	500	600

Nota: Valores intermediários devem ser interpolados linearmente.

Fonte: Velloso e Lopes (2002)

De acordo com a NBR 6122/2010, as madeiras a serem utilizadas com a finalidade de estacas, devem atender requisitos da ABNT NBR 7190/1997 – Projeto Estrutural de Madeira. Além disso, a NBR 6122/2010 padroniza os equipamentos necessários para cravação, como martelos e capacete, além de elementos que visem minimizar os danos causados durante o processo executivo, como, reforços de topo (a), ponteiros (b) e emendas (c), indicados na Figura 6.

Figura 6 - Reforços e emendas em estacas de madeira



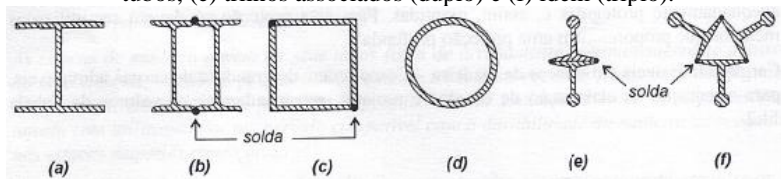
Fonte: Hachich et. al, (1998).

### b) Estacas metálicas:

Estaca cravada, constituída de elemento estrutural produzido industrialmente, podendo ser de perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapa dobrada ou calandrada, tubos com ou sem costura e trilhos (NBR 6122/2010). A Figura 7 mostra algumas das estacas mais utilizadas na engenharia de fundações.



Figura 7 - Estacas de aço (seções transversais): (a) perfil de chapas soldadas, (b) perfis I laminados, associados (duplo), (c) perfis tipo cantoneira, idem, (d) tubos, (e) trilhos associados (duplo) e (f) idem (triplo).



Fonte: Velloso e Lopes (2002)

Segundo VELLOSO E LOPES (2002), o uso de estacas metálicas em fundações possui determinadas vantagens significantes em relação as demais estacas, como: flexibilidade em formas e dimensões, devido a facilidade de fabricação, capacidade de carga elevada por unidade de área (Tabela 1), facilidade de transporte e manipulação devido pequeno peso relativo e à elevada resistência a tração, compressão e flexão. Em contrapartida, possui elevado custo devido o material utilizado (analisando-se custo global, em determinados casos torna-se viável frente as estacas de concreto), além de efeitos de corrosão quando cravadas em determinados locais.

Tabela 1 - Estacas de perfis laminados mais utilizados ( $1 \text{ kN/cm}^2 = 100 \text{ kgf/cm}^2$ )

Tipo de Estaca	Tipo/Dimensão (cm)	Carga Máx. (kN)	peso/metro (kgf/m)
<b>Trilhos usados</b> $\sigma = 800 \text{ kgf/cm}^2$	TR 25	200	24,6
	TR 32	250	32,0
	TR 37	300	37,1
	TR 45	350	44,6
	TR 50	400	50,3
	2 TR 32	500	64,0
	2 TR 37	600	74,2
	3 TR 32	750	96,0
<b>Perfis I e H</b> $\sigma = 1.200 \text{ kgf/cm}^2$ Descontar 1,5 mm de corrosão	3 TR 37	900	111,3
	H 6"	400	37,1
	I 8"	300	27,3
	I 10"	400	37,7
	I 12"	600	60,6
	2 I 10"	800	75,4
2 I 12"	1200	121,2	

Fonte: Velloso e Lopes (2002)

Segundo a NBR 6122/2010, é de fundamental importância o cumprimento das especificações de equipamentos, capacetes protetores, ponteiros e emendas, com objetivo de amenização dos danos causados durante o processo executivo de cravação.

Figura 8 - Execução de estacas pré-moldadas em aço



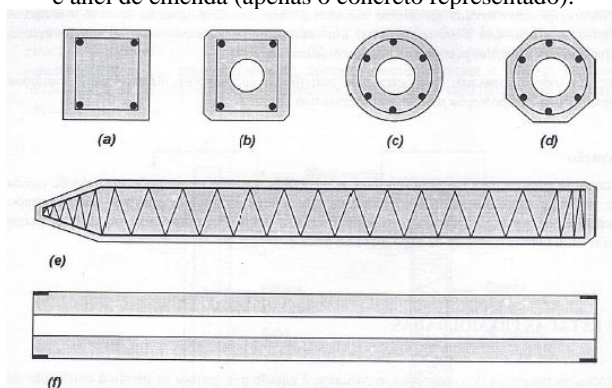
Fonte: Geodactha Engenharia de solos e fundações (2014).

### **c) Estacas pré-moldadas:**

Segundo a NBR 6122/2010, as estacas pré-moldadas podem ser de concreto armado ou protendido, vibrado ou centrifugado, com qualquer forma geométrica da seção transversal, devendo apresentar resistência compatível com os esforços de projeto e decorrentes do transporte, manuseio, cravação e eventuais solos agressivos.

As seções transversais mais comumente empregadas para as estacas pré-moldadas de concreto são circulares (maciça ou vazada), a quadrada, a hexagonal e a octogonal Figura 9. Como o peso unitário das estacas maciças é proporcional ao quadrado do diâmetro (ou do lado), as mesmas se limitam à dimensão de 30x30 cm, quando a seção é quadrada e a 40 cm de diâmetro quando a seção é circular (HACHICH *et. al.*, 1998).

Figura 9 - Estacas pré-moldadas de concreto: (a) a (d) seções transversais típicas, (e) seção longitudinal com armadura típica e (f) estaca com furo central e anel de emenda (apenas o concreto representado).



Fonte: Velloso e Lopes (2002).

A Tabela 2 apresenta algumas estacas pré-moldadas em concreto, bem como, suas respectivas capacidades de carga, que variam de acordo com a técnica de execução, geometria e dimensões transversais.

Tabela 2 - Tipos mais usuais de estacas e suas cargas de trabalho ( $1 \text{ kN/cm}^2 = 100 \text{ kgf/cm}^2$ )

Tipo de Estaca	Dimensão (cm)	Carga Usual (tf)	Carga Máx. (tf)	Obs.
<b>Pré-moldada vibrada quadrada</b> $\sigma = 60 \text{ a } 100 \text{ kgf/cm}^2$	20 x 20	30	40	Disponível até 8m. Podem ser emendadas.
	25 x 25	45	60	
	30 x 30	60	90	
	35 x 35	90	120	
<b>Pré-moldada vibrada circular</b> $\sigma = 90 \text{ a } 110 \text{ kgf/cm}^2$	$\Phi 22$	30	40	Disponível até 10m.
	$\Phi 29$	50	60	Podem ser emendadas.
	$\Phi 33$	70	80	Pode ter furo central.
<b>Pré-moldada protendida circular</b> $\sigma = 100 \text{ a } 140$	$\Phi 20$	30	35	Disponível até 12m.
	$\Phi 25$	50	60	Podem ser emendadas.
	$\Phi 33$	80	90	Pode ter furo central.
<b>Pré-moldada centrigudada</b> $\sigma = 90 \text{ a } 110 \text{ kgf/cm}^2$	$\Phi 20$	25	30	Disponível até 12m. Podem ser emendadas. Com furo central (ocas) e paredes de 6 a 12 cm.
	$\Phi 26$	40	50	
	$\Phi 33$	60	75	
	$\Phi 42$	90	115	
	$\Phi 50$	130	170	
	$\Phi 60$	170	230	

Fonte: Velloso e Lopes (2002).

Ainda segundo a NBR 6122/2010, a cravação de estacas pode ser feita através de métodos como percussão, prensagem ou vibração. De forma, que quando escolhido o sistema por cravação, esse deve ser dimensionado de modo levar à estaca até a profundidade prevista sem danificá-la, para isso sugere-se o uso de martelos mais pesados e com menor altura de queda.

Figura 10 - Execução de fundação em estacas pré-moldadas de concreto



Fonte: SILVAGEO Fundações (2014).

A grande vantagem das estacas pré-moldadas sobre as moldadas no terreno está na boa qualidade do concreto que se pode obter e no fato de que os agentes agressivos encontrados no solo, não terão ação na pega e cura do concreto. Outra vantagem é a segurança que oferecem na

passagem através de camadas muito moles, onde a concretagem in loco pode apresentar problemas (VELLOSO E LOPES, 2002).

Como desvantagem principal das estacas pré-moldadas pode ser apontada a dificuldade de adaptação às variações do terreno. Se a profundidade em que se encontra a camada resistente não for relativamente constante e se a previsão de comprimento não for feita cuidadosamente, ter-se-á que enfrentar o problema do corte ou emenda de estacas com sérios prejuízos para a economia da obra (VELLOSO E LOPES, 2002). Outros fatores devem ser analisados na escolha deste método executivo, como o excesso de vibrações e ruídos oriundos do processo de percussão, e o elevado consumo de aço em sua moldagem, com objetivo de resistir as solicitações geradas durante manuseio, armazenagem e cravação.

#### d) Estacas Tipo Franki:

Segundo a NBR 6122/2010, as estacas Franki são estacas moldada in loco executada pela cravação, por meio de sucessivos golpes de um pilão, de um tubo de ponta fechada por uma bucha seca constituída de pedra e areia, previamente firmada na extremidade inferior do tubo por atrito. Estaca possui base alargada e é integralmente armada.

Quanto a capacidade de carga destas estacas, é função o diâmetro do fuste e da dimensão da base alargada, conforme evidencia-se na Tabela 3 abaixo.

Tabela 3 - Características das estacas tipo Franki

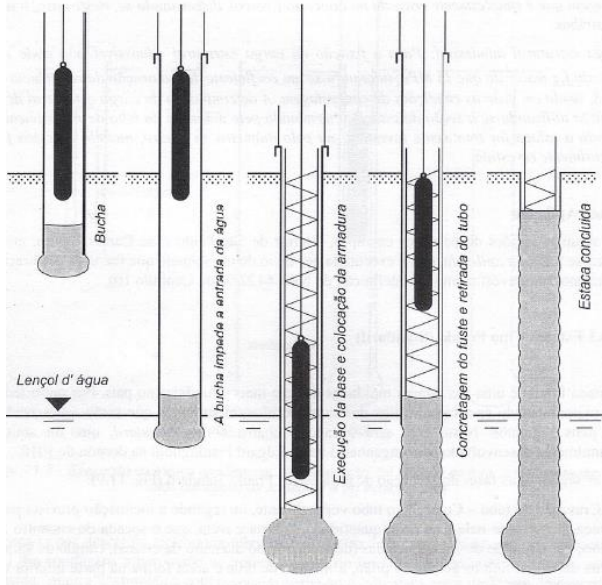
Diâmetro da estaca (mm)							
	300	350	400	450	520	600	700
<b>Volume da base (litros)</b>							
Mínima	90	90	180	270	300	450	600
Normal	90	180	270	360	450	600	750
Usual	180	270	360	450	600	750	900
Especial	270	360	450	600	750	900	1050
<b>Carga de compressão a trabalho (kN)</b>							
Usual	450	650	850	1100	1500	1950	2600
Máxima	800	1200	1600	2000	2600	3100	4500
<b>Carga de compressão a trabalho (kN)</b>							
	100	150	200	250	300	400	500
<b>Força horizontal máxima (kN)</b>							
	20	30	40	60	80	100	150

Fonte: Velloso e Lopes (2002).

Conforme menciona VELLOSO E LOPES (2002), as etapas executivas de uma estaca do tipo Franki Standard, dividem-se em: cravação do tubo com a criação da “bucha” de pedra e areia, execução da

base alargada de concreto com baixo *slump*, colocação da armadura e concretagem do fuste, conforme Figura 11.

Figura 11 - Execução de uma estaca Franki



Fonte: Velloso e Lopes (2002)

O Manual de estacas FRANKI (2013), destaca as principais vantagens deste método executivo, como sendo: possibilidade de execução abaixo do nível d'água, devido a “bucha” e o tubo de revestimento impedirem a entrada de água, a garantia de elevada capacidade de carga e diminuição no comprimento da estaca devido a criação de uma base alargada, que se assemelha com uma sapata, e por fim, a inexistência de emendas ao longo do fuste, uma vez que a concretagem é realizada sem interrupções. Por outro lado, o excesso de vibrações e ruídos, e a impossibilidade de execução em solos moles devido o estrangulamento do fuste, são considerados grandes desvantagens deste tipo de fundação.

### 2.2.2 Estacas tipo escavada

Estacas escavadas são aquelas executadas “in situ” através da perfuração do terreno por um processo qualquer, com remoção de material, com ou sem revestimento, com ou sem a utilização de fluido estabilizante (HACHICH *et. al.*, 1998).

Atualmente, é considerada uma das técnicas executivas de fundação mais difundida, devido seus elementos estruturais possuírem elevada capacidade de carga, em função da geometria e do material empregado, além de apresentarem baixos níveis de vibrações e ruídos, importante fator na escolha de métodos executivos em áreas densamente ocupadas. A Tabela 4 apresenta cargas de trabalho usuais para diferentes tipos de estacas escavadas.

Tabela 4 - Cargas de trabalho típicas dos diferentes tipos de estacas escavadas  
(1 kN/cm<sup>2</sup> = 100 kgf/cm<sup>2</sup>)

Tipo de Estaca	Dimensão (cm)	Carga Usual (tf)	Carga Máx. (tf)	Obs.
<b>STRAUSS</b> $\sigma = 40 \text{ kgf/cm}^2$	$\Phi 25$	20	-	Não são indicadas na ocorrência de argilas muito moles.
	$\Phi 32$	30 - 35		
	$\Phi 38$	45		
	$\Phi 45$	65		
<b>RAIZ</b> $\sigma = 100 \text{ kgf/cm}^2$	$\Phi 17$	30	40	<u>diâm. acabado</u> $\Phi 20 \text{ cm}$
	$\Phi 22$	50	60	<u>diâm. acabado</u> $\Phi 25 \text{ cm}$
	$\Phi 27$	70	90	<u>diâm. acabado</u> $\Phi 30 \text{ cm}$
	$\Phi 32$	100	110	<u>diâm. acabado</u> $\Phi 35 \text{ cm}$
<b>BROCA</b> $\sigma = 30 \text{ a } 40 \text{ kgf/cm}^2$	$\Phi 20$	10	15	Executadas até o NA.
	$\Phi 25$	15	20	
<b>ESCAVADAS CIRCULARES</b> $\sigma = 30 \text{ a } 50 \text{ kgf/cm}^2$	$\Phi 60$	90	140	Escavação estabilizada com lama ou camisa de aço.
	$\Phi 80$	150	250	
	$\Phi 100$	240	390	
	$\Phi 120$	340	560	
<b>ESTACA DIAFRAGMA OU "BARRETTES"</b> $\sigma = 40 \text{ kgf/cm}^2$	40 x 250	500	-	Escavação estabilizada com lama.
	60 x 250	750		
	80 x 250	1000		
	100 x 250	1250		
<b>ESTACA HÉLICE</b> $\sigma = 60 \text{ kgf/cm}^2$	$\Phi 40$	75	80	-
	$\Phi 50$	120	130	
	$\Phi 60$	170	180	

Fonte: Velloso e Lopes (2002)

Os itens a seguir, destinam-se em descrever os métodos executivos de estacas do tipo escavada. Vale lembrar, que o enfoque do trabalho refere-se a estacas do tipo hélice contínua monitorada (EHC), desprezando maior pesquisa sobre tal assunto. Cabe aqui, apenas mencionar a funcionalidade das demais técnicas executivas citadas abaixo:

- a) Estacas Tipo Strauss;
- b) Estacas Tipo Broca;
- c) Estacas Tipo Hélice Contínua (EHC);

- d) Estacas Barretes;
- e) Estacas Tipo Raíz.

**a) Estacas tipo Strauss:**

Por definição, têm-se que estacas do tipo Strauss são estacas de concreto moldada *in loco*, executada através da escavação, mediante emprego de uma sonda (também denominada piteira), com a simultânea introdução de revestimento metálico em segmentos rosqueados, até que se atinja a profundidade projetada, (NBR 6122/2010).

Figura 12 - Execução de fundação com estaca tipo Strauss



Fonte: Boava Soluções em fundação (2014)

Como descrito na Tabela 4, a capacidade de carga deste tipo de estaca é função da sua seção transversal, variando entre 20 e 60 toneladas. Considerada assim, como sendo uma estaca com carga de trabalho relativamente pequena frente as demais.

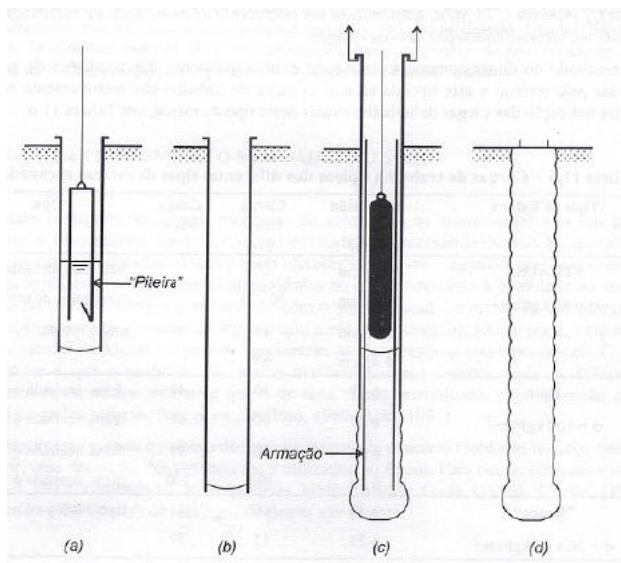
Dentre as principais vantagens deste método executivo, cita-se a facilidade de execução, baixo custo empregado, a acessibilidade do equipamento ao canteiro de obra, devido peso e as dimensões reduzidas, a inexistência de vibrações e a possibilidade de conferência da sondagem previamente realizada, com a retirada de amostras de solos nos tubos metálicos. Em contra partida, possui um processo lento e com geração de



grandes quantidades de lama, e a impossibilidade de execução abaixo do nível d'água (areias submersas e argilas moles saturadas).

Possui seqüência executiva (Figura 13) semelhante ao processo realizado em estacas do tipo Franki, diferenciada apenas na etapa de perfuração. Segundo VELLOSO E LOPES (2002), a perfuração e descida dos tubos metálicos ocorre por meio de percussão da piteira, com posterior limpeza do furo, apiloamento do concreto com criação de um bulbo na parte inferior, e posicionamento da armadura, quando essa for necessária em projeto.

Figura 13 - Execução de estaca tipo Strauss: (a) escavação, (b) limpeza do furo, (c) concretagem após colocação da armadura e (d) estaca pronta.



Fonte: Velloso e Lopes (2002)

### **b) Estacas tipo Broca:**

As estacas do tipo Broca, são estacas executadas com auxílio de trado helicoidal manual ou mecânico, e empregadas em obras com pequenas cargas (Tabela 4), devido a limitações existente no processo executivo, que possibilita escavações de no máximo 10,0 m de profundidade.

Figura 14 - Execução de fundação com estaca tipo Broca



Fonte: A. Lopes Estacas & Sondagens (2014)

A vantagem deste método executivo se deve a mobilidade e produtividade do equipamento utilizado, além da inexistência de vibrações durante a perfuração e a possibilidade de aferição da sondagem através dos testemunhos de solo recuperados. Entretanto, sua execução restringe-se em solos coesivos e acima do nível d'água.

A sequência executiva deve seguir as prescrições da NBR 6122/2010, sendo executada primeiramente a perfuração do solo com haste helicoidal, posteriormente apiloamento do fundo do fuste com soquete, posicionamento da armadura quando detalhada em projeto, e por fim concretagem do fuste com auxílio de funil.

Vale lembrar, que este método executivo possui grande diferenças quanto a técnica de hélice contínua monitorada, seja pela sequência executiva, pelas limitações quanto a execução em solos coesivos e acima do nível d'água, pelas dimensões dos elementos, bem como pela capacidade carga das estacas resultantes.

### c) Estacas tipo Hélice Contínua Monitorada (EHC):

A Estaca Hélice Contínua (Continuous Flight Auger – CFA) é uma estaca de concreto moldada “*in loco*”, escavada, executada por meio de trado contínuo, do tipo hélice, que escava o solo funcionando como um “saca-rolhas”. A concretagem destas estacas é feita por injeção de concreto, sob pressão controlada, através da haste central do trado simultaneamente a sua retirada do terreno (ALMEIDA NETO, 2002).

Figura 15 – Equipamento de hélice contínua monitorada



Fonte: Nacional fundações (2014)

O fato deste trabalho ter como enfoque esta técnica executiva de estacas, permite a elaboração de uma revisão bibliográfica mais refinada, com maior detalhamento na sequência executiva, e mais descrições quanto as vantagens e desvantagens deste método. Tais informações, estão expostas no subcapítulo 2.3 do trabalho.

#### **d) Estacas Escavadas com Lama Bentonítica/Polímeros Biodegradáveis:**

Estaca moldada *in loco*, sendo a estabilidade da parede de perfuração assegurada pelo uso de fluido estabilizante ou água quando tiver revestimento metálico (NBR 6122/2010). A partir desta definição, Hachich, divide as estacas escavadas com lama bentonítica em dois grupos: Estacões, que são estacas circulares com diâmetro variando, usualmente, de 0,6 m até 2,0 m, perfuradas ou escavadas por rotação, e Barretes ou estaca-diafragma, que são estacas com seção transversal retangular ou alongadas, escavadas com “clamshells”, (HACHIC *et. al.*, 1998).

Este capítulo, se detêm a descrever apenas sobre estacas do tipo barrete, devido sua maior aplicabilidade na engenharia de fundação.

Semelhante as demais estacas descritas anteriormente, a capacidade de carga das estacas barrete está estreitamente ligada à geometria da seção transversal, conforme verifica-se na Tabela 4. Vale lembrar, que o crescente processo de verticalização e conseqüentemente ampliação das edificações, exige a utilização de elementos de fundação com elevada carga de trabalho, difundido desta maneira os estudos e a técnica executiva deste tipo de estaca.

Figura 16 - Execução de fundação com estaca tipo Barrete



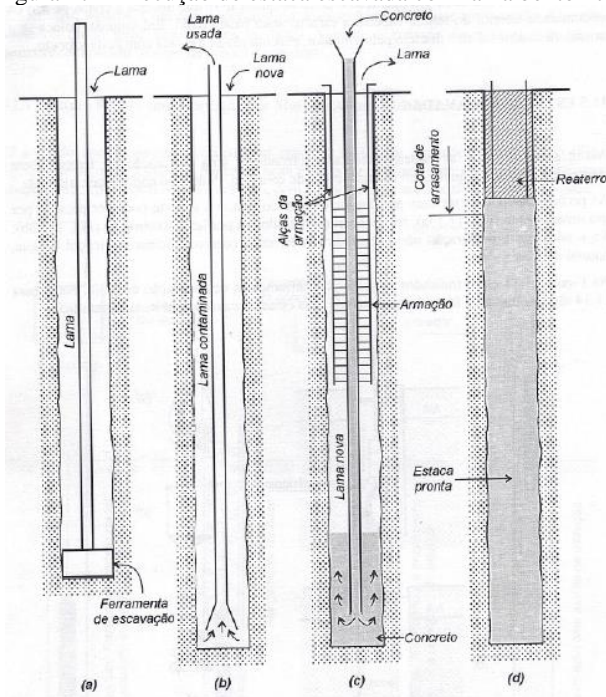
Fonte: Costa Fortuna engenharia de fundações (2014)

Velloso e Lopes citam como as principais vantagens desta técnica de fundação, a elevada capacidade de carga admissível, a inexistência de perturbações de modo a possibilitar sua execução em áreas urbanas, e a possibilidade de conhecimento do solo atravessado (VELLOSO E LOPES, 2002). Além do fato, de possibilitar a execução de estacas engastadas em rocha sã, devido a utilização de equipamentos com lâminas diamantadas (Figura 16). Entretanto, o estrangulamento da seção transversal em solos compressíveis, a mobilização de grandes volumes de concreto, e sobretudo a necessidade de uso de lama bentonítica no processo, são consideradas desvantagens que devem ser analisadas previamente à realização deste tipo de fundação.

Atualmente, com avanço da tecnologia dos materiais, muitas empresas têm substituído o uso de lama bentonítica por polímeros sintéticos. Esse material, possui propriedades de tixotropia semelhantes à lama, auxiliando na estabilização das escavações e evitando o desmoronamento de material. Além disso, o fato de ser um material biodegradável, reduz significativamente os impactos ambientais e os custos de disposição final que ocorre com o uso da lama.

A sequência executiva assemelha-se a execução de paredes diafragmas (Figura 17), exceto na profundidade, que possui maior comprimento comparada à parede de contenção. Conforme CAPUTO (1987), a sequência executiva inicia-se com a escavação através do equipamento “clamshell” e utilização de lama ou polímero sintético para sustentação das paredes laterais, com posterior posicionamento da armadura, e concretagem submersa pelo processo da tremonha (com o preenchimento de concreto no fuste, a lama ou polímero fica suspenso devido a diferença de densidade, facilitando sua retirada).

Figura 17 - Execução de estaca escavada com lama bentonítica



Fonte: Velloso e Lopes (2002)

### **e) Estacas Escavadas com Injeção:**

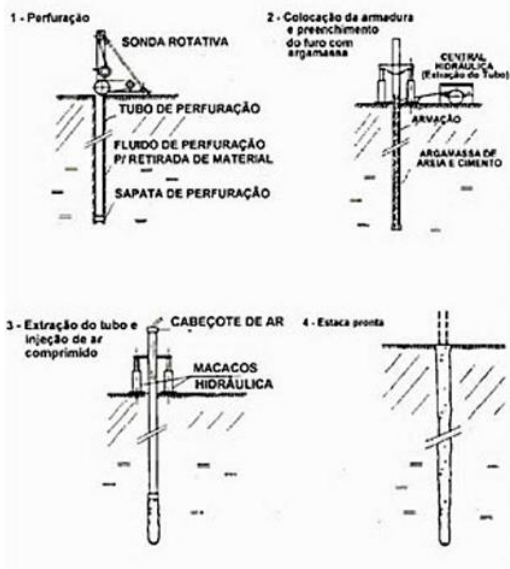
Técnica executiva de fundação em estacas escavadas, na qual o fuste é constituído de armadura ou tubo metálico, preenchido com calda de cimento ou argamassa, diferentemente das demais estacas que são executadas em concreto armado.

Tendo em vista o conceito de estacas escavadas injetadas, têm-se a seguinte diferenciação: estaca raiz como sendo aquelas em que se aplicam injeções de ar comprimido imediatamente após a moldagem do fuste e no topo do mesmo, concomitantemente com a remoção do revestimento. Usam-se baixas pressões (inferiores a 0,5 MPa), que visam apenas garantir a integridade das estacas (HACHICH *et. al.*, 1998). E microestacas, como sendo aquelas que se executam com tecnologia de tirantes injetados em múltiplos estágios (uso de válvulas múltiplas denominadas “manchetes”), utilizando-se, em cada estágio, pressão que garanta a abertura das “manchetes” e posterior injeção. Ao contrário das estacas raiz, usam-se altas pressões de injeções (HACHICH *et. al.*, 1998).

Este capítulo, se detêm a descrever apenas sobre estacas escavadas com injeção do tipo raiz, devido sua maior aplicabilidade na engenharia de fundação.

O processo executivo (Figura 18) divide-se nas seguintes etapas: perfuração por processo rotativo e com auxílio de água para resfriamento do equipamento e limpeza do fuste, posicionamento da armadura, e por fim, concretagem do fuste com argamassa injetada sob ar comprimido (FUNDESP, 2009).

Figura 18 - Fases da execução das estacas-raiz



Fonte: Hachich *et. al.*, (1998)

Essas estacas têm algumas particularidades que lhes permitem a utilização em casos em que os demais tipos de estacas não podem ser empregados: Não produzem choques, nem vibrações; Há ferramentas que permitem executá-las através de obstáculos tais como matacões ou peças de concreto; Os equipamentos são, em geral, de pequeno porte, o que possibilita o trabalho em ambientes restritos. Podem ser executadas na vertical ou em qualquer inclinação (VELLOSO E LOPES, 2002). Acrescenta-se ainda, o fato dessas estacas possuírem uma densidade de armadura superior às estacas de concreto armado, pois o processo de perfuração permite atingir grandes profundidades e terrenos de alta resistência (inclusive rocha), o que lhes confere maior nível de carga transmitida ao solo por atrito lateral. Como sua carga admissível resulta fundamentalmente da parcela de atrito lateral, podem ser usadas como a mesma carga de trabalho à tração e à compressão, desde que o fuste seja convenientemente armado (HACHICH *et. al.*, 1998).

Contudo, o custo final deste tipo de fundação torna-se maior quando comparada com outros métodos executivos, uma vez que utilizam maiores taxas de armadura, e também necessitam de sondagens mais minuciosas (sondagem mista e/ou rotativa), de maior valor agregado. Além da questão econômica a ser analisada, é de suma importância a

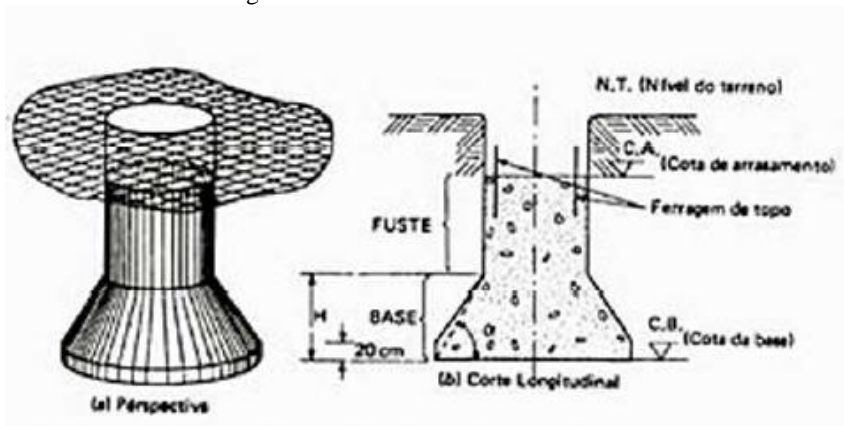
verificação da estabilidade quanto a flambagem desses elementos, sobretudo em estacas de grande relação comprimento x diâmetro, e que atravessam espessas camadas de solo mole.

Com a grande versatilidade das estacas do tipo raiz, nota-se o emprego corrente desses elementos estruturais em reforços de fundações, estabilização de solos e encostas, fundações especiais com presença de elevados esforços horizontais e em projetos nos quais se inviabilizam o uso de técnicas tradicionais (como exemplo, realização de fundação do tipo hélice contínua monitorada em terrenos com presença de matacões e/ou maciços rochosos).

### 2.2.3 Tubulões

Os tubulões são elementos estruturais de fundação profunda construído através da concretagem de um poço (revestido ou não) aberto no terreno e com base alargada (Figura 19) assente em camadas de solo com elevada capacidade de suporte. Ainda segundo Velloso e Lopes, nos tubulões em alguma fase de sua execução, ocorre a descida de operários em seu interior, seja desde a escavação do fuste ou apenas da fase de alargamento da base (VELLOSO E LOPES, 2002).

Figura 19 - Geometria de um tubulão



Fonte: Hachich *et. al.*, (1998)

De acordo com a técnica executiva, os tubulões dividem-se em dois tipos: a céu aberto (elemento de fundação profunda concretado normalmente sem revestimento, e execução limitada a solos coesivos e acima do nível d'água), e a ar comprimido (elemento de fundação



profunda concretado com revestimento de aço ou concreto, devido à presença de água e/ou risco de desmoronamento).

