

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

Escola Politécnica

**COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO E INFLUÊNCIA DO
PROCESSO EXECUTIVO NO COMPORTAMENTO DE ESTACAS HÉLICE**

Raphael Martins Mantuano

2013



Universidade Federal
do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO E INFLUÊNCIA DO PROCESSO EXECUTIVO NO COMPORTAMENTO DE ESTACAS HÉLICE

Raphael Martins Mantuano

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil com ênfase em Geotecnia da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientadores:

Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Fernando Artur Brasil Danziger

Rio de Janeiro

Agosto de 2013

COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO E INFLUÊNCIA DO
PROCESSO EXECUTIVO NO COMPORTAMENTO DE ESTACAS HÉLICE

Raphael Martins Mantuano

Projeto de Graduação submetido ao corpo docente do Curso de Engenharia Civil com ênfase em Geotecnia da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de Engenheiro civil.

Examinado por:

Gustavo Vaz de Mello Guimarães, M.Sc.

Fernando Artur Brasil Danziger, D.Sc.

Francisco de Rezende Lopes, Ph.D.

Rio de Janeiro

Agosto de 2013

Mantuano, Raphael Martins

Comparação entre os métodos de dimensionamento e influência do processo executivo no comportamento de estacas hélice. / Raphael Martins Mantuano. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2013.

XI, 87 p.: il.; 29,7cm.

Orientadores: Gustavo Vaz de Mello Guimarães e Fernando Artur Brasil Danziger.

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica / Curso de Engenharia Civil, 2013.

Referências Bibliográficas: p. 85 - 87.

1. Capacidade de carga. 2. Estacas hélice. 3. Processo executivo. 4. Provas de carga.

I. Guimarães, Gustavo Vaz de Mello *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Comparação entre métodos de dimensionamento e influência do processo executivo no comportamento de estacas hélice.

"Seja você quem for, seja qual for à posição social que você tenha na vida, a mais alta ou a mais baixa, tenha sempre como meta muita força, muita determinação e sempre faça tudo com muito amor e com muita fé em Deus, que um dia você chega lá. De alguma maneira você chega lá."

*Ayrton
Senna*

Dedico este projeto aos meus pais, Hermes e Cláudia e minha irmã, Renata, por me amarem e me apoiarem em todos os momentos.

Amo muito todos vocês.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, irmã, e avó pela paciência e incentivo durante todo este tempo em que tive muitas vezes que me ausentar do convívio familiar e me dedicar para alcançar este objetivo, muito obrigado!

Agradeço ao Professor Gustavo Vaz de Mello Guimarães por ter acreditado desde o início na realização deste trabalho e ter despendido um longo tempo em prol de me ajudar, proporcionando uma excelente orientação.

Ao Professor Fernando Artur Brasil Danziger, por ter me apoiado desde o início e por toda motivação demonstrada sempre que conversamos sobre este trabalho, além das orientações profissionais dadas ao longo de todo este tempo de graduação.

A Eng^a Fernanda Santos, por me fornecer todos os dados para que o trabalho fosse realizado, e por todo apoio e incentivo prestado. Muito obrigado!

A todos os colegas de faculdade por toda ajuda que me concederam, sendo sempre solícitos e dispostos a contribuir para a minha vitória. Muito obrigado!

Aos professores que me incentivaram e contribuíram para minha formação, mesmo aqueles que me fizeram perder o sono, pois graças a eles, aprendi a superar meus limites e nunca desistir.

A todos os amigos feitos na engenharia, em especial aos meus colegas de trabalho da Concremat Engenharia, obrigado pelo apoio e incentivo sempre.

A ti, Deus, por tudo isso, porque até aqui me ajudou o Senhor.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica / UFRJ como parte dos requisitos para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Comparação entre métodos de dimensionamento e influência do processo executivo no comportamento de estacas hélice.

Raphael Martins Mantuano
Agosto / 2013

Orientadores: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Fernando Artur Brasil Danziger

Curso: Engenharia Civil

Duas estacas tipo hélice, com 500 mm de diâmetro, foram executadas e submetidas a provas de carga estática de compressão. Os procedimentos adotados para execução das estacas foram distintos. Uma das estacas, denominada estaca piloto 1, foi executada com cerca de 22 m de profundidade e de acordo com o procedimento padrão de uma estaca hélice contínua descrito pela NBR 6122/2010. A outra estaca, denominada estaca piloto 2, foi executada com cerca de 20 m de profundidade e teve seu procedimento de execução alterado em relação aos procedimentos descritos em norma. Sua execução foi realizada de forma a combinar dois procedimentos existentes na norma, ou seja, o procedimento padrão para estaca hélice contínua (com retirada de solo) e estaca hélice de deslocamento (com deslocamento de solo, neste caso, somente na região da ponta da estaca). Os ensaios foram realizados em solo sedimentar da Barra da Tijuca / RJ e foram utilizados de modo a nortear o projeto das fundações de um empreendimento privado, não sendo parte integrante das fundações do mesmo. A partir dos ensaios foram geradas as curvas carga versus deslocamento das estacas, sendo estas interpretadas de forma a obter as cargas de ruptura por intermédio de três critérios distintos. Diante disto, para a estaca piloto 1, os resultados de capacidade de carga estimados pelos métodos semi-empíricos se apresentaram de forma satisfatória. Já para a estaca piloto 2 os resultados foram contra a segurança.

Palavra chave: Capacidade de carga, Estacas hélice, Processo executivo, Provas de carga.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Civil Engineer.

The influence of execution process in the behavior of flight auger pile

Raphael Martins Mantuano
August / 2013

Orientadores: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Fernando Artur Brasil Danziger

Course: Civil Engineering

A pair of flight auger pile, measuring 500 mm of diameter, were executed and submitted to static load tests of compression. The proceedings adopted for piles execution were distinct. The pile, called test pile 1, was executed with approximately 22 m of depth, according to the Brazilian standard procedure of continuous flight auger pile, NBR 6122/2010. The other one, called test pile 2, was executed with approximately 20 m of depth, and had its execution process changed in relation to the proceeding described by Brazilian code. Its execution had realized to combine two proceedings. The standard proceeding for continuous flight auger pile (with removal of soil) and displacement flight auger pile (displacement with soil, in this case, only the region of the pile base). The tests were performed on sedimentary soil of Barra da Tijuca / RJ and were used in order to guide the foundation project of a private enterprise. The tests generated curves of load versus displacement for both piles, and interpreted to obtain the failure loads through three criteria. Whereas in test pile 1, the results of load capacity estimated by semi-empirical methods became satisfactory, while, the test pile 2 had reached an unsafe result.

Keywords: Load capacity, Flight auger pile, Executive process, Load test.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Metodologia	1
1.2. Estrutura do trabalho	2
2. CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DAS ESTACAS	3
2.1. Generalidades	3
2.2. Métodos Racionais ou Teóricos	7
2.2.1. Resistência de ponta ou base	7
2.2.2. Resistência por atrito lateral	9
2.3. Métodos Semi-empíricos	10
2.3.1. Método de Meyerhof	10
2.3.2. Método de Aoki-Velloso	12
2.3.2.1. Contribuição de Laprovitera e Benegas	15
2.3.2.2. Contribuição de Monteiro	16
2.3.3. Método de Décourt-Quaresma	18
2.3.4. Método de Velloso	21
2.3.5. Método de Teixeira	22
2.3.6. Método de Décourt-Quaresma modificado por Décourt <i>et al.</i>	23
2.3.7. Método de Alonso	24
2.3.8. Método de Antunes-Cabral	27
2.3.9. Método de Gotlieb <i>et al.</i>	28
2.3.10. Método de Karez-Rocha	29
2.3.11. Método de Vorcaro-Velloso	30
2.4. Comparação entre métodos Semi-empíricos	33
2.4.1. Resistência unitária por atrito lateral	33
2.4.2. Resistência unitária de ponta ou base	35

3. ESTACAS HÉLICE MONITORADAS	37
3.1. Generalidades	37
3.2. Estaca Hélice contínua monitorada.	37
3.2.1. Processo executivo	38
a) Perfuração	38
b) Concretagem	40
c) Colocação da Armadura	42
3.2.2. Controle da Execução	42
3.2.3. Vantagens e Desvantagens	43
3.3. Outros tipos de Estacas Hélice monitorada	45
3.3.1. Estacas Hélice de deslocamento monitoradas	45
3.3.2. Estaca Hélice “mista” monitorada	47
4. ESTUDO DE CASO	48
4.1. A localização do empreendimento	48
4.2. Sondagens à percussão	51
4.3. As provas de carga	60
4.3.1. Estacas Piloto	61
a) Estaca Piloto 1 (EP-1)	62
b) Estaca Piloto 2 (EP-2) “Ponta Modificada”	63
4.3.2. Bloco de Coroamento	65
4.3.3. Sistema de Reação	65
a) Estacas de Reação	66
b) Vigas de Reação	67
4.3.4. Dispositivos de aplicação de carga	68
4.3.5. Dispositivos de medição dos deslocamentos	68
4.3.6. Montagem das Provas de carga	71
4.3.7. A realização das Provas de carga	73

5. PREVISÃO VERSUS DESEMPENHO	74
5.1 Estaca Piloto 1 (EP-1)	74
5.2 Estaca Piloto 2 (EP-2) “Ponta Modificada”	78
6. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	82
6.1. Conclusões	82
6.2. Sugestões para futuras pesquisas	83
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	85

1. INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

Recentemente, com o grande aquecimento do mercado da construção civil, principalmente no estado do Rio de Janeiro, o prazo para entrega de obras se tornou um dos grandes vilões da engenharia civil. Inovações têm surgido com frequência, em face à grande necessidade de atingir melhores resultados neste quesito, entretanto, é preciso que sejam realizados testes de modo adequado, para que possam ser validadas as novas propostas. A que se registrar, que não é correto reduzir o controle de qualidade de uma obra com a finalidade de atingir um prazo de entrega estabelecido. Uma prova de carga executada de modo apropriado é uma excelente ferramenta para avaliar o comportamento de uma fundação em um determinado tipo de solo.

A engenharia de fundações vem evoluindo constantemente em busca de novos elementos de fundação que possuam alta produtividade, ausência de vibrações e ruídos durante a execução, elevada capacidade de carga, controle de qualidade durante a execução, dentre outros aspectos. Neste propósito, surgiram no mercado brasileiro na década de 80, tendo um grande desenvolvimento nos últimos anos, as estacas do tipo hélice, sendo desde então uma estaca de enorme interesse comercial nos grandes centros urbanos do país.

1.2 METODOLOGIA

A metodologia deste trabalho propõe uma análise de provas de carga verticais de compressão com o interesse de avaliar o comportamento de duas estacas tipo hélice, uma contínua e outra mista (com deslocamento de solo na base) executadas com o intuito de nortear o projeto das fundações de um empreendimento residencial de alto padrão em região localizada as margens da lagoa de Jacarepaguá, situada na

zona oeste do município do Rio de Janeiro, no bairro da Barra da Tijuca sendo o solo presente nesta região de origem sedimentar.

Com base na interpretação dos resultados de provas de carga estática e da aplicação dos critérios de ruptura, foi realizada uma comparação entre diversos métodos de estimativa de capacidade de carga para as duas estacas.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Segue a esta introdução o capítulo 2, onde é feita uma breve revisão bibliográfica a respeito dos métodos de cálculo de capacidade de carga axial para estacas sujeitas a carregamento de compressão. Destaca-se neste capítulo, a presença de métodos específicos para o dimensionamento das estacas do tipo hélice contínua monitorada.

No capítulo 3 as estacas tipo hélice contínua monitoradas são descritas, com ênfase para seu processo executivo. Outros tipos de estacas hélice monitoradas são mencionadas e apresentadas, são elas: a estaca hélice de deslocamento monitorada e a estaca hélice “mista” monitorada.

No capítulo 4 é apresentado o estudo de caso. Detalhando primeiramente, o empreendimento imobiliário em questão, a seguir, as sondagens tipo SPT realizadas no local e por fim, as provas de carga realizadas em cada estaca.

O capítulo 5 faz-se uma comparação entre o desempenho das estacas nas provas de carga com a previsão relacionada a diversas metodologias semi-empíricas. Três critérios de ruptura são usados para a determinação da carga de ruptura das estacas.

O capítulo 6 relaciona as conclusões e propõe sugestões para futuras pesquisas.

2. CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DAS ESTACAS

2.1 GENERALIDADES

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 correlação a ruptura geotécnica e estrutural, (ii) recalques compatíveis com a estrutura. (DANZIGER, 2008)

O conceito de fundação profunda é estabelecido pela NBR 6122/2010 – Projeto e execução de fundações; que define como fundação profunda aquela que transmite as cargas provenientes da estrutura ao terreno, pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência por atrito lateral) ou pela combinação das duas. Além disso, de acordo com a referida norma, para uma fundação ser considerada profunda, deve estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo a 3m.

Na elaboração do projeto para a verificação da segurança em relação à ruptura geotécnica de fundações profundas, mais especificamente das estacas, são realizados cálculos utilizando diversos métodos de capacidade de carga, tais métodos, subdividem-se em duas categorias: 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, obtida em ensaios de laboratório ou “*in situ*”. Os métodos estáticos separam-se em: racionais ou teóricos, que utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo e semi-empíricos, que se baseiam em ensaios “*in situ*” de penetração do cone (CPT) ou de sondagens a percussão (SPT).

Os métodos dinâmicos são aqueles que estimam a capacidade de carga de uma estaca baseados na observação da resposta à cravação, ou ainda, em que uma

dada resposta a cravação é especificada para o controle da cravação com vistas a garantir uma determinada capacidade de carga. São métodos formulados no século XIX, mais antigos do que os métodos “estáticos”.

Os métodos “estáticos” racionais surgiram com os trabalhos de Terzaghi na primeira metade do século XX, e constituem atualmente a teoria clássica de capacidade de suporte, a qual consiste em: estabelecido um mecanismo de colapso ou ruptura, calcula-se a tensão última através dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo em estudo, tal abordagem é utilizada para fundações superficiais em larga escala (e.g. Terzaghi & Peck, 1967), onde o ângulo de atrito interno do solo é relacionado aos coeficientes de capacidade de carga do terreno.

No entanto, para fundações profundas, diferentemente da prática adotada em alguns países europeus, a teoria clássica de capacidade de carga não é empregada com frequência pela engenharia brasileira.

Alternativamente ao método racional, difundiram-se, os métodos semi-empíricos, que objetivam a prática de relacionar medidas de ensaios CPT e SPT diretamente com a capacidade de carga de estacas (e.g. Aoki & Velloso, 1975; Décourt & Quaresma, 1978), também difundida internacionalmente (Meyerhof, 1956). Estes e outros métodos semi-empíricos constituem ferramentas valiosas à engenharia de fundações profundas e serão abordados no presente estudo. Cabe, porém, ressaltar que é importante reconhecer à abrangência limitada à prática construtiva regional.

A capacidade de carga das estacas sob o ponto de vista do contato estaca-solo é dada pela soma das parcelas de capacidade de carga por atrito lateral e capacidade de carga da ponta ou base. A figura 2.1 e a equação 2.1 mostram tais parcelas, que dependem do tipo de terreno, e do tipo e geometria da estaca. Esse procedimento de cálculo se denomina “estimativa da capacidade de carga de ruptura”.

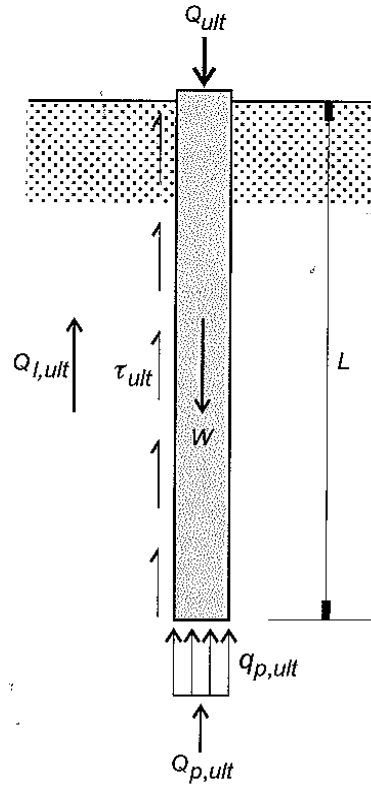


Figura 2.1 – Estaca submetida à carga de ruptura de compressão.

$$Q_{ult} + W = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (2.1)$$

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.

Na maioria das situações, o peso próprio da estaca é desprezado em face da magnitude das cargas envolvidas, além disso, a expressão acima pode ser reescrita com as resistências unitárias de acordo com a equação 2.2.

$$Q_{ult} = A_b q_{p,ult} + U \int_0^L \tau_{l,ult} dz = A_b q_{p,ult} + U \sum \tau_{l,ult} \Delta l \quad (2.2)$$

sendo:

A_b = 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;

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

Cabe ressaltar 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 (DANZIGER, 2008).

Deste modo, a carga admissível estrutural de uma estaca hélice contínua não armada, por exemplo, é obtida analogamente à carga de um pilar com seção nula de aço, sendo exposta na equação 2.3.

$$P_k = \frac{0,85 A_c f_{ck}}{\gamma_f \gamma_c} \quad (2.3)$$

onde:

A_c = Área da seção transversal da estaca;

f_{ck} = Resistência característica máxima do concreto permitida pela norma (20 MPa);

γ_f = coeficiente de majoração das cargas, tipicamente 1,4;

γ_c = coeficiente de minoração da resistência do concreto, tipicamente 1,4.

Com base na equação 2.3, estão apresentados na tabela 2.1, a carga admissível estrutural da estaca do tipo hélice contínua, não armada e totalmente enterrada, em função de seus diâmetros.

Tabela 2.1 – Carga máxima estrutural da estaca hélice contínua.

Diâmetro da Hélice (mm)	Carga Admissível Estrutural (kN)
275	300
350	450
400	600
425	800
500	1300
600	1900
700	2550
800	3350
900	4250
1000	5250
1100	6400
1200	7600
1300	8950
1400	10350

2.2 MÉTODOS RACIONAIS OU TEÓRICOS

A teoria clássica de capacidade de carga introduz conceitos e modelos complexos tanto para o estabelecimento da resistência da ponta, quanto para a resistência por atrito lateral. A seguir serão abordadas de maneira sucinta as principais soluções para a determinação de cada parcela de resistência, ponta (ou base) e atrito lateral.

2.2.1 Resistência de Ponta ou Base

A primeira solução foi apresentada por Terzaghi em 1943 e posteriormente incrementada pelas obras de Terzaghi e Peck (1948,1967); baseada na teoria da plasticidade, a qual consiste em supor que a ruptura do solo localizado abaixo da ponta da estaca não pode ocorrer sem que haja um deslocamento solo, lateralmente e para cima, conforme o modelo apresentado na figura 2.2a. Caso o solo ao longo do comprimento da estaca for considerado bem mais compressível que abaixo da base da estaca, então, os deslocamentos produzem tensões cisalhantes desprezíveis ao

longo de todo o fuste, neste caso a influência do solo que envolve toda a estaca é como uma sobrecarga.

Posteriormente ao estudo de Terzaghi e baseado em teoria análoga, o pesquisador Meyerhof em 1951, fez considerações fundamentais e distintas as premissas anteriormente adotadas, substituindo a sobrecarga proveniente do solo situado acima da estaca por uma sobrecarga “frouxa”, de modo que as linhas de ruptura se estendessem por um plano acima da ponta da estaca, como podemos observar na figura 2.2b.

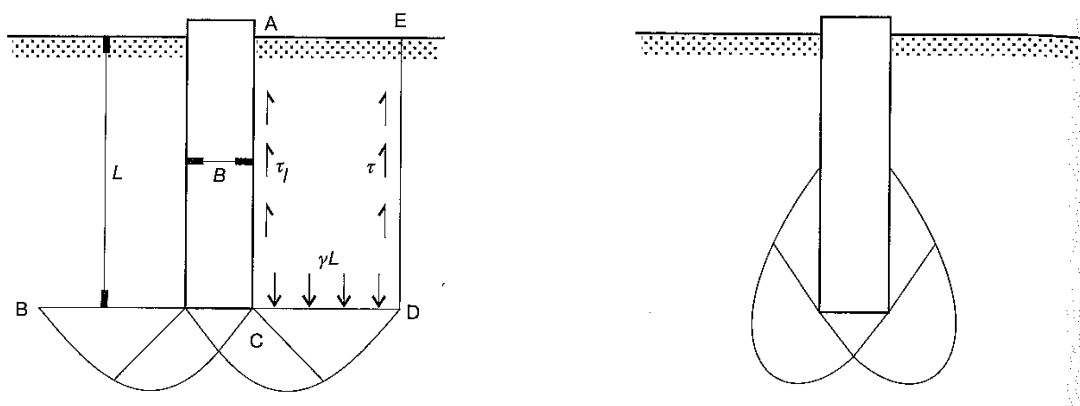


Figura 2.2 – Figuras de ruptura, (a) Terzaghi e (b) Meyerhof.