Quanto a sequência executiva, os dois tipos de tubulões se assemelham, diferenciando-se no uso ou não de revestimento, e na presença de ar comprimido durante escavação. De acordo com Caputo, basicamente, é realizada a perfuração do solo de forma manual ou mecânica, concomitantemente com a cravação do revestimento até a cota estimada por projeto. Inicia-se então o alargamento da base, para então o posicionamento da armadura (caso seja necessária) e concretagem do fuste (CAPUTO, 1987). Vale lembrar, que devido à presença de operários no processo executivo de tubulões a ar comprimido, alguns cuidados devem ser rigorosamente observados: diâmetro mínimo do fuste de 80,0 cm para descida dos mesmos, profundidade máxima de 35,0 m abaixo do nível d'água (pressão suportável pelo organismo humano) e por fim, tempo de descompressão controlado.

Figura 20 - Execução de tubulão sob ar comprimido



Fonte: CRD/DLS Fundações (2014)

## **2.3 ESTACA ESCAVADA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA (EHC)**

### **2.3.1 Histórico**

O emprego de estacas executadas com trado hélice contínua, surgiu na década de 50 nos Estados Unidos da América. Os equipamentos eram constituídos por guindastes de torre acoplada, dotados de mesa perfuradora que executavam estacas com diâmetro de 275 mm, 300 mm e 400 mm. No início da década de 70, esse sistema, foi introduzido na Alemanha, de onde se espalhou para o resto da Europa e Japão (PENNA et. al., 1999).

Posteriormente, as estacas hélice contínua tiveram um grande desenvolvimento a partir da década de 80 nos EUA, Japão e Europa, inicialmente com pequenos equipamentos adaptados para a sua execução e, posteriormente, com equipamentos apropriados e específicos para a execução destas estacas.

Aliando técnicas executivas precisas e custos relativamente baixos, sua utilização obteve grande crescimento. Segundo estudos realizados por Van Impe na Europa (Grã-Bretanha, Áustria, Itália, Holanda, Alemanha, Bélgica e França), verificou-se a tendência no decréscimo na utilização das estacas escavadas, sendo substituídas pelas estacas hélice contínua (HARTIKAINEM & GAMBIN, apud ALMEIDA NETO, 2002).

A partir do desenvolvimento de equipamentos específicos para a sua execução, as estacas hélice contínua foram sofrendo mudanças em seu método executivo. Entre essas mudanças, pode-se citar as mais importantes, a substituição de concreto por argamassa, desenvolvimento da instrumentação permitindo a monitoração automática da execução da estaca, crescimento nos valores de diâmetros e profundidades disponíveis para a execução destas estacas devido aumento do torque das máquinas sendo que, este aumento de torque, também permitiu a execução destas estacas para um maior gama de tipos de solo (CAPUTO 1987).

No cenário nacional, a primeira estaca do tipo hélice contínua foi executada em 1987 com equipamentos aqui desenvolvidos, montados sob guindastes de esteiras, com torque de 35 kN.m e diâmetros de hélice de 275 mm, 350 mm e 425mm, que permitiam executar estacas de até 15 m de profundidade (HACHICH et. al., 1998).

O grande avanço nessa técnica de fundação no Brasil, veio a ocorrer em 1993, devido a importação de equipamentos vindo da Europa, principalmente Itália, com diâmetros de hélice de 1000 mm e capacidade de executar estacas com até 24 m de profundidade. Atualmente, devido ao avanço tecnológico, existem equipamentos no mercado capazes de realizar estacas com até 1400 mm de diâmetro e 34 m de profundidade, e

com a evolução contínuo nas pesquisas, as perspectivas relacionadas a diâmetro e profundidade tendem a aumentar.

### 2.3.2 Vantagens e desvantagem do método executivo

Em função de sua geometria transversal, a estaca do tipo hélice contínua monitorada, possui elevada capacidade de trabalho (Tabela 5) sendo grande sua aplicabilidade em fundações de médio/grande porte, como casas, edifícios e obras de artes especiais.

Tabela 5 - Cargas admissíveis de estacas tipo hélice contínua monitorada (EHC) em função do diâmetro

Descrição	Valores													
Diâmetro (cm)	25	30	35	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
Carga admissível estrutural (tf)	30	45	60	80	130	190	255	335	425	525	640	760	895	1035

Fonte: GEOFIX Fundações (2014)

O uso corrente desta técnica para execução de fundações se deve além de sua capacidade de carga, a elevada produtividade, que culmina na redução do cronograma físico da obra, e consequentemente redução de custos, possibilidade de monitoramento contínuo de cada estaca com armazenamento de registros em computador, possibilidade de execução abaixo do nível d'água, em solos coesivos e arenosos, e na desnecessidade do uso de lama bentonítica no processo executivo, reduzindo problemas ambientais ligados à disposição final do material resultante da escavação. Além, da inexistência de vibrações e ruídos causados por equipamentos a percussão, fator esse, de enorme significância em obras executadas em centros urbanos, sobretudo, em locais próximos de escolas e hospitais.

Em contra partida, possui a desvantagem na execução de estaca em terrenos rochosos ou com presença de matações, necessidade de trabalho em áreas planas para melhor movimentação do equipamento robusto, exigência de grandes quantidades de concreto devido a elevada produtividade, e por fim, necessidade de um número mínimo de estacas, compatível com o custo de mobilização do equipamento.

### 2.3.3 Sequência executiva de estacas hélice contínua monitorada (EHC)

A estaca do tipo hélice contínua monitorada, é uma estaca de concreto moldada “in loco”, executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto, sob pressão controlada, através da haste central do

trado simultaneamente a sua retirada do terreno. (HACHICH et. al., 1998).

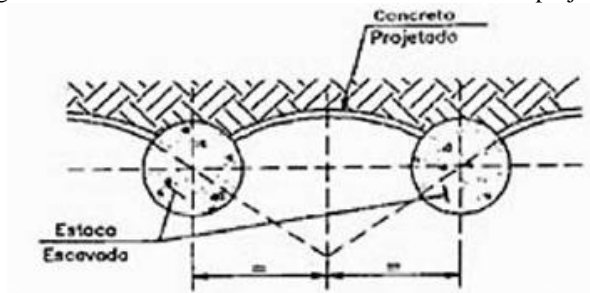
Vale lembrar que o uso de estacas hélice contínua monitorada não está restrito a simples elementos de fundação, mas sim, na obtenção de paredes de contenção (Figura 21) contíguas (sem ligação entre estacas) ou secantes (estacas sobrepostas, criando uma estrutura contínua), e cortinas com concreto projetado (Figura 22) ou colunas de CCP (Jet Grouting) secantes (Figura 23).

Figura 21 - Muro de contenção com hélice contínua



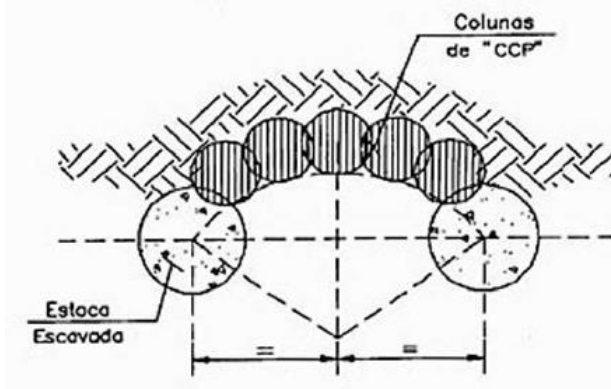
Fonte: Hachich *et. al.*, (1998)

Figura 22 - Cortina de estacas escavadas com concreto projetado



Fonte: Hachich *et. al.*, (1998)

Figura 23 - Cortina de estacas escavadas com colunas tipo "CCP"



Fonte: Hachich *et. al.*, (1998)

A execução de estacas pela técnica de hélice contínua monitorada envolve várias operações, devendo estas serem planejadas com antecedência para evitar o surgimento de imprevistos. Podem-se destacar as etapas a seguir:

- a) Locação do eixo da estaca pela equipe topográfica;
- b) Posicionamento do equipamento de perfuração;
- c) Perfuração;
- d) Concretagem;
- e) Colocação da armadura;
- f) Controle executivo

### **a) Locação do eixo da estaca pela equipe topográfica:**

Antes do início da perfuração das estacas propriamente dita, é realizado o levantamento topográfico do terreno no qual será executada a edificação. A partir desses dados, a equipe topográfica munida dos equipamentos de estação total e prisma (Figura 24) executa a locação do eixo das estacas por meio de coordenadas geográficas.

Figura 24 - Levantamento topográfico e locação do eixo das estacas



Fonte: Obra estudada (2014).

O acompanhamento topográfico durante a execução da fundação, têm por objetivo indicar a real posição de cada elemento estrutural, evitando a existência de excentricidades de estacas, que culminam na necessidade de redimensionamento do projeto e consequentemente elevação dos custos de obra. Vale lembrar, que segundo a NBR 6122/2010, para estacas isoladas ou conjuntos de estacas, é aceitável sem qualquer correção adicional, um desvio entre o eixo da estaca e o ponto de aplicação da resultante das solicitações do pilar de 10% da menor dimensão da estaca (ou conjunto), sendo que para desvios superiores, deve ser realizado a verificação das implicações desta excentricidade na estrutura.

### **b) Posicionamento do equipamento de fundação:**

As excentricidades de execução de estacas estão diretamente ligadas ao posicionamento do equipamento, ou seja, a diferença de localização do eixo da estaca executada ao eixo da estaca de projeto

depende principalmente do correto posicionamento do equipamento (LÁZARO, 2003).

É importante que durante a locação da obra os piquetes sejam posicionados em uma escavação com aproximadamente 15 cm de diâmetro e 25 cm de profundidade, preenchida posteriormente com areia. Esse procedimento permite a localização visual dos pontos em que serão executadas as estacas e evita que a movimentação dos equipamentos, na superfície do terreno, desloque os piquetes de suas posições (LÁZARO, 2003).

Desta forma, após o registro e locação dos piquetes pela equipe topográfica, o posicionamento da hélice se dá com auxílio de um prumo de centro (Figura 25) e a verticalidade da torre de perfuração pode ser controlada eletronicamente por sensores de prumo instalado ao longo do equipamento.

Figura 25 - Posicionamento do eixo da hélice no ponto de locação



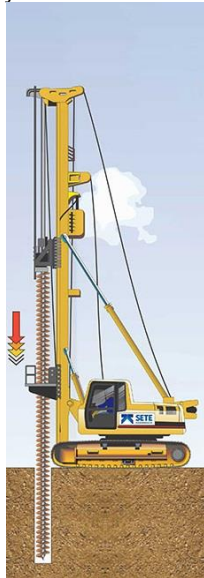
Fonte: Mucheti (2008)

De acordo com a presente norma NBR 6122/2010, não há necessidade de verificação da estabilidade, nem de medidas corretivas para desvios de execução, em relação ao projeto, menores do que 1/100.

### c) Perfuração

A perfuração (Figura 26) consiste em cravar a hélice no terreno, até a profundidade determinada em projeto, por meio de uma mesa rotativa colocada no seu topo, que aplica um torque apropriado para vencer a resistência do terreno (HACHICH et. al., 1998).

Figura 26 - Etapa de perfuração da estaca hélice contínua monitorada (EHC),



Fonte: Sete Engenharia (2014)

A haste de perfuração é composta por uma hélice espiral solidarizada a um tubo central e, equipada com dentes na extremidade inferior que possibilitam a sua penetração no terreno. A entrada de água e/ou solo na parte central da haste é impedida por uma tampa de proteção recuperável (Figura 27), localizada na extremidade do equipamento, e expulsa no início da concretagem.



Figura 27 - Detalhe da tampa de proteção recuperável na extremidade inferior do trado



Fonte: Obra estudada (2014)

A metodologia de perfuração permite a execução de estacas em terrenos coesivos e arenosos, na presença ou não do lençol freático e atravessa camadas de solos resistentes com índices de SPT acima de 50 dependendo do tipo de equipamento utilizado (FUNDESP, 2009).

Durante o processo de introdução do trado é importante minimizar o eventual desconfinamento provocado pela remoção (transporte) excessiva de solo durante a sua penetração. Isto é conseguido tomando-se o cuidado para que a velocidade de penetração do trado seja igual ou bem próxima ao produto da velocidade de rotação do trado pelo seu passo. Quando a velocidade de penetração do trado é muito maior, a probabilidade de prendê-lo é grande, em contrapartida, quando essa velocidade é muito menor o trado funciona como um transportador provocando, assim, o desconfinamento do solo circundante com a consequente perda da capacidade de carga (PENNA apud MUCHETI, 2008). De acordo com (ALONSO apud MUCHETI 2008), no caso de solos não coesivos essa característica de transporte do trado, decorrente da baixa velocidade de penetração, tem sido a causa de vários acidentes relatados na literatura.

Quando, apesar do avanço estar lento, o torque permanecer alto, deve-se travar o guincho, impossibilitando o avanço da hélice. Com isso o valor de torque diminui, e então se retoma a perfuração. Esse procedimento, necessário e inevitável, só deve ser usado nessas situações, pois pode provocar um desconfinamento indesejável (CAPUTO, 1987).

Segundo Hachich, na fase de perfuração, a única força vertical atuante é o peso próprio da hélice com o solo nela contido, e a relação entre o avanço e a rotação decresce com o aumento das características mecânicas do terreno (HACHICH et. al., 1998).

Por fim, vale lembrar que de acordo com NBR 6122/2010, não se devem executar estacas com espaçamento inferior a cinco diâmetros em intervalo inferior a 12 h, distância essa, referente à estaca de maior diâmetro. Logo, cabe ao engenheiro responsável a elaboração de um plano de trabalho que não despreze tal ação e muito menos engesse a execução da fundação.

#### **d) Concretagem:**

Alcançada a profundidade desejada, o concreto é bombeado através do tubo central, preenchendo simultaneamente a cavidade deixada pela hélice (FUNDESP, 2009). Devido à pressão do concreto, a tampa de proteção provisória é expulsa, ficando aprisionada ao equipamento por meio de cabo metálico. Durante a extração, a hélice deve permanecer imóvel, exceto em terrenos arenosos, onde o giro lento e no sentido da perfuração é recomendando.

O concreto é injetado sob pressão positiva da ordem de 50 a 100 kPa. A pressão positiva visa garantir a continuidade e a integridade do fuste da estaca, e, para isto, é necessário que se observe dos aspectos executivos. O primeiro é garantir que a ponta do trado, durante a perfuração, tenha atingido um solo que permita a formação da “bucha”, para que o concreto injetado se mantenha abaixo da ponta da estaca, evitando que o mesmo suba pela interface solo-trado. O segundo aspecto é o controle da velocidade de retirada do trado, de forma que sempre haja um sobre consumo de concreto (ALMEIDA NETO, 2002).

Figura 28 - Etapa de concretagem do fuste da estaca tipo hélice contínua monitorada (EHC)



Fonte: Sete Engenharia (2014)

Segundo a NBR 6122:2010, o concreto normalmente utilizado nesse tipo de estaca deve apresentar resistência característica com  $f_{ck} \geq 20$  MPa aos 28 dias, traço do tipo bombeado composto de areia, pedrisco e consumo de cimento não inferior a  $400 \text{ kg/m}^3$ . Além disso, exige-se abatimento ou *slump test* (Figura 29) igual a  $22 \pm 3$  cm, possibilidade no uso de aditivos e obrigatoriamente realização de moldagem e ensaio de corpos-de-prova segundo a NBR 5738/2003 e NBR 5739/2007, respectivamente.

Figura 29 - Realização do ensaio de abatimento ou *slump test* do concreto



Fonte: Obra estudada (2014)

Durante a extração da hélice (Figura 30), a limpeza do solo contido nas lâminas pode ser feita manualmente ou por limpador de acionamento hidráulico acoplado ao equipamento. O solo decorrente dessa limpeza é removido com auxílio de uma pá carregadeira (HACHICH et. al., 1998).

Figura 30 - Etapa de extração e limpeza do trado concomitantemente à concretagem do fuste



Fonte: Obra estudada (2014)

Após finalizado o processo de concretagem, inicia-se o processo de limpeza do fuste da estaca com auxílio de equipamentos de escavação (Figura 31). Essa etapa, visa a remoção de torrões de solo, que podem adentrar no fuste da estaca, contaminando o concreto e originando possíveis patologias.

Figura 31 - Etapa de limpeza da parte superior do fuste da estaca



Fonte: Obra estudada (2014)

#### **e) Colocação da armadura:**

A metodologia de execução de estacas do tipo hélice contínua monitorada (EHC) exige a instalação da armadura após a concretagem do fuste, o que pode ser um fator limitante no comprimento da armadura e, também, impossibilitar o uso destas estacas como elementos de contenção ou quando sujeita a esforço de tração. Para maior eficiência no posicionamento da armadura, a mesma possui formato de gaiola e deve ser projetada de modo a ter peso e rigidez compatíveis com seu comprimento.

A introdução da armadura (Figura 32) é feita manualmente ou com auxílio de um “pilão”, que se apoiará sobre a armação e será empurrado pela própria mesa da perfuratriz ou pela pá carregadeira disponível na obra para retirada do material escavado. A utilização de vibrador, embora recomendado na bibliografia internacional, não é ainda bem difundida na prática brasileira (PENNA apud MUCHETI, 2008).

Figura 32 - Etapa de introdução da armadura na estaca tipo hélice contínua monitorada (EHC)

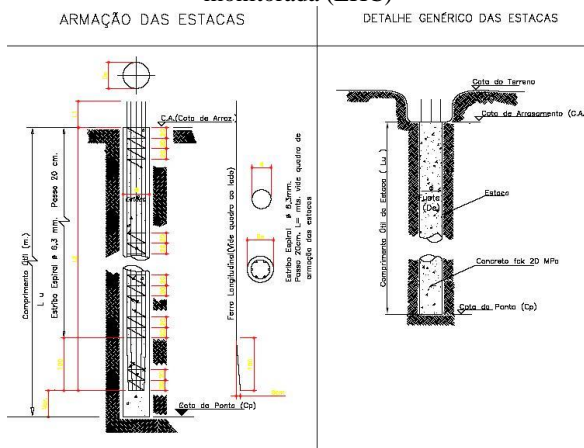


Fonte: Obra estudada (2014)

De acordo com o item 8.6.3 – Estacas de concreto moldadas in loco, da vigente NBR 6122/2010, em caso de estacas do tipo hélice contínua monitorada com tensão média atuante acima de 6,0 MPa, deve-se prever uma armadura mínima de 4,0 m de comprimento com taxa de armadura de 0,5% no mínimo. É de responsabilidade do engenheiro projetista de fundações, o dimensionamento adequado da armadura necessária para atender as solicitações existentes na estaca.

No caso de armações longas, as “gaiolas” devem ser constituídas de barras grossas e estribo espiral soldado na armação longitudinal para evitar a sua deformação durante a introdução no fuste da estaca (FUNDESP, 2009).

Figura 33 - Detalhamento da armadura de estaca tipo hélice contínua monitorada (EHC)



Fonte: Obra estudada (2014)

Cuidado especial deve ser tomado para garantir o recobrimento da armadura ao longo do fuste da estaca e, neste caso, devem ser previstos espaçadores ao longo da mesma, (Figura 34). Outra providência executiva prudente é, ao confeccionar-se a armação, deixar a extremidade inferior, num trecho de 1,00 m, com a seção tronco-cônica para facilitar a sua introdução no concreto (PENNA apud MUCHETI, 2008).

Figura 34 - Detalhe da armadura e espaçadores de uma estaca tipo hélice contínua monitorada (EHC)



Fonte: Obra estudada (2014)

Na prática, dois fatores são decisivos para o sucesso da colocação das armaduras em estacas hélice contínua: o primeiro é o abatimento do concreto, que deve sempre estar próximo de 24 cm, e o outro fator é o tempo decorrido entre o término da concretagem e o início da colocação da armadura, que deve ser o menor possível (LÁZARO, 2003).

Quando a cota do arrasamento é profunda e abaixo do nível de água (Figura 35), a instalação torna-se muito difícil. Neste caso, recomenda-se que a concretagem seja levada até próximo do nível do terreno, evitando que caia terra dentro da cava antes da colocação da armadura, contaminando o concreto. A colocação da armação em estacas com arrasamento de até 3,0 metros só é possível em solos que não apresentam riscos de desbarrancamento (ALMEIDA NETO, 2002).

Quando executado o arrasamento de estacas, cuidado especial deve ser tomado quanto ao acabamento superficial da mesma, uma vez, que a pressão exercida sob esses elementos, é diretamente relacionada a unidade de área. Dessa forma, sugere-se uma superfície plana e uniforme, conforme Figura 35.



Figura 35 - Etapa de execução do arrasamento de estacas tipo hélice contínua monitorada (EHC)



Fonte: Obra estudada (2014)

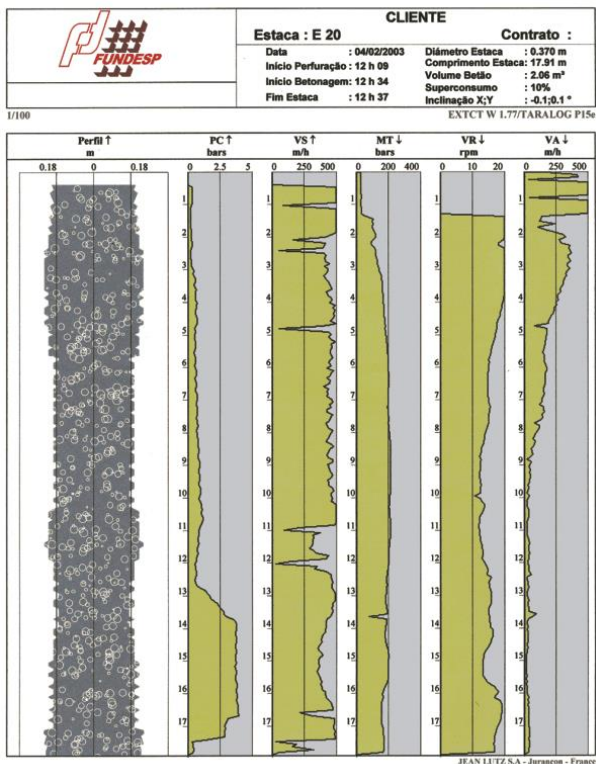
#### f) Controle executivo:

De acordo com a NBR 6122/2010, todas as fases de execução da estaca devem ser monitoradas eletronicamente a partir de sensores instalados na perfuratriz, registrando-se:

- nivelamento do equipamento e prumo do trado;
- pressão no torque;
- velocidade de avanço do trado;
- rotação do trado;
- conta de ponta do trado;
- pressão de concreto durante a concretagem;
- sobre consumo de concreto;
- velocidade de extração do trado.

Tais informações, devem ser preenchidas no relatório de monitoração (Figura 36) e entregue junto ao cliente, no término da execução das estacas.

Figura 36 - Relatório de monitoração de estacas tipo hélice contínua monitorada (EHC)



Fonte: Fundesp (2009)

No SEFE V (2004), (CORRÊA apud MUCHETI, 2008) apresentou caso em que o acompanhamento de estacas hélice contínua monitorada, foi feito a partir de uma proposta de Alonso (2000 e 2003), para encontrar uma maneira de confirmar as hipóteses de projetos baseadas nos ensaios disponíveis (sondagens a percussão SPT eventualmente com medida de torque). O trabalho mostrou casos em que utilizando o método proposto, foi possível constatar que as premissas de projeto estavam corretas e casos onde não se verificou.

Existem diversos equipamentos para monitoramento das estacas do tipo hélice contínua monitorada, na obra em estudo, por exemplo, foi utilizado o da marca Sacj, que além de fornecer os numéricos exigidos por norma, apresenta 6 gráficos referente à estaca em execução.

Figura 37 - Equipamento de monitoração durante a fase de escavação das estacas tipo hélice contínua monitorada (EHC). Verifica-se a leitura do torque e velocidade da perfuratriz, além da profundidade de ponta da estaca



Fonte: Obra estudada (2014)

Figura 38 - Equipamento de monitoração durante a fase de concretagem das estacas tipo hélice contínua monitorada (EHC). Verifica-se graficamente a pressão de injeção do concreto, além do perfil de preenchimento do fuste



Fonte: Obra estudada (2014)

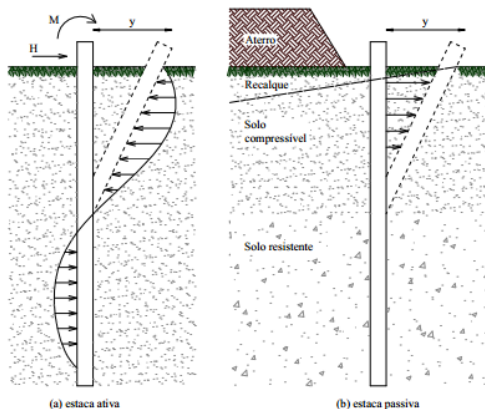
## 2.4 ESTACAS CARREGADAS TRANSVERSALMENTE

A evolução das técnicas construtivas na engenharia civil, proporcionou o aumento na magnitude e diversificação de solicitações existentes. De maneira, que a engenharia de fundações buscasse soluções quanto a existência de cargas conjugadas, ou seja, combinação de esforços verticais com transversais (horizontais, inclinados e momentos fletores), que podem ser aplicados ao topo da estaca ou em profundidade.

Como exemplo de ações horizontais, temos: ventos, sismos, frenagens de veículos, variações térmicas, etc.

Segundo DE BEER (apud ALONSO, 2012), as estacas carregadas transversalmente podem ser divididas em dois grupos: as ativas e as passivas. Sendo que as estacas ativas são as que, sob ação de cargas externas, transmitem ao solo esforços horizontais (Figura 39.a). Ao contrário, as estacas passivas são as em que os esforços horizontais ao longo do fuste são decorrentes do movimento do solo que as envolve (Figura 39.b).

Figura 39 - Diferença entre estacas ativas (a) e passivas (b)



Fonte: Alonso (2010)

Na Tabela 6, apresentam-se as diferenças fundamentais entre esses dois tipos de estacas. Além disso, vale lembrar, que as diferenças existentes entre esses dois tipos de estacas impõem tratamentos matemáticos diferenciados para o seu dimensionamento.

Tabela 6 - Diferença entre estacas ativas e passivas

	<b>Estacas ativas</b>	<b>Estacas passivas</b>
Intensidade e ponto de aplicação das cargas	Conhecidos <i>a priori</i>	Não conhecidos <i>a priori</i>
Ponto de atuação das cargas	Num só plano (carregamento à superfície)	Ao longo de parte do fuste (carregamento em profundidade)
Posição relativa do solo que envolve à estaca	Há descolamento no lado contrário ao do movimento da estaca (efeito de arco)	O solo está sempre em contato com a estaca (não há efeito de arco)

Fonte: Alonso (2012)

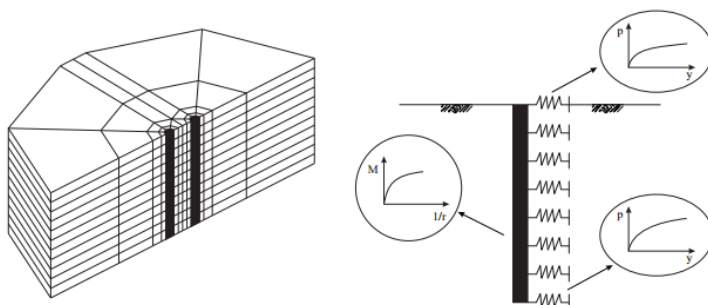
No dimensionamento de fundações de estacas para resistir a carregamentos transversais, o critério para projeto não é a capacidade de carga horizontal última, mas sim o deslocamento máximo ou pré-fixado que esta pode atingir (POULOS & DAVIS apud ZAMMTARO, 2007).

De acordo com (CINTRA & ALBIERO apud ZAMMTARO, 2007), o método da teoria da reação horizontal do solo, torna-se uma ferramenta simplificada para solução do problema, por considerar que a reação do solo é proporcional ao deslocamento de fundação.

Segundo Velloso e Lopes (2002), a reação do solo (como a estaca transfere carga ao terreno), depende não somente da natureza do solo como, também, do tipo de solitação (estática, cíclica, etc.) e da rigidez da estaca (dimensões e módulo de elasticidade do material da estaca). Em sua pesquisa, ZAMMTARO (2010) relata o uso comum de ensaios de prova de carga, tanto horizontal, como de placa circular, na obtenção do módulo de reação do solo. Entretanto, o autor atenta a dificuldade de extrapolação dos resultados obtidos nas provas de cargas para a estaca real, e o custo elevado de realização do ensaio, como causas do baixo acervo técnico acerca do assunto.

O fato é, que inúmeros métodos de análise foram desenvolvidos para dimensionamento deste tipo de estaca, sendo que a principal diferença entre esses, reside na hipótese do solo envolvente (Figura 40). A primeira é uma extensão da hipótese de Winkler formulada para estudo de vigas de fundação: o solo é substituído por molas, aqui horizontais, independentes entre si; pela segunda hipótese, o solo é considerado como um meio contínuo elástico caracterizado por um módulo de Young e um coeficiente de Poisson (VELLOSO E LOPES, 2002).

Figura 40 - Modelo de interação solo-estaca



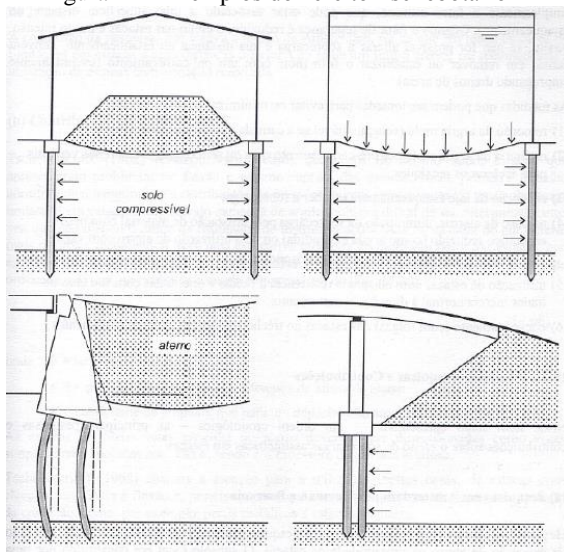
Fonte: GOMES CORRERIA E SANTOS apud SANTOS (2008).

Cintra (2010), separa o dimensionamento de estacas carregadas transversalmente em duas etapas: a primeira, para o dimensionamento da estaca como peça estrutural, se faz necessário obter os deslocamentos horizontais na estaca (geralmente com valor máximo na cabeça e decrescente com a profundidade) e os diagramas de momento fletor e de esforço cortante. Em segundo plano, é necessário verificar a capacidade do solo nas camadas superficiais de resistir a esses esforços horizontais, com segurança, e se os deslocamentos são aceitáveis pela estrutura.

ZAMMTARO (2010) descreve distintos métodos de dimensionamento de estacas em função de suas geometrias (longas ou curtas), de seus vínculos na extremidade superior (engastadas ou livres) e do solo nas quais estão inseridas (granulares ou coesos). Desta maneira, o autor cita como principais métodos de cálculo de estacas submetidas a esforços horizontais: Miche (1930), Hetényi (1946), Matlock & Reese (1960, 1961), U.S.NAVY (1962), Broms (1964, 1965), Davisson & Robin (1965) e Werne (1970).

Um fenômeno clássico em solos adensáveis e, ocorrente em estacas passivas (estacas nos quais os esforços horizontais ao longo do fuste são decorrentes do movimento do solo que as envolve) é o “efeito *Tschebotarioff*”. De acordo com Cintra (2010), com o processo de adensamento da camada de argila mole, sujeita a uma sobrecarga vertical assimétrica, surgem esforços horizontais nas estacas, em profundidade, capazes de produzir grandes deslocamentos e até levá-las à ruptura. Como exemplo desses casos, têm-se: armazéns estaqueados apenas nas periferias, tanques de armazenamento de fluídos estaqueados apenas nas periferias, muros de arrimo sobre estacas e aterros de acesso a pontes (Figura 41). Para o cálculo dos esforços decorrentes do “efeito *Tschebotarioff*”, sugere-se a seção 18.2 de VELLOSO E LOPES (2002).