Até então, a resistência de ponta da estaca era função apenas da resistência do solo, entretanto, observou-se que a rigidez do material, o qual constitui a estaca, desempenha uma função importante no mecanismo de ruptura. Mediante a esta conclusão, desenvolvimentos e propostas ocorreram, com destaque para a proposição de Vesic (1972) exposta na figura 2.3.

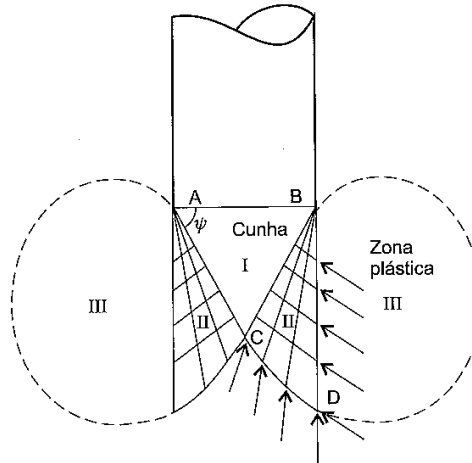


Figura 2.3 – Modelo de ruptura admitido na consideração de Vesic (1972).

2.2.2 Resistência por atrito lateral

A segunda componente da capacidade de carga é a resistência por atrito lateral. O tratamento teórico para a determinação do atrito lateral unitário é em geral, análogo ao utilizado para determinar a resistência ao deslizamento de um sólido em contato com o solo. Assim, geralmente, seu valor é considerado como a soma de dois fatores; são eles: a aderência do contato estaca-solo e a tensão horizontal que o solo exerce sobre a superfície lateral da estaca multiplicada pelo ângulo de atrito entre o sistema estaca-solo (uma tensão cisalhante e uma normal).

Os valores de aderência e ângulo de atrito podem ser obtidos em laboratório, porém, tais parâmetros dependem do tipo e processo executivo da estaca, assim como o estabelecimento da tensão de contato na superfície também depende. Um erro relativamente pequeno na estimativa destes parâmetros poderá representar um erro significativo na capacidade de carga por atrito lateral calculada.

O atrito lateral das estacas foi abordado por diversos autores, inclusive aqueles que propuseram as soluções clássicas para resistência de ponta (Terzaghi e Meyerhof), anteriormente citados. A proposta elaborada por Terzaghi é complexa e por isso não foi incorporada a prática. Já Meyerhof, propõe uma expressão para o atrito

lateral unitário em solos granulares, tendo como base os parâmetros acima citados e considerando a aderência nula.

2.3 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

Pesquisadores, em todo o mundo, tentam correlacionar equações que possuem relações diretas com métodos práticos (provas de carga), que variam principalmente de acordo com o tipo de investigação geotécnica, assim como o solo encontrado em cada região, gerando assim, métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga.

No Brasil, o SPT é a investigação geotécnica mais difundida e realizada, Militsky, 1986, aborda o assunto dizendo que: “a engenharia de fundações correntes no Brasil pode ser descrita como a geotecnia do SPT”. Assim os calculistas de fundações têm a preocupação de estabelecer métodos de cálculo da capacidade de carga de estacas utilizando os resultados das sondagens à percussão. A seguir são apresentados alguns métodos tradicionais para previsão de capacidade de carga em estacas. Uma abordagem de métodos concebidos especificamente para as estacas tipo hélice contínua monitorada, também é enfatizada.

2.3.1 Método de Meyerhof (1956)

Foi provavelmente Meyerhof quem primeiro propôs um método para determinar a capacidade de carga de estacas a partir do SPT, publicou seu primeiro trabalho em 1956 e retomou o tema em sua “Terzaghi Lecture” (Meyerhof, 1976). Os principais resultados obtidos pelo autor foram:

- Para estacas cravadas até uma profundidade D em solo arenoso, a resistência unitária de ponta (em kgf/cm^2) é dada pela equação 2.4;

$$q_{p,ult} = \frac{0,4ND}{B} \leq 4N \quad (2.4)$$

onde:

N = número de golpes para os 30 cm finais do SPT a cada metro;

B = Diâmetro ou maior comprimento da seção transversal da estaca.

A resistência unitária por atrito lateral em (em kgf/cm²) é dada pela equação

2.5.

$$\tau_{l,ult} = \frac{\bar{N}}{50} \quad (2.5)$$

onde:

\bar{N} = é a média dos N ao longo do fuste.

→ Para siltes não plásticos, pode-se adotar como limite superior da resistência de ponta a equação 2.6, exposta em kgf/cm²;

$$q_{p,ult} = 3N \quad (2.6)$$

→ Para estacas escavadas em solo não coesivo, a resistência de ponta é da ordem de um terço dos valores obtidos pelas equações 2.4 e 2.6, e a resistência lateral, da ordem da metade do valor dado pela equação 2.5;

→ Para estaca com base alargada do tipo Franki, a resistência de ponta é da ordem do dobro da fornecida pelas equações 2.4 e 2.6;

→ Se as propriedades da camada de suporte arenosa variam nas proximidades da ponta da estaca, deve-se adotar para N um valor médio calculado ao longo de quatro diâmetros acima e um diâmetro abaixo da ponta estaca;

→ Quando a camada de suporte arenosa for sobrejacente a uma camada de menor resistência e a espessura (H) entre a ponta da estaca e o topo da camada de menor resistência for menor do que a espessura crítica da ordem de 10 B, a resistência da ponta da estaca será dada pela equação 2.7.

$$q_{p,ult} = q_0 + \frac{(q_1 - q_0)H}{10B} \leq q_1 \quad (2.7)$$

onde:

q_0 = resistência limite na camada fraca inferior;

q_1 = resistência limite na camada resistente.

2.3.2 Método de Aoki-Velloso (1975)

O método de Aoki-Velloso 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 do SPT como também com dados do ensaio CPT. A primeira expressão da capacidade de carga da estaca pode ser descrita relacionando as resistências de ponta e por atrito lateral da estaca com resultados do CPT como mostram as equações 2.8 e 2.9.

$$Q_{ult} = A_b q_{p,ult} + U \sum \tau_{l,ult} \Delta l \quad (2.8)$$

$$= \frac{A_b q_{cone}}{F1} + U \sum \frac{\tau_{cone}}{F2} \Delta l \quad (2.9)$$

Onde, F1 e F2 são fatores de escala e execução.

Ao introduzir as correlações entre o SPT e o ensaio de cone holandês (CPT mecânico) apresentadas nas equações 2.10 e 2.11.

$$q_c = KN \quad (2.10)$$

$$\tau_c = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot K \cdot N \quad (2.11)$$

Obtém-se a equação 2.12, para uso do método a partir dos resultados do SPT.

$$Q_{ult} = A_b \frac{KN_l}{F1} + U \sum \frac{\alpha KN_p}{F2} \Delta l \quad (2.12)$$

Através da introdução do coeficiente K, torna-se possível utilizar os resultados do ensaio SPT, pois K é o coeficiente de conversão da resistência de ponta do cone para N_{SPT} ; o coeficiente α , define a relação entre as resistências de ponta e por atrito lateral local, do ensaio de penetração estática (CPT), segundo Vargas, 1977. Os valores de K e α adotados por Aoki-Velloso constam na tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Coeficientes K e α (Aoki-Velloso, 1975).

Tipo de solo	k (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2
Areia siltoargilosa	7	2,4
Areia argilossiltosa	5	2,8
Areia argilosa	6	3
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte arenoargiloso	4,5	2,8
Silte	4	3
Silte argiloarenoso	2,5	3
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila arenossiltosa	3	2,8
Argila siltoarenosa	3,3	3
Argila siltosa	2,2	4
Argila	2	6

Os valores de F1 e F2 foram obtidos a partir da retro-análise dos resultados de prova de carga em estacas (cerca de 100 provas entre diversos tipos de estacas). Conhecidas todas as variáveis a partir dos resultados de SPT e da tabela 2.2, é

possível calcular os fatores F1 e F2. Como não se dispunha de provas de carga instrumentadas, que permitiriam separar a capacidade do fuste da capacidade da ponta, só seria possível obter um dos fatores. Assim, adotou-se $F2 = 2F1$. Os valores obtidos estão na tabela 2.3. Para estacas escavadas, os valores foram tirados e, posteriormente adaptados de Velloso *et al.* (1978).

Na década de 70, quando o método foi proposto, foram introduzidas as estacas tipo raiz e não se executava ainda estacas tipo hélice. Três trabalhos de final de curso da UFRJ, dos autores Rafael Francisco G. Magalhães (1994), Gustavo S. Raposo e Marcio Andre D. Salem (1999) conduziram a uma estimativa razoável e ligeiramente conservativa das estacas raiz, hélice contínua e ômega, adotando-se os valores de $F1=2$ e $F2=4$.

Os autores utilizaram, para efeito de cálculo da resistência de ponta, a média de três valores de N: no nível de cálculo (da ponta) a 1 metro acima e a 1 metro abaixo. Um valor limite de $N=50$ também é adotado.

Tabela 2.3 – Coeficientes de transformação F_1 e F_2 (Aoki-Velloso, 1975; Velloso *et al*, 1978).

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Premoldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3	6
Raiz*	2	4
Hélice Contínua*	2	4
Ômega*	2	4

* Valores estimados por estudos posteriores;

Vale ressaltar que, este método semi-empírico foi proposto há mais de 30 anos, e desenvolvido em uma determinada área geotécnica, portanto, sua utilização em outras regiões requer muita precaução, com objetivo de se obter maior confiabilidade nos resultados. Além disso, o método foi desenvolvido inicialmente para

ser utilizado no estudo de estacas Franki, pré-moldadas de concreto, metálicas e escavadas.

2.3.2.1 Contribuição de Laprovitera (1998) e Benegas (1993)

Em duas dissertações de mestrado da COPPE-UFRJ (Laprovitera, 1988; Benegas, 1993), foram feitas avaliações do método Aoki-Velloso a partir de um Banco de Dados de provas de carga em estacas compilado pela COPPE-UFRJ. Nas análises realizadas, os valores de K e α utilizados não foram os do método Aoki-Velloso original, mas aqueles modificados por Danziger (1982).

Como nem todos os 15 tipos de solos tinham sido avaliados por Danziger, Alguns valores foram complementados através de interpolação por Laprovitera (1988). Os valores finais de K e α constam na tabela 2.4.

Nas análises feitas, não se manteve a relação $F2 = 2F1$ do trabalho original de Aoki-Velloso, mas tentaram-se outras relações de forma a obter uma melhor previsão. Na tabela 2.5 estão os valores de $F1$ e $F2$ obtidos nas dissertações.

Tabela 2.4 – Coeficientes K e α (Laprovitera, 1988).

Tipo de solo	k (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	6	1,4
Areia siltosa	5,3	1,9
Areia siltoargilosa	5,3	2,4
Areia argilossiltosa	5,3	2,8
Areia argilosa	5,3	3
Silte arenoso	4,8	3
Silte arenoargiloso	3,8	3
Silte	4,8	3
Silte argiloarenoso	3,8	3
Silte argiloso	3	3,4
Argila arenosa	4,8	4
Argila arenossiltosa	3	4,5
Argila siltoarenosa	3	5
Argila siltosa	2,5	5,5
Argila	2,5	6

Tabela 2.5 – Coeficientes de transformação F_1 e F_2 (Laprovitera, 1988; Benegas, 1993).

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	3,0
Metálica	2,4	3,4
Premoldada de concreto	2	3,5
Escavada	4,5	4,5

É importante ressaltar que, nas avaliações da resistência de ponta, tomou-se a média dos N numa faixa de um diâmetro da estaca para cima e um para baixo (ou pelo menos 1m acima e 1m abaixo), o que obriga o usuário dos novos valores a adotar o mesmo procedimento. O número de provas de carga avaliadas situava-se em torno de 200, dentre os vários tipos de estacas.

2.3.2.2 Contribuição de Monteiro (1997)

Com base em sua experiência na firma Estacas Franki Ltda, Monteiro (1997) estabeleceu correlações diferentes, tanto para k e α , mostradas na tabela 2.6, como para F_1 e F_2 , mostradas na tabela 2.7.

Algumas recomendações para aplicação do método:

- O valor de N é limitado a 40;
- Para o cálculo da resistência de ponta unitária ($q_{p,ult}$), deverão ser considerados valores ao longo de espessuras iguais a 7 e 3,5 vezes o diâmetro da base, para cima e para baixo da profundidade da base, respectivamente (figura 2.4). Os valores para cima fornecem, na média, q_{ps} e os valores para baixo fornecem q_{pi} . O valor a ser adotado será o expresso na equação 2.13.

$$q_{p,ult} = \frac{q_{ps} + q_{pi}}{2} \quad (2.13)$$

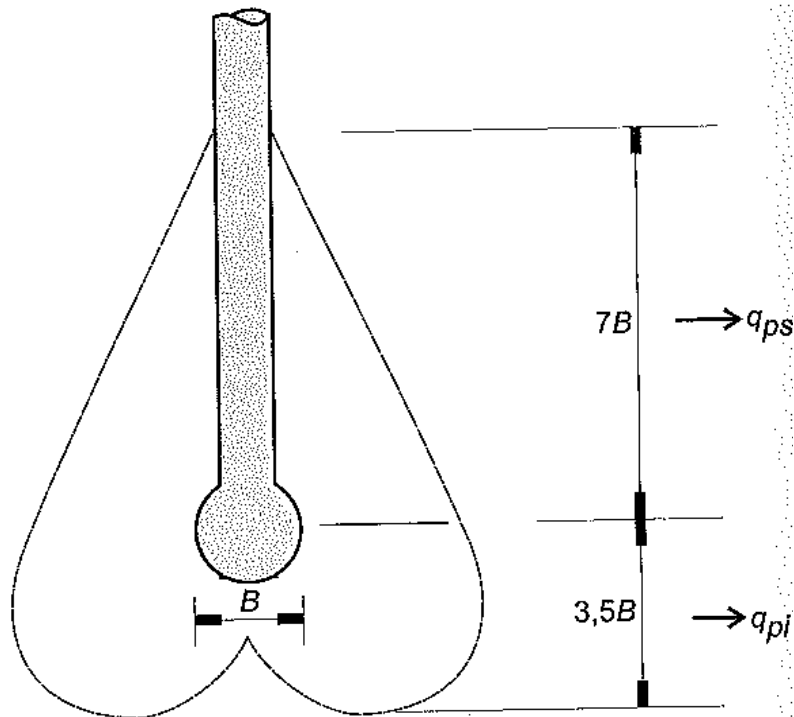


Figura 2.4 – Determinação da resistência de ponta segundo Monteiro (1997).

Tabela 2.6 – Coeficientes K e α (Monteiro, 1997).

Tipo de solo	k (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	7,3	2,1
Areia siltosa	6,8	2,3
Areia siltoargilosa	6,3	2,4
Areia argilossiltosa	5,7	2,9
Areia argilosa	5,4	2,8
Silte arenoso	5	3
Silte arenoargiloso	4,5	3,2
Silte	4,8	3,2
Silte argiloarenoso	4	3,3
Silte argiloso	3,2	3,6
Argila arenosa	4,4	3,2
Argila arenossiltosa	3	3,8
Argila siltoarenosa	3,3	4,1
Argila siltosa	2,6	4,5
Argila	2,5	5,5

Tabela 2.7 – Coeficientes de transformação F_1 e F_2 (Monteiro, 1997).

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki de fuste apilado	2,3	3
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5
Premoldada de concreto cravada a percussão	2,5	3,5
Premoldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice Contínua	3	3,8

Nota: os valores indicados para estacas tipo hélice contínua requerem reserva, pois é pequeno o número de provas de carga disponível.

2.3.3 Método de Décourt-Quaresma (1978)

Em 1978 os engenheiros Luciano Décourt e Arthur Quaresma apresentaram no 6º congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia de fundações um método para a determinação da capacidade de carga em estacas. Segundo os próprios autores, este trabalho contempla um processo expedito para a estimativa da capacidade de carga de ruptura baseado exclusivamente em resultados de ensaios SPT. O método foi idealizado inicialmente para estacas do tipo pré-moldada de concreto e para fins de validação do mesmo, foram executadas pelo segundo autor 41 provas de carga estática neste tipo de estaca, no entanto, pode-se admitir em primeira aproximação, que a metodologia seja válida também para estacas do tipo Franki, Strauss (apenas com a ponta em argila, como deve sempre ocorrer) e estacas escavadas.

O método apresenta as características descritas a seguir.

→ Resistência de ponta

Toma-se como valor de N a média entre o valor correspondente à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente superior. Para estimativa da resistência unitária de ponta (em tf/m^2) utiliza-se a expressão 2.14:

$$q_{p,ult} = CN_p \quad (2.14)$$

onde:

C = coeficiente que varia em função do tipo de solo (tabela 2.8);

N_p = Média dos valores correspondentes à ponta da estaca, o imediatamente superior e o imediatamente anterior.

Tabela 2.8 – Valores de C (Décourt-Quaresma, 1978);

Tipo de solo	C (tf/m ²)
Areia	40
Silte arenoso (alteração de rocha)	25
Silte argiloso (alteração de rocha)	20
Argila	12

→ **Resistência por atrito lateral**

Consideram-se os valores de N ao longo do fuste, sem levar em conta àqueles utilizados para a estimativa da resistência de ponta. Tira-se a média, e na tabela 2.9, obtém-se o atrito médio ao longo do fuste (em tf/m²). Nenhuma distinção é feita quanto ao tipo de solo.

Tabela 2.9 – Valores de atrito médio ao longo do fuste (Décourt-Quaresma, 1978).

SPT (médio ao longo do fuste)	Atrito Lateral (tf/m ²)
≤ 3	2
6	3
9	4
12	5
> 15	6

Em 1982, o Engenheiro Luciano Décourt empenhado em aperfeiçoar o método, levou ao segundo simpósio europeu sobre ensaios de penetração, que foi realizado na

cidade de Amsterdam na Holanda, uma contribuição em que dentre outros pontos abordou e propôs uma fórmula para cálculo da resistência lateral unitária.

Desde então, a resistência lateral unitária em tf/m^2 é dada pela equação 2.15;

$$\tau_{l,ult} = \frac{\bar{N}}{3} + 1 \quad (2.15)$$

onde:

\bar{N} = valor médio de N ao longo do fuste desconsiderando aqueles utilizados no cálculo de ponta, sendo que, caso N seja menor que 3 considera-se 3 e caso N maior que 50, considera-se 50.

Desta forma a expressão geral para o cálculo da capacidade de carga é a da equação 2.16.

$$Q_{ult} = q_{p,ult} A_p + \tau_{l,ult} A_s \quad (2.16)$$

Ou ainda, de acordo com a equação 2.17,

$$Q_{ult} = CN_p \frac{\pi D^2}{4} + U \sum 10 \cdot \left[\left(\frac{\bar{N}}{3} \right) + 1 \right] \cdot \Delta l \quad (2.17)$$

onde:

A_p = Área de ponta da estaca;

A_s = Área lateral da estaca;

U = perímetro da seção transversal do fuste;

Δl = Comprimento da cada camada.

2.3.4 Método de Velloso (1981)

Pedro Paulo Velloso apresentou um critério para o cálculo de capacidade de carga e recalques de estaca e grupos de estacas (Velloso, 1981). A capacidade de carga de uma estaca, com comprimento L, diâmetro de fuste D e diâmetro de base D_b , pode ser estimada a partir da equação abaixo, tomando-se por base os valores de $Q_{l,ult}$ e $Q_{p,ult}$ obtidos com as expressões 2.18 e 2.19.

→ **Resistência da ponta**

$$Q_{p,ult} = A_b \alpha \beta q_{p,ult} \quad (2.18)$$

→ **Resistência por atrito lateral**

$$Q_{l,ult} = U \alpha \lambda \sum \tau_{l,ult} \Delta l_i \quad (2.19)$$

onde:

U = perímetro da seção transversal do fuste;

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

α = Fator da execução da estaca;

$\alpha = 1$ (estacas cravadas);

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

λ = Fator de carregamento;

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

β = Fator da dimensão da base (equação 2.20).

$$\beta = 1,016 - 0,016 \frac{D_b}{b} \quad (2.20)$$

sendo:

b = diâmetro da ponta de cone (3,6cm no cone padrão).

A partir dos resultados de ensaios SPT, podem-se adotar as equações 2.23 e 2.24 para se calcular as resistências unitárias, por atrito lateral e de ponta, respectivamente.

$$\tau_{l,ult} = a' N^{b'} \quad (2.23)$$

$$q_{p,ult} = a N^b \quad (2.24)$$

Onde a, b, a', b' são parâmetros de correlação entre o SPT e o CPT, a serem definidos para os solos típicos de cada região, e que constam na tabela 2.10.

Tabela 2.10 – Valores aproximados de a, b, a', b' (Velloso, 1981).

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

⁽¹⁾ Dados obtidos na obra da refinária Duque de caxias (RJ); ⁽²⁾ Dados obtidos na obra da Aço-Minas (MG).

2.3.5 Método de Teixeira (1996)

Em 1996, Teixeira apresentou um método para cálculo da capacidade de carga de estacas. Neste método a capacidade de carga à compressão de uma estaca pode ser estimada em função dos parâmetros da equação 2.25.

$$Q_{ult} = \alpha \bar{N}_b A_p + U B \bar{N}_l L \quad (2.25)$$

onde:

\bar{N}_b = Valor médio obtido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca

a 1 diâmetro abaixo;

\bar{N}_l = Valor médio ao longo do fuste da estaca;

L = Comprimento da estaca.

Os valores do parâmetro α estão indicados na tabela 2.11, em função da natureza do solo e do tipo de estaca. O parâmetro β só depende do tipo de estaca.

Tabela 2.11 – Valores de α e β (Teixeira, 1996).

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

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

Os dados da tabela 2.11, não se aplicam ao cálculo do atrito lateral de estacas pré-moldadas de concreto, cravadas em argilas moles sensíveis quando, normalmente, o N é inferior a 3.

2.3.6. Método de Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt et al. (1996)

O método originalmente proposto por Décourt & Quaresma (1978), foi desenvolvido para utilização em estacas cravadas. Décourt et al. (1996) sugeriu a introdução de dois coeficientes (α e β) para correção da reação de ponta e a parcela do atrito lateral, possibilitando assim, a análise de outros tipos de estacas.

De tal modo, a expressão geral para determinação da carga de ruptura de uma estaca é dada pela equação 2.26.

$$Q_{ult} = \alpha q_{p,ult} A_p + \beta \tau_{l,ult} A_s \quad (2.26)$$

Ou ainda pela equação 2.27,

$$Q_{ult} = \alpha CN \frac{\pi D^2}{4} + \beta U \sum 10 \cdot \left[\left(\frac{\bar{N}}{3} \right) + 1 \right] \Delta L \quad (2.27)$$

Os valores atribuídos aos coeficientes α e β , sugeridos para os diversos tipos de estacas estão apresentados na tabela 2.12.

Tabela 2.12 – Coeficientes β e α para cada tipo de estaca.

ESTACA	CRAVADA (estaca padrão)		ESCAVADA (em geral)		ESCAVADA (α /bentonita)		HÉLICE CONTÍNUA		RAIZ		INJETADA (alta pressão)	
	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β
SOLO												
ARGILAS	1,00*	1,00*	0,85	0,80	0,85	0,90*	0,30*	1,00*	0,85*	1,50*	1,00*	3,00*
SOLOS**	1,00*	1,00*	0,60	0,65	0,60	0,75*	0,30*	1,00*	0,60*	1,50*	1,00*	3,00*
AREIAS	1,00*	1,00*	0,50	0,50	0,50	0,60*	0,30*	1,00*	0,50*	1,50*	1,00*	3,00*

* Valores para o qual a correlação inicial foi desenvolvida

* Valores apenas indicativos diante do reduzido número de dados disponíveis

**Solos intermediários

2.3.7 Método de Alonso (1996)

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

A carga de ruptura é obtida pela soma das parcelas de atrito lateral e de ponta expostas nas equações 2.28 e 2.34, respectivamente.

→ **Resistência por atrito lateral**

$$Q_{l,ult} = U \sum \tau_{l,ult} \Delta l \quad (2.28)$$

onde:

U = perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

Δl = trecho onde se admite atrito lateral unitário r_l constante;

$\tau_{l,ult}$ = Resistência lateral unitária (tabela 2.13).

A resistência por atrito lateral unitária da estaca é obtida com a equação 2.29.

$$\tau_{l,ult} = \alpha \cdot f \leq 200kPa \quad (2.29)$$

α = coeficiente de correção do atrito lateral f , obtido através da interpretação de provas de carga carregadas até as proximidades da carga última (tabela 2.13);

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

Tabela 2.13 – Limites de $\tau_{l,ult}$ e valores de α propostos pelo método de Alonso (1996), especificamente para estacas do tipo hélice contínua.

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

No ensaio SPT, geralmente a penetração total do amostrador é de 45 cm, exceto em solos muito moles, onde a penetração possivelmente será maior que 45 cm, e em solos muito resistentes, onde a penetração total é inferior a 45 cm.

Para a obtenção do valor de f , utiliza-se a equação 2.30, proposta pelo idealizador do ensaio SPT-T, Ranzini (ALONSO, 1996).

$$f = \frac{100T_{máx}}{0,41h - 0,032} (kPa) \quad (2.30)$$

onde:

$T_{m\acute{a}x}$ = torque máximo expresso em kgf.m;

h = penetração total do amostrador, em cm (geralmente 45 cm).

Para uma penetração total do amostrador igual a 45 cm, a expresso acima resulta na equação 2.31.

$$f = \frac{T_{m\acute{a}x}}{0,18} (kPa) \quad (2.31)$$

O autor sugere as equaoes 2.32 e 2.33 que estabelecem correlaoes entre o tradicional ensaio SPT e o SPT-T, para o cálculo do atrito lateral e resistência de ponta, a partir do número de golpes N do ensaio SPT.

$$T_{m\acute{a}x} = 1,2N \quad e \quad T_{m\acute{i}n} = 1,0N \quad (2.32)$$

Para a formação Guabirota, as correlaoes são:

$$T_{m\acute{a}x} = 1,13N \quad e \quad T_{m\acute{i}n} = 0,98N \quad (2.33)$$

Alonso (1996) alerta que, antes de utilizar o método, o ideal  inicialmente encontrar estas correlaoes para o caso de outras regioes.

→ **Resistência de ponta**

$$Q_{p,ult} = A_p q_{p,ult} \quad (2.34)$$

Onde a resistência unitária de ponta pode ser expressa pela equação 2.35.

$$q_{p,ult} = \beta \frac{T_{m\acute{i}n}^{(1)} + T_{m\acute{i}n}^{(2)}}{2} \quad (2.35)$$

sendo:

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

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

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

Alonso (1996, 2000b) determinou os valores para β' , conforme a tabela 2.14 nas regiões analisadas.

Tabela 2.14 – Valores de β' (em kPa/kgf.m) em função do tipo de solo para as regiões analisadas.

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

2.3.8 Método de Antunes & Cabral (1996)

Os autores propuseram um método de previsão da capacidade de carga em estacas hélice contínua a partir dos resultados do ensaio SPT e baseados em informações obtidas em 9 provas de carga estáticas, realizadas em estacas com diâmetro de 35, 50 e 75 cm, fazendo uma comparação entre dois métodos semi-empíricos tradicionais, Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978).

Os autores propuseram as expressões 2.36 e 2.37:

→ **Resistência por atrito lateral**

$$Q_{l,ult} = \pi \cdot D \cdot \sum (N\beta_1)\Delta l \quad (2.36)$$

onde:

D= diâmetro da estaca;

Δl = comprimento da estaca;

N = índice de resistência à penetração do ensaio SPT;

β_1 = Coeficiente de atrito lateral que depende do tipo de solo (em kgf/cm², tabela 2.15).

→ **Resistência de ponta**

$$Q_{p,ult} = \beta_2 \cdot N_b \cdot \left(\frac{\pi \cdot D^2}{4} \right) \quad ; \quad \beta_2 \cdot N_p \leq 40 \text{kgf} / \text{cm}^2 \quad (2.37)$$

onde:

N_p = índice de resistência à penetração do ensaio SPT;

β_2 = parâmetro para o cálculo da resistência de ponta que depende do tipo de solo (tabela 2.15).

Tabela 2.15 – Parâmetros β_1 e β_2 (ANTUNES & CABRAL, 1996).

SOLO	β_1 (%)	β_2
Areia	4,0 - 5,0	2,0 - 2,5
Silte	2,5 - 3,5	1,0 - 2,0
Argila	2,0 - 3,5	1,0 - 1,5

2.3.9 Método de Gotlieb et al. (2000)

A partir da análise de 48 provas de carga estáticas em estacas do tipo hélice contínua, os autores desenvolveram um método simples, com base nos ensaios SPT, para estimar a tensão admissível no topo da estaca, sendo que a preocupação principal foram os aspectos de segurança e ocorrência de recalques excessivos (GOTLIEB et al, 2000).

Posteriormente, em 2002, analisando o banco de dados reunidos por Alonso (2000), os autores confirmaram a validade desta técnica, baseada em um conjunto de 99 provas de carga estáticas.

A tensão admissível a ser aplicada no topo da estaca, de acordo com o método proposto, é dada pela equação 2.38.

$$P_{adm} = (N_{Mediodapotu} \times 60) + \left(\frac{\sum N}{0,125D} \right) \quad (2.38)$$

onde:

P_{adm} = tensão admissível a ser aplicada no topo da estaca (kN/m²);

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

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

Baseado na experiência profissional prática, os autores recomendam a limitação de 5.000 kN/m² para o valor tensão admissível P_{adm} , para utilização em projetos.

Gotlieb et al. (2000) conclui que o método se mostrou válido em 100% dos casos quanto a ocorrência de recalques inferiores a 15 mm para as tensões de utilização, ou seja, nas cargas de trabalho das estacas.

2.3.10 Método de Karez-Rocha (2000)

Este método foi proposto para a estimativa da carga última de estacas do tipo hélice contínua, a partir da análise de 38 provas de carga, realizadas nas regiões sul e sudeste do país, correlacionando as informações com os números de golpes encontrados nos resultados dos ensaios de sondagem a percussão SPT.

Os diâmetros das estacas analisadas variaram entre 35 e 80 cm, e o comprimento médio de $14,3 \pm 4,4$ m.

A capacidade de carga é obtida pela soma das parcelas de atrito lateral e de ponta expostas nas equações 2.39 e 2.40.

→ **Resistência por atrito lateral**

$$Q_{l,ult} = 4,9\pi.D.\sum N \quad (2.39)$$

onde:

D = diâmetro da estaca em metros;

$\sum N$ = soma de golpes de SPT ao longo do fuste da estaca.

→ **Resistência de ponta**

$$Q_{p,ult} = K_{kr}NA_p \quad (2.40)$$

onde:

K_{kr} = 210 para argila, 250 para siltes e 290 para areia;

N = número de golpes de SPT na ponta da estaca;

A_p = área na ponta da estaca (m^2).

2.3.11 Método de Vorcaro & Velloso (2000)

A partir do banco de dados organizado por Alonso (2000), os autores estabeleceram, probabilisticamente, uma formulação com objetivo de prever a carga última em estacas do tipo hélice contínua. Para isso, adotaram o princípio da regressão linear múltipla, solucionando, por mínimos quadrados, um sistema formado por várias equações que simulam, cada uma, o fenômeno descrito pela reação última

medida em uma estaca carregada à compressão, levando-se em consideração o solo onde foram executadas, avaliado através dos resultados dos ensaios de SPT.

Para o cálculo da carga de ruptura, os autores encontraram melhores resultados limitando os valores do SPT ao longo do fuste em 50 golpes e na ponta da estaca em 75 golpes.

A seguir, a equação 2.41 que foi proposta para o cálculo da capacidade de carga em estacas hélice contínua.

$$Q_{ult} = e^{1,96 \ln x_p - 0,34 \ln x_p + \ln x_l + 1,36 \ln x_l \pm 0,29} \quad (2.41)$$

sendo:

$$x_p = A_p N_{spt(ponta)}; \quad (2.42)$$

$$x_l = U \sum N_{spt(fuste)}; \quad (2.43)$$

A_p = área da ponta da estaca (m²);

U = perímetro da estaca (m).

A tabela 2.16, apresenta um quadro com o resumo dos métodos de capacidade de carga axial estudados.

Tabela 2.16 – Resumo dos métodos de capacidade de carga.

MÉTODO	ATRITO LATERAL	RESIST. DE PONTA	OBSERVAÇÕES
Meyerhof (1956)	$Q_{l,ult} = U \sum \tau_{l,ult} \Delta l$	$Q_{p,ult} = A_b \frac{0,4ND}{B}$	-
Aoki & Velloso (1975)	$Q_{ult} = U \sum \frac{\alpha KN_p}{F 2} \Delta l + A_b \frac{KN_l}{F 1}$		-
Décourt & Quaresma (1978)	$Q_{ult} = U \sum 10 \cdot \left[\left(\frac{\bar{N}}{3} \right) + 1 \right] \cdot \Delta L + CN \frac{\pi D^2}{4}$		$3 \leq \bar{N} \leq 50$
Velloso (1981)	$Q_{l,ult} = U \alpha \lambda \sum \tau_{l,ult} \Delta l_i$	$Q_{p,ult} = A_b \alpha \beta q_{p,ult}$	-
Teixeira (1996)	$Q_{ult} = UB \bar{N}_l + L \alpha \bar{N}_b A_p$		-
Décourt et al. (1996)	$Q_{ult} = \beta U \sum 10 \cdot \left[\left(\frac{\bar{N}}{3} \right) + 1 \right] \cdot \Delta L + \alpha CN \frac{\pi D^2}{4}$		$\alpha = 0,3$ $\beta = 1,0$
Alonso (1996)	$Q_{l,ult} = \sum (U \cdot \tau_{l,ult} \cdot \Delta l)$	$Q_{p,ult} = A_p q_{p,ult}$	
Antunes & Cabral (2000)	$Q_{l,ult} = \pi \cdot D \cdot \sum (N \beta_1) \Delta l$	$Q_{p,ult} = \beta_2 \cdot N_b \cdot \left(\frac{\pi \cdot D^2}{4} \right)$	$\beta_2 \cdot N_p \leq 40 \text{kgf} / \text{cm}^2$
Kárez e Rocha (2000)	$Q_{l,ult} = 4,9\pi \cdot D \cdot \sum N$	$Q_{p,ult} = K_{kr} \cdot N A_p$	-
Gotlieb et al (2000)	$P_{adm} = (N_{\text{Mediodapona}} \times 60) + \left(\frac{\sum N}{0,125D} \right)$		-
Vorcaro & Velloso (2000)	$Q_{ult} = e^{1,96 \ln x_p - 0,34 \ln x_p + \ln x_l + 1,36 \ln x_l \pm 0,29}$		-

2.4 COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

Nesta seção, serão apresentadas comparações quantitativas de resistências unitárias, lateral e de ponta das estacas do tipo hélice contínua, quando da utilização dos métodos semi-empíricos. Serão comparados entre si os métodos tradicionais que possuem fatores para estacas tipo hélice contínua, Aoki-Velloso, 1975, mediante a atribuição dos fatores para este tipo de estaca através de três trabalhos de final de curso da UFRJ, e Décourt-Quaresma, 1978, modificado por Décourt et al, 1996, além de alguns métodos específicos para este tipo de estaca (Alonso, 1996, Antunes-Cabral, 1996 e Karez-Rocha, 2000).

O objetivo foi verificar quais métodos possivelmente apresentarão resultados mais conservadores e quais se comportarão de forma mais arrojada no que diz respeito ao resultado final da estimativa de capacidade de carga.

Para uma melhor visualização, as comparações aqui realizadas entre as parcelas unitárias de resistência por atrito lateral e de ponta, serão obtidas de maneira independente.

Estudos mais aprofundados e com o mesmo intuito, foram realizados por Francisco et al. (2004), mediante a comparação das estimativas de capacidade de carga utilizando métodos semelhantes aos utilizados neste trabalho com os resultados apresentados em um conjunto de 106 provas de carga estáticas. As estacas hélice possuíam geometrias diferentes e os solos ensaiados características distintas. Os resultados das avaliações indicaram que a maioria dos métodos analisados fornecem boas previsões, exceção feita para as estacas hélice contínua com grandes diâmetros as quais foram introduzidas no mercado mais recentemente.

2.4.1 Resistência unitária por atrito lateral

Ao analisar a parcela da resistência unitária por atrito lateral das equações para estimativa de capacidade de carga axial de estacas, observa-se que os métodos de

Aoki-Velloso, 1975 e Antunes-Cabral, 1996; apresentam, além do N_{SPT} , outros fatores relacionados ao tipo de solo em contato com o fuste da estaca. Os demais métodos (Décourt et al, 1996, Alonso, 1996 e Karez-Rocha, 2000) consideram que a resistência unitária por atrito lateral, deve ser estimada apenas com os dados relativos de N_{SPT} , pois admitem que este valor já leva em consideração o tipo de solo. Sendo assim os métodos de Aoki-Velloso, 1975 e Antunes-Cabral, 1996; apresentam um limite inferior e superior para as estimativas de resistência unitária por atrito lateral.

A comparação foi estabelecida através de um gráfico de resistência unitária lateral em função do N_{SPT} e está exibida na figura 2.5. Ressalta-se, que para cada método proposto, foram utilizados os fatores das tabelas do capítulo 2.

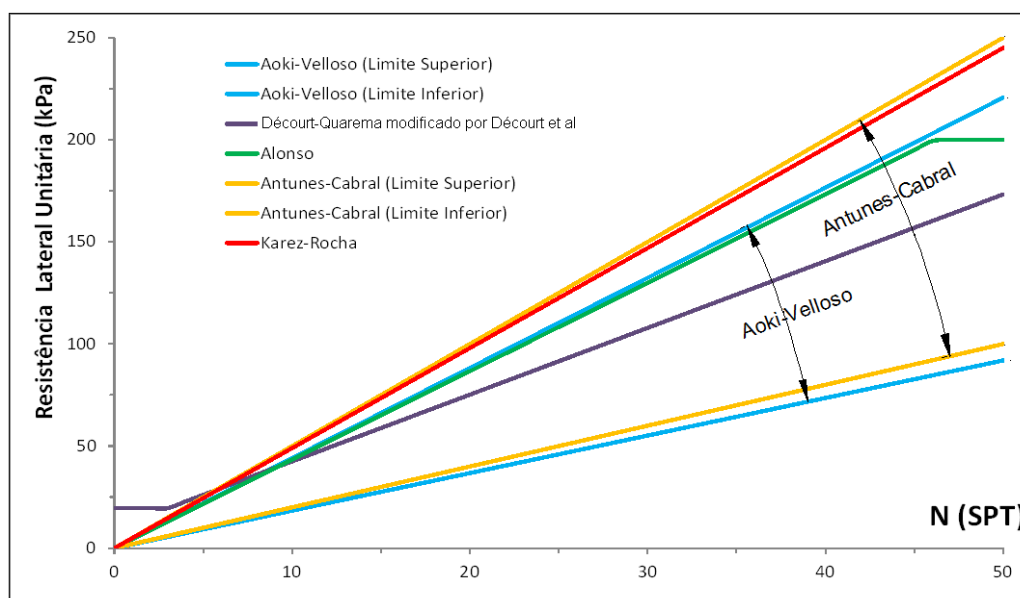


Figura 2.5 – Comparação de resistência lateral unitária por métodos semi-empíricos.

Mediante a visualização do gráfico é possível concluir que, os limites inferiores dos métodos de Aoki-Velloso, 1975 e Antunes-Cabral, 1996; possuem respostas muito parecidas, sendo previstos os valores mais conservativos de resistência unitária lateral entre todos os métodos analisados. Já os limites superiores destes métodos se distanciam um pouco mais entre si, sendo o limite superior do segundo, relativamente mais arrojado que o do primeiro.

O método de Alonso, 1996; apresenta valores praticamente coincidentes com o limite superior do método de Aoki-Velloso, 1975. Deste modo pode-se considerar este método como sendo ligeiramente arrojado em relação à maioria dos métodos; exceção feita ao método de Karez-Rocha (2000) que apresenta valores praticamente coincidentes com o limite superior do método de Antunes-Cabral, 1996 e desta forma se comporta de forma arrojada em relação aos demais métodos. Observa-se também, que o método de Décourt-Quaresma modificado por Décourt et al, 1996; apresenta valores praticamente intermediários em relação aos demais métodos.

2.4.2 Resistência unitária de ponta ou base

Para a análise da parcela da resistência unitária de ponta das equações para estimativa de capacidade de carga axial de estacas, diferentemente do que ocorre na resistência unitária lateral, todos os métodos levam em consideração o tipo de solo em contato com região da ponta da estaca, sendo assim, foram gerados um limite inferior e outro superior para cada método comparado, determinando assim, faixas de valores possíveis por método. A figura 2.6 mostra um gráfico de resistência unitária de ponta versus número de golpes N do ensaio SPT.