Figura 41 - Exemplos do “efeito Tschebotarioff”



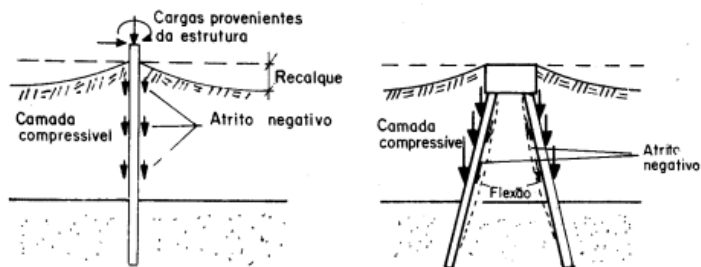
Fonte: Velloso e Lopes (2002)

De fato, a engenharia de fundações se depara com inúmeros projetos nos quais as estacas apresentam solicitações transversais, como exemplo, estacas de fundação de pontes, aterros estruturados em solos moles, etc. Cabe ao engenheiro projetista, a análise global de estabilidade desses elementos, bem como, em caso necessário, o dimensionamento e detalhamento de armadura suficiente a resistir esse tipo de solicitação.

## 2.5 ATRITO NEGATIVO EM ESTACAS

Nas estacas implantadas em solos adensáveis, pode ocorrer o fenômeno de atrito negativo, pelo qual o recalque de adensamento supera o recalque da estaca. Em consequência, a camada adensável, em vez de contribuir com o atrito lateral resistente (positivo), passa a gerar acréscimo de solicitação vertical na estaca, de cima para baixo (CINTRA, 2012).

Figura 42 - Esforços adicionais nas estacas devido ao adensamento de camadas compressíveis



Fonte: ALONSO (2012)

Segundo ALONSO (2012), o recalque da camada compressível (e, portanto, o atrito negativo) pode ser devido a várias causas, entre as quais destacam-se: amolgamento (perda da resistência) da camada compressível provocado pela cravação das estacas; recalque da camada compressível causado por uma sobrecarga devida ao lançamento de aterro; em solos subadensados que recalcam por efeito do peso próprio. Ainda de acordo com VELLOSO E LOPES (2002), a ocorrência de atrito negativo pode ser verificada em recalques devido rebaixamento do lençol freático.

VELLOSO E LOPES (2002), destacam que o atrito negativo é um problema de recalque de fundação, não sendo capaz de levar à ruptura uma estaca por perda da capacidade de carga do solo, pois essa ruptura seria procedida de um recalque da estaca em relação ao solo que inverteria o sinal do atrito. Assim, a ruptura de uma estaca daria-se por uma questão estrutural, seja por compressão ou flambagem.

Para efeitos de cálculo de atrito negativo, sugere-se o Cap. 6 de ALONSO (2012) e a seção 18.1 de VELLOSO E LOPES (2002).

Devido à preocupação quanto ao custo final, e sobretudo, a segurança do estaqueamento, diferentes procedimentos foram analisados na tentativa de atenuar os efeitos do atrito negativo. Entre os quais, pode-se destacar: pré-carregamento da camada compressível antes da execução das estacas, evitando recalques posteriores (empregado em obras com vasto cronograma executivo); utilização de estacas de pequeno diâmetro para reduzir a área de contato com o solo, reduzindo conseqüentemente a região de amolgamento; instalação de estacas com recalques próximos aos previstos para a camada compressível; e por fim, emulsão de mistura



betuminosa especial na superfície externa da estaca, a fim de reduzir o atrito entre ela e o solo.

## **2.6 EFEITO DE GRUPO DE ESTACAS**

Segundo a NBR 6122/2010, entende-se por efeito de grupo de estacas ou tubulões com o processo de interação dos diversos elementos que constituem uma fundação ao transmitirem ao solo as cargas que lhes são aplicadas.

Para VELLOSO E LOPES (2002), o grupo de estacas são decorrentes de cargas elevadas nos pilares em relação à carga de trabalho das estacas disponíveis ou de esforços nas fundações tais que a utilização de um grupo de estacas inclinadas ou em cavaletes oferece melhor maneira de absorve-los.

CHAN (apud FREITAS, 2010) salienta que a análise de um grupo de estacas se constitui num problema complexo de interação do solo-estrutura, uma vez que o comportamento do grupo é influenciado por:

- Método de instalação (com deslocamento ou com substituição do solo);
- Modo dominante de transferência de carga (estaca flutuante ou de ponta);
- Natureza do maciço de solo de fundação;
- Geometria tridimensional da configuração do grupo;
- Presença (e rigidez) do bloco de coroamento;
- Rigidez relativa do bloco, das estacas e do solo.

VELLOSO E LOPES (2002) ainda afirmam, que no estudo de efeito de grupo, preferencialmente separa-se a análise em capacidade de carga, recalques desenvolvidos, e por fim, no cálculo das distribuições de esforços entre as estacas do grupo (cálculo do estaqueamento).

### **2.6.1 O efeito de grupo quanto a capacidade de carga**

Quando estacas ou tubulões estão próximos, há uma interação entre eles – através do solo que os circunda – que faz com que a capacidade de carga seja diferente da capacidade de carga daquele elemento isolado. Dependendo da forma de execução daquele elemento de fundação e do tipo do terreno, o efeito de grupo pode ser benéfico ou o contrário (VELLOSO E LOPES, 2002).

A capacidade de carga de um grupo de estaca pode ser quantificada pela chamada eficiência de grupo ( $\eta$ ), definida como:

$$\eta = \frac{R_g}{\sum R_i} \quad (1)$$

Em que:

$R_g$  : capacidade de carga do grupo de estacas;

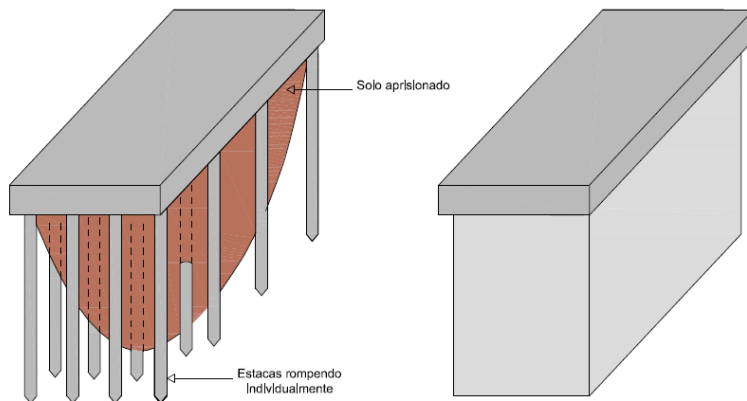
$R_i$  : capacidade de carga do elemento isolado de fundação;

Cintra (2010), salienta que a eficiência do grupo depende da forma e tamanho do grupo, do espaçamento entre estacas e, principalmente, do tipo de solo e de estaca.

De acordo com VESIC (apud HACHICH et. al., 1998), para a maioria dos grupos de estaca em areia a capacidade de carga do grupo é bem superior à soma das capacidades de carga individuais das estacas. A capacidade de carga de ponta é pouco afetada pelo efeito de grupo, porém o atrito lateral pode aumentar cerca de três vezes. O mesmo autor, ainda atenta, que devido à dificuldade de avaliação desse aumento de resistência, considera-se que a capacidade de carga de um grupo de estacas em areia seja dada pela soma das capacidades de cargas das estacas individualmente.

Quanto as argilas, (HACHICH, et. al., 1998) salienta que é de costume a consideração do efeito de grupo como sendo um bloco de estacas, ou seja, considera-se a existência de uma única estaca gigante com perímetro definido pela linha passando pelas estacas externas do grupo (Figura 43). Assim, a capacidade de carga dessa estaca gigante é comparada com a soma das capacidades de carga das estacas isoladamente, adotando-se o menor entre os dois valores.

Figura 43 - Superfície de ruptura de um grupo de estacas pouco espaçadas



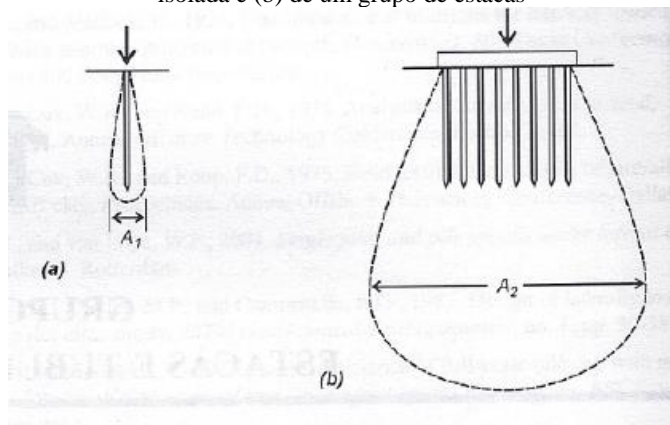
Fonte: Autor (2014)

CINTRA (2010) atenta ao que na determinação da resistência do grupo de estacas há a contribuição do próprio bloco de coroamento das estacas, pois uma parcela da carga total aplicada ao grupo é transmitida ao solo diretamente pelo bloco. Em blocos usuais, essa contribuição é de, no máximo, 20%, para estacas cravadas e escavadas, e costuma ser negligenciado em projetos.

### 2.6.2 O efeito de grupo em termos de recalques

Os grupos de estacas apresentam sempre recalques superior ao de uma estaca isolada, submetida à mesma carga (CINTRA, 2010). Deve-se a isso, a superposição de bulbos de pressões de cada estaca presente num bloco de coroamento, conforme a Figura 44.

Figura 44 - Massa de solo mobilizada pelo carregamento (a) de uma estaca isolada e (b) de um grupo de estacas



Fonte: Veloso e Lopes (2002)

Em sua dissertação, Freitas refere-se a relação de recalque ( $R_s$ ), como sendo a razão entre o recalque médio do grupo e o recalque da estaca isolada sob carga média. O'NEILL (apud FREITAS, 2010), resume as relações de recalques observadas em ensaios de grupos de estacas em escala real assentes num maciço arenoso. O mesmo autor ainda verificou que os valores de relação de recalques são superiores a 1, exceto em estacas cravadas em areias fofas, face ao elevado aumento da rigidez do solo do grupo de estacas devido aos efeitos da compactação.

Ainda de acordo com VELLOSO E LOPES (2002), quando as estacas estão relativamente distantes num grupo, o modo de transferência de carga não é afetado, e o recalque do grupo pode ser estimado pela superposição de efeitos das várias estacas analisadas isoladas (submetidas a uma carga equivalente à carga do grupo dividida pelo número de estacas). Por outro lado, quando o espaçamento é pequeno, as estacas têm seu modo de transferência afetado, com as estacas periféricas absorvendo mais carga do que as estacas internas.

Apresentam-se abaixo, alguns dos métodos mais utilizados na estimativa de recalques de grupos:

- Métodos semi-empíricos;
- Método da estaca equivalente;
- Método do radier equivalente;
- Método dos fatores de interação;
- Métodos numéricos.

Recomenda-se para melhor entendimento, uma revisão em VELLOSO E LOPES (2002) e FREITAS (2010).

De acordo com Cintra (2010), na prática de projeto de fundações usuais por estacas, podemos considerar os valores de recalque admissível de MEYERHOF (1976): 25 mm para fundações por estacas em areia, e 50 mm para fundações por estaca em argila, considerando grupos de estacas. No caso de estacas isoladas, impõem-se um fator de segurança de 1,5 à carga que provoca o recalque de 15 mm, em areia, ou de 25 mm, em argila. Desse modo, estabelece-se uma margem para que os grupos recalquem mais que a estaca isolada, mas provavelmente dentro dos limites indicados por Meyerhof.

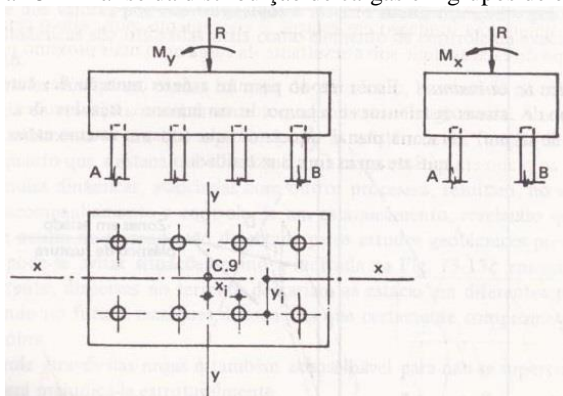
### 2.6.3 O efeito de grupo em termos de distribuição de cargas

A distribuição de cargas de um grupo de estacas solidarizadas por um bloco de coroamento admitido rígido, pode ser feita por diferentes métodos. CAPUTO (1987), destaca entre os métodos mais utilizados: Método de Culmann, Método gráfico de Westergaard, Método de Nökkentved, Método de Schiel e Método da superposição. Este último, será melhor detalhado neste capítulo, devido sua grande aplicabilidade na engenharia de fundações.

Ainda segundo Caputo (1987) no método da superposição a carga total sobre cada estaca de um bloco, sujeito a uma resultante vertical, é computada determinando-se separadamente os efeitos da carga normal e da excentricidade, somando-se algebricamente os resultados. Neste caso, a carga sobre as estacas é obtida pela seguinte expressão abaixo.

$$P_i = \frac{R}{n} \pm \frac{My \cdot x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{Mx \cdot y_i}{\sum y_i^2} \quad (2)$$

Figura 45 - Análise da distribuição de cargas em grupos de estacas



Fonte: Caputo (1987).

Onde:

$P_i$  = carga sobre as estacas de coordenadas  $(x_i, y_i)$ ;

$R$  = carga vertical resultante aplicada em um ponto de coordenadas  $(x_c, y_c)$ ;

$M_x = R \cdot y_c$  momento em relação ao eixo dos  $x$ ;

$M_y = R \cdot x_c$  momento em relação ao eixo dos  $y$ ;

$n$  = número de estacas no grupo;

$\sum x_i^2$  = soma dos quadrados das distâncias de cada estaca ao eixo dos  $y$ ;

$\sum y_i^2$  = soma dos quadrados das distâncias de cada estaca ao eixo dos  $x$ ;

Quanto aos sinais a serem tomados na aplicação dessa fórmula, depende da posição da estaca que se esteja considerando. Assim, por exemplo, tendo em vista os sentidos dos momentos  $M_x$  e  $M_y$  é evidente que a estaca A é mais carregada que a estaca B.

CINTRA (2010) menciona que a distribuição de carga pode não ser uniforme: as estacas centrais podem receber mais carga do que as de periferia, em areia, ou ser menos carregadas, em argila. No caso de estacas cravadas em areia, temos a influência da sequência de cravação, pois as últimas estacas cravadas de um grupo recebem mais carga do que as precedentes.

Outro fator a ser analisado quanto ao efeito de grupo na distribuição de cargas, está relacionada, a atenuação de esforços horizontais devido um conjunto de estacas. Segundo VELLOSO E LOPES (2002), como as estacas se deslocam igualmente (bloco rígido), é razoável atribuir a cada estaca a mesma força. Porém, em caso de estacas próximas, haverá uma interação entre elas de tal forma que o deslocamento de uma estaca no grupo será maior do que aquele que ela teria se estivesse isolada e submetida à mesma carga. Desse maior deslocamento decorre um maior momento fletor. Assim, o efeito de grupo pode ser levado em conta reduzindo-se o coeficiente da reação lateral (Davisson apud VELLOSO E LOPES, 2002).

## **2.7 VERIFICAÇÃO DA QUALIDADE E DESEMPENHO DE ESTACAS**

Etapas posteriores ou durante a execução das estacas, o controle de campo tem como objetivo, a aferição das etapas precedentes a sua realização (verificação das concepções adotadas em projeto e do processo executivo empregado) bem como determinar o comportamento futuro destes elementos, estabelecendo assim, parâmetros para o dimensionamento da capacidade de carga de demais estacas localizadas nesta área de abrangência.

Segundo ALONSO (1991), o controle da capacidade de carga de uma fundação engloba a análise da qualidade e integridade dos materiais que compõem seus elementos estruturais, verificação das profundidades por estes atingidos, garantia da sua continuidade estrutural, bem como aferição da interação destes elementos estruturais com o solo.

Para tanto, os métodos mais usuais de verificação do desempenho de elementos de fundação são:

- Método de verificação da integridade do elemento estrutural;
- Método de avaliação da capacidade de carga em estacas cravadas: nega e repique elástico;
- Métodos dinâmicos de avaliação do desempenho da fundação – NBR 13208:1994;
- Métodos estáticos de avaliação do desempenho da fundação sob carregamento axial e transversal – NBR 12131/1992.

Este capítulo, destina-se a descrever sucintamente alguns métodos de controle usuais na engenharia de fundação, bem como, ressaltar a importância dos mesmos para a segurança global de uma edificação.

### 2.7.1 Método de verificação da integridade do elemento de fundação

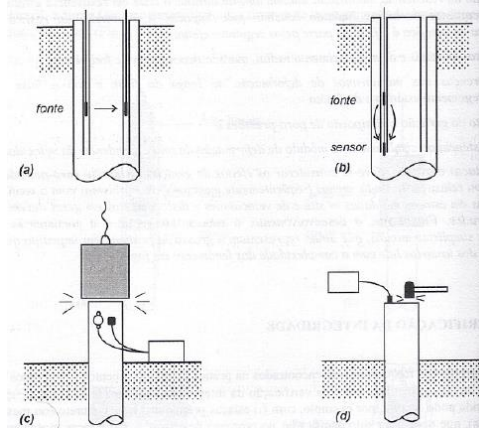
Um dos problemas frequentemente encontrados na prática de estaqueamento, refere-se à verificação da integridade física das estacas durante e pós sua execução. As patologias relacionadas a este fator podem estar relacionadas, como exemplo, no processo de cravação de estacas pré-moldadas, no estrangulamento do fuste de estacas do tipo Strauss e Franki, ou devido a falhas de concretagem em estacas escavada *in loco*.

Os ensaios que visam avaliar a integridade de elementos estruturais de fundação, *in loco*, podem ser divididos basicamente, em destrutivos e não destrutivos. Segundo VELLOSO E LOPES (2002), atualmente, destacam-se como métodos de verificação (Figura 46):

- Método sísmico, em que uma pequena fonte de vibração é introduzida num furo e a captação desta vibração é feita por um sensor colocado em furo aberto ao lado (caso *crosshole*) (a) ou no mesmo furo em nível diferente (caso *downhole*) (b);
- Método radioativo, em que uma fonte de radiação é introduzida num furo e a contagem de isótopos é feita em um furo vizinho (tipo *crosshole*);
- Método de excitação do topo, em que o vibrado é preso ao topo da estaca e um acelerômetro permite verificar a velocidade do topo, e assim a integridade física da estaca;
- Método de impacto ou dinâmico, no qual um golpe é aplicado no topo do elemento de fundação, e a interpretação é feita por propagação de onda. Dependendo da intensidade do impacto, as deformações possuem diferente magnitude, separando assim, o método em duas categorias: grande deformação (c) e pequena deformação (d).



Figura 46 - Esquema dos testes de integridade tipo (a) crosshole, (b) downhole, (c) de grande deformação e (d) de pequena deformação



Fonte: Velloso e Lopes (2002)

O fato do ensaio de impacto ou dinâmico, ser o mais difundido na engenharia de fundação, permite uma breve descrição sobre os mesmos.

#### a) Método dinâmico de grande deformação:

Os ensaios de integridade de alta deformação são assim denominados pelo fato de serem conduzidos durante a cravação de uma estaca, quando se impõem alta deformação no topo da estaca pelo impacto do martelo (HACHICH et. al., 1998). O ensaio é feito com o golpe de um martelo de bate-estaca (ou pela queda de um peso) e a interpretação é feita a partir dos registros de força e velocidade feitos por um analisador de cravação – como o PDA – para o Método Case (VELLOSO E LOPES, 2002).

Ainda segundo VELLOSO E LOPES (2002), a interpretação é baseada no fato de que a onda de tensão que desce ao longo da estaca sofre uma reflexão ao encontrar uma variação de impedância e que o tempo que a onda refletida leva para chegar ao topo da estaca indica a localização da variação da impedância.

O fato deste ensaio ser caracterizado pela necessidade de elevados impactos no topo do elemento de fundação, restringe-o a estacas do tipo cravadas, onde a verificação ocorre simultaneamente a sua instalação.

#### b) Método dinâmico de pequena deformação:

Os ensaios de baixa deformação são assim denominados por necessitar de um impacto de um martelo de mão no topo do elemento de fundação, provocando um nível muito baixo de deformação (HACHICH

et. al., 1998). Pelo registro do tempo que a onda de tensão gerada pelo golpe volta ao topo da estaca (detectado pelo acelerômetro), infere-se o comprimento do trecho íntegro da estaca (VELLOSO E LOPES, 2002).

Figura 47 - Ensaio de integridade de estacas de baixa deformação com PIT



Fonte: Carmix do Brasil (2014).

A realização deste ensaio exige o uso de um equipamento simples, com nome de Pile Integrity Tester, ou simplesmente PIT. Basicamente, o ensaio consiste na avaliação da velocidade de propagação de uma onda gerada por um impacto de pequena magnitude, que permite aferições em relação a possíveis defeitos construtivos, como, trincas, rupturas, ou variações dimensionais do fuste.

Em sua tese, MUCHETI (2008) afirma que o ensaio de integridade (PIT) não fornece nenhuma informação quanto à capacidade de carga da estaca ensaiada. Por outro lado, eventuais danos detectados pelo ensaio, podem não comprometer, necessariamente, a utilização da estaca.

Ainda segundo MUCHETI (2008), a execução rápida e econômica, com uso de equipamento leve e portátil, faz com que este ensaio seja o

mais difundido quanto a avaliação da integridade física de estacas. Em contrapartida, o autor relaciona como desvantagens e limitações do método, a dificuldade de interpretação dos sinais obtidos em casos de estacas com elevado atrito lateral (que também provoca reflexões da onda), impossibilidade de análise em estacas com comprimento maior que 30 (trinta) vezes o diâmetro e pouca precisão na avaliação da intensidade do dano.

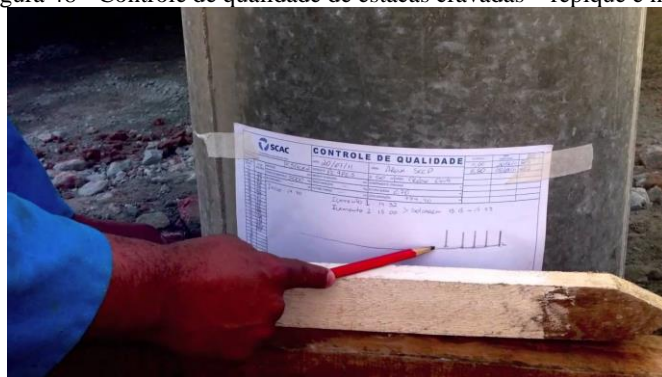
ALONSO (apud MUCHETI, 2008), relata sobre o problema de confiabilidade do ensaio de integridade (PIT), nas estacas hélice contínua e, patenteando que este ensaio não é conclusivo para este tipo de estaca.

### 2.7.2 Controle da nega e repique elástico

O controle pela nega e repique constitui, juntamente com as soluções da Equação da Onda, os métodos dinâmicos. Em geral, os métodos dinâmicos são aqueles em que uma previsão da capacidade de carga é feita com base na observação da resposta à cravação, ou a resposta à cravação é especificada visando uma determinada capacidade de carga (ANDRAOS, 2009).

Basicamente, a nega é considerada como sendo a penetração permanente de uma estaca causada pela aplicação de um golpe de pilão, medida em geral, por uma série de 10 (dez) golpes. Segundo QUERELLI (2012), sua obtenção vem da fixação de uma folha de papel no próprio corpo da estaca e, com auxílio de um lápis movimentado horizontalmente durante os golpes na estaca, obtém-se um diagrama. A nega caracteriza-se, então pelo deslocamento vertical da linha traçada com relação à horizontal (Figura 48) indicando, assim, o quanto a estaca penetrou no solo nos últimos golpes.

Figura 48 - Controle de qualidade de estacas cravadas – repique e nega

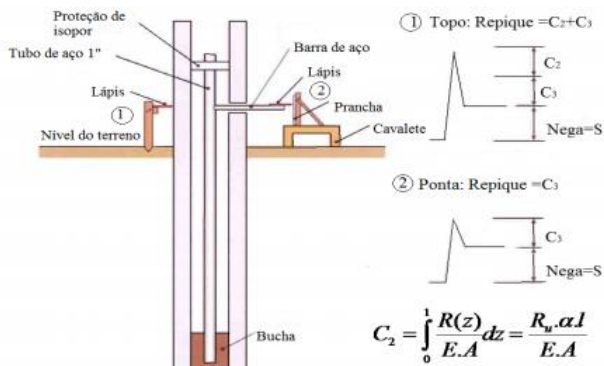


Fonte: SCAC Soluções em estruturas e engenharia (2014).

Quanto ao repique, refere-se à parcela elástica do deslocamento máximo de uma seção da estaca, decorrente da aplicação de um golpe de pilão. Analogamente ao processo de nega, sua obtenção é registrada em uma folha de papel fixa no próprio corpo da estaca, e preenchida durante a cravação da mesma.

Segundo MARCHEZINI (2013), o repique (K) é composto de duas parcelas: a deformação elástica do fuste da estaca (C2) e o deslocamento elástico do solo sob a ponta da estaca (C3). O deslocamento máximo (DMX) é dado pela soma das parcelas de nega e repique, como pode ser visualizado na Figura 49.

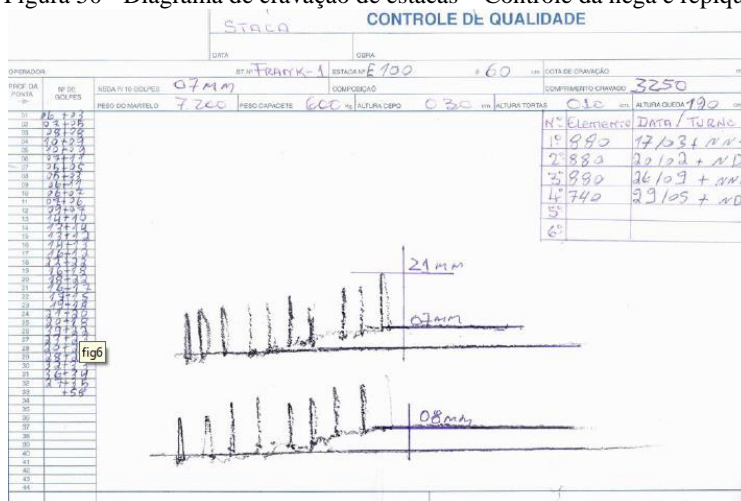
Figura 49 - Dispositivo para medição dos valores de C2, C3 e nega (S)



Fonte: Marchezini (2013)

A presente norma de fundação NBR 6122/2010, exige a medição tanto da nega como do repique elástico em todas as estacas, elaborando-se o diagrama de cravação para cada uma destas, conforme a Figura 50. Além disso, a mesma normativa, atenta ao comportamento de relaxação ou cicatrização de determinados terrenos, recomendando assim, a determinação da nega descansada, para melhor aferição da capacidade de carga dos elementos de fundação.

Figura 50 - Diagrama de cravação de estacas – Controle de nega e repique



Fonte: Querelli, (2012)

Por fim, de acordo com ALONSO (1991), para estacas escavadas não existe um procedimento rotineiro de medida, análogo às estacas cravadas, que permita durante a sua instalação estimar a capacidade de carga. A fixação da cota de apoio desses tipos de fundação é baseada fundamentalmente nas investigações geotécnicas.

### 2.7.3 Métodos dinâmicos de avaliação do desempenho da fundação

O ensaio de prova de carga dinâmica baseia-se na aplicação de um carregamento axial ao elemento de fundação, geralmente estacas, com objetivo principal de avaliação da capacidade de carga destes elementos, contando assim, com auxílio de instrumentação adequada e fundamentos da teoria de Equação de Onda. Vale lembrar, que as prescrições de ensaios, bem como a avaliação dos dados estão banalizados pela norma NBR 13208/1994 (Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico).

Hachich, cita que este ensaio, apesar de ser mais apropriado e ter sido desenvolvido para estacas cravadas, pode ser empregado também em outros tipos de estacas do tipo moldadas “*in loco*”, conforme experiências citadas por SEIL (1984), CORTÊ (1984) e SEITZ (1988), (HACHICH, et. al., 1998).

Quanto às estacas cravadas, o controle de sua qualidade pode ser aferido com ensaios de nega e monitoração durante o processo de cravação. Segundo VELLOSO E LOPES (2002), a nega deve ser um instrumento de controle de homogeneidade, não devendo por si só, ser

considerada como método de verificação do desempenho de estacas. Por outro lado, o autor enfatiza que, a monitoração da cravação, com seus resultados analisados pela teoria da Equação de Onda, pode ser utilizada na verificação da qualidade e desempenho da estaca.

A prova de carga dinâmica, além de promover uma avaliação da capacidade de carga de estacas permite aferir questões relacionada a integridade do elemento isolado. Em sua dissertação, MARCHEZINI (2013) menciona que o conhecimento das condições físicas do elemento embutido é tão importante quanto a sua capacidade de carga, já que a existência de trincas, alargamentos, estrangulamentos influi de maneira decisiva no bom desempenho de uma fundação profunda. Isto se torna de maior importância quando o tipo de fundação são estacas moldadas *in loco*, já que o próprio método executivo não proporciona a padronização das dimensões da seção do fuste.

Quanto à execução do método, basicamente, consiste na aplicação cíclica de impactos com energia constante ao elemento de fundação, registrando-se sinais de força e velocidade para cada golpe com o equipamento PDA (*Pile Driving Analyser*). Estes sinais são obtidos por meio de sensores (extensômetros e acelerômetros) instalados em posição diametralmente oposta no fuste do elemento a ser testado (Figura 51). Os acelerômetros têm por objetivo registrar as velocidades e os deslocamentos após a integração das acelerações no tempo e, os extensômetros medem as deformações, responsáveis pela banalização dos registros de forças.

Figura 51 - Execução do ensaio de prova de carga dinâmico em estacas



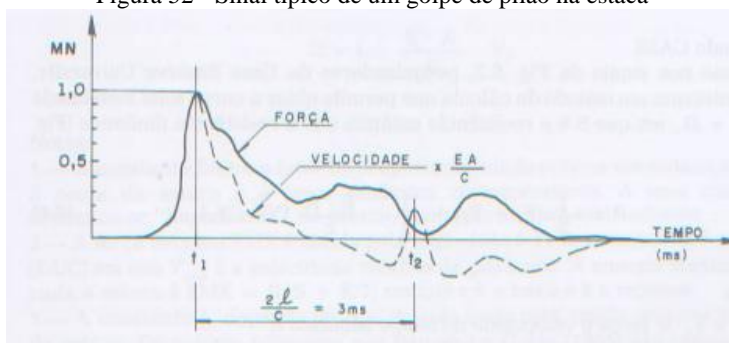
Fonte: SCAC (2014)

Posterior ou concomitantemente à execução do ensaio, e fundamentos na teoria de Equação de Onda, a interpretação dos resultados obtidos pode ser verificada por dois métodos distintos:

- Método simplificado, tipo CASE:

Método realizado concomitantemente à monitoração da estaca, tendo como objetivo principal, determinar a capacidade de carga estática mobilizada pelo golpe de um pilão sobre o topo do elemento de fundação. Assim, registra-se continuamente a velocidade e a força (Figura 52) obtida pela instrumentação fixa na extremidade superior da estaca, e com auxílio de fundamentos teóricos da Equação de Onda é possível determinar a resistência total do sistema.