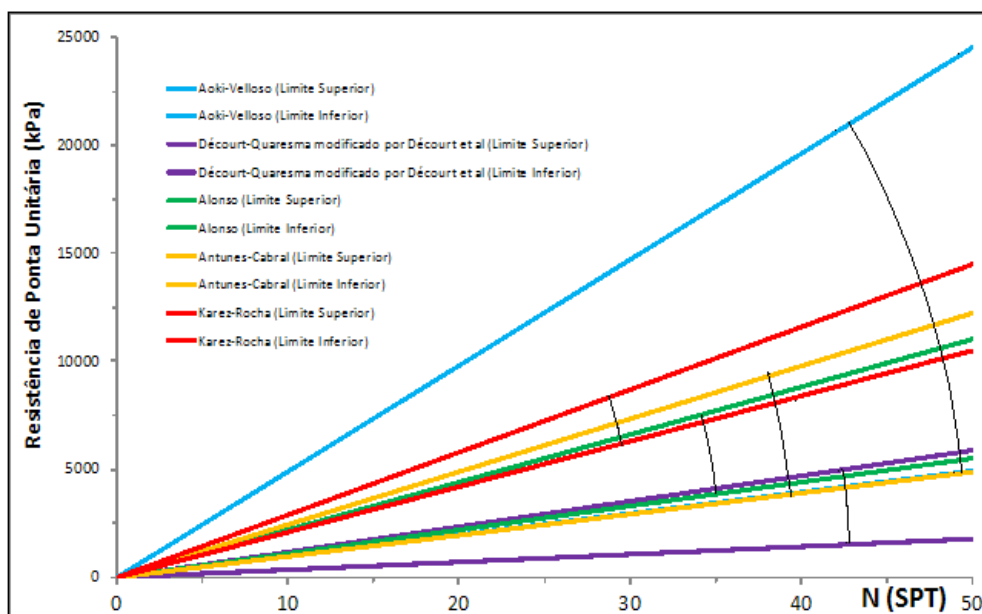


Figura 2.6 – Comparação da resistência de ponta unitária por métodos semi-empíricos.

Diante do gráfico é possível notar que, o limite superior do método de Aoki-Velloso, 1975; apresenta valores superiores aos demais métodos analisados, sendo considerada a estimativa mais arrojada possível. Cabe ainda destacar que é este, o método que abrange a maior faixa de valores entre os limites inferior e superior.

Na outra mão, os métodos de Karez-Rocha, 2000 e Décourt-Quaresma, 1978, modificado por Décourt et al, 1996; se apresentam com a menor variação entre a faixa de valores possíveis. No entanto, a faixa de valores de Karez-Rocha, 2000; apresenta-se situada bem centralizada em relação à faixa de valores de Aoki-Velloso, 1975, podendo ser considerada de utilização arrojada.

Já a faixa de valores de Décourt-Quaresma modificado por Décourt et al, 1996; se concentra perto do limite inferior de Aoki-Velloso, 1975; de modo que se comporta de forma conservativa em relação aos demais métodos.

A faixa de valores de Antunes-Cabral, 1996; e Alonso, 1996; são próximas entre si e se comportam de maneira intermediária em relação às faixas de valores dos métodos de Karez-Rocha, 2000; e Décourt-Quaresma modificado por Décourt et al, 1996.

3. ESTACAS HÉLICE MONITORADA

3.1 GENERALIDADES

As estacas hélice surgiram nos Estados Unidos entre 1950 e 1960, e a partir de 1970 começaram a serem utilizadas também na Alemanha e Japão, com diâmetros de 30 a 40cm aproximadamente. No entanto, somente a partir de 1980, começaram a ser largamente utilizadas na Europa. (Antunes e Tarozzo, 1996; Albuquerque, 2001; Polido, 2013).

Este tipo de estaca foi introduzido em nosso país somente em 1987 com a utilização de equipamentos adaptados. Só a partir de 1993, houve um grande progresso e desenvolvimento do uso destas estacas no Brasil, através da importação de equipamentos específicos para execução de estacas hélice. Os equipamentos possuíam maior força de arranque e torque, viabilizando a execução de estacas com até 800 mm de diâmetro a um comprimento máximo de 24 metros. Ao longo dos anos, foram adquiridos equipamentos de maior porte, de modo que atualmente já é possível executar estacas com 1.400 mm de diâmetro a profundidades de 34 metros, e com a contínua evolução dos equipamentos o portfólio de opções de diâmetros e profundidades só tende a aumentar.

De acordo com a NBR-6122/2010, existem dois tipos de estaca hélice monitoradas: a primeira e mais comumente utilizada é a estaca hélice contínua monitorada e a segunda é a estaca hélice de deslocamento monitorada.

3.2 ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA

A NBR-6122/2010 define este tipo de estaca como sendo de concreto moldada “in loco”, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado contínuo de grande comprimento de geometria helicoidal. A injeção de concreto é feita pela haste central do trado simultaneamente à sua retirada.

Como esta estaca é uma das mais utilizadas no Brasil, a seguir será descrito em detalhes seu processo executivo.

3.2.1 Processo executivo

A metodologia executiva inerente às estacas hélice contínua é bastante simples, como mostra a figura 3.1, e pode ser dividida em três etapas: perfuração, concretagem simultânea a extração da hélice do terreno, e colocação da armadura.

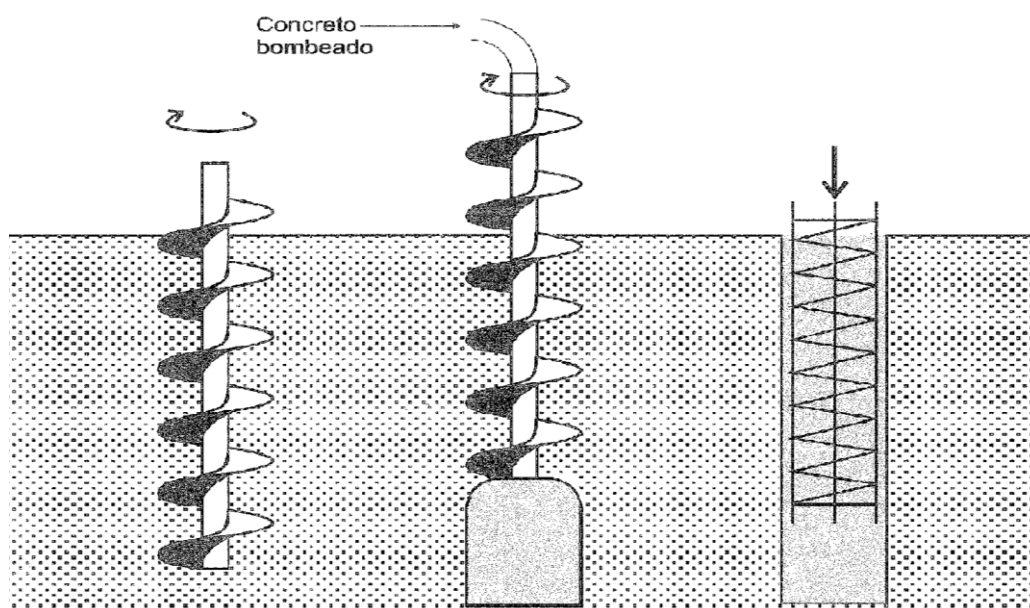


Figura 3.1 – Perfuração do terreno (obra estudada).

a) Perfuração

A perfuração é executada pela cravação da hélice no terreno, por meio de movimento rotacional proveniente de motores hidráulicos acoplados em sua extremidade, com um torque apropriado para que a hélice vença a resistência imposta pelo solo, atingindo a profundidade determinada em projeto. É importante ressaltar que, a perfuração é executada sem que em nenhum momento a hélice seja retirada do furo. A figura 3.2 mostra o momento da perfuração de uma estaca hélice da obra em estudo.



Figura 3.2 – Perfuração do terreno (obra estudada).

A haste de perfuração é constituída da hélice espiral, responsável pela retirada de solo, e um tubo central unido a esta hélice. A hélice é composta de dentes em sua extremidade inferior que facilitam a sua penetração no solo. Para evitar a entrada de solo ou água na haste tubular, durante a fase de perfuração, existe na extremidade inferior da hélice uma tampa metálica provisória que é expulsa na concretagem, esta, geralmente é recuperável. A figura 3.3 exibe em detalhe a hélice espiral juntamente com o tubo central.



Figura 3.3 – Detalhe da hélice espiral (obra estudada).

b) Concretagem

A concretagem da estaca começa depois de atingida a profundidade desejada, por bombeamento do concreto pelo interior da haste tubular. O concreto sai do caminhão betoneira, sendo injetado pela extremidade superior da haste, como pode ser observado na figura 3.4. A tampa metálica provisória é expulsa devido à pressão do concreto e a hélice passa a ser extraída pelo equipamento, sem girar ou, no caso de solos arenosos, como o que ocorre na região em estudo, girando muito lentamente no sentido da perfuração.

O concreto é injetado sob pressão positiva. A pressão positiva objetiva garantir a continuidade e a integridade do fuste da estaca e, para isto, é necessária a observação de dois aspectos executivos fundamentais nesta fase. 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 retorne 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.



Figura 3.4 – Concretagem de uma estaca na obra estudada.

Assim como a perfuração, é imprescindível que a concretagem ocorra de forma contínua e ininterrupta; desta maneira, as paredes onde se formará a estaca ficarão sempre suportadas pelo solo presente entre as pás da hélice, acima da ponta do trado, e pelo concreto que é injetado, abaixo da face inferior da hélice. Usualmente é utilizada bomba de concreto acoplada ao equipamento de perfuração através de mangueira flexível de 100 mm de diâmetro interno.

Durante a retirada do trado, a limpeza do solo contido entre as pás da hélice é normalmente realizada de forma manual como mostra a figura 3.5 ou com um limpador de acionamento hidráulico ou mecânico acoplado ao equipamento, que remove o material, sendo este, deslocado para fora da região do estaqueamento, normalmente com utilização de pá carregadeira de pequeno porte.



Figura 3.5 – Retirada manual do solo entre as pás da hélice (obra estudada).

A NBR-6122/2010 especifica que o concreto a ser utilizado deve satisfazer as seguintes exigências:

- Concreto usinado e bombeado
- Consumo mínimo de cimento: 400kg/m^3

- Resistência à compressão aos 28 dias: $f_{ck} > 20\text{Mpa}$
- Agregados areia e pedrisco
- Fator água/cimento: 0,50 a 0,60
- Ensaio de abatimento (Slump Test): $220 \pm 35\text{ mm}$;
- Exsudação: $< 1,0\%$
- % de argamassa em massa: $> 55\%$

c) Colocação da armadura

As estacas hélice contínua têm suas armaduras inseridas somente após a conclusão da concretagem e isso limita o comprimento da armadura, assim como pode inviabilizar o uso desta solução quando sujeita a esforços de tração ou quando utilizadas como elemento de contenção. A literatura internacional recomenda que as armaduras sejam instaladas por vibração, mas também podem ser inseridas por gravidade ou por compressão de um pilão.

3.2.2 Controle da execução

A estaca hélice contínua é monitorada na execução por um sistema computadorizado específico. Existem diversos equipamentos para o monitoramento, na obra em estudo, por exemplo, foi utilizado o da marca Compugeo, modelo S.I.M.H.E.C. Estes equipamentos fornecem ao todo 6 parâmetros gráficos e 11 numéricos durante a execução da estaca, dentre eles: profundidade, tempo, inclinação da torre, velocidade de penetração do trado, velocidade de rotação do trado, torque, velocidade de retirada (extração) da hélice, volume de concreto lançado, e pressão do concreto. A Figura 3.6 mostra o modelo utilizado na obra. Ao final da execução da estaca, o sistema emite uma folha de controle com os referidos dados.



Figura 3.6 – Equipamento utilizado para a monitoração eletrônica na obra estudada.

3.2.3 Vantagens e desvantagens

O uso das estacas tipo hélice contínua tem aumentado a cada ano no Brasil, e isso tem ocorrido devido à série de vantagens que esse tipo de fundação oferece.

No meio técnico da engenharia de fundações, uma das maiores preocupações é correlação ao uso de estacas que diminuam ou, se possível, eliminem as vibrações causadas durante sua execução, um dos grandes inconvenientes relacionados a estacas pré-moldadas em geral.

As principais vantagens decorrentes do uso deste tipo de fundação estão listadas abaixo:

- Alta produtividade, diminuindo substancialmente o cronograma da obra com utilização de apenas uma equipe de trabalho;
- Ausência quase total de distúrbios e vibrações típicos dos equipamentos utilizados para estacas cravadas;
- Baixo nível de ruído durante a execução;
- Grande variedade de solos em que pode ser utilizado este tipo de estaca, inclusive rochas brandas, exceto na presença de matacões e rochas;

- Podem perfurar solos com SPT acima de 50 e a perfuração não gera detritos poluídos por lama bentonítica, eliminando os inconvenientes relacionados à disposição final do material resultante da escavação;
- Execução monitorada eletronicamente;
- Perfuração sem necessidade de revestimento ou fluido de estabilização (lama bentonítica ou polímeros) para contenção do furo, pois o solo fica contido entre as pás da hélice;
- Podem ser utilizadas na presença de nível de água;
- A injeção de concreto sob pressão garante uma melhor aderência no contato estaca-solo e conseqüentemente maior resistência lateral do elemento.

Em contrapartida, assim como em qualquer outra fundação, também existem desvantagens que estão listadas abaixo:

- As áreas de trabalho devem ser planas e de fácil movimentação, devido ao porte dos equipamentos, assim como o solo deve ter capacidade de suportar o peso dos equipamentos, durante seu transporte e a execução da estaca;
- Em decorrência de sua alta produtividade e do alto volume de concreto demandado durante a execução das estacas, é necessária a presença de uma central de concreto nas proximidades do local da obra;
- Necessidade de um equipamento para a limpeza do material gerado durante a escavação;
- Limitação da armação e do comprimento da estaca segundo o alcance do equipamento;
- Necessidade de uma quantidade mínima de estacas para compensar o custo, normalmente elevado, de mobilização dos equipamentos. Sua utilização em

locais distantes dos centros, onde normalmente estes equipamentos são disponíveis, tende a elevar ainda mais o custo de transporte do maquinário;

→ A qualidade na execução depende da sensibilidade e experiência do operador da perfuratriz de execução da hélice.

3.3. OUTROS TIPOS DE ESTACAS HÉLICE MONITORADA

3.3.1. Estacas Hélice de deslocamento monitorada

De acordo com a NBR-6122/2010 a estaca hélice de deslocamento monitorada é uma estaca de deslocamento, de concreto moldada “in loco”, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado com características tais que ocasionem um deslocamento do solo junto ao fuste e à ponta, não havendo retirada de solo. A injeção de concreto é feita pelo interior do tubo central.

Esta estaca se assemelha a estaca hélice contínua monitorada, as diferenças decorrem tanto do emprego de trados especiais, como do procedimento de execução com o trado convencional. Segundo Velloso e Lopes, 2010; pelo menos dois tipos de estacas hélice com deslocamento de solo devem ser mencionados: ômega e atlas. Estas estacas diferem da estaca hélice contínua monitorada na medida em que a ferramenta helicoidal (ou trado) que penetra o terreno é concebida de maneira a afastar o solo lateralmente na hora em que a ferramenta é introduzida ou extraída.

As estacas ômega podem ser executadas com diâmetro de 30 cm até 60 cm e comprimento de até 35 m. A carga admissível pode chegar a 2.000 kN. A figura 3.7 exhibe a metodologia executiva da estaca que pode ser dividida nas seguintes fases: penetração por movimento de rotação e eventualmente força de compressão de trado, o tubo central é fechado por uma ponta metálica que será perdida, a penetração é levada até a profundidade prevista; introdução da armadura no tubo (em todo o comprimento da estaca), enchimento do tubo com concreto plástico; retirada do tubo

com movimento de rotação no mesmo sentido e, eventualmente, esforço de tração; simultaneamente o concreto é bombeado.

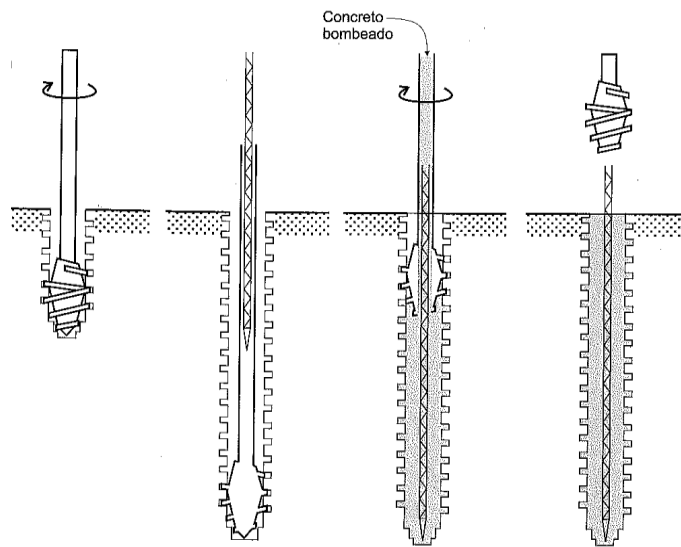


Figura 3.7 – Processo executivo da estaca Ômega (Velloso e Lopes, 2010).

O trado é projetado de tal forma que, mesmo quando se chega próximo à superfície do terreno na retirada do tubo, o solo é pressionado para baixo, sem qualquer saída de solo.

As estacas atlas podem ser executadas com diâmetro entre 36 e 60 cm e atingirem comprimentos de até 25 m. A execução é semelhante a da estaca ômega, diferindo na forma de retirada do tubo, que é feita por movimento de rotação em sentido contrário ao da introdução dele, como mostra a figura 3.8.

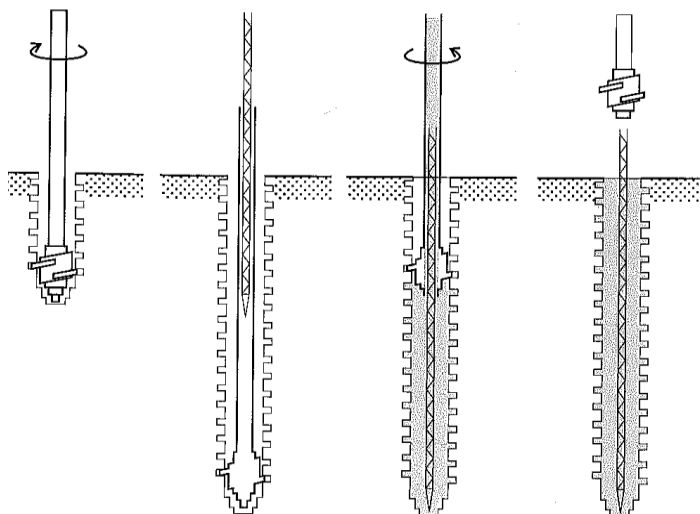


Figura 3.8 – Processo executivo da estaca Atlas (Velloso e Lopes, 2010).

3.3.2 Estacas hélice mista monitorada

Uma proposta para um novo modelo de estaca hélice tem sido testada em algumas obras recentes, tal proposta consiste em uma solução intermediária em relação aos tipos existentes e mencionados pela NBR-6122/2010.

Este novo tipo de estaca hélice também é moldada “in loco” e executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal convencional, todavia, na região da ponta da estaca ocorre um deslocamento de solo, enquanto que ao longo de todo o fuste da estaca o solo é retirado de forma simultânea e intermitente ao processo de concretagem. As outras etapas do processo executivo são similares às apresentadas para as estacas anteriores. A figura 3.9 mostra cada etapa do processo executivo.

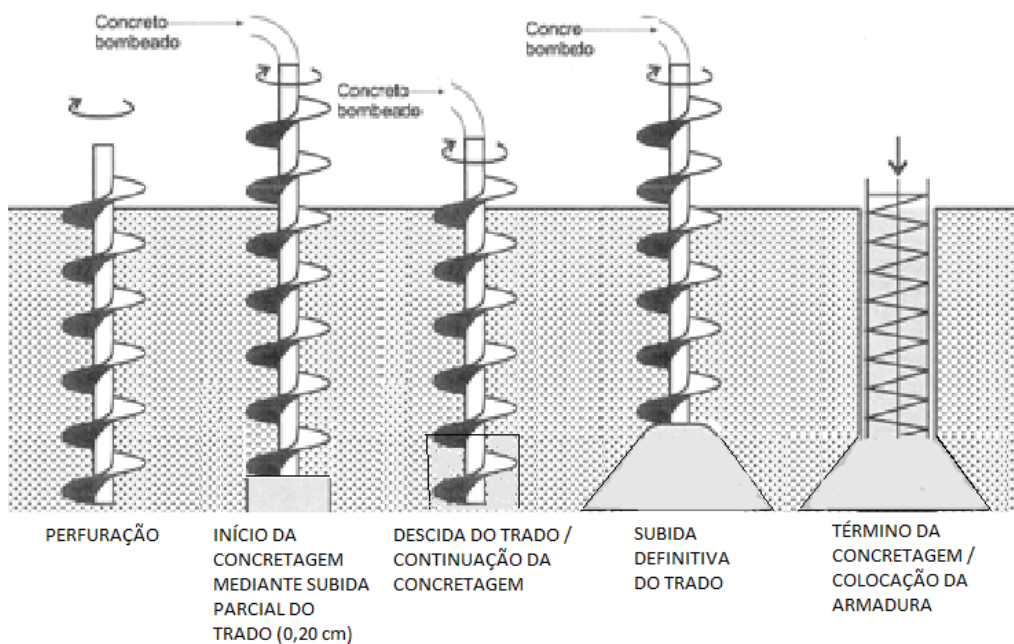


Figura 3.9 – Processo executivo da estaca hélice “mista”.

4. ESTUDO DE CASO

Neste capítulo, apresenta-se a localização da obra, juntamente com as investigações geotécnicas realizadas, as quais foram preponderantemente utilizadas no estudo proposto. São também descritas as especificações das estacas piloto, além das principais características das provas de carga realizadas.

4.1 A LOCALIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO

O empreendimento residencial é situado às margens da lagoa de Jacarepaguá, no bairro da Barra da Tijuca, no município do Rio de Janeiro/RJ. A figura 4.1 mostra a localização geográfica do bairro.

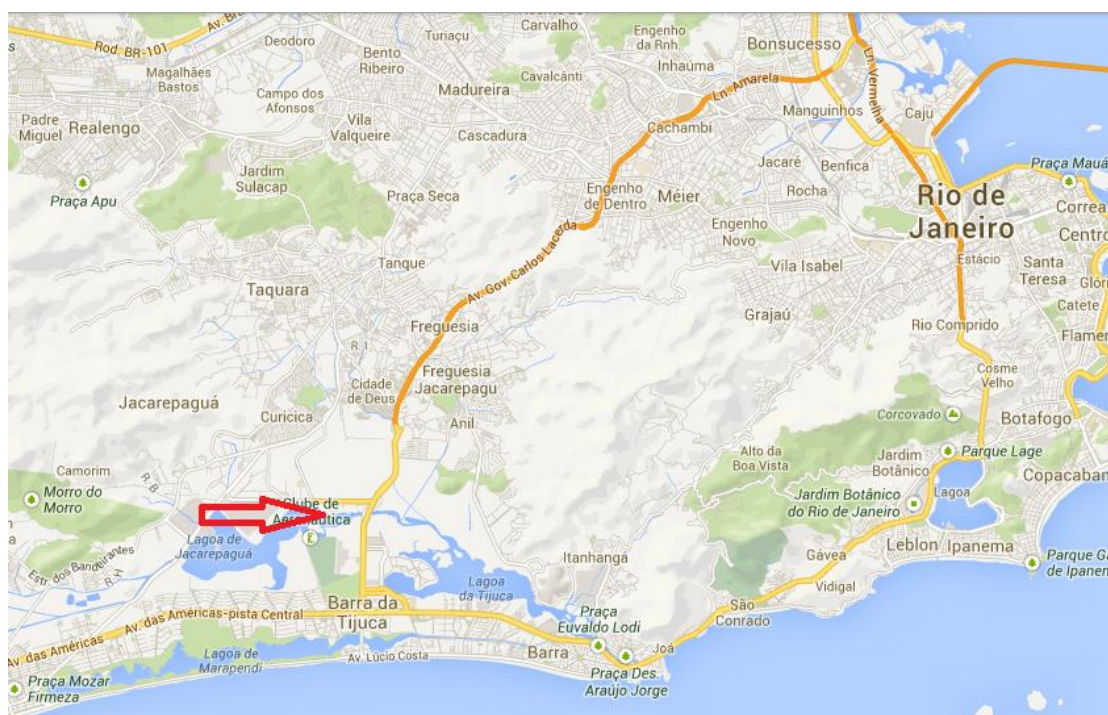


Figura 4.1 – localização geográfica do bairro da barra da tijuca (<http://maps.google.com.br/maps>, acesso em 05/08/2013).

A cidade do rio de Janeiro ocupa a margem ocidental da baía de Guanabara, e desenvolveu-se sobre estreitas planícies aluviais comprimidas entre montanhas e morros. Está assentada sobre três grandes maciços: Pedra Branca, Gericinó e o da

Tijuca com picos de interesse turístico como o Bico do Papagaio, Andaraí, Pedra da Gávea, Corcovado, o Dois Irmãos e o Pão de Açúcar.

Diversas lagoas, como as da Tijuca, Marapendi, Jacarepaguá e Rodrigo de Freitas formaram-se nas baixadas, muitas vezes formando regiões com grande acúmulo de sedimentos.

A figura 4.2 mostra em detalhe a localização da área de estudo, com visualização do bairro (Barra da Tijuca), no município do Rio de Janeiro.

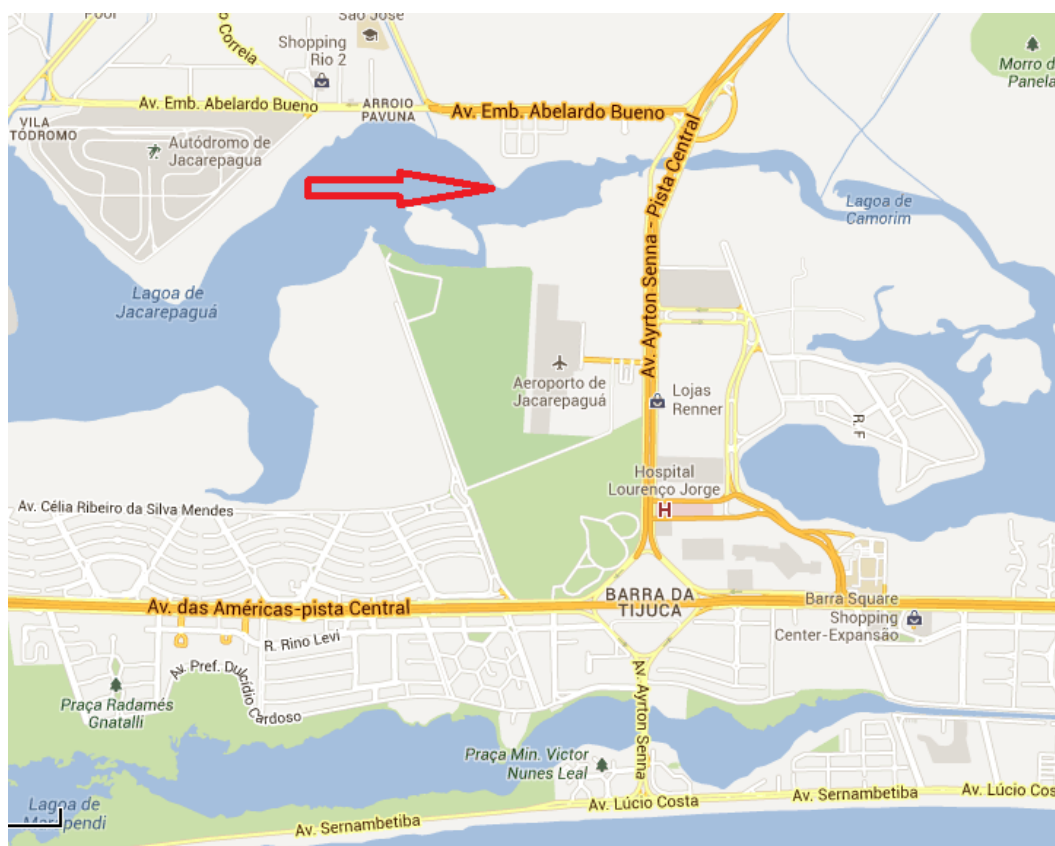


Figura 4.2 – localização geográfica da área de estudo (<http://maps.google.com.br/maps>, acesso em 03/07/2013).

O empreendimento residencial Rio Office Park H – “Essence” fica sediado na Avenida Embaixador Abelardo Bueno, nº 1.111. A figura 4.3 exhibe imagem de satélite da região.



Figura 4.3 – Área de interesse para o empreendimento imobiliário (as margens da lagoa de Jacarepaguá) em imagem de satélite (vista em planta) obtida em Google.com, dia 03/05/13.

A figura 4.4 apresenta uma maquete ilustrativa da fase final do empreendimento.



Figura 4.4 – Maquete ilustrativa do empreendimento.

4.2 SONDAGENS À PERCUSSÃO

Toda obra de engenharia civil exige um conhecimento mínimo do solo, seja ele utilizado como material de construção ou como elemento de suporte. Na elaboração de projetos de fundações, em caráter genérico é essencial: conhecer a estratigrafia do terreno, classificar as camadas do solo e determinar as propriedades mecânicas do mesmo. A obtenção destas propriedades pode ser feita através de ensaios de laboratório ou de campo. Na prática da engenharia brasileira, entretanto, há predominância dos ensaios “in situ”. O Standard Penetration Test (SPT) também chamado de sondagem à percussão ou de simples reconhecimento é sem dúvida, a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação geotécnica em praticamente todo o mundo, pois possui um procedimento de simples execução (Danziger, 2007).

Este ensaio é normatizado no Brasil pela NBR-6484/2001 e constitui-se em uma medida de resistência dinâmica do solo conjugado com a obtenção de amostras representativas do mesmo. A perfuração do terreno é feita através de um trado e da circulação de água, sendo utilizado um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. As amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de um amostrador padronizado, com diâmetro externo de 50 mm. O ensaio, conforme previsto em norma, consiste basicamente na cravação do amostrador padrão no solo, através de queda livre de um peso de 65 kg, caindo de uma altura de 75 cm.

Para iniciar uma sondagem, monta-se sobre o terreno, no ponto onde estão locados os furos, um cavalete de quatro pernas; em seu topo é montado um conjunto de roldanas, por onde passa uma corda, geralmente de sisal. Este conjunto auxiliará no manuseio e levantamento do “peso”, como pode ser observado na figura 4.5.

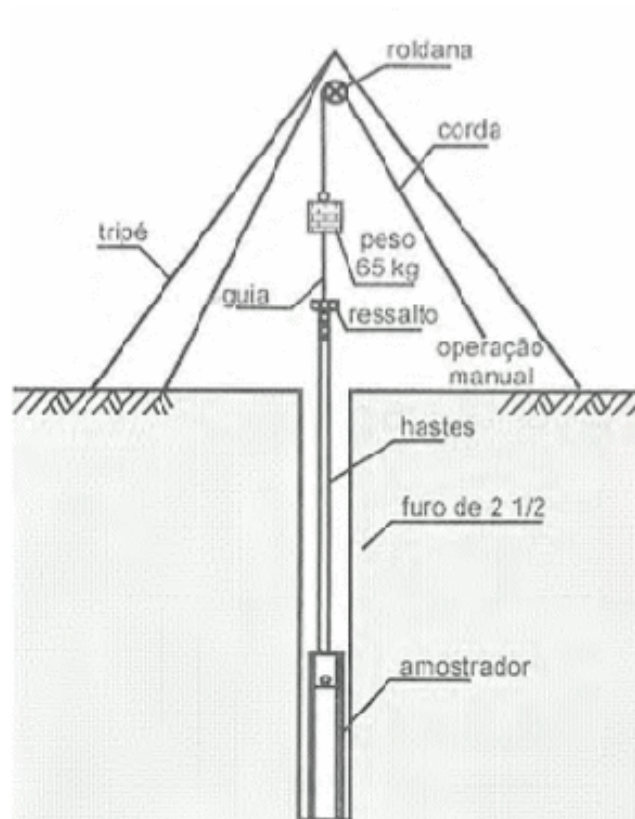


Figura 4.5 – Sondagem de simples reconhecimento à percussão SPT.

Com o auxílio de um “trado cavadeira”, perfura-se o terreno até a profundidade de 1 m para o começo da penetração dinâmica. Através de sucessivas quedas do peso (martelo), penetra-se 45 cm do amostrador padrão (dividido em três etapas de 15 cm cada), sendo anotado o número de golpes para cada avanço. A soma do número de golpes necessários para a penetração dos primeiros 30 cm é conhecido como N_i (SPT inicial) e a soma para os últimos 30 cm é o N_f (SPT final) ou N , como é denominado (GEOMEC, 2008). Geralmente em projetos adota-se o valor N dos últimos 30 cm, pois estes valores representariam melhor a condição natural do terreno.

Ao realizar este ensaio, pretende-se conhecer:

- O tipo de solo atravessado, a partir da retirada e identificação tátil-visual de uma amostra de solo deformada, a cada metro de perfuração;
- A espessura de cada camada;

- A resistência (N) oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão a cada metro perfurado;
- A posição do nível ou dos níveis d'água, quando encontrados durante e perfuração.

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 de arrasamento do elemento de fundação e dimensionamento da fundação através da previsão de recalques e da estimativa da capacidade de carga de ruptura.

Para o empreendimento em questão, foram realizados 44 furos de sondagem em toda a região, inclusive próximas aos locais das provas de carga estáticas. A figura 4.6 contempla uma planta de situação do empreendimento juntamente com a localização dos furos da sondagem à percussão e o local de realização das provas de carga.

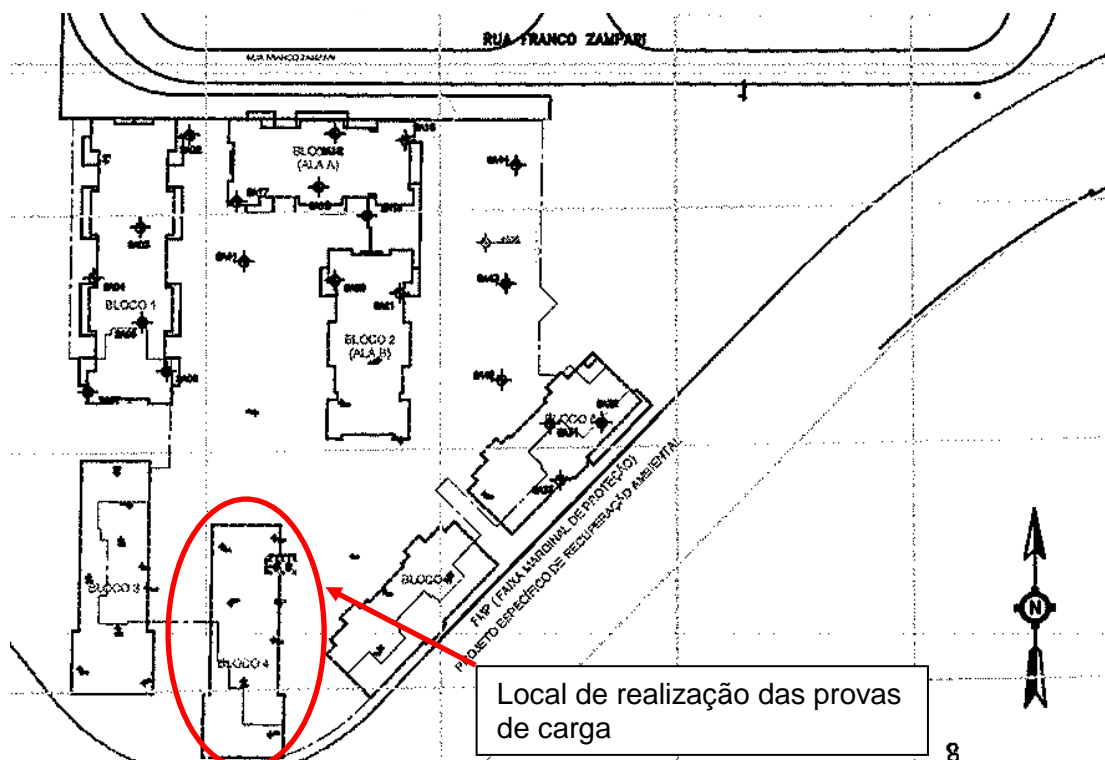


Figura 4.6 – Planta de situação com a localização dos furos da sondagem a percussão.

Na figura 4.7, estão indicados os furos de sondagem que se encontram mais próximos ao local de realização das provas de carga (SA25 e SA26). Apresenta-se também na figura as cotas entre as estacas ensaiadas, as reações utilizadas e a sondagem mais próxima SA26.

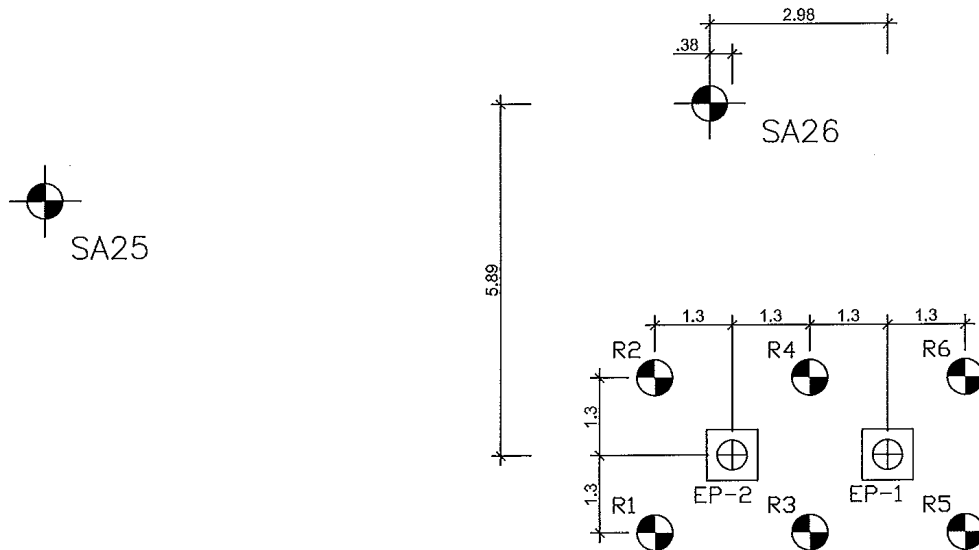


Figura 4.7 – Croqui com a localização das estacas submetidas a carregamento estático, estacas utilizadas como reação e sondagens mais próximas às provas de carga estáticas.

Nas figuras 4.8(a),(b) e 4.9(a),(b) estão apresentados, respectivamente, os boletins de sondagem dos dois furos, SA25 e SA26.