Figura 52 - Sinal típico de um golpe de pilão na estaca



Fonte: Alonso (1991)

MARCHEZINI (2013) em sua dissertação, menciona que atualmente o termo CASE está relacionado às técnicas de medição e de interpretação da resposta do sistema solo-estaca, como as tensões na estaca, a integridade do elemento de fundação e a energia transferida ao sistema.

Ainda de acordo com a NBR 13208/1994, para uma avaliação confiável da capacidade de carga, os resultados por método simplificado, devem ser aferidos por pelo menos uma análise do tipo CAPWAP (descrito posteriormente) ou por uma nova carga estática, conforme NBR 12131/2006.

Recomenda-se como referência de estudo, a leitura de MARCHEZINI (2013), VELLOSO E LOPES (2002) e HACHICH (1998).

- Método numérico, tipo CAPWAP (Case Pile Analysis Program):

O método CAPWAP, semelhante ao método CASE, determina a distribuição das forças de resistência do solo ao longo da estaca e as magnitudes das parcelas estática e dinâmica da resistência

(MARCHEZINI, 2013). Fundamentado na Equação de Onda e parâmetros pré-escolhidos, é possível prever a velocidade através dos sensores instalado no fuste do elemento, tendo como base a medição da força aplicada.

Posteriormente ao ensaio, o processamento dos sinais do programa (CAPWAP) é realizado em escritório, demandando um certo tempo para compilação das informações. Diferentemente do método CASE, este fornece a capacidade de carga do elemento de fundação sem necessitar que parâmetros sejam arbitrados (exemplo, o coeficiente de amortecimento CASE).

Recomenda-se como referência de estudo, a leitura de MARCHEZINI (2013), VELLOSO E LOPES (2002) e HACHICH et. al., (1998).

#### **2.7.4 Métodos estático de avaliação do desempenho da fundação**

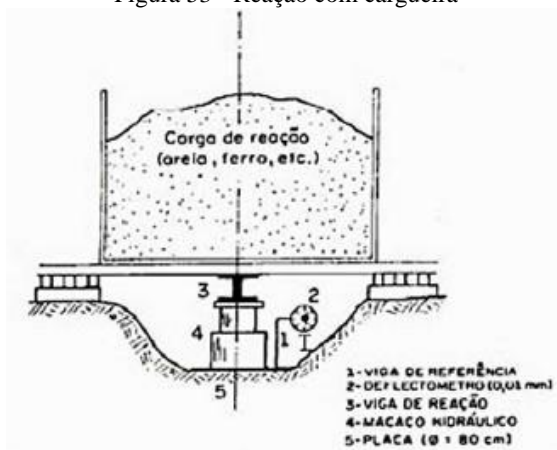
A prova de carga estática consiste na aplicação de sucessivos estágios de carga ao elemento de fundação, de forma controlada, medindo-se em intervalos de tempo os deslocamentos correspondentes. A execução deste ensaio, visa avaliar o comportamento do sistema solo-estaca em termos de carga x deslocamento, possibilitando a determinação da resistência do terreno, ou do próprio elemento de fundação, além da previsão de futuros recalques.

Vale lembrar, que em tempos passados, quando os métodos de dimensionamento de fundações não eram tão difundidos, os ensaios de carga estática visavam auxiliar na determinação da carga de serviço de estacas.

Basicamente, o ensaio consiste na aplicação de um carregamento à estaca a ser ensaiada, por meio de um macaco hidráulico reagindo contra um sistema de reação, podendo este, ser uma plataforma com peso denominada de cargueira (Figura 53), vigas presas a estacas vizinhas à de prova, que serão tracionadas (Figura 54) ou vigas ancoradas no terreno por meio de tirantes (Figura 55).

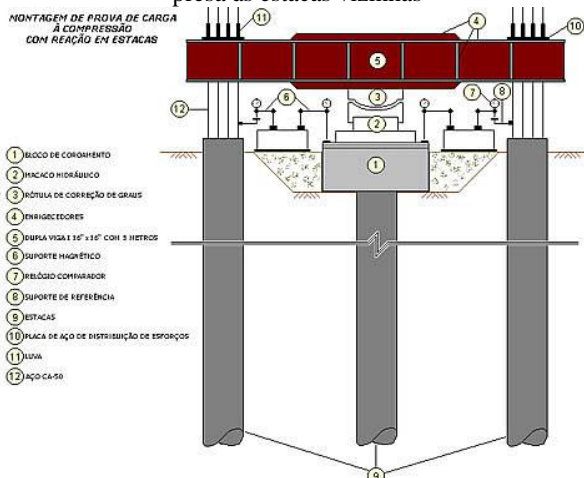


Figura 53 - Reação com cargueira



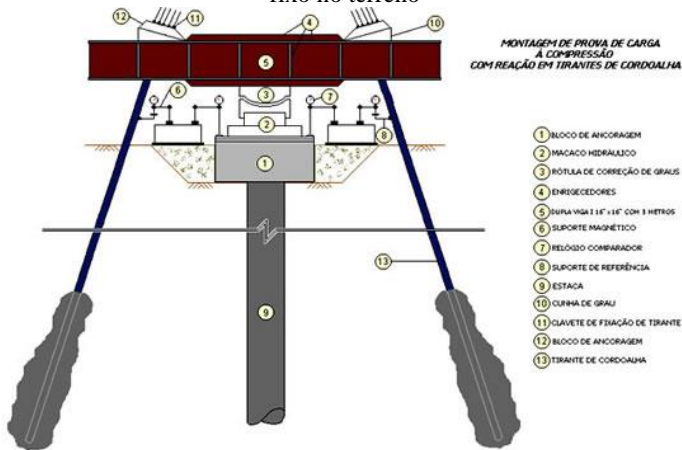
Fonte: Alonso apud Hachich (1991)

Figura 54 - Montagem de prova de carga à compressão com reação na viga presa às estacas vizinhas



Fonte: Novageo (2014)

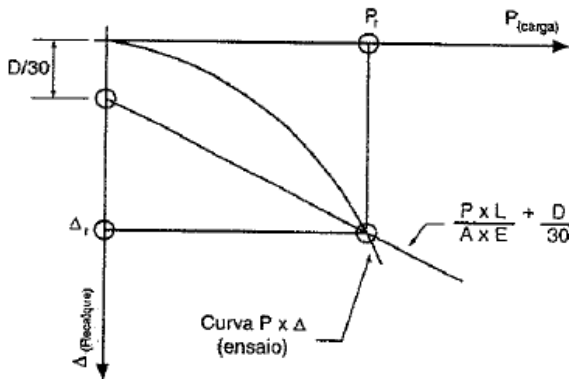
Figura 55 - Montagem de prova de carga à compressão com reação em tirantes fixo no terreno



Fonte: Novageo (2014)

Os recalques são coletados por meio de sensores instalados a priori no fuste da estaca a ser ensaiada, possibilitando a elaboração da curva “carga x recalque” (Figura 56) e, conseqüentemente, a determinação da capacidade de carga do elemento de fundação.

Figura 56 - Formato característico da curva carga x recalque na prova de carga estática



Fonte: NBR 6122/2010

VELLOSO E LOPES (2002), afirmam que em casos onde a prova de carga não leva à ruptura nítida do elemento estrutural, ou a um nível

de recalque que caracterize a ruptura do terreno, a determinação da carga resistente pode ser estimada pela extrapolação da curva recalque. Esta extrapolação é baseada em equações matemáticas, sendo considerada como principais hipóteses: Van der Veen (1953), Hansen (1963), Chin (1970) e Massad (1986).

Segundo a NBR 12131/1992, o projetista trabalha com a possibilidade de realizar o ensaio com carregamento lento ou rápido, sendo que a diferença entre estes, reside-se na quantidade de estágios de carregamento e no tempo de estabilização do recalque até a medição. Como prescrição desta norma, no ensaio lento a carga aplicada em cada estágio não deve ultrapassar 20% da carga de trabalho prevista para a estaca e deve ser mantida até que o recalque se estabilize, sendo o tempo mínimo de 30 minutos. Em contrapartida, no carregamento rápido, a carga aplicada em cada estágio não deve exceder 10% da carga de trabalho prevista para a estaca e deve ser mantida por um tempo de 10 minutos, independente da estabilização dos recalques.

A vigente normativa NBR 6122/2010 no item 9.2.2.1, quantifica o número de provas de carga estática obrigatória para verificação do desempenho de uma fundação. Em íntegra, ela cita:

“É obrigatória a execução de provas de carga estática em obras que tiverem um número de estacas superior ao valor especificado na coluna (B) da Tabela 6, sempre no início da obra. Quando o número total de estacas for superior ao valor da coluna (B) da Tabela 6, deve ser executado um número de provas de carga igual a no mínimo 1% da quantidade total de estacas, arredondando-se sempre para mais”. (ABNT, 2010).

A “Tabela 6”, na qual a normativa menciona, refere-se a Tabela 7 abaixo:

Tabela 7 - Quantidade de provas de carga

Tipo de Estaca	A	B
	Tensão (admissível) máxima abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em Mpa	Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga
Pré-moldada	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	0,5 $f_{yk}$	100
Hélice e hélice de deslocamento (monitorada)	5,0	100
Estaca escavada com ou sem fluido $\Phi \geq 70$ cm	5,0	75
Raíz	15,5	75
Microestaca	15,5	75
Trado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavada sem fluido $\Phi \geq 70$ cm	4,0	100
Strauss	4,0	100

Fonte:NBR 6122/2010

Cabe mencionar, que em determinados projetos verifica-se a inexistência deste ensaio, sobretudo, motivados ao elevado valor agregado para sua realização. Têm-se desta maneira, o dimensionamento de elementos de fundação com elevado fator de segurança, resultando em maiores custos unitários devido a necessidade de superdimensionamento e, principalmente, possíveis incertezas quanto ao desempenho útil e segurança global da edificação.

Outra possibilidade de verificação quanto ao desempenho dos elementos de fundação, com menor valor agregado, seria a execução de ensaios dinâmicos em estacas. Entretanto, a mesma normativa citada anteriormente, prescreve no item 9.2.2.3 o quantitativo de ensaios necessários para aferição dos resultados:

“[...] as provas de carga estáticas podem ser substituídas por ensaios dinâmicos na proporção de cinco ensaios dinâmicos para cada prova de carga estática em obras que tenham um número de estacas entre os valores da coluna B (Tabela 6) e duas vezes este valor. Acima deste número de estacas será obrigatória pelo menos uma prova de carga estática [...]”. (ABNT, 2010)

Desta maneira, cabe ao engenheiro projetista a elaboração de um plano de ensaios, que vise garantir a economia e a segurança global da edificação, conforme exigências das normas vigentes.

## 2.8 INVESTIGAÇÕES DE CAMPO

A elaboração de projetos voltados à engenharia de fundação, exige um conhecimento detalhado do solo no qual a edificação se apoiará. Tornando-se de essencial importância, o conhecimento da estratificação do terreno, a classificação das camadas do solo, as propriedades mecânicas do mesmo e a posição do nível d'água.

Estas informações são de suma importância e norteiam dimensionamentos e elementos dos projetos de fundações, dentre eles: cálculo das tensões admissíveis dos solos, escolha do tipo de fundação a ser adotada, cota do arrasamento do elemento de fundação e dimensionamento da fundação através da previsão de recalques e da estimativa da capacidade de carga de ruptura (MANTUANO, 2013).

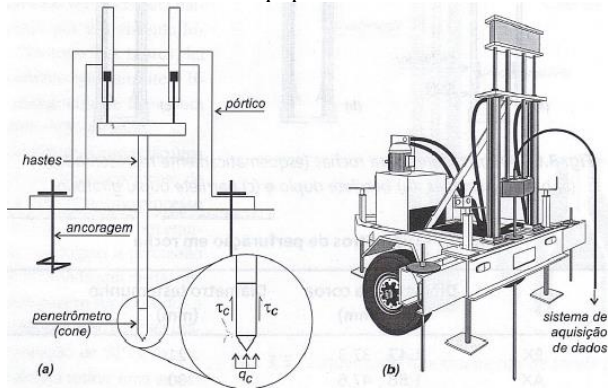
A obtenção destas propriedades do solo citadas anteriormente pode ser realizada através de ensaios de laboratório ou de campo, sendo este último, o de maior utilização na engenharia de fundação.

No Brasil, os ensaios *in situ* de maior aceitação e utilização são chamados de SPT (standard penetration test) e CPT (cone penetration test).

O ensaio de penetração estática de cone, ou CPT (cone penetration test), regulamentado pela NBR 12069/2014 é considerado como sendo o mecanismo que mais assemelha ao comportamento de uma estaca penetrando estaticamente no solo.

Originalmente desenvolvida na Holanda na década de 1930 para investigar solos moles, o ensaio consiste na cravação à velocidade constante de 20 mm/s de uma haste com ponta cônica ao solo, medindo-se a resistência de ponta e por atrito lateral desenvolvida (Figura 57). Os resultados obtidos durante a realização do ensaio são armazenados em equipamentos eletrônicos, permitindo avaliar a estratigrafia do solo e, principalmente, realizar correlações com suas propriedades mecânicas através de métodos semi-empíricos existentes.

Figura 57 - Ensaio CPT: (a) princípio de funcionamento e (b) vista de um equipamento



Fonte: Velloso e Lopes (2002)

Como mencionado anteriormente, a necessidade no uso de equipamentos eletrônicos culmina na elevação dos custos de ensaios em campo. Motivo este, que o torna de menor utilização frente ao ensaio de SPT (standard penetration test), que permite a obtenção de parâmetros geotécnicos tão precisos quanto aos adquiridos com a cravação do cone estático, aliado a um valor agregado inferior.

Em sua tese AMANN (2010) menciona que inúmeros autores internacionais classificam o ensaio de SPT como de finalidade exclusiva à classificação da consistência ou compactidade do solo, enquanto que o CPT indica a real resistência do solo frente às solicitações das estacas de fundação. Porém, o mesmo autor atenta ao fato de que os resultados obtidos via ensaio de SPT também podem apresentar indicadores de resistência do solo, permitindo o desenvolvimento de métodos semiempíricos, descritos posteriormente.

Segundo a NBR 8036/1983, todas as obras da construção civil devem possuir pelo menos duas sondagens pelo método do SPT (ABNT, 1983). Esse método se baseia na medição do número de golpes necessários à penetração de um amostrador padrão descrito na NBR 6484/2001, sob a energia gerada pela queda de um martelo de 65 kg, também padronizado pela NBR 6484/2001, em queda livre, solto a uma altura de 0,75 m. Por ser um ensaio que envolve muita ação do homem, com uma aparelhagem simples, é um dos ensaios de menor custo na área de fundações (QUERELLI, 2012).

Basicamente, o ensaio consiste inicialmente na instalação do equipamento de percussão (tripé de sustentação, cordas, roldanas e

martelo) de acordo com o plano de sondagem previsto pelo engenheiro projetista em acordo com a NBR 8036/1983. Posteriormente, para início da percussão propriamente dita, realiza-se a escavação do primeiro metro de solo (matéria orgânica superficial) com auxílio de trado manual, acondicionando-se a amostra deste solo. Em sequência, eleva-se o martelo de cravação com auxílio de cordas e roldanas até uma altura de 75 cm acima do topo da haste, deixando-o cair sobre esta, em queda livre. Este procedimento, se repete até a penetração de 45 cm do amostrador padrão no solo, contando-se o número de golpes necessários à penetração dos últimos 30 cm do amostrado (NSPT). A Figura 58, demonstra a execução deste ensaio descrito anteriormente.

Figura 58 - Execução de ensaio de penetração dinâmica SPT



Fonte: SJA Perfurações e Sondagens (2014)

O avanço da sondagem continua por lavagem e degradação do solo com a circulação de água sob pressão até o próximo metro, iniciando-se novamente a cravação do amostrador, registrando as resistências de cada camada e acondicionando amostras do material atravessado devidamente identificado (Figura 59). A vigente normativa NBR 6484/2001 fornece critérios quanto à profundidade a ser atingida durante o processo de cravação, em função da resistência do solo, tipo de obra e critérios de

projeto, recomendando-se sobretudo, o acompanhamento do trabalho pelo engenheiro projetista de fundações.

Figura 59 - Testemunho de solo obtidos pelo ensaio de SPT




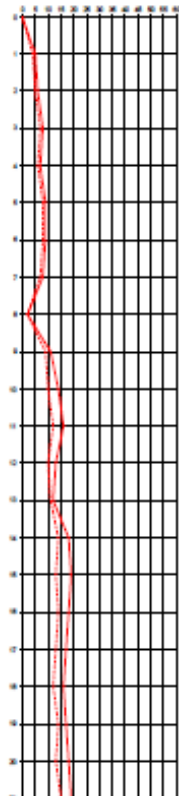
Fonte: Gabinete de Serviços Geotécnicos (2014)

Vale lembrar, que durante a execução do ensaio de percussão, deve-se observar a elevação do nível d'água. Nesta oportunidade, interrompe-se a operação de perfuração e efetua-se leituras de nível até a estabilização do fluido, para então registrar a profundidade da presença de água no maciço de solo.

Por fim, a NBR 6484/2001, exige a elaboração de um relatório definitivo de ensaio que deve ser entregue ao cliente, constando registros de indicação de nível d'água, identificação dos solos amostrados, gráficos de resistência à penetração, entre outras informações, conforme Figura 60.



Figura 60 – Modelo de relatório de execução de ensaio SPT (standard penetration test)

 <b>J. A. BAROSSO TECNOLOGIA DE SOLOS LTDA.</b>						
CLIENTE: LUPA CONSTRUÇÕES E INCORPORAÇÕES LTDA.					REF:8509/2013	
LOCAL DO SERVIÇO: AV. PREF. WALDEMAR VIEIRA - SACO DOS LIMÕES - FPOLOS - SC.					Data Inicial:10/07/2013	
Sondagem: 8P01		Cota: -0,40		Data final :10/07/2013		
Responsável Técnico:					Profundidade das amostras	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
Prof. (m)	Nº das Amostras	Cargas (kn)		GRÁFICO		
		1ºSP	2ºSP			
1,00	1	4	5	1,00	ATERRO, COM ENTULHO;	
2,00	2	5	6	2,00	Argila, cinza, de consistência média;	
3,00	3	7	8		Areia, média, cinza, pouco compacta;	
4,00	4	6	7	4,00		
5,00	5	8	9	4,50	Argila amarelada, de consistência média;	
6,00	6	8	9	6,50		
7,00	7	7	8		Argila, cinza, de consistência média;	
8,00	8	2	2	8,00	Argila cinza, mole;	
9,00	9	9	11	8,50		
10,00	10	10	14	10,50	Areia, média, cinza, medianamente compacta;	
11,00	11	12	16		Argila com pedregulho, cinza, rija;	
12,00	12	10	13			
13,00	13	11	12	13,00		
14,00	14	14	18		Siltos com pedregulho, amarelado, medianamente compacto;	
15,00	15	13	16	15,00		
16,00	16	14	18		Siltos, argilo, arenoso, amarelado, medianamente compacto;	
17,00	17	13	17			
18,00	18	12	16			
19,00	19	14	17	19,00		
20,00	20	13	18		Siltos arenoso, amarelado, medianamente compacto;	
21,00	21	15	19			
Prof. N.A. (m): -0,80					Obs.:	

Fonte: Obra estudada (2014)

Segundo a NBR 8036/1983, todas as obras de construção civil devem possuir pelo menos duas sondagens pelo método do SPT.

## **2.9 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA AXIAL EM ESTACAS**

Fundação é o elemento responsável por transmitir as cargas provenientes da estrutura para o terreno, devendo ser dimensionada e executada de forma adequada, ou seja, sem gerar problemas de qualquer natureza para a estrutura. Para que isto seja possível, uma fundação deve satisfazer a dois requisitos: (i) segurança com relação ruptura geotécnica e estrutural, (ii) recalques compatíveis com a estrutura (DANZIGER apud MANTUANO, 2013).

Quanto à análise da ruptura geotécnica para verificação da segurança de um projeto de fundação profunda, em específico para estacas, desenvolveu-se diferentes métodos de análise, subdivididos em estáticos e dinâmicos.

Nos métodos estáticos a capacidade de carga é calculada por fórmulas que estudam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estática do solo, resistência esta obtida em ensaios de laboratório ou *in situ* (VELLOSO E LOPES, 2010). Desta maneira, os métodos estáticos separam-se em métodos racionais ou teóricos (baseados em soluções teóricas da capacidade de carga e parâmetros geotécnicos do solo) e métodos semiempíricos (que se baseiam em ensaios *in situ* de penetração CPT e SPT).

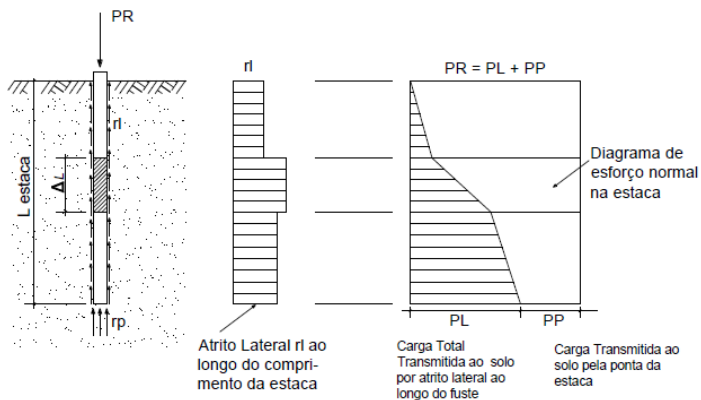
Em contrapartida, os métodos dinâmicos de previsão da capacidade de carga em estacas, são banalizados pela observação durante a etapa executiva (item 2.7), ou seja, controle de cravação e execução de provas de cargas estática e/ou dinâmicas. Vale lembrar, que em função do elevado preço e tempo despendido para execução das provas de carga, em especial as estáticas, a previsão da capacidade de carga em estaca por métodos dinâmicos possui menor frequência frente aos métodos estáticos.

De forma alternativa ao método racional ou teórico, difundiram-se, os métodos semiempíricos, que relacionam diretamente as medidas de ensaios de CPT e SPT à capacidade de carga das estacas. Estes métodos, embora limitados às condições geotécnicas e geológicas regionais, representam a melhor e mais difundida técnica de previsão de carga em estacas.

A capacidade de carga de elementos de fundação, em principal das estacas, sob ponto de vista da interação solo-estaca é dada pela soma das parcelas de capacidade de carga por atrito lateral e a capacidade de carga da ponta ou base, conforme Figura 61 e expressão abaixo. Vale lembrar,

que tais parcelas resistivas, dependem do tipo do terreno, e da geometria da estaca.

Figura 61 - Mecanismo de resistência da fundação profunda em estaca



Fonte: Ferreira (2014)

$$Q_{ult} + W = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (3)$$

sendo:

$Q_{ult}$  = Capacidade de carga de ruptura da estaca;

$Q_{p,ult}$  = Capacidade de carga da ponta ou base;

$Q_{l,ult}$  = Capacidade de carga por atrito lateral;

$W$  = Peso próprio da estaca.

Como o peso próprio possui magnitude inferior às demais cargas envolvidas, a expressão acima pode ser reescrita com as resistências unitárias da seguinte forma:

$$Q_{ult} = A \cdot q_{p,ult} + U \int_0^L \tau_{l,ult} \cdot dz = A \cdot q_{p,ult} + U \sum \tau_{l,ult} \cdot \Delta l \quad (4)$$

sendo:

$A$  = Área de ponta ou base da estaca;

$U$  = Perímetro da estaca (supostamente constante);

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

$\tau_{l,ult}$  = Resistência por atrito lateral unitária;

$\Delta l$  = Trecho do comprimento da estaca ao qual  $\tau_{p,ult}$  se aplica.

DANZIGER apud (MANTUANO, 2013), ressalta que a capacidade de carga acima mencionada diz respeito ao terreno de fundação e não à estrutura da fundação, naturalmente, a fundação deve atender as exigências dos projetos de estruturas quanto ao seu dimensionamento estrutural.

### 2.9.1 Métodos estáticos ou teóricos

As fórmulas teóricas para determinação da capacidade de carga em elementos de fundação por estaca, introduz conceitos muitas vezes complexos, tanto para o estabelecimento da resistência de ponta, quanto para a resistência por atrito lateral ao longo do fuste do elemento.

Para a ponta, a ruptura (plastificação) se dá no solo abaixo dela, que, excessivamente comprimido, desloca-se em direção à superfície (Figura 62). Esse modelo da Teoria da Elasticidade foi aplicado por Prandtl (1920) na punção de metais e adaptado por Terzaghi (1943) para o caso de fundações apoiadas no solo (AMANN, 2010). A tensão de ponta na ruptura ( $q_p$ ) é então expressa por:

$$q_p = c \cdot N_c + \sigma_{vp} \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \quad (5)$$

Onde:

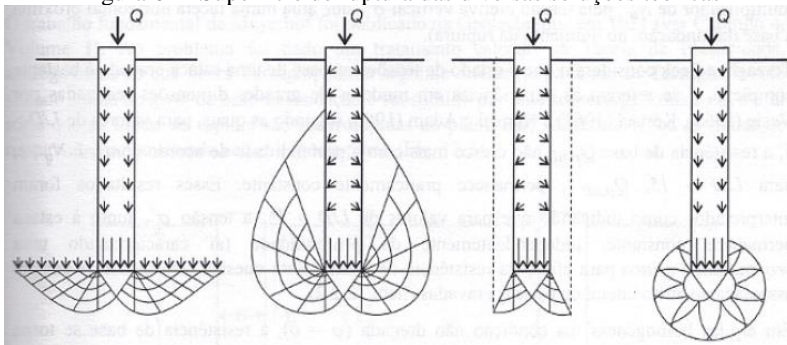
$\sigma_{vp}$  = tensão vertical do solo ao nível da ponta;

$\gamma$  = massa específica do solo;

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fatores de capacidade de carga;

$D$  = diâmetro ou menor dimensão da ponta da estaca.

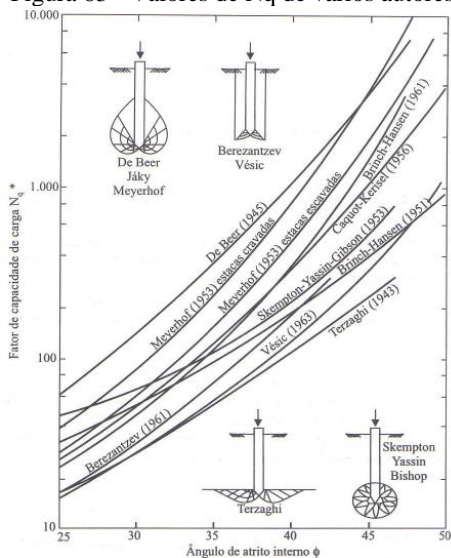
Figura 62 - Superfície de ruptura das diversas soluções teóricas



Fonte: VESIC apud VELLOSO E CINTRA (2010)

Ainda segundo AMMAN (2010), valores de  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  e outras contribuições ao estudo de capacidade de carga da ponta foram propostos por Meyerhof (1951, 1956, 1976), Vesic (1972) e Berezantzev et. al (1961), conforme Figura 63.

Figura 63 - Valores de  $N_q$  de vários autores



Fonte: VESIC apud CINTRA E AOKI (2010)

Décourt apud Amman (2010), critica esse método teórico baseado na Teoria da Plasticidade, exemplificando que, para uma variação de  $30^\circ$  para  $35^\circ$  no ângulo de atrito, a capacidade de carga pode aumentar em 100%, além do fator  $N_q$  apresentar uma variação de 5 a 10 vezes par ao seu valor máximo.

A segunda parcela da capacidade de carga da estaca é a resistência lateral. A determinação do atrito é, em geral, análoga ao usado para analisar a resistência ao deslizamento de um sólido em contato com o solo. Seu valor, usualmente, considerado como a soma de duas parcelas: a aderência entre a estaca e o solo e a tensão horizontal média na superfície lateral da estaca na ruptura (NIENOV, 2006). Desta forma, VELLOSO E LOPES (2002) expressam a equação abaixo para determinação da resistência lateral unitária no fuste de estacas:

$$\tau_{l,ult} = c_a + \sigma_h \cdot tg \delta \quad (6)$$

Onde:

$c_a$  = aderência entre a estaca e o solo;

$\sigma_h$  = tensão horizontal média na superfície lateral da estaca na ruptura;

$\delta$  = ângulo de atrito entre estaca e solo.

Os parâmetros de solo ( $c$ ,  $\delta$  e  $\gamma$ ) a serem empregados devem observar sempre o tipo de solos (argilas ou areias) e suas condições, drenada ou não-drenada, devendo, de preferência ser obtido em laboratório.

Por fim, POULOS E DAVIS, apud AMMAN (2010), apresentam a expressão teórica completa da capacidade de carga de estacas, como sendo:

$$P = U \cdot \int_0^L (c_a + \sigma_h \cdot tg \delta) \cdot dz + A_p \cdot (c \cdot Nc + \sigma_{vp} \cdot Nq + 0,5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N\gamma) - W \quad (7)$$

Sendo:

$U$  = perímetro da estaca;

$L$  = comprimento da estaca;

$W$  = peso próprio da estaca, na maioria dos casos desprezado.

### 2.9.2 Métodos semiempíricos

O fato das fórmulas teóricas de previsão da capacidade de carga em estacas apresentarem baixa confiabilidade devido a variação em seus parâmetros de cálculo e, a utilização de provas de cargas vindicarem elevado custo e tempo para sua execução, exigiu dos pesquisadores, a criação de correlações entre modelos matemáticos e parâmetros geotécnicos que, objetivassem a determinação da capacidade de suporte de elementos de fundação.

Assim, os métodos semiempírico, que relacionam resultados de ensaios de campo (tais como o SPT, CPT, etc) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto, tornaram-se a solução mais ágil, econômica e segura para previsão da capacidade de carga em estacas, e conseqüentemente, para o dimensionamento de fundações profundas. Vale ainda lembrar, conforme a NBR 6122/2010, que os domínios de validade de suas aplicações, bem como as dispersões dos dados e as limitações regionais associadas devem ser observado concomitantemente ao seu cálculo.

Segundo (HACHICH et. al., 1998), a estimativa destes parâmetros geotécnicos, é realizada com base na resistência à penetração, medida ou pela cravação do amostrador padrão no ensaio de sondagem à percussão SPT (standard penetration test), ou pela resistência de ponta do ensaio de penetração estática do cone, CPT (cone penetration test). Todavia, atrelado ao custo e à praticidade de execução, o ensaio de SPT é a investigação geotécnica mais difundida no Brasil, exigindo assim, a elaboração de métodos semiempíricos que possibilitem a utilização de informações descritas nos laudos de sondagem à percussão.

Devido à complexidade de parâmetros geotécnicos que se faz preciso nestes métodos de dimensionamento, valiosas foram as contribuições de pesquisadores, como: Meyerhof (1956), Alonso (1996), Antunes & Cabral (1996), Kárez e Rocha (2000), entre outros. Contudo, devido a maior difusão e aplicabilidade na engenharia de fundações brasileira, este trabalho se detém aos estudos dos métodos: Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978) e Teixeira (1996).

### 2.9.2.1 Método Aoki-Velloso (1975)

O método de Aoki-Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e investigações geotécnicas. O método pode ser utilizado tanto com dados referentes ao ensaio de SPT (standard penetration test) como também com os de penetração CPT (cone penetration test).

Retomando a Figura 61 e tendo em mente o equilíbrio de forças que banaliza a equação da capacidade de carga, temos:

$$R = R_L + R_P \quad (8)$$

Aoki e Velloso propõem critérios para a determinação da resistência de ponta ( $R_p$ ) e da resistência lateral (que compõe a capacidade de carga da estaca. As equações (9) e (10) apresentam as parcelas da resistência de ponta e resistência lateral.