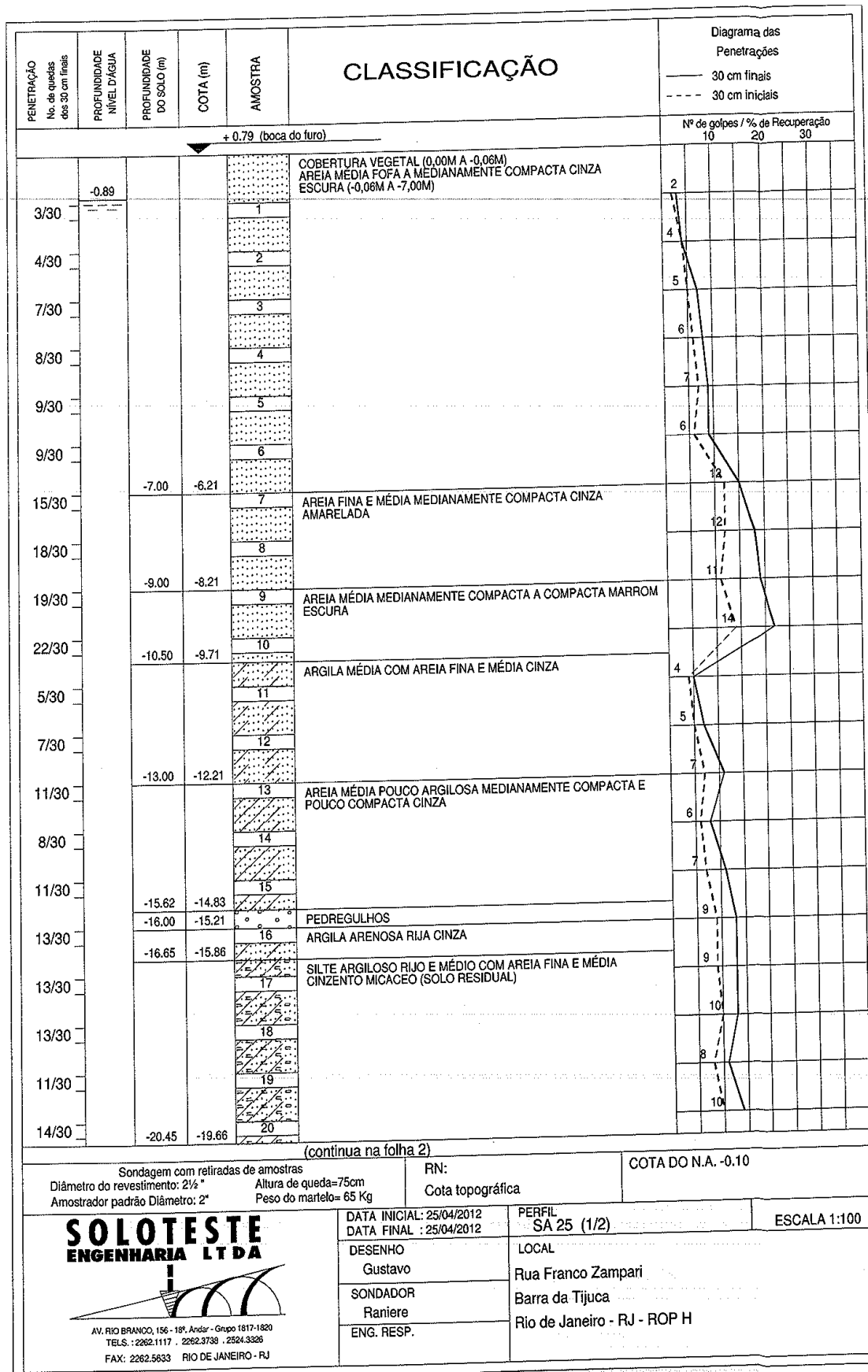


Figura 4.8a – Relatório da Sondagem a percussão SA25 (folha 1/2).

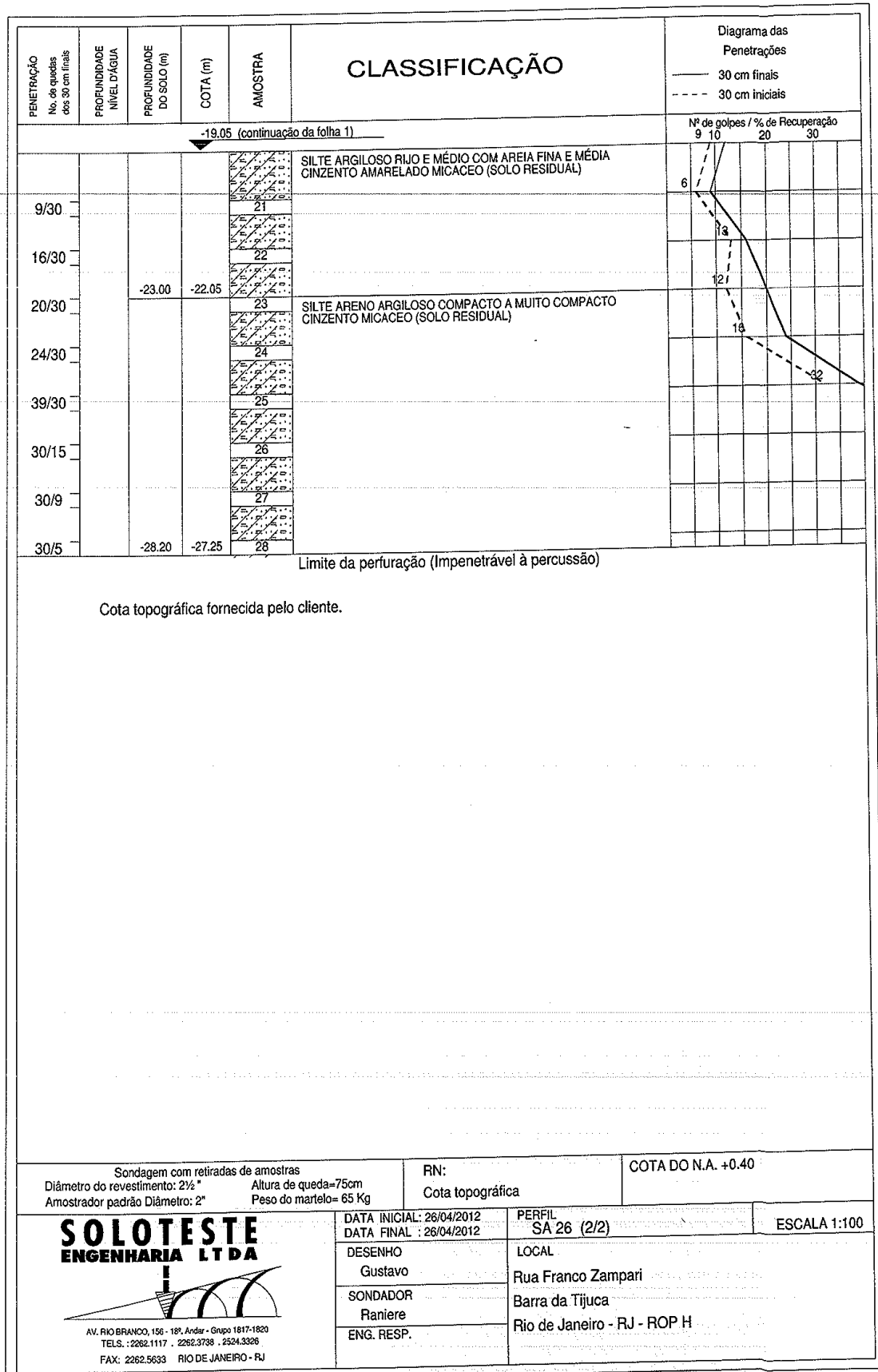


Figura 4.8b – Relatório da Sondagem a percussão SA25 (folha 2/2).

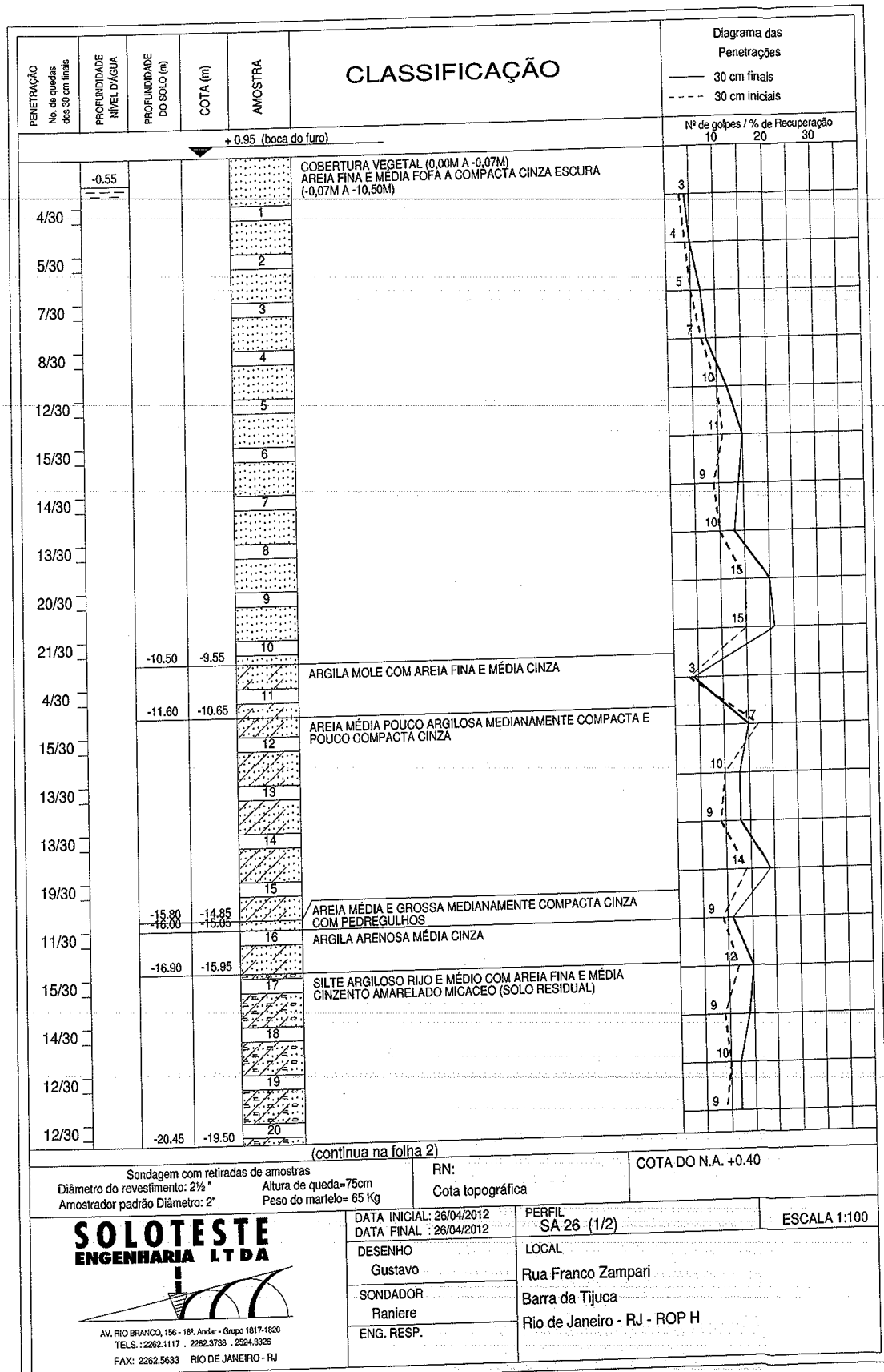


Figura 4.9a – Relatório da Sondagem a percussão SA26 (folha 1/2).

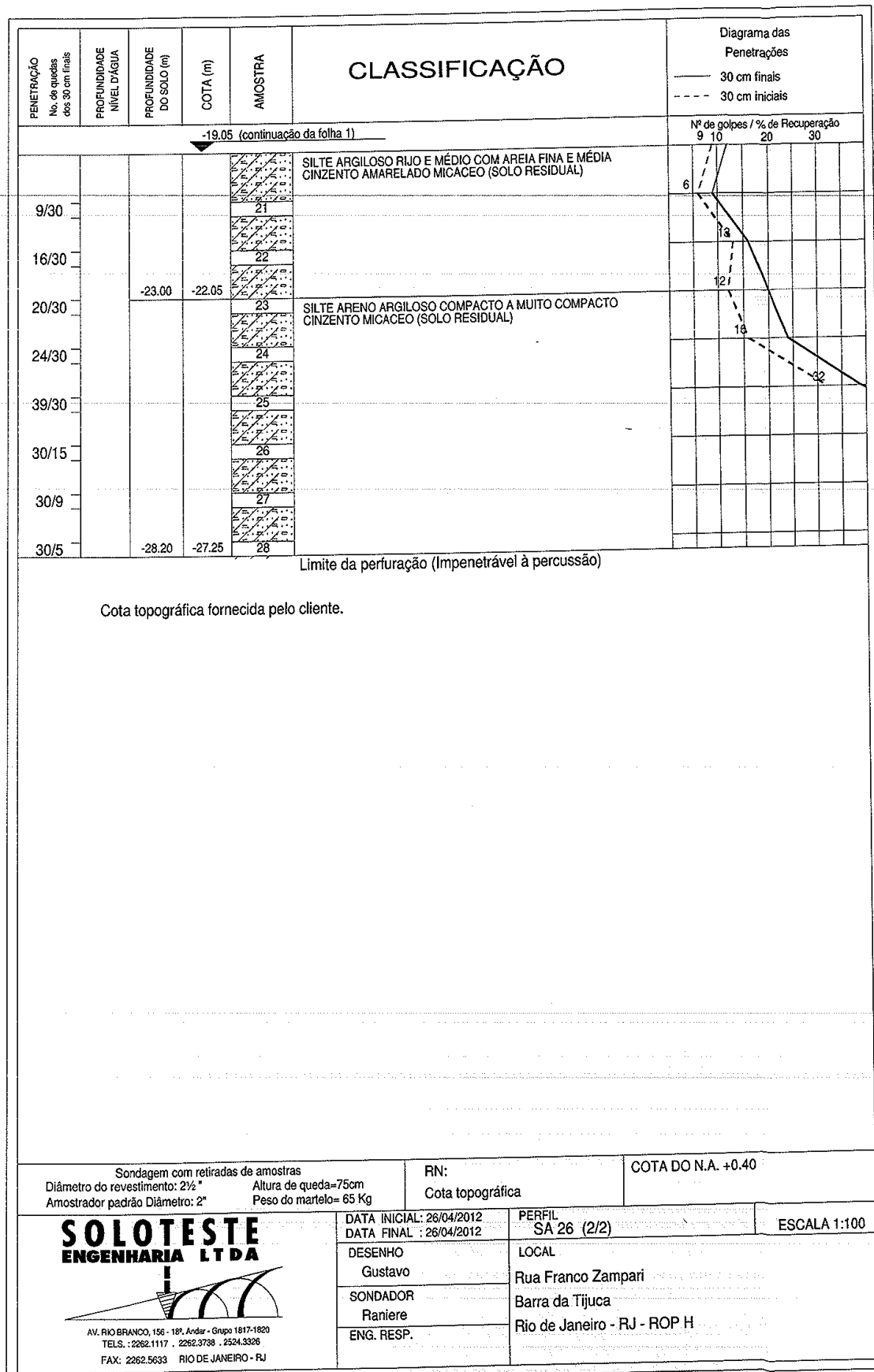


Figura 4.9b – Relatório da Sondagem a percussão SA26 (folha 2/2).

Observa-se que o solo é composto basicamente por uma camada de areia com granulometria fina e média, compactidade variando de fofa a compacta, alcançando profundidades entre 10 e 11 m, seguida de pequena camada de argila mole variando entre 1 e 2,5 m, a partir daí, surge uma camada de areia média à grossa, medianamente compacta; por fim nota-se a presença de uma camada de silte argiloarenoso micáceo sendo este o solo residual maduro presente na região, por se tratar de uma região as margens da lagoa de Jacarepaguá o nível d'água se encontra muito próximo ao nível do terreno, estando a cerca de 50 centímetros de profundidade.

As sondagens em sua maioria atingem o impenetrável ao trépano a uma profundidade média de vinte e oito 28 metros. De maneira geral, o solo apresenta características homogêneas em toda a área investigada pelas 44 sondagens à percussão. A figura 4.10 é uma fotografia com visão ampla da área do empreendimento imobiliário.



Figura 4.10 – Fotografia com apresentação da área onde estará localizado o empreendimento, ao centro o local de execução das provas de carga estáticas.

4.3 AS PROVAS DE CARGA

As provas de carga são o melhor instrumento para verificar a real condição das fundações profundas no que se refere a sua capacidade de transferência de carga ao solo, as normas brasileiras que preconizam esses ensaios são: NBR 12131/2006 (ensaios estáticos) e NBR 13208/2007 (ensaios dinâmicos).

A prova de carga estática é a técnica mais tradicional de ensaio para a determinação da capacidade de carga e seu principal objetivo é observar o comportamento da fundação para níveis de carga crescente e registrar os deslocamentos correspondentes até o limite de carga ou completa ruptura do sistema estaca-solo. Os esforços aplicados podem ser axiais de tração, compressão ou transversais, neste estudo, os esforços aplicados foram de compressão.

A opinião de muitos autores é que a prova de carga estática vem a ser o único ensaio que reproduz as condições de trabalho de uma estaca, no entanto, existem diversos métodos para o ensaio de carregamento estático, que conduzem a diferentes resultados de capacidade de carga estática, no entanto, neste estudo foram realizados apenas ensaios de carregamento lento, com único ciclo de carga e descarga, conforme prescrição da norma em vigor. Nesta modalidade, o sistema estaca-solo é submetido à aplicação de carga estática em estágios crescentes, com incrementos iguais, onde em cada estágio é mantida a carga até a estabilização dos recalques ou por um intervalo mínimo de 30 minutos. A estabilização dos recalques ocorre quando a diferença entre as leituras no instante t e $t/2$ resultar em até 5% do deslocamento ocorrido no estágio anterior e cada incremento de carga é limitado a 20% da carga de trabalho prevista em projeto.

A ruptura do sistema estaca-solo é caracterizada quando um pequeno acréscimo de carga provoca um grande deslocamento, essa carga é denominada carga estática última.

A análise dos dados obtidos em campo traz informações importantes, tais como, curva carga versus deslocamento, capacidade de carga da estaca, recalque

associado à carga de trabalho, parcelas de resistência de ponta e atrito lateral, coeficiente de segurança do estaqueamento, entre outros.

4.3.1 Estacas piloto

A metodologia descrita anteriormente norteou a execução de todas as estacas, sendo as duas estacas tipo hélice, submetidas à prova de carga estática, executadas com geometria e especificações similares, porém com uma sutil, mas importante distinção no método executivo. Este procedimento foi realizado com o intuito de identificar, através das provas de carga estáticas, quais os possíveis ganhos, que um elemento teria em relação ao outro, em termos de transferência de carga para terreno. Ainda durante a execução e arrasamento de ambas as estacas, foram tomadas algumas precauções no sentido de garantir a qualidade dos serviços, dentre elas:

- Antes da execução da primeira estaca do dia foi lançada uma argamassa de limpeza e lubrificação do sistema;
- Durante a concretagem foi mantido um controle visual rigoroso da pressão de injeção do concreto que foi sempre positiva;
- A execução das estacas somente teve início com o caminhão de concreto presente à obra, as trocas de caminhão betoneira durante a execução de uma estaca aconteceram de forma rápida, não excedendo os 10 minutos de espera;
- Controle do comprimento de perfuração e da cota de execução das estacas, a zeragem do computador do equipamento foi feito com o trado posicionado no chão;
- As estacas foram arrasadas em 70 centímetros em relação ao terreno natural.

A figura 4.11 mostra a execução do arrasamento das duas estacas de ensaio, o corte das estacas até a cota de arrasamento foi feito por meio de martelões leves e ferramentas manuais, visando impedir a micro-fissuração do concreto da mesma.



Figura 4.11 – arrasamento das estacas de ensaio.

As duas estacas piloto, hélice monitorada, foram executadas com o mesmo diâmetro nominal, sendo ele de 500 mm. Além disso, a armadura foi detalhada conforme a figura 4.12 e executada até a profundidade de seis metros, cerca de 30% do comprimento integral das estacas.

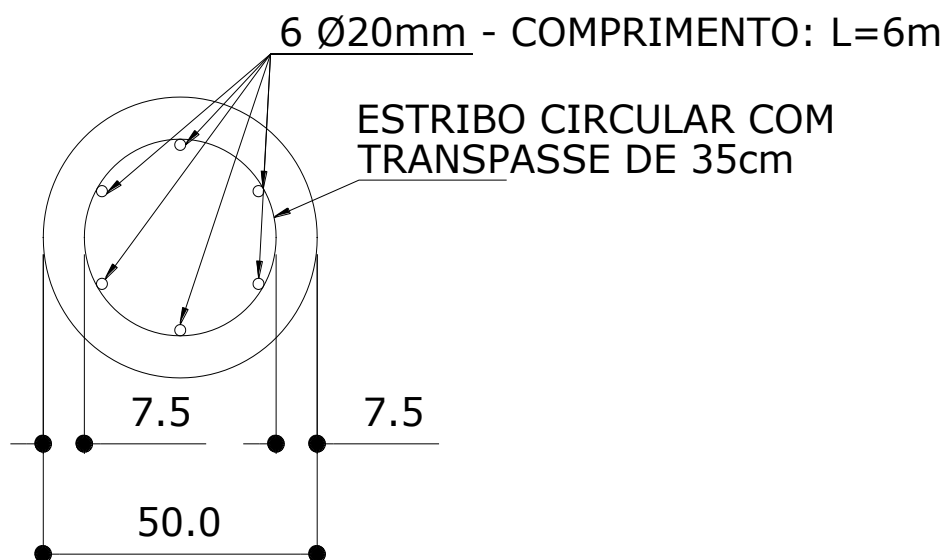


Figura 4.12 – armadura longitudinal das estacas.

a) Estaca piloto 1 (EP-1)

Para a execução da estaca piloto 1 (EP-1), utilizou-se a metodologia tradicional para estaca hélice contínua monitorada, conforme descrito na seção 3.2.1 deste

estudo. A estaca piloto (EP-1) foi instalada com 22,01 m de profundidade. A estaca foi monitorada durante todo o processo executivo, gerando por fim o boletim apresentado na figura 4.13.

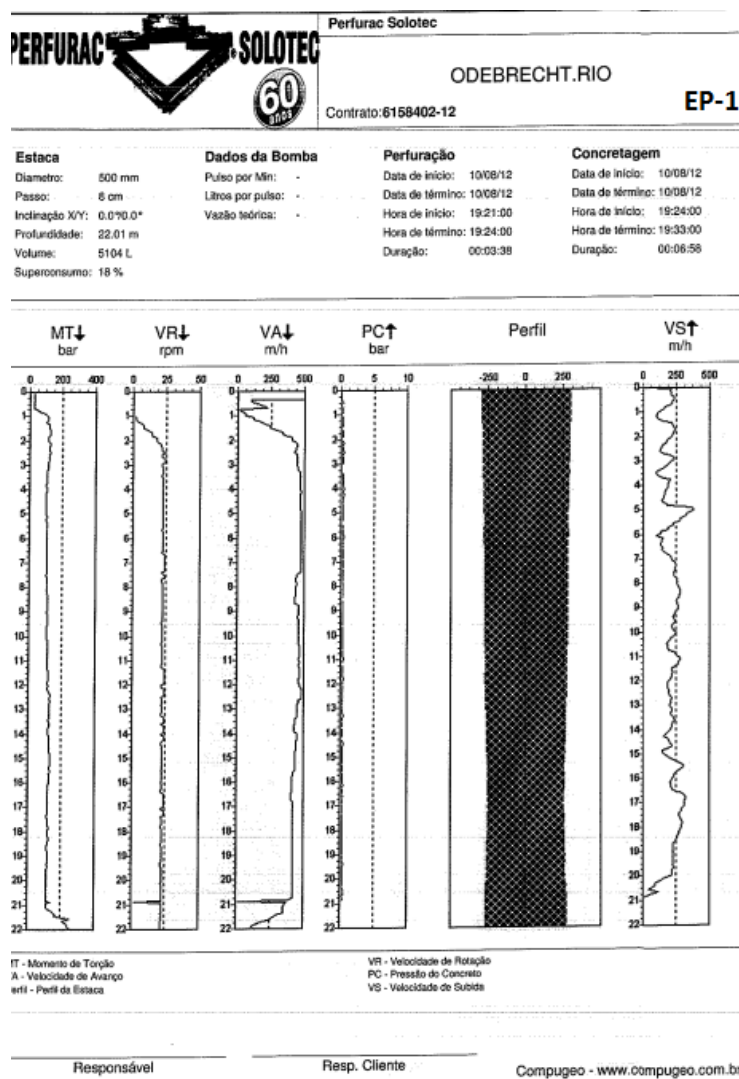


Figura 4.13 – boletim de monitoramento da estaca hélice contínua EP-1.

b) Estaca Piloto 2 (EP-2) "Ponta modificada"

A estaca piloto 2 (EP-2) foi executada por meio de uma metodologia executiva mista, não convencional, com a intenção de alterar a geometria da ponta do elemento, de forma a promover um alargamento da base da estaca na idealização da formação de um bulbo. Supostamente, isto, implicaria num aumento substancial da resistência de ponta da estaca em relação a uma estaca hélice contínua executada de maneira convencional. A sugestão para "melhorar" a ponta da estaca foi no sentido de perfurar

novamente o furo nos últimos 20 cm, após abertura da tampa de fundo do trado para lançamento do concreto. A estaca piloto 2 (EP-2) então, foi executada com 20,04m de profundidade. A estaca foi monitorada durante todo o processo executivo, gerando por fim o boletim apresentado na figura 4.14.

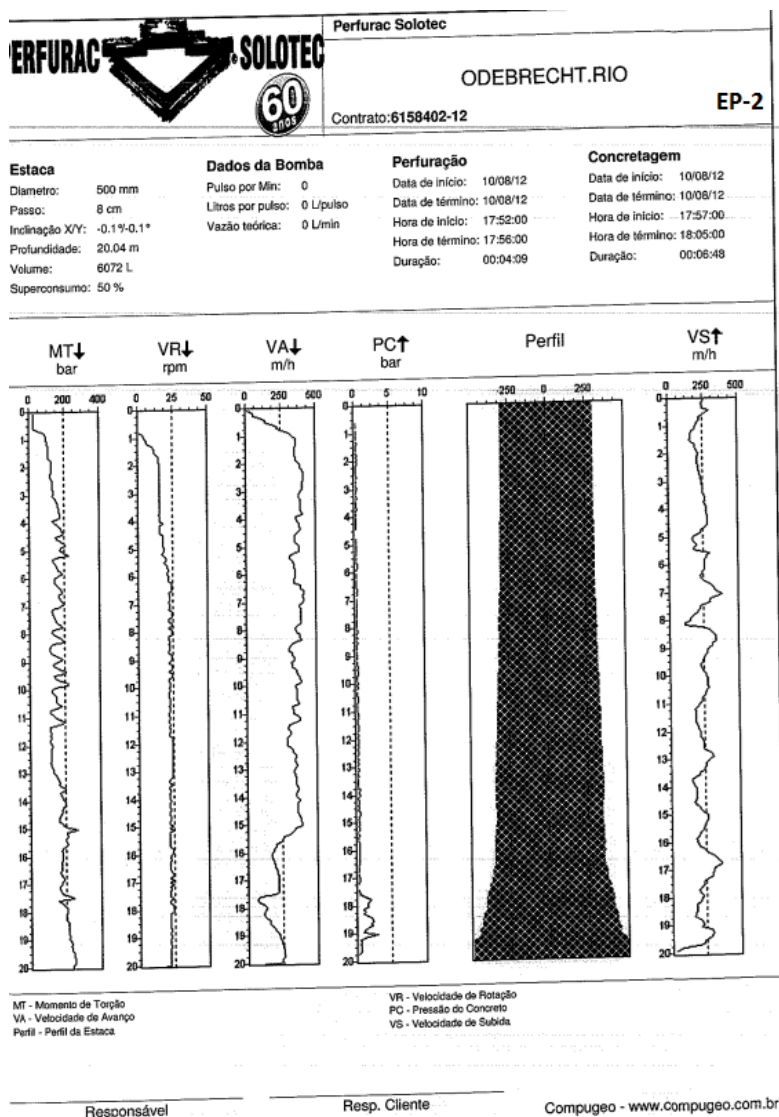


Figura 4.14 – boletim de monitoramento da estaca hélice EP-2 (“ponta modificada”);

Observa-se no boletim apresentado, o alargamento da seção ao longo do final do comprimento do fuste da estaca e na sua base, isto foi devido à metodologia adotada para a execução, de tal modo, gerou um sobre-consumo de 50% de concreto.

Através das informações do monitoramento, pode-se concluir que, a base da estaca hélice mista (EP-2), supostamente ficou com um diâmetro em torno de 1000 mm, enquanto que boa parte do fuste ficou com os 500 mm originais.

4.3.2 Bloco de coroamento

Um bloco de coroamento foi executado na cabeça de cada estaca teste com o objetivo de evitar que o sistema de aplicação de carga fosse posicionado diretamente na estaca de ensaio, estando suscetível a excentricidades e desnivelamentos correlação a posição ideal de aplicação do carregamento. Para isto, foram tomados cuidados necessários para que o eixo do bloco de concreto armado coincidissem com o eixo da estaca de ensaio. A figura 4.15(a) e (b) mostram o bloco de coroamento.

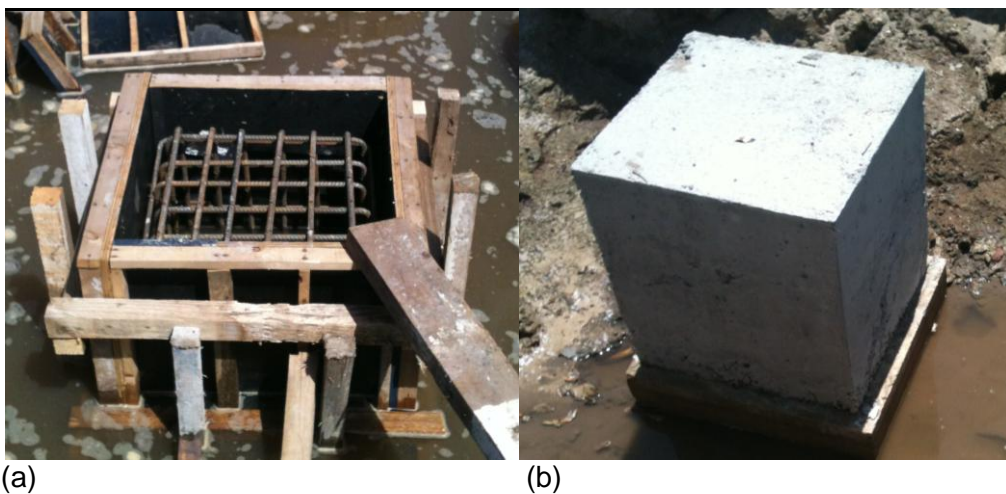


Figura 4.15 – Bloco de coroamento, (a) forma e armadura; (b) bloco concretado.

4.3.3 O sistema de reação

O sistema de reação para uma prova de carga estática deve ser projetado e montado de modo que seus deslocamentos sejam pequenos em relação aos deslocamentos sofridos pela estaca piloto, além disto, deve-se garantir que a carga aplicada atue na direção desejada. É importante ainda assegurar que o carregamento previsto seja alcançado com sucesso.

Há diversas formas para concepção de um sistema de reação expostas na NBR 12131/2006, no entanto, para as provas de carga em questão o sistema de reação escolhido foi o constituído por meio de estruturas fixadas no terreno, projetadas

e executadas em número suficiente para que o mesmo permanecesse estável sob as cargas máximas do ensaio; estas estruturas foram definidas como um conjunto composto por: quatro estacas hélice contínua com tirantes injetados, executadas apenas para atender aos ensaios e perfis metálicos funcionando como vigas de reação.

a) As estacas de reação

Cada estaca de reação foi projetada com capacidade de carga a tração igual ou superior a 50% da carga máxima do ensaio dividido pelo número de estacas de reação, neste caso, quatro. Nelas foi injetado um tirante, no comprimento integral, dimensionado adotando-se um fator de segurança de 1,5 para tirante provisório e atingindo um comprimento livre de 3 m, acima do nível do terreno.

Foram dimensionadas as estacas de reação para uma carga de ensaio de 320 tf, deste modo, foram então executadas com diâmetro de 600 mm e comprimento de 18 m, foi especificado o tirante INCOTEP INCO 60D, com diâmetro de 53 mm e limite de escoamento igual a 121,6 tf. A figura 4.16 mostra uma das estacas de reação executadas, com detalhe do tirante injetado no centro.



Figura 4.16 – Estaca de reação hélice contínua com tirante injetado.

O espaçamento entre o eixo das estacas piloto até o eixo das estacas de reação foi ligeiramente superior ao mínimo sugerido por norma, Além disto, foi executado um total de seis estacas de reação sendo duas destas utilizadas como reação nos dois ensaios. A figura 4.17 mostra um croqui esquemático com a locação das estacas de reação e de ensaio.

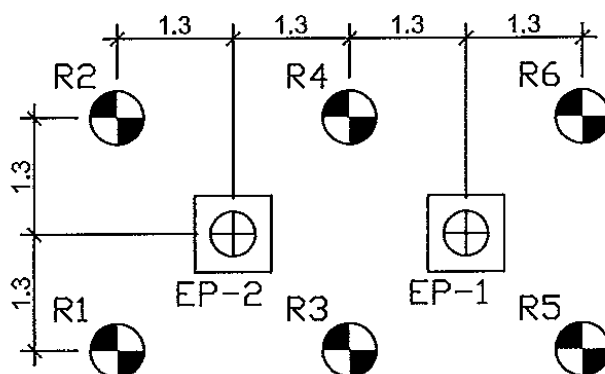


Figura 4.17 – Planta de locação das estacas para as provas de carga estática.

b) As Vigas de reação

As vigas utilizadas para reação foram perfis metálicos soldados e enrijecidos, estes, foram dimensionados e escolhidos de tal forma que suportassem a carga máxima do ensaio (320 tf); para tanto, foi necessário sobrepor vigas perpendiculares às vigas principais, sendo todo o sistema travado com placas e porcas, de tal modo que a reação fosse considerada estável. A figura 4.18 destaca os perfis metálicos.



Figura 4.18 – Perfis metálicos utilizados.

4.3.4 Dispositivos de aplicação de carga

Para aplicação da carga foi utilizado um conjunto formado por um cilindro hidráulico alimentado por bomba elétrica e um manômetro analógico da marca Guimmy, devidamente aferido e com certificado emitido dentro do prazo de validade exigido pela norma (seis meses); de tal modo a garantir que as pressões impostas ao sistema de reação fossem equivalentes à carga que se desejava aplicar em cada estágio de carregamento.

O conjunto possui uma carga útil de 500 tf, e curso disponível do êmbolo de 185 mm; respeitando o que diz a NBR 12131/2006 que prevê um dispositivo de aplicação de carga no mínimo com capacidade 20% superior a carga máxima prevista a ser aplicada no ensaio e o curso do êmbolo compatível com os deslocamentos máximos esperados ou no mínimo sendo igual a 10% do diâmetro da estaca teste. As figuras 4.19(a) e (b) mostram respectivamente, o cilindro hidráulico e a bomba elétrica juntamente com o manômetro.



(a)



(b)

Figura 4.19 – dispositivo de aplicação de carga; (a) cilindro hidráulico; (b) bomba elétrica e manômetro analógico.

4.3.5 Dispositivos de medição dos deslocamentos

Os sistemas de medição dos deslocamentos nas estacas de ensaio e nas estacas de reação foram montados segundo especificações normatizadas através da

instalação de quatro tubos metálicos de referência, com rigidez compatível com a precisão das leituras e com apoios localizados a uma distância média aproximada de 2,5 m do eixo da estaca a ser ensaiada, de forma a serem independentes de eventuais movimentos do terreno próximo às estacas de ensaio e reação.

Na estaca de ensaio, através de dois tubos de referência e por intermédio de bases magnéticas, foram fixados quatro extensômetros analógicos, com curso 100 mm e sensibilidade 0,01 mm, instalados em dois eixos ortogonais, apoiados em pequenas lâminas de vidro, coladas na superfície do bloco de concreto armado executado na cabeça da estaca a ser ensaiada, como mostra a figura 4.20.



Figura 4.20 – Instalação dos extensômetros.

Os deslocamentos nas estacas de reação também foram monitorados por meio de um extensômetro de 50 mm e sensibilidade 0,01 mm em cada uma de um total de quatro estacas utilizadas como reação do sistema. A figura 4.21 mostra uma estaca de reação sendo monitorada, vale a pena ressaltar que, todo material de má qualidade foi removido do topo da estaca.



Figura 4.21 – Extensômetro instalado na estaca de reação.

Devido à suscetibilidade do sistema de medição, houve a necessidade da paralização dos serviços que pudessem causar vibrações em um raio de 100 metros. Além disso, toda a área de ensaio foi coberta com lona a fim de evitar a exposição do sistema de medição às intempéries, tais como, sol, vento e chuva; na figura 4.22 podemos observar a área de ensaio devidamente protegida.



Figura 4.22 – Cobertura da área de ensaio para proteção do sistema de medição.

4.3.6 Montagem das provas de carga

Para a montagem das provas de carga, primeiramente, posicionou-se o cilindro hidráulico do macaco diretamente sobre os blocos de coroamento de modo que seu eixo coincidisse com o eixo dos blocos, por conseguinte, com o eixo das estacas a serem ensaiadas.

Posteriormente, em cada prova de carga, colocou-se uma placa retangular sobre o cilindro hidráulico e acima desta placa foram posicionados, com o auxílio de uma retro-escavadeira, dois perfis metálicos, denominados perfis principais e, ainda, por cima e perpendicularmente a estes perfis principais foram posicionados quatro perfis, como mostra a figura 4.24, denominados perfis de travamento. O sistema então foi travado, junto aos tirantes injetados as estacas de reação, por intermédio de chapas e porcas. As figuras 4.23 e 4.25 mostram respectivamente, uma seção transversal com a montagem da prova de carga e uma das provas de carga com o sistema de reação montado.

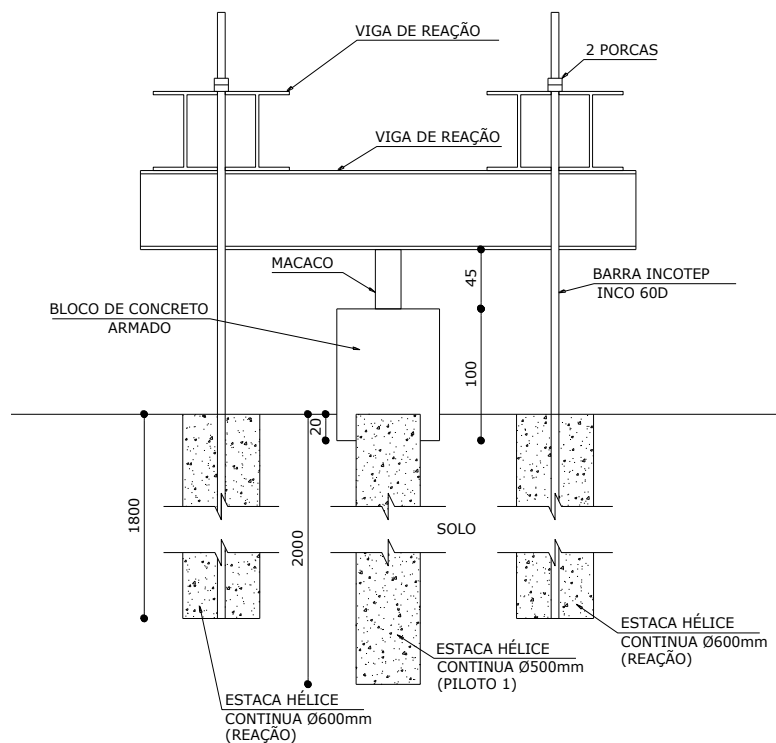


Figura 4.23 – Vista lateral das provas de carga estáticas (dimensões em mm).



Figura 4.24 – Instante da montagem das vigas de reação.



Figura 4.25 – Sistema de reação montado e travado.

4.3.7 A realização das provas de carga

Para a realização de cada prova de carga, aplicou-se a carga vertical de compressão através do cilindro hidráulico à estaca piloto para que ela reagisse contra as demais estacas.

Para que os ensaios pudessem ser iniciados foi respeitado o prazo estipulado pela NBR 12131/2006 de no mínimo três dias para solos com comportamento predominantemente não coesivo, que é o solo que ocorre na região, além disso, também foi garantido o prazo mínimo para que a resistência estrutural das estacas fosse compatível com a carga máxima a ser aplicada no ensaio.

As duas estacas piloto foram ensaiadas através de carregamento lento, realizando leituras de 1, 2, 4, 8, 15, 30 e depois a cada hora, por estágio, obedecendo ao critério normatizado para a estabilização dos recalques.

Ambas as provas de carga foram planejadas e executadas de forma a serem conduzidas até ruptura, sendo a carga máxima estimada para cada ensaio de 320tf. A estaca EP-1 foi ensaiada com incrementos de carga de 15,2 tf, a estaca EP-2 foi ensaiada com incrementos de carga de 20,0 tf. A figura 4.26 mostra a carga sendo aplicada na estaca EP-1, nota-se que foi utilizada boa parte do comprimento do êmbolo disponível do cilindro hidráulico.



Figura 4.26 – Momento da interrupção do ensaio.

5. PREVISÃO VERSUS DESEMPENHO

Neste capítulo será apresentada uma comparação entre o desempenho de cada estaca piloto, por meio da interpretação dos resultados das provas de carga, com as previsões de capacidade de carga obtidas por diversos métodos semi-empíricos. Ressalta-se, que a análise possui caráter comparativo entre o desempenho das duas estacas piloto executadas próximas uma em relação à outra, porém com metodologias distintas, mostrando assim a influência do processo executivo no dimensionamento de estacas hélice.

A curva carga versus deslocamento, obtida na prova de carga estática, precisou ser interpretada, para se definir a carga de ruptura ou capacidade de carga da estaca, um exemplo apenas visual da curva pode ser enganador mesmo nos casos em que a curva tende a uma assíntota vertical. A simples mudança da escala dos deslocamentos pode dar uma impressão muito diferente do comportamento da estaca, assim, algum critério inequívoco precisa ser aplicado.