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad (9)$$

$$R_L = U \cdot \sum (r_i \cdot \Delta L) \quad (10)$$

Em que:

$r_p$  = capacidade de carga do solo na cota de apoio do elemento estrutural de fundação (MPa);

$A_p$  = área da seção transversal da ponta (m<sup>2</sup>);

$r_i$  = tensão média de adesão ou de atrito lateral na camada de espessura  $\Delta_L$  (MPa);

$U$  = perímetro da seção transversal do fuste (m).

As parcelas  $r_p$  e  $r_i$  são parâmetros geotécnicos obtidos anteriormente por relações dos ensaios de penetração estática CPT (cone penetrai-o test.), onde o valor de resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) é relacionado com a resistência da ponta da estaca, e o atrito lateral unitário na luva ( $f_s$ ) relacionado com a resistência produzida ao longo do fuste, como apresentado nas equações (11) e (12).

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (11)$$

$$r_L = K \cdot N_{SPT} \quad (12)$$

No meio técnico brasileiro, entretanto, como a ocorrência de ensaios tipo CPT é rara, utiliza-se então o ensaio SPT (standard penetrai-o test.), foram criados parâmetros de correlações para a resistência de ponta e atrito. Essas correlações podem ser realizadas por meio da equação (13).

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \quad (13)$$

Sendo que o coeficiente  $K$  depende do tipo de solo, essa substituição possibilita exprimir o atrito lateral em função de  $N_{SPT}$ , com a utilização da razão de atrito ( $\alpha$ ):

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad (14)$$

Com isso o valor da resistência de atrito lateral passa a ser expresso pela equação (15).

$$f_s = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (15)$$

Analogamente ao  $K$ , o coeficiente  $\alpha$  depende do tipo de solo.

Com essas correlações entre os ensaios, as equações (11) e (12) podem ser reescritas conforme as equações a seguir:

$$r_p = \frac{K \cdot N_P}{F_1} \quad (16)$$



$$r_L = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_L}{F_2} \quad (17)$$

Em que  $N_P$  e  $N_L$  são, respectivamente, o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura  $\Delta_L$ .

Portanto, a capacidade de carga ( $R$ ) de um elemento isolado segundo o método de Aoki-Velloso pode ser estimada pela fórmula semiempírica

(18).

$$R = \frac{K \cdot N_P}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta_L) \quad (18)$$

Os valores de  $K$  e de  $\alpha$  são expressos na Tabela 8, foram propostos por inúmeros autores com base nas suas experiências e em valores da literatura.

Tabela 8 - Coeficiente K e razão de atrito  $\alpha$ 

Solo	K (MPa)	$\alpha$ (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argilsa siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Os fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$ , levam em conta o efeito escala, ou seja, a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo), e também a influência do método executivo de cada tipo de estaca. Tais fatores, foram ajustados com 63 provas de carga realizadas em vários estados do Brasil, o que permitiu a obtenção da Tabela 9.

Tabela 9 - Fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$ 

Tipos de estaca	$F_1$	$F_2$
Franki	2,50	2F1
Metálica	1,75	2F1
Pré-moldada	1+ D/0,80	2F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,00	2F1
Escavada	3,00	2F1

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Velloso e Lopes (2002) recomendam a utilização de  $F_1 = 2,0$  e  $F_2 = 4,0$  para estacas dos tipos raiz, hélice contínua e ômega.

Para efeito de carga admissível, a NBR 6122/2010 estabelece que a capacidade total da estaca ( $R$ ) deve ser minorada por um fator de segurança  $F_s = 2,0$ , quando a capacidade de carga é calculada por método semiempírico, sendo que esse fator deve ser respeitado para o valor médio de ( $R$ ), e não para cada valor de ( $R$ ) das camadas analisadas. Assim a capacidade de carga admissível da estaca apoiada em determinada camada de solo, é expressa pela resultante  $R$  da equação (18) reduzida à sua metade.

Vale lembrar ainda, que em caso de estacas de grande diâmetro com ponta embutida em rocha, a NBR 6122/2010 preconiza, que a carga na ponta e o atrito lateral nessa região são condicionados pela resistência do concreto e pela resistência e grau de faturamento da rocha. Desta maneira, apresenta-se dois métodos: Poulos e Davis (1980) e Antunes e Cabral (2000), ambos fixando o fator de segurança em 3,0 para obtenção da carga admissível.

Além disso, essa norma preconiza que, no caso específico de estacas escavadas, no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca, equivalendo assim a um mínimo de 80% para a resistência lateral. Quando superior a esse valor, o processo executivo de limpeza da ponta deve ser especificado pelo projetista e ratificado pelo executor. Assim, além da análise da carga admissível citada no parágrafo anterior, deve-se avaliar a equação (19), sendo respeitado o menor valor entre elas.

$$Pa \leq 1,25R_L \quad (19)$$

Sendo ( $R_L$ ) a resistência por atrito do fuste da estaca, na cota onde está assente a ponta do elemento de fundação.

Por fim, Cintra e Aoki (2010) atentam quanto ao uso do método de Aoki-Velloso, que a formulação geral deve ser mantida, mas deve ser substituída as correlações originais, por correlações regionais, que tenham validade comprovada.

### 2.9.2.2 Método Décourt-Quaresma (1978)

Décourt e Quaresma (1978) apresentaram em 1978 um processo expedito para determinação da carga de ruptura, com base apenas nos

resultados fornecidos por sondagens à percussão. Assim como o método de Aoki e Velloso, a capacidade de carga é dividida em duas parcelas, sendo uma relacionada a resistência de ponta ( $R_P$ ) e outra quanto a resistência de atrito lateral no fuste da estaca ( $R_L$ ), representadas pelas equações abaixo:

$$R_L = r_L \cdot U \cdot L \quad (20)$$

$$R_P = r_P \cdot A_P \quad (21)$$

O procedimento desenvolvido, realiza uma estimativa de tensão de adesão ou de atrito lateral ( $r_L$ ) calculando o valor médio do índice de resistência à penetração do ensaio de SPT ao longo do fuste ( $N_L$ ), exceto os valores de NSPT que contribuem na determinação do  $N_P$  e, sem fazer qualquer distinção quanto as camadas de solo que compõem a região a ser inserida a estaca. Além disso, no cálculo de ( $N_L$ ) adota-se os limites deste fator entre 3 e 15 e não considera-se os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta.

Décourt (1982) transforma os valores tabelados na expressão:

$$r_L = 10 \cdot \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (22)$$

$$r_P = C \cdot N_P \quad (23)$$

Onde  $N_P$  é o valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior. Já o parâmetro  $C$  refere-se ao coeficiente característico do solo (Tabela 10), ajustado por meio de 41 provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas de concreto.

Tabela 10 - Coeficiente característico do solo C

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso *	200
Silte arenoso *	250
Areia	400
* solos residuais	

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Em princípio, esse método foi desenvolvido para dimensionamento da capacidade carga de estacas pré-moldadas de concreto cravadas, sofrendo alteração apenas no ano de 1996, com a inserção dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  que dependem do tipo de solo e estaca. Essa alteração, tornou-se necessária para aplicação do método a estacas escavadas com lama bentonítica, tubulões, hélice contínua, raiz e estacas injetadas sob altas pressões.

Desta maneira, Décourt (1996) expressa a capacidade de carga através da equação

(24), introduzindo os fatores  $\alpha$  e  $\beta$  apresentados na Tabela 11 e Tabela 12, respectivamente.

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_P \cdot A_P + \beta \cdot 10 \cdot \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (24)$$

Tabela 11 - Valores do fator  $\alpha$  em função do tipo de estaca e tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3*	0,6*	1,0*
Areias	0,5	0,5	0,3*	0,5*	1,0*

\* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Tabela 12 - Valores do fator  $\beta$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8*	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,5*	0,6*	1,0*	1,5*	3,0*

\* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Para as estacas pré-moldadas, metálicas e tipo Franki,  $\alpha$  e  $\beta$  permanecem 1, como o da proposição inicial.

Observa-se por meio da Tabela 11 e Tabela 12 que há valores de coeficiente apenas orientativos, em função do pequeno número de ensaios. Em função disto, utilizou-se resultados de prova de carga estática de estacas, com intuito de comparar resultados obtidos pelos modelos analíticos e confrontá-los com os valores experimentais.

Para efeito de carga admissível, Décourt e Quaresma (1978) utilizam fatores de segurança diferenciados (não devendo ser confundido com os fatores de segurança parciais) para as parcelas de resistência de ponta e de atrito:

$$Pa = \frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,3} \quad (25)$$

Além disso, essa norma preconiza que, no caso específico de estacas escavadas, no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca, equivalendo assim a um mínimo de 80% para a resistência lateral. Assim, além da análise da carga admissível citada no parágrafo anterior, deve-se avaliar a

(19), sendo respeitado o menor valor entre elas.

### 2.9.2.3 Método Teixeira (1996)

Com base na utilização prática e contínua de diversos métodos, como Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e outros, Teixeira (1996) propõe uma espécie de equação unificada para a capacidade de carga, em função de dois parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  (CINTRA E AOKI, 2010):

$$R = R_P + R_L = \alpha \cdot N_P \cdot A_P + \beta \cdot N_L \cdot U \cdot L \quad (26)$$

Em que:

$N_P$  = valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo;

$N_L$  = valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca.

Analogamente ao método de Décourt-Quaresma (1978), os valores propostos por Teixeira para o parâmetro  $\alpha$  são decorrentes do solo e do tipo de estaca, e são apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 - Valores do parâmetro  $\alpha$  segundo Teixeira

Solo (4<NSPT<40)	Tipo de estaca - $\alpha$ (kPa)			
	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Em contrapartida, o parâmetro  $\beta$ , relativo à resistência de atrito lateral, independe do tipo de solo, e seus valores sugeridos são apresentados na Tabela 14 em função do tipo de estaca.

Tabela 14 - Valores do parâmetro  $\beta$  segundo Teixeira

Tipo de estaca	$\beta$ (kPa)
Pré-moldada e perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Para efeito de carga admissível, Teixeira (1996) adota fator de segurança  $FS = 2,0$ , exceto para estacas escavadas a céu aberto, para o qual adota-se fatores de segurança segundo a expressão (27) abaixo.

$$Pa = \frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,5} \quad (27)$$

Além disso, essa norma preconiza que, no caso específico de estacas escavadas, no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca, equivalendo assim a um mínimo de 80% para a resistência lateral. Assim, além da análise da carga admissível citada no parágrafo anterior, deve-se avaliar a

(19), sendo respeitado o menor valor entre elas.

## **2.10 RECALQUE EM ESTACAS**

Considerado como sendo um dos aspectos de maior importância em obras de fundações, a previsão de recalques engloba premissas um tanto complexas, relacionadas ao mecanismo de transferência da carga da estaca ao solo, além da necessidade na verificação do seu comportamento durante e pós a fase de execução.

Basicamente, considera-se recalque como sendo o deslocamento vertical da estaca em relação a uma referência fixa, proveniente do encurtamento elástico do próprio elemento estrutural ou devido a deformações por diminuição e/ou mudança de forma do maciço de solo compreendido entre a base da estaca e o indeslocável. Desta forma, os tipos de recalques em estacas podem ser divididos em: recalque total (ou absoluto), ocorrente de maneira uniforme em todos os pontos da fundação e subdividido em recalque de adensamento (devido a dissipação das pressões neutras num processo lento e com deformação volumétrica) e recalque imediato (simultâneo à aplicação da carga e sem deformação volumétrica), ou recalques diferenciais, caracterizados pela existência de deformações distintas em módulo nos pontos da fundação (Figura 64), ocasionando distorções angulares que podem ocasionar danos à estrutura das edificações.



Figura 64 - Caso de recalque diferencial em prédios da cidade de Santos-SP



Fonte: Portal Fala Santos (2013)

De acordo com a NBR6122/2010 a carga admissível de um elemento de fundação pode ser determinada através da extrapolação da curva carga-recalque obtida pelo ensaio de prova de carga. Desta maneira, esta carga é considerada como aquela que provoca recalques não prejudiciais à estrutura da obra, oferecendo segurança contra a ruptura ou escoamento do maciço ou do próprio elemento estrutural de fundação.

Esta mesma norma, no item 9.1, requisita que o desempenho de fundações seja verificado através de pelo menos o monitoramento dos recalques medidos na estrutura, sendo obrigatório nos seguintes casos: a) estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total, tais como silos e reservatórios; b) estruturas com mais de 60 m de altura do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável; c) relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro; e d) fundações ou estruturas não convencionais.

Todavia, o valor limitante entre recalques admissíveis e inadmissíveis é uma questão subjetiva, devendo este, ser definido pelo engenheiro projetista.

Conforme mencionado no item 2.6.2 deste trabalho, o efeito de grupo está diretamente relacionado ao recalque em fundações de estaca, uma vez, que grupos de estacas apresentam sempre recalque superior ao de uma estaca isolada, submetida à mesma carga. MEYERHOF apud CINTRA (2010) afirma que os valores de recalques admissíveis em grupos de estacas não devem exceder 25 mm para aquelas executadas em areia e 50 mm em argilas. No caso de estacas isoladas, impondo-se um fator de segurança de 1,5 à carga que provoca o recalque de 15 mm, em

areia, ou de 25 mm, em argila, é possível estabelecer uma margem para que os grupos recalquem mais que a estaca isolada.

O recalque em estacas pode ser estimado por diferentes métodos, entre os quais destacam-se:

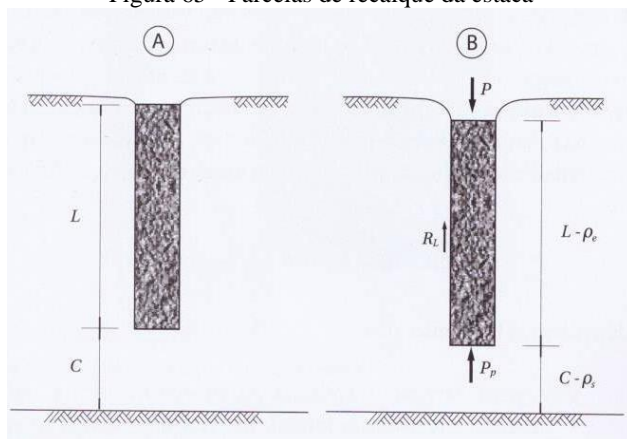
- Métodos baseados na Teoria da Elasticidade: Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978). Recomenda-se a leitura de VELLOSO E LOPES (2002), BARROS (2012) e MAGALHÃES (2005);
- Métodos numéricos: Aoki e Lopes (1985) e softwares de elementos finitos;
- Métodos semi-empíricos: baseados em correlações com ensaios de SPT (standard penetration test) e CPT (cone penetration test);
- Através de previsões quanto a curva Carga x Recalque.

Devido à sua grande aplicabilidade na engenharia de fundações, para se determinar as deformações da estaca e do solo envolvente, será utilizado o método numérico de Aoki e Lopes (1985), presente em CINTRA E AOKI (2010) e descrito a seguir.

### **2.10.1 Previsão de recalques em estacas segundo Aoki e Lopes (1985)**

De acordo com CINTRA E AOKI (2010), uma estaca de comprimento  $L$ , embutida no terreno com sua base distante  $C$  da profundidade indeslocável e submetida a um carregamento vertical  $P$  em sua cabeça, apresentará dos tipos de deformação:

Figura 65 - Parcelas de recalque da estaca



Fonte: Aoki e Cintra (2010)

1°. Encurtamento elástico da própria estaca, como peça estrutural submetida à compressão, o que equivale a um recalque de igual magnitude na cabeça do elemento ( $\rho_e$ ), mantida imóvel a sua base;

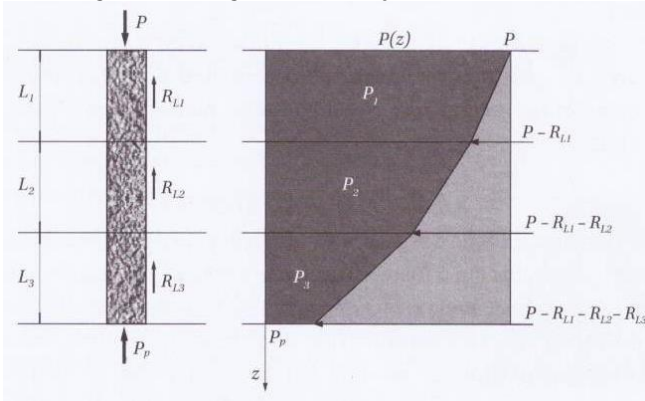
2°. Deformações verticais de compressão das camadas de solo subjacentes à base da estaca, até o indelocável, o que resulta um recalque ( $\rho_s$ ).

Considerando-se esses dois efeitos, a cabeça da estaca sofrerá um recalque ( $\rho$ ), ou um deslocamento total, vertical, dado pela equação (28):

$$\rho = \rho_e + \rho_s \quad (28)$$

Com intuito de quantificar o recalque devido ao encurtamento do elemento estrutural ( $\rho_e$ ) submetido à compressão, Aoki apud Cintra e Aoki (2010) esboça o diagrama de esforço normal na estaca (Figura 66), onde percebe-se a diminuição linear no esforço normal  $P(z)$  devido a mobilização de resistência lateral oferecida pelas camadas de solo. Neste diagrama, ( $L_i$ ) refere-se as diferentes camadas ao longo da estaca, ( $R_{Li}$ ) é a resistência por atrito lateral mobilizada na camada ( $i$ ), e ( $P_i$ ) é a reação de ponta na camada ( $i$ ).

Figura 66 - Diagrama de esforço normal na estaca



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Assim, pela Lei de Hooke, obtêm-se o encurtamento elástico da estaca por:

$$\rho e = \frac{1}{A \cdot Ec} \cdot \sum (P_i \cdot L_i) \quad (29)$$

Onde:

$A$  = Área da seção transversal do fuste da estaca;

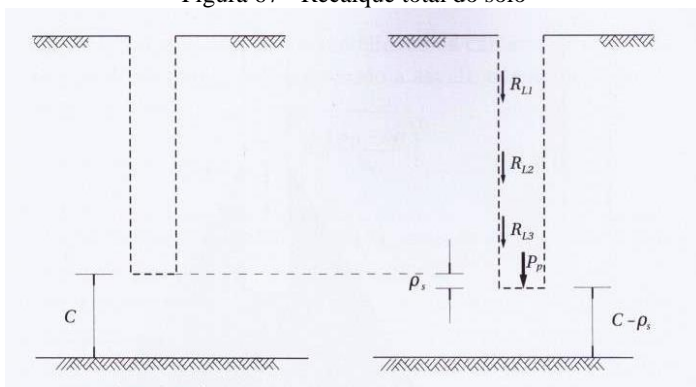
$Ec$  = módulo de elasticidade do concreto, sendo  $Ec = 28$  a  $30$  GPa para estacas pré-moldada;  $Ec = 21$  Gpa para hélice contínua, Franki e estacão; e  $Ec = 18$  Gpa para Strauss e escavada a seco.

Por outro lado, pelo princípio da ação e reação, a estaca aplica ao solo cargas  $RLi$  ao longo do fuste e uma carga  $Pp$  ao solo situado junto à sua base. Devido a esse carregamento, as camadas situadas entre a base da estaca e o indeslocável sofrem deformações que resultam no recalque ( $\rho_s$ ), conforme esquematizado na Figura 67.

De acordo com Vesic apud Cintra e Aoki (2010), esse deslocamento ( $\rho_s$ ) pode ser subdividido em recalques devido à reação de ponta ( $\rho_{s,p}$ ) e recalques relativos à reação às cargas laterais ( $\rho_{s,L}$ ), dimensionado pela expressão abaixo e ilustrado na Figura 67.

$$\rho_s = \rho_{s,p} + \rho_{s,L} \quad (30)$$

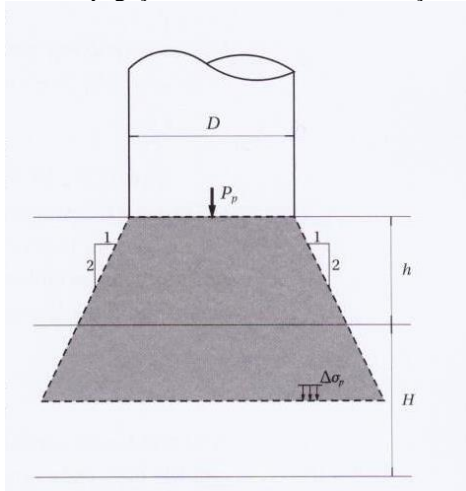
Figura 67 - Recalque total do solo



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Para deduzir uma expressão para a estimativa do recalque ( $\rho_s$ ), Aoki considera a contribuição de duas tensões resistentes em cada camada do solo envolvente à estaca. Desta maneira, primeiramente considera a existência de uma força ( $P_p$ ), vertical para baixo, aplicada ao solo, provocando um acréscimo de tensões numa camada subjacente qualquer, de espessura  $H$ , e que  $h$  seja a distância vertical do ponto de aplicação da força ao topo dessa camada, de acordo com a Figura 68.

Figura 68 - Propagação de tensões devido à reação de ponta



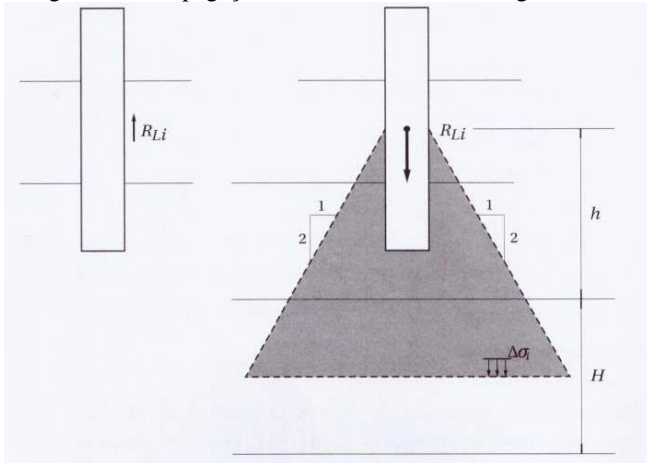
Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Supondo-se que a propagação de tensões seja 1:2, o acréscimo de tensões na linha média dessa camada é dado pela expressão:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 \cdot P_p}{\pi \left( D + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad (31)$$

Analogamente, as reações relacionadas às parcelas de resistência lateral constituem forças aplicadas pela estaca ao solo, verticais para baixo, as quais também provocam acréscimo de tensões naquela mesma camada. A Figura 69, ilustra essa condição na qual a força  $RL_i$  relativa a um segmento intermediário da estaca, considerando seu ponto de aplicação como o centroide desse segmento.

Figura 69 - Propagação de tensões devido às cargas laterais



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Nessas condições, a expressão para o acréscimo de tensões será:

$$\Delta\sigma_i = \frac{4 \cdot R_{Li}}{\pi \left( D + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad (32)$$

Em que  $D$  é o diâmetro do fuste da estaca (seção circular), o acréscimo total de tensões ( $\Delta\sigma$ ) na camada será dado por:

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_p + \sum \Delta\sigma_i \quad (33)$$

Repetindo esse procedimento, pode-se estimar o acréscimo de tensões para cada uma das camadas de solo entre a base da estaca e o indeslocável. Por fim, o recalque ao solo ( $\rho_s$ ) pode ser estimado pela Teoria da Elasticidade Linear:

$$\rho_s = \sum \left( \frac{\Delta\sigma}{E_s} \cdot H \right) \quad (34)$$

Em que  $E_s$  é o módulo de deformabilidade da camada de solo, cujo valor pode ser obtido pela expressão a seguir, adaptada de Janbu (1963):

$$E_s = E_0 \left( \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad (35)$$

Em que:

$E_0$  : módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca;

$\sigma_0$  : tensão geotástica no centro da camada;

$n$  : expoente que depende da natureza do solo  $n = 0,5$  para materiais granulares e  $n = 0$  para argilas duras e rijas (em areia, temos o aumento do módulo de deformabilidade em função do acréscimo de tensões, o que não ocorre nas argilas).

Para a avaliação de  $E_0$ , Aoki (1984) considera:

$E_0 = 6 \cdot K \cdot N_{SPT}$  para estacas cravadas

$E_0 = 4 \cdot K \cdot N_{SPT}$  para estacas hélice contínua

$E_0 = 3 \cdot K \cdot N_{SPT}$  para estacas escavadas

Em que  $K$  é o coeficiente empírico do método de Aoki-Velloso (1975), função do tipo de solo.

### **3. ESTUDO DE CASO**

#### **3.1 DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO ANALISADA**

O estudo de caso tem por objetivo, estreitar os fundamentos teóricos sobre engenharia de fundação e geotecnia com os resultados reais obtidos em campo, possibilitando uma aferição completa dos parâmetros adotados na concepção do projeto.

Desta maneira, o presente capítulo destina-se a descrever informações preponderantes ao estudo proposto, tais como: investigações geotécnicas do terreno, localização e descrição física da edificação.

##### **3.1.1 Localização da edificação**

A edificação em estudo está localizada às margens da Baía Sul, no bairro Saco dos Limões, município de Florianópolis-SC, Brasil.

O empreendimento comercial Oportunidade Empresarial, ficará sediado na Rua José Brognoli, nº 117, nas coordenadas geográficas S – 27°36'31,9", W – 48°32'05,5".

##### **3.1.2 Investigações geotécnicas do terreno**

Toda obra de fundação em engenharia civil exige um conhecimento mínimo das condições do solo no qual a superestrutura será assente, tornando-se assim, imprescindível o conhecimento da estratigrafia do terreno através de sondagens, sejam elas via SPT (Standard Penetration Test), CPT (Cone Penetration Test) ou qualquer outra técnica de investigação “*in situ*”.

Para o empreendimento em questão. Foram realizados 06 (seis) furos de sondagem, respeitando a distribuição dos mesmos e os métodos executivos, segundo a NBR 6484/2001 – Sondagens de simples reconhecimento com SPT.

Os laudos técnicos de acompanhamento das sondagens entregue ao cliente, bem como a planta de locação dos furos estão expostos no ANEXO A deste trabalho.

##### **3.1.3 Descrição física da edificação**

O empreendimento Oportunidade Empresarial é um edifício de caráter comercial, composto de escritórios e lojas comerciais no piso térreo. Sua entidade física é dividida em superestrutura e infraestrutura.

##### **3.1.3.1 Superestrutura da edificação**

A superestrutura da edificação, advém da composição de um embasamento, composto por um subsolo, lojas no térreo, mezanino e dois



pavimentos de garagem, além, da estrutura da torre, composta exclusivamente de escritórios comerciais. A Figura 70 e Figura 71 ilustram o projeto do empreendimento Opportunidade Empresarial.

Figura 70 - Ilustração do projeto Opportunidade Empresarial



Fonte: Lupa Construção Planejada (2014)

Figura 71 - Ilustração da fachada do empreendimento Opportunidade



Empresarial Fonte: Lupa Construção Planejada (2014)

### 3.1.3.2 Infraestrutura da edificação

Etapa posterior à limpeza do terreno, e locação topográfica do mesmo, foi realizado a execução da cortina perimetral pela técnica de parede diafragma. Esta técnica, consiste na execução de uma parede de concreto armado executada abaixo do nível do terreno e entorno do perímetro do subsolo, com função de contenção dos esforços de empuxo

gerado pela mobilização de grandes quantidades de solo. Esta etapa foi executada por empresa especializada, som supervisão técnica do engenheiro da empresa Lupa e do responsável técnico projeto de fundação.

Figura 72 - Execução de parede diafragma com equipamento “Clam-Shell”



Fonte: Obra estudada (2014)

Foram realizadas o total de 78 placas justapostas de concreto armado (lamela), com espessura de 0,25 m e profundidade média de 7,0 m, conforme projetos expostos no ANEXO B deste trabalho. Após a conclusão destes elementos, foi realizado a execução de uma viga de coroamento (Figura 73) na parte superior da parede diafragma, possibilitando uma amarração de todas as placas justapostas (lamelas) e oferecendo maior rigidez à estrutura.

Figura 73 - Viga de solidarização das lamelas da parede diafragma



Fonte: Obra estudada (2014)

Posteriormente, iniciou-se a execução da fundação profunda da edificação, através de estacas tipo hélice contínua monitorada (EHC). A escolha desta técnica, deve-se à elevada produtividade aliada à inexistência de vibrações e ruídos durante o processo executivo, visto que a obra está inserida em uma região densamente ocupada por residências de pequeno porte e baixa capacidade estrutural.

Foram realizadas o total de 129 estacas, com diâmetro de 0,60 e 0,70 m, e com cota de ponta média de 26,0 m de profundidade, conforme projetos expostos no ANEXO C deste trabalho. Vale lembrar, que no projeto inicial solicitava-se a execução de 116 estacas, porém, devido a limitações executivas quanto à presença de matacões no terreno, necessitou-se a execução de 13 reforços em determinados blocos de fundação, alterando assim, o projeto original. A execução desta etapa, foi executada por empresa especializada, com supervisão técnica da equipe Lupa, do engenheiro técnico responsável pela execução e do responsável técnico pelo projeto de fundação.

Figura 74 - Execução de estacas tipo hélice contínua monitorada (EHC)



Fonte: Obra estudada (2014)

Os blocos de fundação (Figura 75), são estruturas geralmente de grandes volumes, e como objetivo principal, a distribuição de cargas vindas dos pilares aos elementos de fundação. No empreendimento em questão, foi realizado o total de 37 blocos de fundação rígido, com diferentes formas e volumes, de forma a atender as solicitações impostas pela superestrutura. Analogamente aos demais elementos estruturais citados acima, esta etapa foi executada com supervisão técnica da equipe Lupa e do responsável técnico pelo projeto de fundação.

Figura 75 - Execução dos blocos de fundação



Fonte: Obra estudada (2014)

A planta de locação dos blocos de fundação da edificação em estudo, pode ser verificada no ANEXO C, deste documento.

### **3.2 DIMENSIONAMENTO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS TIPO HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA (EHC) ATRAVÉS DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS**

O dimensionamento da capacidade de carga de estacas pode ser realizado por diferentes métodos analíticos, sejam eles teóricos ou semiempíricos, ou através da análise de provas de cargas dinâmicas e/ou estáticas realizadas concomitantemente à execução das estacas. Baseado na teoria dos métodos semiempíricos discutido no item 2.9.2, criou-se uma rotina computacional por meio de uma planilha Excel, de modo a dimensionar separadamente a capacidade de carga de estacas isoladas, possibilitando assim, a análise e discussão dos resultados.

Os métodos semiempíricos utilizados foram propostos por Aoki e Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978, 1996) e Teixeira (1996) descritos no capítulo 2. Os valores de NSPT, bem como os parâmetros geotécnicos utilizados na formulação destes métodos, foram obtidos através de correlações com o ensaio à percussão. Foram realizados o total de seis (06) furos de sondagem, distribuídos (ANEXO A) e executados em acordo com a NBR 6484/2001.

Com objetivo de realizar um estudo de caso através de um projeto pré-existente, optou-se por escolher um bloco de fundação que contempla estacas próximas o suficiente à um furo de sondagem, minimizando assim, as variações geotécnicas regionais dentro do terreno. Desta forma, adotou-se para análise deste trabalho, o bloco de fundação P62+63, localizado próximo ao furo de sondagem SP-02. A locação das sondagens e o perfil estratiográfico do terreno, bem como a localização dos blocos de fundação, encontram-se respectivamente presente no ANEXO A e ANEXO C deste trabalho.

#### **3.2.1 Características dos elementos projetados**

As estacas escavadas *in loco* do tipo hélice contínua monitorada (EHC) serão executadas em solo com estratigrafia variada, sendo possível através do laudo de sondagem visualizar a presença de diferentes tipologias de solo, ora granulares e ora coesivos. O fato é, que este tipo de elemento de fundação tem por exigência seu assentamento em camadas de solo espessas e de elevada resistência à ruptura, devendo a isto, possuir em geral, elevado comprimento útil.

Quanto ao elemento estrutural propriamente dito, as dimensões adotadas foram as seguintes:

- Comprimento: 29,0 metros a partir do nível do terreno. Tal comprimento, deve-se à necessidade de apoiar a ponta inferior da estaca em uma camada de solo espessa e com elevada resistência à ruptura, com NSPT acima de 30 (Figura T, ANEXO R). A determinação dessa cota de assente, têm como intuito maximizar a contribuição da resistência de ponta mobilizada no elemento de fundação. Segundo HACHICH (et. al., 1998), para que a capacidade de ponta máxiam seja mobilizada, a estaca deve penetrar cerca de cinco diâmetros na camada portante, que por sua vez deverá ter uma espessura mínima de outros cinco diâmetros sob a ponta da mesma;
- Diâmetro: 0,60 metros. A utilização desta grandeza, tem por objetivo assemelhar-se às dimensões do projeto em estudo, além do fato, de ser um elemento que dispõem de excelente carga de trabalho.

Os materiais empregados na moldagem da estrutura foram: concreto e aço. Sendo que para o concreto, utilizou-se materiais aceites pela NBR 6118/2007, com as seguintes propriedades:

- $f_{ck} = 20MPa$  , resistência característica à compressão do concreto;
- Massa específica ( $\rho$ ):  $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$ ;
- Módulo de Elasticidade ( $E_{cs}$ ):  $E_{cs} = 4760 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 21287MPa$  ;
- Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ):  $\nu = 0,2$  ;
- Coeficiente de Dilatação Térmica ( $\alpha$ ):  $\alpha = 10^{-5} / ^\circ C$  .

Quanto ao aço, em acordo com a NBR 6168/2007, foram utilizadas as seguintes propriedades:

- Massa específica ( $\rho$ ):  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ ;
- Módulo de Elasticidade ( $E$ ):  $E = 210GPa$  ;
- Módulo de Elasticidade Transversal ( $G$ ):  $G = 80GPa$  ;

- Coeficiente de Dilatação Térmica ( $\alpha$ ):  $\alpha = 10^{-5} / ^\circ C$ .

### 3.2.2 Previsão da capacidade de carga pelo Método de Aoki-Velloso (1975)

Embasado na teoria do método de Aoki-Velloso (1975), descrito no item 2.9.2.1, criou-se uma rotina computacional por meio de uma planilha de Excel, para obter-se assim a previsão de carga, que um elemento isolado de estaca do tipo hélice contínua monitorada (EHC) pode ser solicitado.

Basicamente, tal planilha está definida em formato vertical, uma vez, que busca assemelhar-se ao perfil de sondagem de uma investigação geotécnica, delimitando-se assim em subcamadas, que serão analisadas separadamente, para posterior quantificação da capacidade de carga global do projeto de fundação.

Antes da descrição sucinta do cálculo da capacidade de carga da estaca analisada, algumas informações são relevantes para o melhor entendimento do processo:

- Os valores de NSPT utilizados e a composição das subcamadas, foram obtidos a partir do furo de sondagem SP-02, devido à sua proximidade ao bloco de fundação estudado (P62+63). Vale lembrar, que tanto a descrição estratigráfica do terreno como a planta de locação dos furos estão representadas no ANEXO A deste trabalho;
- O coeficiente ( $K$ ) e a razão de atrito ( $\alpha$ ) utilizado nas fórmulas embutidas na planilha de Excel, foram obtidas a partir de tabelas existentes no capítulo 01, do livro CINTRA E AOKI (2010) e expostos no item 2.9.2.1 deste trabalho. Desta maneira, estes parâmetros foram determinados em acordo com o tipo de solo pela Tabela 8;
- Analogamente ao item anterior, os fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$  também foram extraídos do capítulo 01, da bibliografia CINTRA E AOKI (2010), e expostos no item 2.9.2.1 deste trabalho. Sendo que, para estacas tipo hélice contínua fixa-se  $F_1 = 2,0$  e  $F_2 = 4,0$ ;

- Percebe-se que o valor de NSPT no primeiro metro de ensaio possui valor nulo, uma vez, que o material superficial é considerado como sendo cobertura vegetal ou aterro, de baixa resistência à percussão;
- Nota-se pelo ensaio de percussão, que o NSPT referente a cota -1,0 à -4,0 possui valor em módulo igual a 04 (quatro). Todavia, baseado em experiências práticas, optou-se substituir pelo valor em módulo igual a 01 (um), por entender que à mobilização da resistência entre o sistema solo-estaca ocorre de forma menos intensa nas profundidades mais superficiais. Tal decisão, implica na diminuição das resistências na extremidade superior da estaca, caracterizando-se assim, como um processo conservador na mensuração da capacidade de carga;
- Conforme descrito anteriormente, o comprimento total da estaca em estudo é de 29,0 metros, possibilitando que a ponta desta, esteja assente em solo com elevada resistência à percussão e com espessura suficiente a garantir a maximização da resistência de ponta ( $R_P$ ).

Ciente destas informações, e baseado nas etapas descritas abaixo, calculou-se as resistências desenvolvidas a cada metro do elemento de fundação, conforme evidenciado na Tabela 15.

Quanto a determinação da resistência de ponta, foi realizado o dimensionamento desta parcela a cada metro do fuste do elemento de fundação, sendo que, a resistência de ponta total ( $R_P$ ) foi obtida via equação (36), utilizando-se NSPT e ( $K$ ) da camada de solo na cota da extremidade da estaca.

$$R_P = \frac{K \cdot N_P}{F_1} \cdot A_P \quad (36)$$

Analogamente, para a determinação da resistência por atrito lateral, foi realizado o dimensionamento desta parcela a cada metro do fuste do elemento de fundação, sendo que, a resistência lateral total ( $R_L$ ) foi obtida pela soma acumulada de cada metro do fuste. Assim, utilizou-



se a equação (37), e os parâmetros geotécnicos NSPT,  $(K)$  e  $(\alpha)$  de cada camada de solo.

$$R_L = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_L}{F_2} \cdot \Delta_L \quad (37)$$

Por fim, a capacidade de carga total do sistema solo-estaca, foi obtida pela soma algébrica da resistência de ponta e da resistência por atrito lateral mobilizadas na cota da extremidade inferior do elemento de fundação, conforme equação (38).

$$R = R_L + R_P \quad (38)$$

Tabela 15 - Dimensionamento da capacidade de carga de estacas isoladas pelo método de Aoki-Velloso (1975)

<b>MÉTODO AOKI VELLOSO (1975)</b>										
<b>Dados de cálculo</b>										
Estaca	Tipo					Diâmetro (cm)	Área seção (cm <sup>2</sup> )	Perímetro (cm)	Comprimento (m)	
Moldada <i>in loco</i>	Hélice contínua					60,0	2827,43	188,50	29,0	
<b>DIMENSIONAMENTO POR CAMADA</b>										
Profundidade (m)	N <sub>spt</sub>	Composição da camada	K (Kpa)	α	F1	F2	R <sub>p</sub> na camada (kN)	R <sub>t</sub> por metro (kN)	R <sub>t</sub> acumulada (kN)	R Total do solo (kN)
0	0	Aterro	-	-	-	-	0,00	0,00	0,00	0,00
1	1	Argila arenosa	350	0,024	2	4	49,48	3,96	3,96	53,44
2	1	Argila arenosa	350	0,024	2	4	49,48	3,96	7,92	57,40
3	1	Argila arenosa	350	0,024	2	4	49,48	3,96	11,88	61,36
4	1	Argila arenosa	350	0,024	2	4	49,48	3,96	15,83	65,31
5	4	Argila	200	0,060	2	4	113,10	22,62	38,45	151,55
6	4	Argila	200	0,060	2	4	113,10	22,62	61,07	174,17
7	4	Argila	200	0,060	2	4	113,10	22,62	83,69	196,79
8	4	Argila	200	0,060	2	4	113,10	22,62	106,31	219,41
9	11	Areia	1000	0,014	2	4	1555,09	72,57	178,88	1733,97
10	7	Argila arenosa	350	0,024	2	4	346,36	27,71	206,59	552,95
11	7	Argila arenosa	350	0,024	2	4	346,36	27,71	234,30	580,66
12	7	Argila arenosa	350	0,024	2	4	346,36	27,71	262,01	608,37
13	8	Argila arenosa	350	0,024	2	4	395,84	31,67	293,68	689,52
14	6	Argila arenosa	350	0,024	2	4	296,88	23,75	317,43	614,31
15	6	Argila arenosa	350	0,024	2	4	296,88	23,75	341,18	638,06
16	11	Argila arenosa	350	0,024	2	4	544,28	43,54	384,72	929,00
17	12	Areia	1000	0,014	2	4	1696,46	79,17	463,89	2160,35
18	7	Argila arenosa	350	0,024	2	4	346,36	27,71	491,60	837,96
19	8	Argila arenosa	350	0,024	2	4	395,84	31,67	523,26	919,10
20	8	Argila siltoarenosa	330	0,030	2	4	373,22	37,32	560,59	933,81
21	8	Argila siltoarenosa	330	0,030	2	4	373,22	37,32	597,91	971,13
22	10	Argila siltoarenosa	330	0,030	2	4	466,53	46,65	644,56	1111,09
23	12	Silte argiloarenoso	250	0,030	2	4	424,12	42,41	686,97	1111,09
24	16	Silte argiloarenoso	250	0,030	2	4	565,49	56,55	743,52	1309,01
25	26	Silte argiloarenoso	250	0,030	2	4	918,92	91,89	835,41	1754,33
26	28	Silte argiloarenoso	250	0,030	2	4	989,60	98,96	934,37	1923,97
27	14	Silte argiloso	230	0,034	2	4	455,22	51,59	985,96	1441,18
28	16	Silte argiloso	230	0,034	2	4	520,25	58,96	1044,93	1565,17
29	32	Silte arenoso	550	0,022	2	4	2488,14	182,46	1227,39	3715,53
30	34	Silte arenoso	550	0,022	2	4				
31	36	Silte arenoso	550	0,022	2	4				
32	39	Silte arenoso	550	0,022	2	4				
<b>RESULTADOS</b>										
Padm considerando F.S Global de 2, 0: Padm=R <sub>total</sub> do solo/2										<b>1857,77</b>
Padm limitado pela resistência lateral (Prescrição da NBR 6122/2010): Padm < 1,25.R <sub>l</sub> acumulada										<b>1534,24</b>

Fonte: Autor (2014)

Para efeito de carga admissível, foi atendido as duas análises prescritas na NBR 6122/2010. Sendo que, inicialmente foi empregado o fator de segurança  $F.S = 2,0$  na carga resultante total na profundidade de 29,0 m. Desta maneira, obteve-se:

$$Pa = \frac{R}{F.S} = \frac{3715,53}{2,0} = 1857,77kN \quad (39)$$

Além disso, como se trata de uma estaca escavada, a vigente norma NBR 6122/2010, preconiza que no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca, equivalendo assim a um mínimo de 80% para a resistência lateral. Para tanto, foi realizado a verificação desta condição, conforme equação (40) abaixo:

$$Pa \leq 1,25 \cdot R_L = 1,25 \cdot 1227,39 = 1534,24.kN \quad (40)$$

Conclui-se assim, que a carga admissível de uma estaca escavada do tipo hélice contínua monitorada (EHC) isolada para tais condições de contorno e analisada pelo método semiempírico de Aoki-Velloso (1975), deve ser obrigatoriamente igual a  $Pa = 1534,24.kN$ . Tornando-se necessário durante o processo executivo, a limpeza da ponta do elemento estrutural, de forma a garantir melhores condições de segurança à estrutura.

Outro ponto relevante a ser discutido neste método semiempírico, refere-se ao fato da resistência de ponta ( $R_P$ ) ser ligeiramente superior à resistência por atrito lateral ( $R_L$ ). Deve-se a isto, ao elevado grau de dependência dos valores de NSPT na equação (36), de forma que o assentamento da estaca na cota 29,0 m, com NSPT acima de 30, resulte na maximização da resistência de ponta frente à resistência por atrito lateral mobilizada ao longo do fuste. Além disto, percebe-se a elevação da resistência de ponta em camadas de solo com composição de areia, uma vez que estas possuem valor ( $K$ ) superior aos demais tipos de solos.

### 3.2.3 Previsão da capacidade de carga pelo Método de Décourt-Quaresma (1978/1996)

Embasado na teoria do método de Décourt-Quaresma (1978/1996), descrito o item 2.9.2.2, criou-se uma rotina computacional por meio de uma planilha de Excel, para obter-se assim a previsão de carga, que um

elemento isolado de estaca do tipo hélice contínua monitorada (EHC) pode ser solicitado.

Basicamente, tal planilha está definida em formato vertical, uma vez, que busca assemelhar-se ao perfil de sondagem de uma investigação geotécnica, delimitando-se assim em subcamadas, que serão analisadas separadamente, para posterior quantificação da capacidade de carga global do projeto de fundação.

Para a descrição sucinta do cálculo da capacidade de carga da estaca analisada, além das informações relevantes citadas no método anterior, deve-se atender as seguintes diretrizes:

- Os parâmetros  $(\alpha)$  e  $(\beta)$  utilizado nas fórmulas embutidas na planilha de Excel, foram obtidas a partir de tabelas existentes no capítulo 01, do livro Cintra e Aoki (2010) e expostos no item 2.9.2.2 deste trabalho. Desta forma, tais valores foram obtidos em acordo com a tipologia de solo e estaca pela Tabela 11 e Tabela 12, respectivamente;
- O coeficiente característico do solo  $(C)$ , foi determinado de acordo com a tipologia do solo em questão, segundo a Tabela 10. Vale lembrar, que em casos de solos multi compostos (exemplo: silte argiloarenoso), foi estipulado o coeficiente característico do solo em função da percentagem em composição, ou seja, para argila siltoarenosa, utilizou-se o coeficiente de argila  $(C = 120)$ , e para silte argiloarenoso, utilizou-se o coeficiente característico de silte argiloso  $(C = 200)$ ;
- $N_P$  é o valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior. Percebe-se, que nos primeiros metros de sondagem não é possível realizar esta média, por falta de valores de NSPT acima da cota de apoio da estaca, considerando-se assim  $N_P = 0$ . Este fato é válido, uma vez, que cotas de assentamento par fundações profundas são em geral superiores a 3,0 metros de profundidade.

- Considerada como limitação para validade deste método, os valores de  $(N_L)$  obtidos pela média do índice de resistência à penetração do ensaio de SPT ao longo do fuste (exceto os valores de NSPT que contribuem para cálculo de  $N_P$ ) devem estar contemplados no intervalo  $3 \leq N_L \leq 15$ . Com isso, criou-se uma coluna, na qual os valores de NSPT incompatíveis são obrigatoriamente inseridos dentro desta limitação. Assim, para efeito de cálculo,  $N_{SPT} \leq 3 \therefore 3$  e  $N_{SPT} \geq 15 \therefore 15$ ;

Ciente destas informações, e baseado nas etapas descritas abaixo, calculou-se as resistências desenvolvidas a cada metro do elemento de fundação, conforme evidenciado na Tabela 16.

Quanto a determinação da resistência de ponta, foi realizado o dimensionamento desta parcela a cada metro do fuste do elemento de fundação, sendo que, a resistência de ponta total ( $R_P$ ) foi obtida via equação (41), utilizando-se NSPT,  $(\alpha)$ ,  $(C)$  da camada de solo na cota da extremidade da estaca.

$$R_P = \alpha \cdot C \cdot N_P \cdot A_P \quad (41)$$

Analogamente, para a determinação da resistência por atrito lateral, foi realizado o dimensionamento desta parcela a cada metro do fuste do elemento de fundação, sendo que, a resistência lateral total ( $R_L$ ) foi obtida pela soma acumulada de cada metro do fuste. Assim, utilizou-se a equação (42), e os parâmetros geotécnicos NSPT e  $(\beta)$  de cada camada de solo.

$$R_L = \beta \cdot 10 \cdot \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (42)$$

Por fim, a capacidade de carga total do sistema solo-estaca, foi obtida pela soma algébrica da resistência de ponta e da resistência por atrito lateral mobilizadas na cota da extremidade inferior do elemento de fundação.

Tabela 16 - Dimensionamento da capacidade de carga de estacas isoladas pelo método de Décourt-Quaresma (1978/1996)

<b>MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA (1978/1996)</b>												
<b>Dados de cálculo</b>												
Estaca	Tipo								Diâmetro (cm)	Área seção (cm <sup>2</sup> )	Perímetro (cm)	Comprimento (m)
Moldada <i>in loco</i>	Hélice contínua								60,0	2827,43	188,50	29,0
<b>RESULTADOS</b>												
Profundidade (m)	NSPT	NSPT (lateral)	Composição da camada	N <sub>p</sub>	N <sub>l</sub>	α (%)	β (%)	C	R <sub>p</sub> na camada (kN)	R <sub>l</sub> por metro (kN)	R <sub>l</sub> acumulada (kN)	R Total do solo (kN)
0	0	0	Aterro	-	-	-	-	-	0,00	0,00	0,00	0,00
1	1	0	Argila arenosa	0,00	3,00	0,30	1,00	120,00	0,00	37,70	0,00	0,00
2	1	3	Argila arenosa	1,00	3,00	0,30	1,00	120,00	10,18	37,70	0,00	10,18
3	1	3	Argila arenosa	1,00	0,00	0,30	1,00	120,00	10,18	18,85	18,85	29,03
4	1	3	Argila arenosa	2,00	1,50	0,30	1,00	120,00	20,36	28,27	47,12	67,48
5	4	4	Argila	3,00	2,00	0,30	1,00	120,00	30,54	31,42	78,54	109,08
6	4	4	Argila	4,00	2,25	0,30	1,00	120,00	40,72	32,99	111,53	152,24
7	4	4	Argila	4,00	2,60	0,30	1,00	120,00	40,72	35,19	146,71	187,43
8	4	4	Argila	6,33	2,83	0,30	1,00	120,00	64,47	36,65	183,36	247,83
9	11	11	Areia	7,33	3,00	0,30	1,00	400,00	248,81	37,70	221,06	469,88
10	7	7	Argila arenosa	8,33	3,13	0,30	1,00	120,00	84,82	38,48	259,55	344,37
11	7	7	Argila arenosa	7,00	4,00	0,30	1,00	120,00	71,25	43,98	303,53	374,78
12	7	7	Argila arenosa	7,33	4,30	0,30	1,00	120,00	74,64	45,87	349,40	424,04
13	8	8	Argila arenosa	7,00	4,55	0,30	1,00	120,00	71,25	47,41	396,81	468,06
14	6	6	Argila arenosa	6,67	4,75	0,30	1,00	120,00	67,86	48,69	445,50	513,36
15	6	6	Argila arenosa	7,67	5,00	0,30	1,00	120,00	78,04	50,27	495,77	573,80
16	11	11	Argila arenosa	9,67	5,07	0,30	1,00	120,00	98,39	50,71	546,48	644,88
17	12	12	Areia	10,00	5,13	0,30	1,00	400,00	339,29	51,10	597,58	936,88
18	7	7	Argila arenosa	9,00	5,50	0,30	1,00	120,00	91,61	53,41	650,99	742,60
19	8	8	Argila arenosa	7,67	5,88	0,30	1,00	120,00	78,04	55,81	706,80	784,84
20	8	8	Argila siltoarenosa	8,00	5,94	0,30	1,00	120,00	81,43	56,20	763,00	844,43
21	8	8	Argila siltoarenosa	8,67	6,05	0,30	1,00	120,00	88,22	56,88	819,88	908,10
22	10	10	Argila siltoarenosa	10,00	6,15	0,30	1,00	120,00	101,79	57,49	877,37	979,16
23	12	12	Silte argiloarenoso	12,67	6,24	0,30	1,00	200,00	214,88	58,04	935,42	1150,30
24	16	15	Silte argiloarenoso	18,00	6,41	0,30	1,00	200,00	305,36	59,12	994,54	1299,90
25	26	15	Silte argiloarenoso	23,33	6,65	0,30	1,00	200,00	395,84	60,65	1055,18	1451,02
26	28	15	Silte argiloarenoso	22,67	7,00	0,30	1,00	200,00	384,53	62,83	1118,01	1502,54
27	14	14	Silte argiloso	19,33	7,32	0,30	1,00	200,00	327,98	64,84	1182,86	1510,84
28	16	15	Silte argiloso	20,67	7,62	0,30	1,00	200,00	350,60	66,70	1249,55	1600,16
29	32	15	Silte arenoso	27,33	7,85	0,30	1,00	250,00	579,62	68,18	1317,74	1897,36
30	34	15	Silte arenoso									
31	36	15	Silte arenoso									
32	39	15	Silte arenoso									
<b>RESULTADOS</b>												
Padm considerado por Décourt-Quaresma: $P_{adm} = R_p/4 + R_{l \text{ acumulada}}/1,3$											1158,55	
Padm limitado pela resistência lateral (Prescrição da NBR 6122/2010): $P_{adm} < 1,25 \cdot R_{l \text{ acumulada}}$											1647,17	

Fonte: Autor (2014)

Para efeito de carga admissível, foram analisadas duas hipóteses. Primeiramente, utilizando fatores de segurança sugeridos pelos próprios autores do método (Décourt e Quaresma), diferenciados quanto à parcela de resistência de ponta e de atrito lateral. Desta forma, obteve-se o seguinte valor:

$$Pa = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,3} = \frac{579,62}{4} + \frac{1317,74}{1,3} = 1158,55.kN \quad (43)$$

Além disso, como se trata de uma estaca escavada, a vigente norma NBR 6122/2010, preconiza que no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca, equivalendo assim a um mínimo de 80% para a resistência lateral. Para tanto, foi realizado a verificação desta condição, conforme equação (40) abaixo:

$$Pa \leq 1,25 \cdot RL = 1,25 \cdot 1317,74 = 1647,17.kN \quad (44)$$

Conclui-se assim, que a carga admissível de uma estaca escavada do tipo hélice contínua monitorada (EHC) isolada para tais condições de contorno e analisada pelo método semiempírico de Décourt-Quaresma (1978/1996), deve ser obrigatoriamente igual a  $Pa = 1158,55.kN$ .

### 3.2.4 Previsão da capacidade de carga pelo Método de Teixeira (1996)

Embasado na teoria do método de Teixeira (1996), descrito o item 2.9.2.2, criou-se uma rotina computacional por meio de uma planilha de Excel, para obter-se assim a previsão de carga, que um elemento isolado de estaca do tipo hélice contínua monitorada (EHC) pode ser solicitado.

Basicamente, tal planilha está definida em formato vertical, uma vez, que busca assemelhar-se ao perfil de sondagem de uma investigação geotécnica, delimitando-se assim em subcamadas, que serão analisadas separadamente, para posterior quantificação da capacidade de carga global do projeto de fundação.

Para a descrição sucinta do cálculo da capacidade de carga da estaca analisada, além das informações relevantes citadas nos métodos anteriores, deve-se atender as seguintes diretrizes:

- Os parâmetros  $(\alpha)$  e  $(\beta)$  utilizado nas fórmulas embutidas na planilha de Excel, foram obtidas a partir de tabelas existentes no capítulo 01, do livro Cintra e Aoki (2010) e expostos no item 2.9.2.3

deste trabalho. Desta forma, tais valores foram obtidos em acordo com a tipologia de solo e estaca pela Tabela 13 e Tabela 14, respectivamente. Vale lembrar, que em casos de solos multi compostos (exemplo: silte argiloarenoso), foi estipulado o coeficiente característico do solo em função da percentagem em composição, ou seja, para argila siltoarenosa, utilizou-se o coeficiente de argila siltoarenosa ( $\alpha = 100$ ), e para silte argiloarenoso, utilizou-se o parâmetro de silte argiloso ( $\alpha = 110$ ). Por fim, a utilização do parâmetro ( $\alpha$ ) está condicionada por um limitante, ou seja, os valores de NSPT devem estar contemplados no intervalo  $4 \leq N_L \leq 40$ . Com isso, criou-se uma coluna, na qual os valores de NSPT incompatíveis são obrigatoriamente inseridos dentro desta limitação. Assim, para efeito de cálculo,  $N_{SPT} \leq 4 \therefore 4$  e  $N_{SPT} \geq 40 \therefore 40$ ;

- $N_P$  é o valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo, sendo seu valor contemplado no intervalo  $4 \leq N_L \leq 40$ ;
- Considerada como limitação para validade deste método, os valores de ( $N_L$ ) obtidos pela média do índice de resistência à penetração do ensaio de SPT ao longo do fuste, devem estar contemplados no intervalo  $4 \leq N_L \leq 40$ .

Ciente destas informações, e baseado nas etapas descritas abaixo, calculou-se as resistências desenvolvidas a cada metro do elemento de fundação, conforme evidenciado na Tabela 17.

Quanto a determinação da resistência de ponta, foi realizado o dimensionamento desta parcela a cada metro do fuste do elemento de fundação, sendo que, a resistência de ponta total ( $R_P$ ) foi obtida via equação (45), utilizando-se NSPT e ( $\alpha$ ) da camada de solo na cota da extremidade da estaca.



$$R_P = \alpha \cdot N_P \cdot A_P \quad (45)$$

Analogamente, para a determinação da resistência por atrito lateral, foi realizado o dimensionamento desta parcela a cada metro do fuste do elemento de fundação, sendo que, a resistência lateral total ( $R_L$ ) foi obtida pela soma acumulada de cada metro do fuste. Assim, utilizou-se a equação (46), e os parâmetros geotécnicos NSPT e ( $\beta$ ) de cada camada de solo.

$$R_L = \beta \cdot N_L \cdot U \cdot L \quad (46)$$

Por fim, a capacidade de carga total do sistema solo-estaca, foi obtida pela soma algébrica da resistência de ponta e da resistência por atrito lateral mobilizadas na cota da extremidade inferior do elemento de fundação, conforme equação (47).

$$R = R_L + R_P \quad (47)$$

Tabela 17 - Dimensionamento da capacidade de carga de estacas isoladas pelo método de Teixeira (1996)

<b>MÉTODO TEIXEIRA (1996)</b>											
<b>Dados de cálculo</b>											
Estaca	Tipo						Diâmetro (cm)	Área seção (cm <sup>2</sup> )	Perímetro (cm)	Comprimento (m)	
Moldada <i>in loco</i>	Hélice contínua						60,0	2827,43	188,50	29,0	
<b>RESULTADOS</b>											
Profundidade (m)	NSPT	NSPT (ponta)	Composição da camada	N <sub>p</sub>	N <sub>L</sub>	α (kPa)	β (kPa)	R <sub>p</sub> na camada (kN)	R <sub>L</sub> por metro (kN)	R <sub>L</sub> acumulada (kN)	R Total do solo (kN)
0	0	0	Aterro	-	-	-	-	0,00	0,00	0,00	0,00
1	1	4	Argila arenosa	4,00	4,00	130,00	4,00	147,03	30,16	30,16	177,19
2	1	4	Argila arenosa	4,00	4,00	130,00	4,00	147,03	30,16	60,32	207,35
3	1	4	Argila arenosa	4,00	4,00	130,00	4,00	147,03	30,16	90,48	237,50
4	1	4	Argila arenosa	4,00	4,00	130,00	4,00	147,03	30,16	120,64	267,66
5	4	4	Argila	4,00	4,00	100,00	4,00	113,10	30,16	150,80	263,89
6	4	4	Argila	4,00	4,00	100,00	4,00	113,10	30,16	180,96	294,05
7	4	4	Argila	4,00	4,00	100,00	4,00	113,10	30,16	211,12	324,21
8	4	4	Argila	4,00	4,00	100,00	4,00	113,10	30,16	241,27	354,37
9	11	11	Areia	6,33	4,78	270,00	4,00	483,49	36,02	277,30	760,79
10	7	7	Argila arenosa	7,33	5,00	130,00	4,00	269,55	37,70	315,00	584,55
11	7	7	Argila arenosa	8,33	5,18	130,00	4,00	306,31	39,07	354,07	660,37
12	7	7	Argila arenosa	7,00	5,33	130,00	4,00	257,30	40,21	394,28	651,58
13	8	8	Argila arenosa	7,33	5,54	130,00	4,00	269,55	41,76	436,04	705,59
14	6	6	Argila arenosa	7,00	5,57	130,00	4,00	257,30	42,01	478,05	735,34
15	6	6	Argila arenosa	6,67	5,60	130,00	4,00	245,04	42,22	520,27	765,31
16	11	11	Argila arenosa	7,67	5,94	130,00	4,00	281,80	44,77	565,04	846,84
17	12	12	Areia	9,67	6,29	270,00	4,00	737,96	47,46	612,49	1350,45
18	7	7	Argila arenosa	10,00	6,33	130,00	4,00	367,57	47,75	660,25	1027,81
19	8	8	Argila arenosa	9,00	6,42	130,00	4,00	330,81	48,41	708,66	1039,47
20	8	8	Argila siltoarenosa	7,67	6,50	100,00	4,00	216,77	49,01	757,67	974,44
21	8	8	Argila siltoarenosa	8,00	6,57	100,00	4,00	226,19	49,55	807,22	1033,41
22	10	10	Argila siltoarenosa	8,67	6,73	100,00	4,00	245,04	50,72	857,94	1102,98
23	12	12	Silte argiloarenoso	10,00	6,96	110,00	4,00	311,02	52,45	910,39	1221,41
24	16	16	Silte argiloarenoso	12,67	7,33	110,00	4,00	393,96	55,29	965,68	1359,64
25	26	26	Silte argiloarenoso	18,00	8,08	110,00	4,00	559,83	60,92	1026,60	1586,43
26	28	28	Silte argiloarenoso	23,33	8,85	110,00	4,00	725,71	66,70	1093,30	1819,01
27	14	14	Silte argiloso	22,67	9,04	110,00	4,00	704,97	68,14	1161,44	1866,41
28	16	16	Silte argiloso	19,33	9,29	110,00	4,00	601,30	70,01	1231,45	1832,75
29	32	32	Silte arenoso	20,67	10,07	160,00	4,00	934,94	75,92	1307,37	2242,31
30	34	34	Silte arenoso								
31	36	36	Silte arenoso								
32	39	39	Silte arenoso								
<b>RESULTADOS</b>											
Padm considerado por Teixeira: $Padm = R_p/4 + R_L$ acumulada/1,5										<b>1105,31</b>	
Padm limitado pela resistência lateral (Prescrição da NBR 6122/2010): $Padm < 1,25 \cdot R_L$ acumulada										<b>1634,21</b>	

Fonte: Autor (2014)

Para efeito de carga admissível, foram analisadas duas hipóteses. Primeiramente, utilizando fatores de segurança sugeridos pelo próprio autor do método (Teixeira), diferenciados quanto à parcela de resistência de ponta e de atrito lateral. Desta forma, obteve-se o seguinte valor:

$$Pa = \frac{RP}{4} + \frac{RL}{1,5} = \frac{934,94}{4} + \frac{1307,37}{1,5} = 1105,31.kN \quad (48)$$

Além disso, como se trata de uma estaca escavada, a vigente norma NBR 6122/2010, preconiza que no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca, equivalendo assim a um mínimo de 80% para a resistência lateral. Para tanto, foi realizado a verificação desta condição, conforme a equação (40) abaixo:

$$Pa \leq 1,25 \cdot RL = 1,25 \cdot 1307,37 = 1634,21.kN \quad (49)$$

Conclui-se assim, que a carga admissível de uma estaca escavada do tipo hélice contínua monitorada (EHC) isolada para tais condições de contorno e analisada pelo método semiempírico de Teixeira (1996), deve ser obrigatoriamente igual a  $Pa = 1105,31.kN$ .

### 3.2.5 Análise da carga admissível dos elementos de fundação

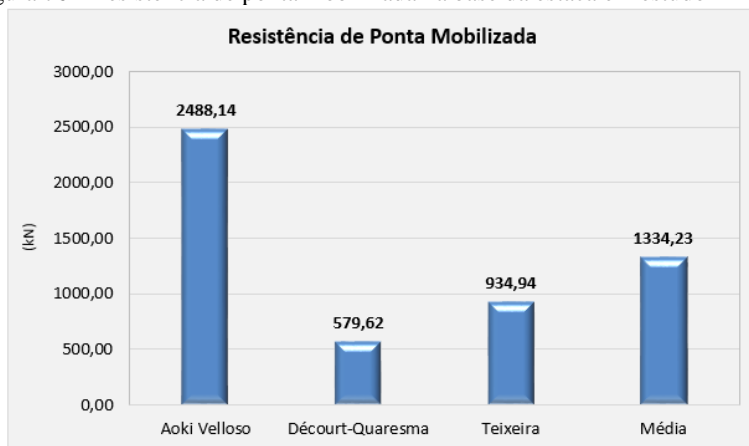
A determinação da tensão admissível de projeto a partir de métodos semiempíricos, que realizam correlações com valores de NSPT obtidos por ensaios *in situ*, torna-se a ferramenta de maior agilidade, segurança e economia para os projetos de engenharia de fundação. Todavia, é de suma importância, que o projetista observe concomitantemente à realização do cálculo, a validade de suas aplicações, sobretudo, relacionadas as dispersões de dados e as limitações regionais associadas a cada um dos métodos.

Com isso, embora as condições de contorno e os critérios de projeto sejam fixados, a utilização de diferentes métodos semiempíricos, podem culminar na obtenção de diferentes valores de carga admissível. Cabe ao engenheiro projetista, a escolha do método compatível e, a aferição dos resultados obtidos, zelando assim, pela segurança da infraestrutura.

Neste trabalho, para efeito do dimensionamento de um elemento isolado de estaca, foi realizado a análise por três métodos distintos (Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira), obtendo-se diferentes valores de cargas, conforme discutido a seguir.

No que se refere à resistência de ponta desenvolvida na base da estaca, pode-se observar via Figura 76, que o método de Aoki-Velloso possui os valores menos conservadores. Percebe-se nas equações de cada método semiempírico, que os parâmetros geotécnicos adotados em Décourt-Quaresma e Teixeira, minoram significativamente a parcela de resistência de ponta das estacas, contrariamente ao que ocorre em Aoki-Velloso

Figura 76 - Resistência de ponta mobilizada na base da estaca em estudo



Fonte: Autor (2014)

Em contrapartida, quando comparado a resistência lateral desenvolvida ao longo do fuste da estaca, observa-se pela Figura 77, que o método de Aoki-Velloso resulta valores mais conservadores, enquanto que Décourt-Quaresma e Teixeira possuem uma paridade nos valores, sendo considerados ligeiramente mais arrojados. Analogamente ao comentário anterior, essa diferença de resultado está vinculada aos parâmetros geotécnicos adotados, em função da tipologia regional do solo.

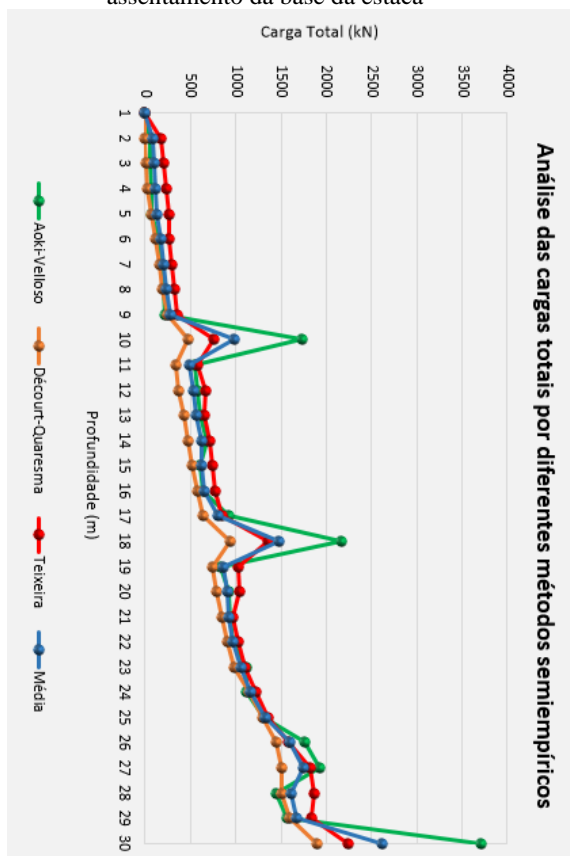
Figura 77 - Resistência por atrito lateral desenvolvida ao longo do fuste da estaca em estudo



Fonte: Autor (2014)

A Figura 78, descreve graficamente a mobilização da resistência total (sem aplicação dos fatores de segurança) desenvolvida no sistema solo-estaca. Para tanto, a análise é realizada metro a metro por diferentes métodos semiempíricos estudados, obtendo-se desta maneira, diferentes capacidades de carga em função da cota de assentamento da estaca.

Figura 78 - Análise da capacidade de carga total em função da profundidade de assentamento da base da estaca



Fonte: Autor (2014)

Como mencionado anteriormente, a capacidade de carga total de uma estaca está atribuída às contribuições de resistência de ponta e atrito lateral ao longo do fuste. Desta maneira, conclui-se pela Figura 78, que as resistências desenvolvidas no sistema solo-estaca crescem linearmente com a profundidade de assentamento, possuindo dois grandes “picos” resistivos, oriundos do acréscimo de resistência de ponta em camadas de areia (cota -9,0m e -17,0m). Por fim, o aumento na profundidade caracteriza-se também pela presença de solos com maior capacidade de suporte, com valores de NSPT acima de 25 golpes, culminando assim, no aumento significativo das resistências de atrito lateral e ponta.

Nota-se, para efeito de dimensionamento, que a maior capacidade de carga total (sem minoração através dos fatores de segurança) é obtida pelo método de Aoki-Velloso, permitindo afirmar neste trabalho, que tal método possui caráter menos conservador frente ao demais métodos expostos. Entretanto, devido a inexistência de uma metodologia semiempírica unificada, torna-se inapropriada a afirmação de qual método deve ser utilizado. Sabendo-se apenas, que para aplicação de cada uma destas metodologia, deve-se levar em consideração as características geotécnicas regionais e a técnica executiva empregada. Desta maneira, cabe ao engenheiro projetista, a determinação conceitual a ser adotada e a aferição dos resultados obtidos, garantindo assim, as exigências mínimas de segurança previstas pela NBR 6122/2010.

Tendo em mente essa variante de cargas e, após a aplicação dos fatores de segurança, optou-se neste trabalho, pela utilização da capacidade admissível média, expressa pela equação (50), abaixo.

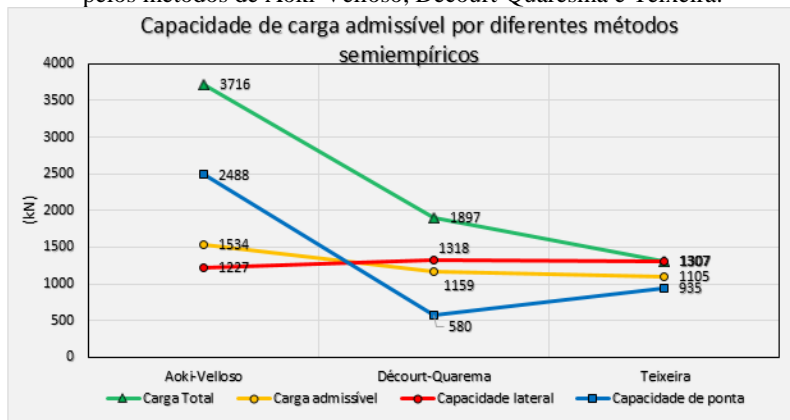
$$Pa_{estaca} = \frac{Pa(Aoki-Velloso) + Pa(Décourt-Quaresma) + Pa(Teixeira)}{3} \quad (50)$$

Desta maneira, utilizando a carga admissível resultante de cada método semiempírico, conforme os itens 3.2.2, 3.2.3 e 3.2.4 acima, obteve-se o seguinte valor final de carga em um elemento isolado de estaca:

$$Pa_{estaca} = \frac{1534,24 + 1158,55 + 1105,31}{3} = 1266,03.kN$$

A Figura 79, sintetiza os esforços encontrados no dimensionamento de uma estaca isolada, conforme a Tabela 15, Tabela 16 e Tabela 17. Para efeito comparativo com as estacas da obra em estudo, adotou-se os parâmetros geotécnicos correlacionados com as informações do perfil de sondagem SP-02 (ANEXO A), devido a sua proximidade ao bloco de fundação P62+63.

Figura 79 - Análise da capacidade de carga admissível da estaca em estudo pelos métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira.



Fonte: Autor (2014)

CINTRA E AOKI (2010), relatam que uma outra verificação do estado limite último contempla exclusivamente a estaca, cada tipo em particular, sem levar em conta o aspecto geotécnico. Se considerarmos uma espécie de tensão admissível do material da estaca ( $\sigma_e$ ), a sua multiplicação pela área da seção transversal do fuste resulta uma carga admissível da estaca ( $Pe$ ).

Conhecidos os valores de ( $Pa$ ) e ( $Pe$ ), deve-se adotar o menor deles para garantir a segurança ao elo mais fraco do sistema (elemento geotécnico ou estrutural). Vale lembrar, que não necessariamente o elemento estrutural será o elo mais forte, uma vez, que pode ocorrer da estaca estar assente em camadas de solo de elevada resistência, ou também, em estacas com grandes comprimentos, de maneira que a resistência geotécnica seja superior à estrutural.

Para a estaca dimensionada pela rotina computacional descrita anteriormente, têm-se a carga geotécnica admissível  $Pa = 1266,03.kN$ , enquanto que segundo a Tabela 4, a carga estrutural admissível para estacas hélice contínua monitorada (EHC), com diâmetro de fuste igual a 60,0 cm, possui  $Pe = 1800.kN$ . Conclui-se pela equação (51), que a carga geotécnica admissível é considerada como sendo o fator limitante da capacidade de carga da estaca.

$$Pa \leq Pe \rightarrow 1266,03 \leq 1800,0 \therefore Padm = 1266,03.kN \quad (51)$$

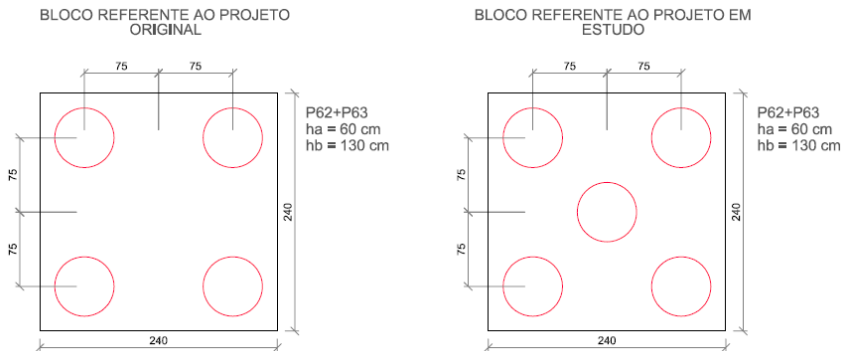


Como o projeto estrutural da obra em estudo, estabelece que os pilares P62 e P63 descarreguem juntos um esforço normal  $F = 5756,0.kN$  e um momento fletor  $M = 0,0.kN.m$ , (conforme planta de carga, ANEXO B), o número de estacas tipo hélice contínua monitorada (EHC) com 29,0 m de comprimentos, e diâmetro de 60,0 cm, é dado pela expressão abaixo:

$$N^{\circ}_{estacas} = \frac{F_{normal}}{P_{adm(estaca)}} = \frac{5756}{1266,03} \cong 4,54 \therefore N^{\circ}_{estacas} = 5,0 \quad (52)$$

Diferentemente deste processo descrito, o projeto original da obra em estudo (ANEXO C), estabelece que a carga admissível de cada elemento de fundação é  $P_{adm} = 1453,0.kN$ , solicitando a execução de 4 (quatro) estacas tipo hélice contínua monitorada (EHC) no bloco P62+63, com 29,0 metros de comprimento e 60,0 cm de diâmetro.

Figura 80 - Comparativo entre o projeto original de estaqueamento e o projeto realizado através dos métodos semiempíricos discutidos



Fonte: Autor (2014)

Cabe aqui novamente enfatizar, que tanto a escolha do método semiempírico, bem como os parâmetros a serem utilizados no processo, possuem significantes influências no resultado final do projeto. Sendo de responsabilidade do engenheiro projetista, a escolha do método de melhor aceite às condições impostas pelo sistema solo-estaca, bem como, a análise minuciosa dos resultados obtidos.

Outras soluções dispostas para este dimensionamento, em relação ao projeto original, refere-se ao aumento do diâmetro do fuste e/ou no comprimento da estaca, o que resultaria no aumento da capacidade de carga de cada elemento estrutural de fundação. Todavia, como este trabalho possui caráter comparativo, sem que haja descaracterização do projeto inicial, optou-se por manter a geometria das estacas, aumentado caso necessário, o número de elementos.

### **3.3 DIMENSIONAMENTO DO RECALQUE PREVISTO PARA ESTACAS TIPO HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA (EHC)**

O recalque previsto para a estaca em estudo, foi estimado a partir do método proposto em CINTRA E AOKI (2010), que atribui o recalque total à soma das parcelas de encurtamento elástico da própria estaca, como peça estrutural submetida a compressão e, a deformações verticais de compressão dos estratos de solo subjacente à base da estaca, conforme descrito anteriormente no item 2.10.1.

Devido a necessidade de análise da resistência de ponta e atrito lateral para a previsão do recalque pelo método exposto em CINTRA E AOKI (2010), foi realizado uma adaptação da Tabela 15, alterando excepcionalmente o número de camadas, anteriormente analisada de metro a metro, e agora em intervalos maiores, de acordo com a classificação do solo. Os valores de NSPT utilizados nas fórmulas, foram obtidos a partir da média aritmética dos valores de NSPT locais (a cada metro), realizado pelo ensaio à percussão e, apresentado no laudo de sondagem presente no ANEXO A.

Analogamente à Tabela 15, a planilha está definida em formato vertical, uma vez, que busca assemelhar-se ao perfil de sondagem de uma investigação geotécnica, delimitando-se assim em subcamadas, que serão analisadas separadamente, para posterior quantificação da capacidade de carga global do projeto de fundação.

Antes da descrição sucinta do cálculo da capacidade de carga da estaca analisada, algumas informações são relevantes para o melhor entendimento do processo:

- Os valores de NSPT utilizados e a composição das subcamadas, foram obtidos a partir do furo de sondagem SP-02, devido à sua proximidade ao bloco de fundação estudado (P62+63). Vale lembrar, que para efeito de cálculo, os valores de NSPT utilizados foram obtidos pela média aritmética dos demais valores de NSPT da camada.

Estes valores, a descrição estratiográfica do terreno e a planta de locação dos furos estão representadas no ANEXO A deste trabalho;

- O coeficiente ( $K$ ) e a razão de atrito ( $\alpha$ ) utilizado nas fórmulas embutidas na planilha de Excel, foram obtidas a partir de tabelas existentes no capítulo 01, do livro Cintra e Aoki (2010) e expostos no item 2.9.2.1 deste trabalho. Desta maneira, estes parâmetros foram determinados em acordo com o tipo de solo pela Tabela 8;
- Analogamente ao item anterior, os fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$  também foram extraídos do capítulo 01, da bibliografia CINTRA E AOKI (2010), e expostos no item 2.9.2.1 deste trabalho. Sendo que, para estacas tipo hélice contínua fixa-se  $F_1 = 2,0$  e  $F_2 = 4,0$ ;
- Percebe-se que o valor de NSPT no primeiro metro de ensaio possui valor nulo, uma vez, que o material superficial é considerado como sendo cobertura vegetal ou aterro, de baixa resistência à percussão;
- Nota-se pelo ensaio de percussão, que o NSPT referente a cota -1,0 à -4,0 possui valor em módulo igual a 04 (quatro). Todavia, optou-se substituir pelo valor em módulo igual a 01 (um), por entender que à mobilização da resistência entre o sistema solo-estaca ocorre de forma menos intensa nas profundidades mais superficiais. Tal decisão, implica na diminuição das resistências na extremidade superior da estaca, caracterizando-se assim, como um processo conservador na mensuração da capacidade de carga;
- Conforme descrito anteriormente, o comprimento total da estaca em estudo é de 29,0 metros, possibilitando que a ponta desta, esteja assente em solo com elevada resistência à percussão e com espessura suficiente a garantir a maximização da resistência de ponta ( $R_P$ ).

Ciente destas informações, calculou-se as resistências desenvolvidas a cada subcamada adotada do elemento de fundação, conforme evidenciado na Tabela 18.

Tabela 18 – Determinação da capacidade de carga em estacas isoladas pelo método Aoki-Velloso (1975) em subcamadas

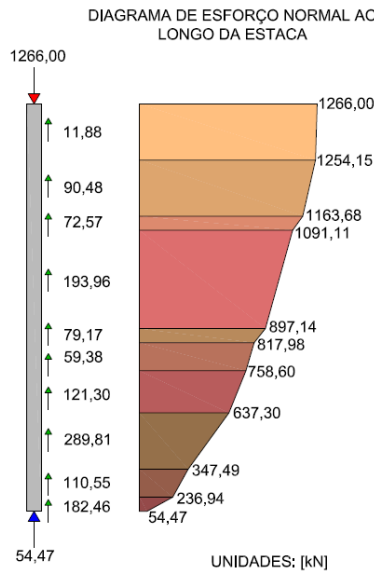
<b>MÉTODO AOKI VELLOSO (1975)</b>												
Dados de cálculo												
Estaca	Tipo				Diâmetro (cm)	Área seção (cm <sup>2</sup> )	Perímetro (cm)	Comprimento (m)				
Moldada <i>in loco</i>	Hélice contínua				60,0	2827,43	188,50	29,0				
<b>DIMENSIONAMENTO POR CAMADA</b>												
Profundidade (m)	NSPT	NSPTmédio	L(m)	Composição da camada	K (Kpa)	$\alpha$	F1	F2	R <sub>p</sub> na camada (kN)	R <sub>l</sub> por metro (kN)	R <sub>l</sub> acumulada (kN)	R Total do solo (kN)
1	1	1	3	Argila arenosa	350	0,024	2	4	148,44	11,88	11,88	160,32
2	1											
3	1											
4	1											
5	4											
6	4	4	4	Argila	200	0,060	2	4	452,39	90,48	102,35	554,74
7	4											
8	4											
9	11											
10	7	7	7	Argila arenosa	350	0,024	2	4	2572,96	193,96	368,89	2941,85
11	7											
12	7											
13	8											
14	6											
15	6											
16	11											
17	12	12	1	Areia	1000	0,014	2	4	1696,46	79,17	448,05	2144,51
18	7	8	2	Argila arenosa	350	0,024	2	4	742,20	59,38	507,43	1249,63
19	8											
20	8											
21	8	9	3	Argila siltoarenosa	330	0,030	2	4	1212,97	121,30	628,73	1841,70
22	10											
23	12											
24	16	21	4	Silte argiloarenoso	250	0,030	2	4	2898,12	289,81	918,54	3816,66
25	26											
26	28											
27	14	15	2	Silte argiloso	230	0,034	2	4	975,46	110,55	1029,09	2004,56
28	16											
29	32											
29	32	32	1	Silte arenoso	550	0,022	2	4	2488,14	182,46	1211,56	3699,70

(Autor, 2014).

Para determinação do recalque total ( $\rho$ ) da estaca em estudo, será realizado uma abordagem em separado do recalque devido ao encurtamento elástico ( $\rho_e$ ) do material sujeito à um esforço de compressão, e do recalque do solo ( $\rho_s$ ) subjacente à base da estaca.

Para tanto, na previsão encurtamento elástico do elemento estrutural, foi desenvolvido por meio dos dados da Tabela 18, um diagrama de esforço normal ao longo da estaca (Figura 81). Assim, pode-se observar a diminuição do esforço normal, de um valor máximo igual a carga admissível de 1266,0 kN (na parte superior do elemento) até um mínimo de módulo igual a 54,47 kN (na base do elemento). Este fenômeno, resulta da transferência linear de carga ao solo circundante, por meio da resistência lateral mobilizada ao longo do fuste, representada pela coluna (RL por metro) da Tabela 18.

Figura 81 - Diagrama de esforço normal ao longo da estaca em estudo (



Fonte: Autor (2014)

Sabendo-se o esforço normal desenvolvido em cada camada de solo analisado, e aplicando-se a lei de Hooke, obtêm-se a parcela de encurtamento elástico da estaca pela equação (29):

$$\rho_e = \frac{1}{A \cdot E_C} \cdot \sum (P_i \cdot L_i) \quad (53)$$

Onde:

$A$  : é a área da seção transversal do fuste da estaca, em  $[\text{cm}^2]$ ;

$E_c$  : módulo de elasticidade do concreto igual a  $E_c = 21\text{GPa}$   
para hélice contínua;

$P_i$  : é a reação média de ponta para cada seção em análise;

$L_i$  : é o comprimento da camada de solo analisada em  $[\text{cm}]$ .

Tabela 19 – Tabela de dimensionamento do encurtamento elástico da estaca em estudo

<b>RECALQUE DEVIDO AO ENCURTAMENTO ELÁSTICO DO FUSTE</b>								
Dados de cálculo								
Estaca	Comp. (m)	Carga aplicada (kN)	Diâmetro (cm)	Área seção (cm <sup>2</sup> )	Perímetro (cm)	Ec hélice contínua (kN/cm <sup>2</sup> )	1/A.Ec	
Moldada <i>in loco</i>	29,0	1266,0	60,0	2827,43	188,50	2100,00	1,68418E-07	
<b>DIMENSIONAMENTO POR CAMADA</b>								
Profundidade (m)	NSPT	NSPTmédio	L (cm)	Composição da camada	RL por metro (kN)	Pi (kN)	Σ(Pi.Li) (kN)	ρe total (cm)
1	1	1	300	Argila arenosa	11,88	1254,15	378027,7	0,40
2	1							
3	1							
4	1							
5	4							
6	4	4	400	Argila	90,48	1163,68	483566,34	
7	4							
8	4							
9	11							
10	7	11	100	Areia	72,57	1091,11	112739,15	
11	7							
12	7							
13	8							
14	6							
15	6							
16	11							
17	12	12	100	Areia	79,17	817,98	85756,01	
18	7							
19	8							
20	8	8	200	Argila arenosa	59,38	758,60	157657,60	
21	8							
22	10							
23	12							
24	16	9	300	Argila siltoarenosa	121,30	637,30	209385,45	
25	26							
26	28							
27	14							
28	16	21	400	Silte argiloarenoso	289,81	347,49	196958,84	
29	32							
		15	200	Silte argiloso	110,55	236,94	58442,96	
		32	100	Silte arenoso	182,46	54,47	14570,66	
							<b>2392992,3</b>	

Fonte: Autor (2014)

Desta maneira, pela rotina computacional desenvolvida (Tabela 18), na qual está embutida a teoria desenvolvida por Aoki (1979) e exposta em Cintra e Aoki (2010), obteve-se para a estaca hélice contínua

monitorada (EHC) em estudo, um encurtamento elástico equivalente a  $\rho e = 0,40cm$  ou  $\rho e = 4,0mm$ .

Tendo em mente que pelo princípio de ação e reação as cargas da superestrutura são transmitidas ao solo, torna-se frequente, a existência de deformações na porção do maciço compreendido entre a base da estaca e a superfície do indeslocável.

Tendo por objetivo mensurar este deslocamento de solo, deve-se obter o acréscimo de tensões ( $\Delta\sigma$ ) na linha média de cada camada, levando em conta as contribuições das reações laterais e da reação de ponta. Para tanto, banalizado pela metodologia apresentada em Cintra e Aoki (2010) e limitado pela camada do impenetrável, foram analisadas três camadas de solo subjacentes à cota da base da estaca.

Antes da descrição sucinta do cálculo de acréscimo de tensões na linha média de cada camada, algumas informações são relevantes para o melhor entendimento do processo:

- Quanto ao acréscimo de tensões desenvolvidas pelas parcelas de resistência lateral, os valores ( $R_{Li}$ ) de cada camada, foram extraídos da Tabela 18;
- Adotou-se para este estudo, a espessura padrão de  $H=1,0$  m das camadas de solo subjacentes à base da estaca;
- Para validade da equação
- 
- (32), considera-se ( $h$ ), como sendo a distância vertical do ponto de aplicação da força ao topo da camada em análise, conforme Figura 69;
- O diâmetro da estaca, segue as prescrições do projeto em estudo, ou seja,  $D = 0,6m$ .

Ciente destas informações, e baseado na equação

(32) abaixo, calculou-se o acréscimo de tensões por atrito lateral desenvolvido em cada metro do elemento de fundação, conforme evidenciado na Tabela 15.

$$\Delta\sigma_i = \frac{4 \cdot R_{Li}}{\pi \left( D + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad (54)$$



- Quanto ao acréscimo de tensões desenvolvidas pela parcela de resistência de ponta, o valor ( $P_p = 54,47kN$ ) utilizado, refere-se ao esforço normal resistente na base da estaca, após a mobilização total do atrito lateral ao longo do fuste;
- Adotou-se para este estudo, a espessura padrão de  $H=1,0$  m das camadas de solo subjacentes à base da estaca;
- Para validade da equação (31), considera-se ( $h$ ), como sendo a distância vertical do ponto de aplicação da força ao topo da camada em análise, conforme Figura 68;
- O diâmetro da estaca, segue as prescrições do projeto em estudo, ou seja,  $D = 0,6m$ .

Ciente destas informações, e baseado na equação (31) abaixo, calculou-se o acréscimo de tensões por atrito lateral desenvolvido a cada metro do elemento de fundação, conforme evidenciado na Tabela 15.

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 \cdot P_p}{\pi \left( D + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad (55)$$

Por fim, a Tabela 20 representa o acréscimo de tensão desenvolvida nas três camadas localizadas ligeiramente abaixo da base da estaca, até o indeslocável. Vale lembrar, que o acréscimo total de tensão ( $\Delta\sigma_i$ ), indicado na última coluna, é obtido pela soma das tensões por atrito lateral ( $\sum \Delta\sigma$ ) e de ponta ( $\Delta\sigma_p$ ) da camada em análise.

Tabela 20 – Determinação do acréscimo de tensões pela metodologia de Aoki (1979)

RECALQUE DEVIDO DO SOLO													
Dados de cálculo													
Carga aplicada (kN)	Diâmetro (m)	RL1 (kN)	RL2 (kN)	RL3 (kN)	RL4 (kN)	RL5 (kN)	RL6 (kN)	RL7 (kN)	RL8 (kN)	RL9 (kN)	RL10 (kN)	P <sub>p</sub> (kN)	
1266,0	0,60	11,88	90,48	72,57	193,96	79,17	59,38	121,30	289,81	110,55	182,46	54,47	
ACRÉSCIMO DE TENSÕES													
Camada	H (m)	Δσ1 (kPa)	Δσ2 (kPa)	Δσ3 (kPa)	Δσ4 (kPa)	Δσ5 (kPa)	Δσ6 (kPa)	Δσ7 (kPa)	Δσ8 (kPa)	Δσ9 (kPa)	Δσ10 (kPa)	Δσ <sub>p</sub> (kPa)	Δσ (kPa)
1	1	0	0	0	1	0	0	1	7	8	34	57	111
2	1	0	0	0	1	0	0	1	6	5	18	16	48
3	1	0	0	0	1	0	0	1	4	4	11	7	29

Fonte: Autor (2014)

Finalmente, o recalque devido ao solo ( $\rho_s$ ) pode ser estimado pela Teoria da Elasticidade Linear, através da equação (34) apresentada no item 2.10.1 deste trabalho.

$$\rho_s = \sum \left( \frac{\Delta\sigma}{E_s} \cdot H \right) \quad (56)$$

Todavia, antes da aplicação desta expressão, algumas informações são válidas:

- Adotou-se para este estudo, a espessura padrão de H=1,0 m das camadas de solo subjacentes à base da estaca;
- Para efeito de cálculo, foi desprezado a análise de teoria de grupo em recalques, embora o módulo destes, sejam maiores que os recalques encontrados em estacas isoladas;
- Os valores referentes ao acréscimo de tensões totais ( $\Delta\sigma$ ) nas camadas subjacentes à base da estaca foram extraídos da última coluna da Tabela 20;
- $E_s$ , é o módulo de deformabilidade da camada de solo, cujo valor pode ser obtido pela expressão a seguir, adaptada de Janbu (1963):

$$E_s = E_0 \left( \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad (57)$$

Em que:

$E_0$ : módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca. Para estacas hélice contínua, Aoki (1984) considera  $E_0 = 4 \cdot K \cdot N_{SPT}$  (segue coluna 04 da Tabela 21). Além disso, vale lembrar, que ( $K$ ), é o coeficiente empírico do método de Aoki-Velloso (1975), que depende do tipo de solo, conforme indicado na Tabela 8;

$\sigma_0$ : tensão geotástica no centro da camada. Vale lembrar, que foi adotado os seguintes valores de peso específico ( $\gamma$ ) para encontrar a tensão geotástica ( $\sigma_0$ ) no meio da camada: a) até -4m,  $\gamma = 5kN/m^3$ ; de -4m a -8m,  $\gamma = 5kN/m^3$ ; de -8m a -9m,  $\gamma = 10kN/m^3$ ; de -9m a -16m,  $\gamma = 7kN/m^3$ ; de -16m a -17m,  $\gamma = 10kN/m^3$ ; de -17m a -19m,  $\gamma = 7kNm^3$ ; de -19m a -22m,  $\gamma = 7kNm^3$ ; de -22m a -26m,  $\gamma = 11kN/m^3$ ; de -26m a -28m,  $\gamma = 9kN/m^3$  e de -28m a -32m  $\gamma = 11kN/m^3$ . Tais valores, foram obtidos em função da tipologia do solo e de seu NSPT característico, por tabelas presentes CINTRA E AOKI (2011) – Fundações Diretas;

Ciente destas informações, e baseado na equação (56), criou-se uma rotina computacional representada pela Tabela 21. Obtendo-se assim, o recalque devido a deformação dos estratos de solo localizados entre a base da estaca e o impenetrável.

Tabela 21 – Recalque das camadas de solo subjacente à base da estaca pelo método de Aoki

<b>RECALQUE DO SOLO</b>						
Dados de cálculo						
Carga aplicada (kN)	Diâmetro (m)					
1266,0	0,6					
<b>RECALQUE POR CAMADAS</b>						
Camada	K (MPa)	N <sub>STP</sub>	E <sub>0</sub> (MPa)	$\sigma_0$ (MPa)	E <sub>s</sub> (MPa)	( $\Delta\sigma/E_s$ ).H (mm)
1	0,55	32	70	223	86	1,29
2	0,55	34	75	229	82	0,58
3	0,55	36	79	240	84	0,35
<b>Recalque das camadas de solo subjacente à base da estaca (<math>\rho_s</math>)</b>						<b>2,21</b>

Fonte: Autor (2014)

Finalmente, considerando-se esses dois efeitos, a cabeça da estaca sofrerá um recalque ( $\rho$ ), ou um deslocamento total, vertical, dado pela equação:

$$\rho = \rho_e + \rho_s = 4,0 + 2,21 = 6,21\text{mm} \quad (58)$$

Conclui-se assim, que os recalques encontrados para as condições de solicitação imposta à esta estaca, estão de acordo com as exigências prescritas na NBR 6122/2010, e condizentes com valores os estimados por Meyerhof (1976) apud Cintra e Aoki (2010).

### **3.4 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DA ARMADURA PARA ESTACAS TIPO HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA (EHC) EM ESTUDO**

A capacidade de carga de uma estaca é obtida através da adoção do menor valor entre a resistência estrutural do material que compõem o elemento propriamente dito, e a resistência do solo que lhe dá suporte.

A resistência do solo pode ser obtida por meio de diferentes métodos de análise, sejam estes teóricos, empíricos ou extrapolados a partir da realização de provas de carga *in situ*. Neste presente trabalho, adotou-se como critério a metodologia semiempírica, baseada em estudos desenvolvidos por Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978/1996) e Teixeira (1996).

Eventualmente, os elementos de fundação podem estar sujeitos à ação de algum esforço solicitante, seja este horizontal (ventos, sismos, reaterros), ou por meio de compressão e flexo-compressão advindos de solicitações existentes na superestrutura. Tornando-se necessário, a realização de estudos minuciosos referente ao detalhamento estrutural destes elementos.

Segundo a NBR 6122/2010, para estacas submetidas apenas a cargas de compressão com tensão média inferior a 5,0 MPa, não há necessidade de armadura, exceto na ligação com o bloco de fundação ou caso o processo executivo exija alguma taxa de aço. Em caso contrário, a estaca deverá ser armada do trecho que a tensão for superior a 5,0 MPa até a profundidade na qual a resistência por atrito lateral diminua a compressão no concreto para a tensão limite de norma.

Para efeito de estudo, o cálculo da armadura será dividido em duas etapas: sendo primeiramente analisada e quantificada as solicitações existentes no elemento de fundação, para posteriormente, dimensionar a detalhar a armadura necessária.

### 3.4.1 Análise das solicitações impostas as estacas em estudo

Com objetivo de distribuição das cargas provenientes da estrutura às estacas, há necessidade de se criar um bloco de coroamento rígido, ou seja, com deformações desprezadas diante da grandeza de deformações observadas nas estacas.

A partir da planta de cargas (ANEXO B), pode-se concluir que o carregamento existente no topo de cada estaca de forma isolada, é composto por cargas transversais e verticais de compressão. Desta forma, como as estacas estão submetidas a esforços transversais, pode-se concluir de imediato que haverá necessidade de armaduras em parte do fuste destes elementos. Atenta-se ainda que, por critério do projetista estrutural, a existência de rótula na base do pilar estudado, resulta em momentos fletores nulo no topo das estacas.

Analisando primeiramente o carregamento vertical, nota-se que os pilares P62+63 descarregam uma carga  $N_{\max} = 5756kN$ , que será absorvida igualmente pelas estacas, uma vez, que adotou-se o bloco de fundação como elemento de elevada rigidez. Têm-se assim, o carregamento por compressão em cada estaca expresso por:

$$N = \frac{N_{\max}}{n} = \frac{5756}{5} = 1151,2kN$$

Analogamente, obtêm-se o carregamento transversal de cada estaca, pela absorção igualitária do esforço transmitido pelo pilar projetado. Vale lembrar, neste caso, que o carregamento transversal é oriundo de solicitações de vento que atuam nas direções “x” e “y” de forma independente, sendo necessário adotar o caso mais crítico, originado pela resultante de forças. Têm-se assim, o carregamento transversal no topo de cada estaca expresso por:

$$H_{res.} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

$$H_{res.} = \sqrt{(157)^2 + (42)^2}$$

$$H_{res.} = 162,52kN$$

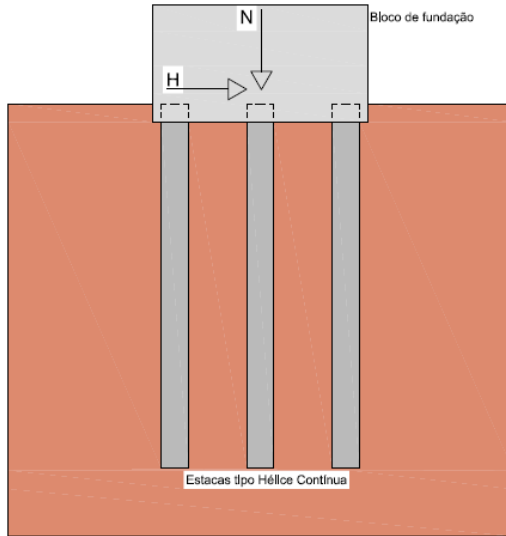
$$H = \frac{H_{res.}}{n} = \frac{162,52}{5} = 32,5kN$$

Vale lembrar, que para o pilar analisado no estudo de caso não transfere momento ao bloco de fundação, não sendo assim analisado no

dimensionamento da armadura. Porém, quando este existir, a sua solicitação deve ser analisada para o real dimensionamento estrutural da estaca.

A Figura 82, ilustra a atuação dos esforços solicitantes no topo da estaca a ser dimensionada neste trabalho.

Figura 82 - Solicitação impostas no topo das estacas em estudo



Fonte: Autor (2014)

Para solução de estacas imersas em meio elástico e sujeitas a carregamento transversal, será adotado uma semelhança entre as estacas em análise e pilares engastado na base e livre no topo, sujeitos à flexo-compressão. Para tanto, o engastamento simboliza um ponto de inflexão, no qual a estaca não deslocará ativamente o solo circundante e, para o qual haverá mobilização do momento fletor máximo atuante no elemento estrutural. Além disso, o fato de se adotar o topo da estaca como sendo de vínculo livre, baseia-se no pequeno comprimento no qual o elemento de fundação está embutido no bloco de fundação (aproximadamente 20,0 cm), não sendo suficiente a oferecer rigidez.

Figura 83 - Deslocamento do sistema solo-estaca devido aplicação de carregamentos transversais



Fonte: Alonso (2012)

A determinação do deslocamento no topo da estaca bem como, o valor de momento máximo solicitante, no ponto de inflexão, terão base fundamentadas na Solução de Hetenyi, exposto em ALONSO (2012).

Inicialmente, deve-se verificar se a estaca em questão possui comportamento referente a estacas longas ou curtas, uma vez, que na primeira ocorre deslocamento parcial do sistema solo estaca (até o ponto de inflexão), enquanto que na segunda pode ocorrer a rotação por inteira da estaca.

Para que a estaca analisada, seja caracterizada como longa, a seguinte inequação deve ser verificada:  $l \geq \frac{\lambda}{4}$ , onde  $\lambda$  é obtido pela equação (59).

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K}{4EI}} \quad (59)$$

Onde:

$K$  : Coeficiente de reação horizontal do solo, adotado por Hetenyi como sendo constante e igual a 0,8 MPa para argilas pré-adensadas com consistência média;

$E$  : Módulo de elasticidade do concreto, com valor igual a 21000 MPa;

$l$  : comprimento total da estaca igual a 29,0 m;

$I$  : Momento de inércia da seção do fuste de estaca, expressa por

$$I = \frac{\pi D^4}{64} .$$

Têm-se então:

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi \cdot 0,60^4}{64} = 0,0063m^4$$
$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{0,80}{4 \cdot 21000 \cdot 0,0063}} = 0,197m^{-1}$$

Logo, como  $29 \geq \frac{4}{0,197} = 20,30$ , pode-se afirmar que trata-se de uma estaca longa.

Quanto ao deslocamento horizontal originado pela existência de carregamento transversal no topo da estaca, Hetenyi apresenta a equação (60), limitando sua utilização para o caso particular  $z = 0$ , ou seja, o deslocamento no nível do terreno.

$$\gamma_0 = \frac{2H\lambda}{K} + \frac{2M\lambda^2}{K} \quad (60)$$

Onde:

$H$  : carregamento transversal atuante no topo da estaca, igual a 32,50kN ;

$M$  : momento fletor atuante no topo da estaca, igual a 0,0kN.m ;

$K$  : Coeficiente de reação horizontal do solo, adotado por Hetenyi como sendo constante e igual a 0,8 MPa para argilas pré-adensadas com consistência média.

Têm-se assim, que o deslocamento horizontal total no topo da estaca, devido a carga transversal é igual a:

$$\gamma_0 = \frac{2H\lambda}{K} = \frac{2 \cdot 32,5 \cdot 0,197}{800} = 0,016m = 1,6cm$$

Uma vez convencionado que trata-se de uma estaca longa, e encontrado o deslocamento horizontal no topo da mesma, falta determinar



a profundidade na qual ocorre o ponto de inflexão, e o respectivo momento máximo mobilizado neste ponto.

ALONSO (2012), apresenta uma tabela na qual Hetenyi propõem coeficientes utilizados na determinação do diagrama de momento em função da profundidade. Tendo isso em mente, e com auxílio da equação (61), torna-se possível encontrar tanto a profundidade de inflexão como o momento máximo atuante no fuste da estaca.

$$M_i = \frac{H}{\lambda} \cdot B_\lambda + MA_\lambda \quad (61)$$

Sabendo que o momento ( $M$ ) é nulo no topo da estaca, e com auxílio da tabela de coeficiente proposta por Hetenyi, conclui-se que o momento máximo ocorrerá na cota expressa pela equação abaixo.

$$\lambda \cdot z = \frac{\pi}{4} \therefore z = \frac{\pi}{4 \cdot \lambda} = \frac{\pi}{4 \cdot 0,197} \cong 4,0m = 400cm$$

Aplicando a equação

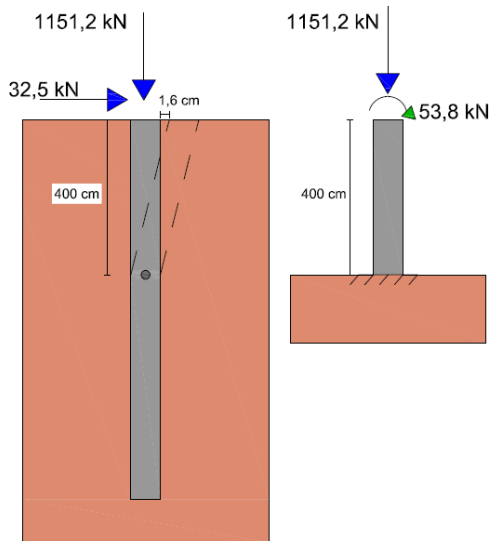
(61), e adotando  $B_\lambda = 0,3224$ , têm-se o momento máximo expresso por:

$$M \text{ max} = 0,3224 \cdot \frac{32,5}{0,197} = 53,18kN.m$$

Pela analogia ao pilar engastado na base e livre no topo (Figura 84), têm-se a condição de carregamento tipo flexo-compressão para dimensionamento da armadura da estaca.

Ciente dessas informações, será realizado o cálculo da área de aço necessária à resistir os esforços de flexo-compressão, em acordo com as prescrições descritas na NBR 6118/2007 e NBR 6122/2010.

Figura 84 - Analogia pilar engastado para determinação da área de aço da estaca em estudo



Fonte: Autor (2014)

### 3.4.2 Dimensionamento estrutural de estacas

A partir da analogia de pilar engastado na base e sujeito a flexo-compressão (Figura 84), será realizado o dimensionamento da armadura necessária a resistir os esforços solicitantes à estrutura da estaca em estudo. Desta forma, os cálculos terão base fundamentas na teoria exposta no capítulo 01 – Dimensionamento Estrutural, em ALONSO (2012).

Vale lembrar, que o momento utilizado nos cálculos não será dado pelo módulo da força horizontal no topo da estaca em relação a um braço de alavanca, uma vez, que o elemento de fundação está imerso em um meio elástico. Para tanto, será utilizado o momento máximo encontrado pela solução de Hetenyi e indicado na Figura 84.

O dimensionamento estrutural, bem como o detalhamento das armaduras seguiram rigorosamente as prescrições descritas na NBR 6118/2007 (Projeto de estruturas de concreto – Procedimento) e NBR 6122/2010 (Projeto e execução de fundações). Sendo que, para dimensionamento à flexão composta, será utilizado ábacos existentes no livro ALONSO (2012).

Antes da descrição sucinta do cálculo de dimensionamento estrutural de estacas, algumas informações são relevantes para o melhor entendimento do processo:

- $N$  : carga de compressão máxima que cada estaca presente no bloco de fundação rígido absorve, com valor igual a  $N = 1151,2kN$  ;
- $M$  : momento atuante na estaca obtido pela solução de Hetenyi, com valor igual a  $M = 53,8kN \cdot m$  ;
- $fcd$  : resistência de dimensionamento a compressão do concreto, obtida pela expressão  $fcd = 0,85 \cdot \frac{fck}{\gamma_c}$  , sendo  $\gamma_c = 1,8$  para estacas tipo hélice contínua (valor obtido pela NBR 6122/2010) e  $fck = 20MPa$  (resistência característica do concreto utilizado nas estacas em estudo). Desta maneira, têm-se  $fcd = 9,44MPa$  ;
- $fyd$  : resistência de dimensionamento do aço, obtida pela expressão  $fyd = \frac{fyk}{\gamma_s}$  , sendo  $\gamma_s = 1,15$  para estacas tipo hélice contínua (valor obtido pela NBR 6122/2010) e  $fyk = 500MPa$  (resistência característica do aço CA-50, utilizado nas estacas em estudo). Desta maneira, têm-se  $fyd = 434,78MPa$  ;
- $Nd$  : carga de compressão majorada, atuante no topo da estaca, e obtida pela expressão  $Nd = N \cdot \gamma_f$  , sendo  $\gamma_f = 1,4$  (valor obtido pela NBR 6122/2010). Desta maneira, têm-se  $Nd = 1611,68kN$  ;
- $Md$  : carga de compressão majorada, atuante no topo da estaca, e obtida pela expressão  $Md = M \cdot \gamma_f$  , sendo  $\gamma_f = 1,4$  (valor obtido pela NBR 6122/2010). Desta maneira, têm-se  $Md = 75,32kN \cdot m$  ;

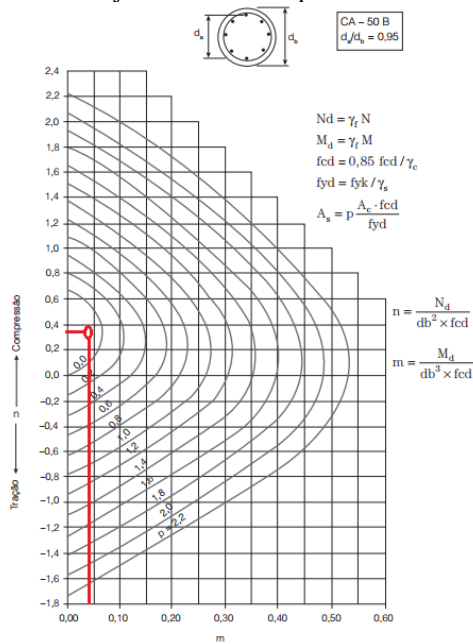
- $db$  : é o diâmetro do fuste da estaca, com valor igual a  $db = 60,0cm$  ;
- $da$  : é o diâmetro interno do fuste da estaca, descontando-se a cobertura prevista de concreto, com valor igual a  $da = 53,0cm$  ;

Ciente dessas informações, e com auxílio das equações e do ábaco exposto na Figura 85, será determinado a área de armadura longitudinal a ser utilizada na estaca, com objetivo de resistir as solicitações de flexo-compressão. Para se encontrar o fator de taxa de armadura ( $p$ ) da seção da estaca, deve ser encontrar primeiramente os fatores ( $n$ ) e ( $m$ ), através da equação (62) e (63).

$$n = \frac{Nd}{db^2 \cdot fcd} = \frac{1611,68}{60^2 \cdot 0,944} = 0,47 \quad (62)$$

$$m = \frac{Md}{db^3 \cdot fcd} = \frac{7532}{60^3 \cdot 0,944} = 0,037 \quad (63)$$

Figura 85 - Ábaco para determinação da área de armadura em pilares circulares sujeitos a flexo-compressão



Fonte: Alonso (2012)

Através dos valores de  $(n)$  e  $(m)$  plotados no ábaco da Figura 85, conclui-se que, há necessidade de utilização da armadura mínima na estaca em estudo. Esta, que será determinada em função da NBR 6122/2010, na qual prevê para estacas do tipo hélice contínua monitorada (EHC), uma armadura mínima igual a 0,5% da área da seção transversal do fuste. Logo, a área da de armadura referente às barras longitudinais da estaca é expresso por:

$$A_s = 0,5\% \cdot A_c = \frac{0,5}{100} \cdot \frac{\pi \cdot 60^2}{4} = 14,13 \text{ cm}^2$$

Deve-se atentar que, em caso de estacas imersas em solo e com tensão de compressão acima de 5,0 MPa, a armadura torna-se necessária, com comprimento mínimo até a profundidade na qual a tensão média de compressão seja inferior a 5,0 MPa. Além deste fator, adotou-se um comprimento de ancoragem das barras de aço no concreto, com comprimento equivalente a 1,5 vezes o comprimento até o ponto de

inflexão, determinado pela solução de Hetenyi. Sendo assim, têm-se pelas equações abaixo, o comprimento total da armadura a ser utilizada na estaca.

$$L_{total} = L_{inf} + L_{anc}$$

$$L_{total} = L_{inf} + 1,5 \cdot L_{inf}$$

$$L_{total} = 4,0 + 1,5 \cdot 4 = 10,0m$$

De acordo com a NBR6122/2010, para casos de armadura longitudinais em pilares (analogia com estacas), o diâmetro mínimo a ser adotado, não deve ser inferior a 10,0 mm, devido à instabilidade por flambagem. Além disso, como o comprimento total da armadura é de 10,0 m, torna-se necessário, a utilização de barras com diâmetro de 16,0 mm, facilitando assim, o içamento do elemento e a sua inserção no fuste completo de concreto.

Uma vez de acordo com as prescrições da NBR 6118/2007, a distribuição das barras longitudinais na seção estaca será realizada de maneira uniforme, sendo prevista, a utilização de 8 barras de diâmetro 16,0 mm ao longo do perímetro.

Um aspecto importante quanto ao dimensionamento de armadura de cortante, está no fato, que para estacas com seções circulares ainda não exista um roteiro preestabelecido na norma. Devido a carga horizontal ser de pequena magnitude, será utilizado nesse projeto, a armadura mínima por metro de estaca, expressa pela equação (64) retirada em Alonso (2014).

$$A_s / s = 0,14 \cdot b_w \tag{64}$$

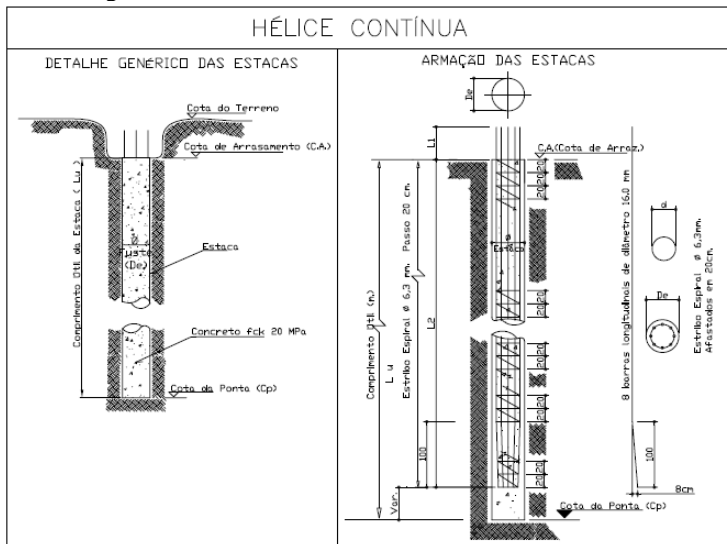
Onde  $b_w$ , é o lado do quadrado inscrito à seção circular da estaca de diâmetro 60,0 cm. Desta maneira,  $b_w = 60 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 42,42cm$ , e assim têm-se pela equação abaixo, a armadura mínima de cortante expresso em  $cm^2/m$ .

$$A_s / s = 0,14 \cdot 42,42 = 5,94cm^2 / m$$

Como trata-se de uma armação longa de 10,0 m de comprimento, sugere-se a montagem da armadura em forma de gaiola, constituída de estribo espiral de diâmetro 6,3 mm e afastados cada 20,0 cm, soldado em 8 (oito) barras longitudinais grossas de 16,0 mm. Esta geometria,

detalhada na Figura 86, tem como função oferecer rigidez à armadura, evitando sua deformação durante a introdução no fuste da estaca.

Figura 86 - Detalhamento estrutural da estaca em estudo



#### 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A evolução na engenharia de fundação fomentou a diversificação de técnicas executivas voltadas a fundações do tipo profunda, exigindo concomitante à fase de projeto, estudos econômicos e técnicos para adequação e escolha do método a ser empregado.

Pode então concluir, que para determinadas condições de trabalho, a utilização de estacas do tipo hélice contínua monitorada (EHC) possui vantagens frente as demais soluções existentes. Exemplo disto, é seu emprego em áreas densamente urbanizadas, devido ao baixo grau de ruídos e vibrações gerados, além da elevada produtividade empregada no processo executivo, que culmina na redução do cronograma de obra e, consequentemente, na econômica do empreendimento.

Conclui-se, que o desempenho funcional das estacas é bastante influenciado pelo processo executivo empregado, tornando-se necessário, além do acompanhamento integral na fase de execução, a verificação da qualidade e desempenho pós execução. Desta forma, observou-se que o ensaio PIT (Pile Integrity Tester) é a solução mais empregada para análise da integridade de estacas, sobretudo, de elementos pré-moldados. Além disso, o emprego de provas de cargas estáticas e/ou dinâmicas, ou ensaios de nega e repique elástico (estacas executadas à percussão), têm contribuído para verificação do desempenho e/ou previsão da capacidade de carga em estacas.

Observou-se que inúmeras hipóteses e fenômenos devem ser observados em um projeto de fundação, como atrito negativo, teoria de grupo, cargas transversais e “efeito de tschebotarioff”, de modo a evitar o dimensionamento não condizente com o real estado de solicitações. Tais observações, quando não analisadas, têm sido causa de constantes erros na engenharia de fundação, resultando em patologias muitas vezes irreversíveis.

Ficou evidente neste trabalho, que a utilização de diferentes métodos semiempíricos reflete distintos valores de previsão da capacidade de carga, sendo que, o método de Aoki-Velloso mobiliza maiores resistências de ponta quando comparado a Décourt-Quaresma e Teixeira, enquanto que os dois últimos, apresentam melhor desempenho para resistência lateral desenvolvida ao longo do fuste da estaca. Por fim, referente a capacidade de carga total mobilizada, conclui-se para este estudo de caso, que o método de Aoki-Velloso possui caráter menos conservador, enquanto que Décourt-Quaresma e sobretudo Teixeira um caráter conservador.

Entretanto, qualquer afirmação quanto a validade de um ou outro método semi-empírico é no mínimo precipitada, uma vez, que os



parâmetros geotécnicos utilizados em cada formulação, além de distintos entre si, são generalizados a partir de determinadas condições regionais de solo previamente ensaiados. Vale lembrar, que cabe ao engenheiro projetista, a análise sucinta do método a ser utilizado e a aferição dos resultados obtidos, zelando assim, pela segurança da obra e de seus usuários.

O dimensionamento do recalque previsto para o elemento de estaca em estudo, resultou em valores muito abaixo dos recomendados em normas e bibliografias específicas, de modo que, estes deslocamentos não afetem a estrutura da obra ou culminem em riscos aos usuários.

Quanto ao dimensionamento e detalhamento da armadura da estaca, pode-se observar através do método de cálculo empregado e das prescrições normativas, que a taxa de aço necessária a resistir os esforços solicitantes é mínima, sobretudo, devido a baixa solicitação à flexão, e ao fato da estaca estar embutida em meio elástico.

Com a realização do estudo de caso, obteve-se resultados ficou notória a divergência dos resultados obtidos entre os projetos, oriundos sobretudo, da aplicação de diferentes métodos semiempíricos. Não sendo o objetivo deste trabalho, seria de suma importância, a realização de estudos de viabilidade qualitativa e econômica das soluções apresentadas, propondo caso necessário, a otimização dos projetos, e até mesmo do processo executivo empregado.

## **5. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

Implementação de uma metodologia semiempírica unificada, com base na padronização de parâmetros geotécnicos previamente estudados, em função da composição e estrutura de diferentes tipos de solo.

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A. LOPES, Estacas & Sondagens. **Estacas**. Disponível em <<http://www.estacahelice.com.br/index.php/estacas.html>>. Acesso em: 07 out. 2014.

ALMEIDA NETO, J. A. **Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega – Aspectos executivos**. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2002, São Paulo. 187p.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Previsão e controle das fundações**: Uma Introdução ao Controle da Qualidade em Fundações. São Paulo: Edgard Blücher, 1991. 142 p.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Edgard Blücher, 1983. 201 p.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Dimensionamento de fundações profundas**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2012. 157 p.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Verificação do desempenho das fundações utilizando-se provas de carga estática e ensaios de carregamento dinâmico**. Disponível em <<http://www5.eesc.usp.br/sgs/encontro2013/Palestra%20Urbano.pdf>>. Acesso em: 08 out. 2014.

AMANN, Kurt André Pereira. **Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas**. 2010. 430 p. Tese (Doutorado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

ANDRAOS, Neile Cristina. **Ensaio de carregamento dinâmico em estacas moldadas in loco: contribuições para a seleção do sistema de impacto e amortecimento a partir de retro-análise**. 2009. 224 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós Graduação em Construção Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2009.

BARROS, Nestor Benedito Fracasse. **Previsão de recalque e análise de confiabilidade de fundações em estaca hélice contínua**. 2012. 252 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

BOAVA, Soluções em fundação. **Estacas tipo Strauss**. Disponível em <[http://www.boavafundacoes.com.br/p/strauss\\_24.html](http://www.boavafundacoes.com.br/p/strauss_24.html)>. Acesso em: 06 out. 2014.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: Mecânica das Rochas - Fundações - Obras de Terra. 6. ed.

Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora S.a, 1987. 2 v.

CARMIX DO BRASIL, Instrumentos para análise de estacas. **Testador de integridade de estacas PIT.** <<http://www.carmix.com.br/equipamentos/instrumentos-para-analise-de-estacas-pdi/testador-de-integridade-de-estacas-pit/>>. Acesso em: 20 out. 2014.

CDL/DLS, Fundações. **Fundações especiais e tubulões.** Disponível em <<http://www.crdfundacoes.com.br>>. Acesso em: 05 out. 2014.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnico.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.

FERREIRA, T. R. **Rotina computacional para a previsão da capacidade de carga em estaca.** Revista de engenharia civil da Universidade Federal de Goiás, v. 8, n. 3, jul. 2014. <<http://revistas.ufg.br/index.php/reec/article/view/28149/16594>>. Acesso em: 16 out. 2014.

FORTUNA, Costa. **HIDROFRESA, Parede diafragma e estacas barrete em rocha.** Disponível em <<http://www.costafortuna.com.br/downs/apHidrofresa.pdf>>. Acesso em: 07 out. 2014.

FRANKI, Manual de estacas Tipo Franki. Disponível em: <<http://www.franki.com.br/produtos>> Literaturas técnicas: manual\_estaca\_franki.pdf. Acesso em: 06 out. 2014.

FREITAS, Alessandra Conde de. **Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em estacas cravadas em areia.** 2010. 231 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Faculdade de Engenharia, Departamento de Centro de Tecnologia e Ciência, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

FUNDESP. **Fundações especiais: estacas hélice contínua (EHC).** Disponível em <<http://www.fundes.com.br/2009/estacashelice.html>>. Acesso em: 13 mai. 2014.

GEOFIX. **Hélice Contínua Monitorada (EHC).** Disponível em <<http://www.geofix.com.br/site2010/catalogos/hc/>>. Acesso em: 12 set. 2014.

GSG, Gabinete de serviços geotécnicos. **Ensaio de penetração dinâmica - SPT.** Disponível em <<http://www.gsg.pt/index2.php?p=servicos&id=4>> Acesso em: 11 out. 2014.

HACHICH, Waldemar et al (Ed.). **Fundações: Teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. 762 p.

LÁZARO, A. A. **Estacas hélice contínua: correlações entre a monitoração e as características dos solos**. 2003. 256 f. Dissertação (Mestrado) - EPUSP, São Paulo, 2003.

MAGALHÃES, Paulo Henrique Lourenço. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga**. 2005. 270 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Departamento de engenharia civil e ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2005.

MANTUANO, Raphael Martins. **Comparação entre métodos de dimensionamento e influência do processo executivo no comportamento de estacas hélice**. 2013. 171 f. Trabalho de conclusão de curso - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2013.

MARCHEZINI, Silvana Fava. **Comparação entre métodos estáticos e dinâmicos de previsão de capacidade de carga em estacas assentes em solo tropical**. 2013. 99 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

MUCHETI, Alexsander Silva. **Estacas hélice segmentada: execução, verificação de integridade e estudo do comportamento**. 2008. 142 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

NIENOV, Fabiano Alexandre. **Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar na região de Santa Maria**. 2006. 151 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2006.

NOVAGEO. **Provas de carga em fundação**. Disponível em < [http://www.novageo.com.br/Solotecgeo.com.br/iframe/servicos/fundacoes/provas\\_de\\_carga.htm](http://www.novageo.com.br/Solotecgeo.com.br/iframe/servicos/fundacoes/provas_de_carga.htm)>. Acesso em: 10 out. 2014.

PET, Engenharia Civil - UFJF. **Desentortando prédios**. Disponível em < <http://blogdopetcivil.com/2011/02/03/desentortando-predios/>>. Acesso em: 13 out. 2014.

SANTOS, Jaime A. **Fundações por estacas ações horizontais: Elementos teóricos**. 2008. 20 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia e Arquitectura, Ift - Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.

SCAC, Soluções em estruturas e engenharia. **Controle da qualidade de cravação**. Disponível em <<http://www.scac.com.br/telas/pagina.asp?id=25&at=1>>. Acesso em: 08 out. 2014.

SCAC, Soluções em estruturas e engenharia. **Controle da qualidade de cravação**. Disponível em <<http://www.scac.com.br/telas/pagina.asp?id=25&at=1>>. Acesso em: 07 out. 2014.

SIMONS, Noel E.; MENZIES, Bruce K.. **Introdução à engenharia de fundações**. Rio de Janeiro: Editora Interciência Ltda, 1981. 199 p. Tradução de: Luciano J. Moraes Jr. e Esther Horovitz de Beermann.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações: Critérios de projeto – Investigações de Subsolo – Fundações Superficiais**. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2004. 1 v.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações: Fundações profundas**. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 2002. 2 v.

ZAMMATARO, Bruno Braz. **Comportamento de estacas tipo escavada e hélice contínua, submetidas a esforços horizontais**. 2007. 220 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campians, 2007.

## 7. REFERÊNCIAS NORMATIVAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131**: Estacas - Prova de carga estática. Rio de Janeiro, 2006. 8 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. 2 ed. Rio de Janeiro, 2010. 91 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7190**: Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro, 1997. 107 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2007. 221 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13208**: Estacas - Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro, 2007. 12 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001. 17 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069**: Solo - Ensaio de penetração de cone in situ (CPT) - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2014. 11 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios - Procedimento. Rio de Janeiro, 1983. 3 p.

## **ANEXO A**

Este anexo contém, a seguir, a planta de locação dos furos de sondagem, bem como o perfil utilizado para previsão da capacidade de carga das estacas em estudo.



**ANEXO B**

Este anexo contém, a seguir, a planta de carga obtida via projeto estrutural da obra em estudo, bem como a planta de blocos de fundação

## **ANEXO C**

Este anexo contém, a seguir, o projeto de estaqueamento realizado na obra em estudo. Indicando desta maneira, a planta de furos, bem como as especificações prescritas pelo projetista responsável.