Há um grande número de critérios para estimativa da carga de ruptura, como mostram Vesic (1975), Fellenius (1975) e Godoy (1983). Para o presente estudo serão aplicados os critérios que se baseiam em um valor relativo ao diâmetro da estaca (10%B) e os critérios da norma canadense (Davisson, 1972) e da NBR 6122/2010, estes dois últimos, caracterizam a ruptura pelo encurtamento elástico da estaca somado a uma porcentagem do diâmetro da base que é considerada de maneira distinta por cada um dos métodos.

5.1 ESTACA PILOTO 1 (EP-1)

A estaca EP-1 foi submetida a carregamento estático vertical de compressão que obteve o seguinte gráfico, carga versus deslocamento, exibido na figura 5.1.

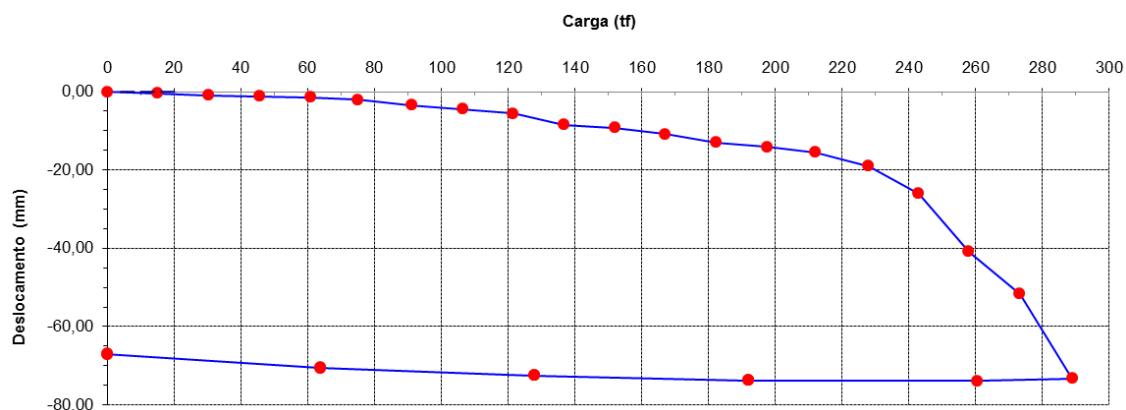


Figura 5.1 – Curva carga versus deslocamento da estaca EP-1.

O ensaio teve dezessete estágios estabilizados e na passagem do décimo sétimo estágio para o décimo oitavo estágio a estaca apresentou um deslocamento significativo com o carregamento correspondente, isso se deu pelo fato da estaca não estar mais conseguindo reagir ao carregamento submetido, impossibilitando assim a chegada da carga no próximo estágio. Foi então realizada a última leitura de 73,95 mm na carga máxima alcançada, que foi de 289,1 tf. O descarregamento foi realizado em cinco estágios, apresentando por fim um deslocamento residual de 66,80 mm

A tabela 5.1 mostra os valores encontrados de carga de ruptura a partir da análise do gráfico da figura 5.1, interpretados pelos critérios acima citados.

Tabela 5.1 – Carga de ruptura da estaca piloto 1 por diversos critérios.

Estaca	Diâmetro (mm)	Profundidade (m)	CRITÉRIOS DE RUPTURA		
			NBR 6122/2010 (tf)	Davisson (1972) (tf)	10% Diâmetro da Estaca (tf)
EP-1	500	22,01	245	227	271

A previsão de capacidade de carga da estaca EP-1 foi obtida por diversos métodos semi-empíricos, expostos no item 2.3 deste estudo, usando como parâmetro de resistência, os resultados da sondagem SA26, exibida nas figuras 4.9(a) e (b), a mesma encontra-se próxima à estaca EP-1 (cerca de 7 m de distância), como mostra a figura 4.7. Os cálculos levaram aos valores que estão na tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Previsão de capacidade de carga para a estaca EP-1.

ESTACA→	EP-1		
MÉTODO ↓	$Q_{l,ult}$ (tf)	$Q_{p,ult}$ (tf)	Q_{ult} (tf)
AOKI-VELLOSO	133,1	38,5	171,6
AOKI-VELLOSO CONTRIBUIÇÃO DE LAPROVITERA E BENEGAS	120,6	54,9	175,5
AOKI-VELLOSO CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO	161,0	40,6	201,6
DÉCOURT-QUARESMA MODIFICADO POR DÉCOURT ET AL	173,6	17,3	190,9
ALONSO	181,0	44,9	225,9
ANTUNES-CABRAL	170,4	48,1	218,5
GOTLIEB ET AL	174,4	42,9	217,3
KAREZ-ROCHA	209,4	78,5	287,9
MÉDIA DOS PROCESSOS	165,4	45,7	211,15

Ao compararmos os valores previstos pelos métodos semi-empíricos de estimativa de capacidade de carga com os valores advindos da interpretação da curva carga versus deslocamento, obtida da prova de carga estática, pelo critério da NBR 6122/2010, sendo este, o que obteve o resultado intermediário entre os demais critérios analisados, podemos concluir que: os resultados dos métodos de Aoki-Velloso (1975), Aoki-Velloso contribuição de Laprovitera e Benegas (1988-1993) apresentaram valores relativamente próximos entre si, alcançando resultados na faixa de 70% da carga de ruptura. Os métodos de: Décourt-Quaresma modificado por Décourt et al.(1996), Aoki-Velloso contribuição de Monteiro (1997) apresentaram valores de aproximadamente 80% da carga de ruptura da estaca EP-1. Os métodos de Gotlieb et al.(2000), Antunes-Cabral (2000) e Alonso (1996) alcançaram valores considerados satisfatórios, sendo ligeiramente conservadores e obtendo, assim, cerca de 90% da carga de ruptura estabelecida pela NBR 6122/2010. O método de Karez-Rocha (2000) apresentou valores superiores em quase 15% da carga de ruptura. O método de Meyerhof (1956) não foi considerado por se tratar de um método que não foi concebido para o tipo de estaca testada, pelo mesmo motivo os métodos de Décourt-

Quaresma (1978), Velloso (1981) e Teixeira (1996) não foram utilizados. A figura 5.2 ilustra a comparação.

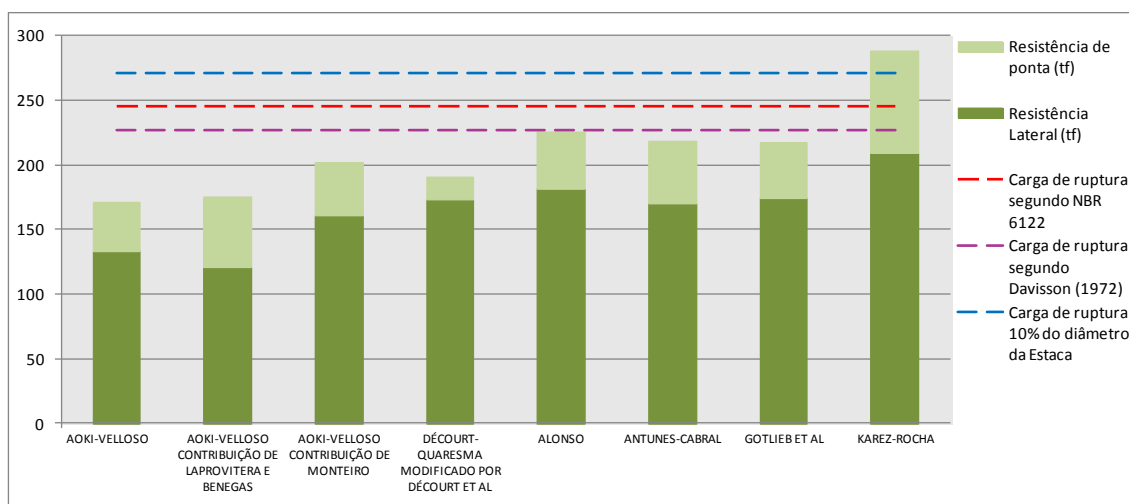


Figura 5.2 – Cargas de ponta e por atrito lateral da estaca EP-1, a partir dos métodos de previsão semi-empíricos.

A tabela 5.3 exibe um resumo dos métodos utilizados e de suas contribuições em relação ao comportamento da estaca EP-1. Para efeito de comparação dos resultados atingidos, foi idealizada uma classificação, considerando muito conservador o resultado que representa menos de 75% da carga de ruptura, conservador entre 76% e 85%, satisfatório de 86% a 105% e contra-segurança, acima deste último valor.

Tabela 5.3 – Resumo da estimativa de capacidade de carga por diversos métodos versus desempenho da estaca EP-1.

MÉTODO	ESTACA PILOTO EP-1
AOKI-VELLOSO (1975)	MUITO CONSERVADOR
AOKI-VELLOSO CONTRIBUIÇÃO DE LAPROVITERA E BENEGAS (1988 - 1993)	MUITO CONSERVADOR
AOKI-VELLOSO CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997)	CONSERVADOR
DÉCOURT-QUARESMA MODIFICADO POR DÉCOURT ET AL (1996)	CONSERVADOR
ALONSO (1996)	SATISFATÓRIO
ANTUNES-CABRAL (2000)	SATISFATÓRIO
GOTLIEB ET AL (2000)	SATISFATÓRIO
KAREZ-ROCHA (2000)	CONTRA-SEGURANÇA

5.2 ESTACA PILOTO 2 (EP-2) “Ponta Modificada”

Assim como a anterior, a estaca EP-2 foi submetida a carregamento estático vertical de compressão que obteve o seguinte gráfico, carga versus deslocamento, exibido na figura 5.3.

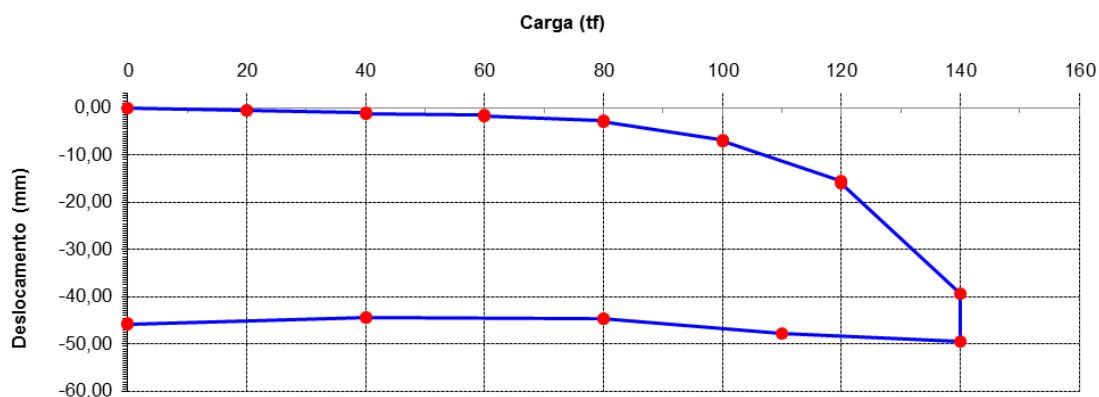


Figura 5.3 – Curva carga versus deslocamento da estaca EP-2.

O ensaio teve seis estágios estabilizados, no sétimo estágio de carregamento, a estaca apresentou um deslocamento significativo, sendo assim não foi possível à estabilização da carga aplicada, isso se deu pelo fato da estaca não estar mais suportando reagir ao carregamento submetido, impossibilitando assim a chegada da carga do próximo estágio. Foi então realizada a última leitura de 50,03 mm na carga máxima alcançada, que foi de 140 tf. O descarregamento foi realizado em quatro estágios, apresentando por fim um deslocamento residual de 45,61 mm

A tabela 5.4 mostra os valores encontrados de carga de ruptura, interpretados pelos mesmos critérios.

Tabela 5.4 – Carga de ruptura da estaca EP-2 por diversos critérios.

Estaca	Diâmetro do Fuste(mm)	Diâmetro da Ponta(mm)	Profundidade (m)	CRITÉRIOS DE RUPTURA		
				NBR 6122/2010 (tf)	Davisson (1972) (tf)	10% Diâmetro da Estaca (tf)
EP-2	500	1000	20,04	125	113	140

Como mencionado anteriormente, a estaca EP-2 foi concebida através de uma sugestão para um novo modelo de estacas hélice. A proposta consistia em promover um alargamento da base da estaca na idealização da formação de um bulbo. Isto, em teoria, implicaria num aumento substancial da carga de ruptura.

A figura 4.13 que exibe o boletim de execução da estaca EP-2, mostra um sobre-consumo de concreto na região da base da estaca, como era esperado, baseado nisto, para o cálculo da estimativa de capacidade de carga desta estaca, foi considerado a área de seção transversal da ponta igual a 1000 mm.

É importante ressaltar, como mostrado na figura 4.17, que as estacas piloto foram executadas a uma distância de 2,6 m entre si, de maneira que a transferência de carga para o terreno em cada ensaio seria em relação a terrenos adjacentes e com propriedades análogas, neste caso, desprezou-se esta variável quando da análise dos resultados.

Então, a sondagem utilizada foi à mesma da estaca anterior (SA26), exibida nas figuras 4.9(a) e (b), distando cerca 6 m da estaca EP-2, como mostra a figura 4.7. Os cálculos levaram aos valores que estão na tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Previsão de capacidade de carga para a estaca EP-2.

ESTACA→	EP-2		
	$Q_{l,ult}$ (tf)	$Q_{p,ult}$ (tf)	Q_{ult} (tf)
MÉTODO ↓			
AOKI-VELLOSO	125,9	105,9	231,8
AOKI-VELLOSO CONTRIBUIÇÃO DE LAPROVITERA E BENEGAS	109,6	161,0	270,6
AOKI-VELLOSO CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO	147,6	156,1	303,7
DÉCOURT-QUARESMA MODIFICADO POR DÉCOURT ET AL	157,6	54,0	211,6
ALONSO	164,1	134,7	298,8
ANTUNES-CABRAL	158,6	141,4	299,97
GOTLIEB ET AL	158,4	142,6	301,0
KAREZ-ROCHA	190,1	235,6	425,7
MÉDIA DOS PROCESSOS	151,5	141,4	292,9

Neste caso, ao comparar os valores previstos pelos métodos semi-empíricos de estimativa de capacidade de carga com os valores advindos da interpretação da curva, carga versus deslocamento, obtida da prova de carga estática, pode-se concluir que todos os valores estimados são consideravelmente superiores à carga de ruptura da estaca EP-2, como mostra a figura 5.4.

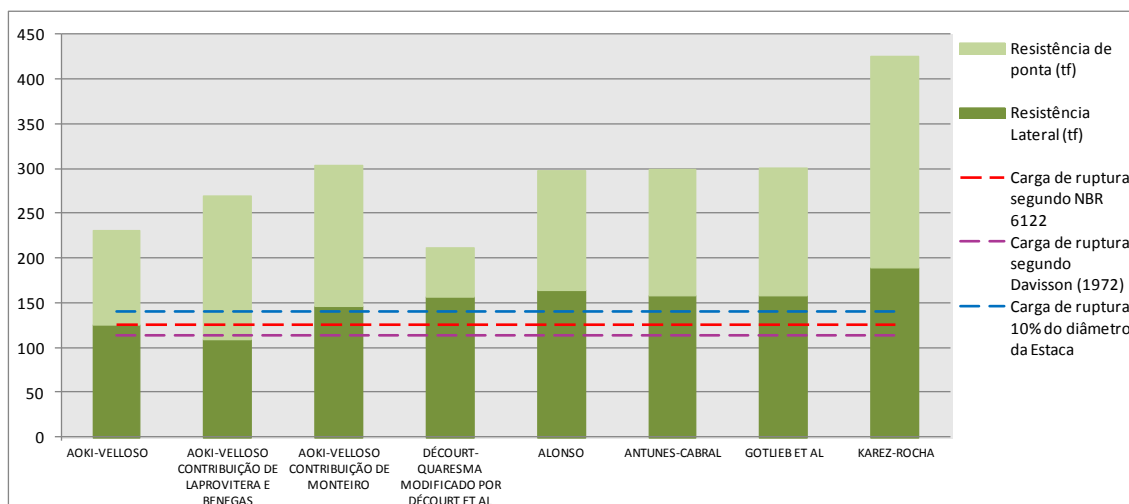


Figura 5.4 – Cargas de ponta e por atrito lateral da estaca EP-2, a partir dos métodos de previsão semi-empíricos.

Apesar do monitoramento da execução da estaca EP-2, ter fornecido o valor do sobre-consumo de concreto e a variação da seção ao longo da profundidade, mostrando o alargamento esperado da base, a precisão e a confiabilidade destes valores, pode vir a ser discutível; imprecisões e inconsistências nos dados fornecidos pelo monitoramento podem ocorrer, por diversos motivos, dentre eles: sistema de monitoramento avariado ou não calibrado de forma correta, danos nos sensores, bombas com muito uso ou sem manutenção, medidores mal ou não calibrados e defeitos nos cabos de transmissão de dados.

Além disso, é notório que o desempenho da estaca EP-2 possivelmente sofreu alguma influência negativa em decorrência da escolha de sua metodologia executiva diferenciada em relação à estaca EP-1, visto que sua capacidade de carga ficou aquém do esperado e muito inferior a capacidade de carga alcançada pela EP - 1. Por

este motivo, não foi possível fazer uma comparação qualitativa entre os métodos de estimativa de capacidade de carga, como feito no caso da estaca EP-1.

6. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

Um empreendimento privado construído na Barra da Tijuca/RJ, denominado “Essence”, financiou a execução de duas provas de carga estáticas executadas em estacas tipo hélice. As estacas ensaiadas, ambas com 500 mm de diâmetro, diferem no comprimento e no processo executivo, sendo uma delas, com comprimento de 22 m, tipo hélice contínua monitorada – EP-1 – (conforme NBR 6122/2010) e a outra, com comprimento de 20 m, do tipo hélice “*mista*” – EP-2 – (com deslocamento de solo somente na ponta da estaca).

No que diz respeito aos resultados das provas de carga, as curvas carga versus deslocamento das estacas tipo hélice foram obtidas e três critérios de ruptura foram utilizados para interpretação: norma brasileira, norma canadense que se baseia no estudo realizado por Davisson (1972) e 10% do diâmetro da estaca.

Para a estaca EP-1, de um modo geral, as capacidades de carga estimadas pelos métodos semi-empíricos apresentaram resultados compatíveis com os valores de carga de ruptura obtidos com o resultado da prova de carga estática. Pode-se considerar que os resultados dos métodos de Alonso, 1996; Antunes-Cabral, 2000; Gotlieb *et al*, 2000 foram satisfatórios. Os resultados de Aoki-Velloso utilizando a contribuição de Monteiro (1997) e Décourt-Quaresma modificado por Décourt et al. (1996) apresentaram-se conservadores. Já os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Aoki-Velloso usando a contribuição de Laprovitera e Benegas (1988 e 1993) forneceram valores muito conservadores, enquanto que o método de Karez-Rocha (2000) obteve resultados contra a segurança.

Já para a estaca EP-2, os resultados obtidos da interpretação da prova de carga não foram considerados satisfatórios, ficando seu desempenho muito aquém do estimado pelos métodos semi-empíricos.

Diante disto, surge a hipótese que o desempenho das estacas hélice é severamente influenciado pelo processo executivo a elas inerente e conseqüentemente pela perícia do operador do equipamento de execução das mesmas, sendo ele, capaz de monitorar a correta execução das estacas, de acordo com os diversos aspectos relevantes à execução mencionados neste trabalho. Em virtude disto, é importante destacar que em obras com uso de estacas hélice as provas de carga estáticas são ensaios essenciais para verificação do desempenho.

Devido ao tipo de metodologia adotada na execução da estaca EP-2, suspeita-se que estes fatores possam ter gerado um desempenho abaixo do esperado da estaca em relação à estimativa da capacidade de carga. Outro ponto de destaque que poderia explicar a questão da perda de capacidade de carga na estaca EP-2, seria que durante a execução do “alargamento da base”, na realização do movimento de subida e descida do trado pode ter ocorrido amolgamento do solo ao longo do fuste da estaca e conseqüente perda significativa de resistência por atrito lateral.

Diante do exposto é importante ressaltar que, o procedimento ideal para averiguação do ocorrido com a estaca EP-2, é que após a execução das provas de carga estáticas, as estacas devem ser exumadas, para que seja possível realizar a verificação da geometria ao longo de todo fuste e neste caso, principalmente na região da ponta.

6.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Como sugestão para novas pesquisas, seria interessante, a realização de provas de carga em estacas hélice, próximas e com mesma geometria, alterando novamente as características do processo executivo, como, por exemplo, estacas executadas com diferentes pressões de injeção de concreto, velocidade de avanço, retirada do trado e diferentes valores de torque aplicado, para se mensurar os efeitos

destes parâmetros no desempenho destas estacas e permitir então correlacionar estes parâmetros com parâmetros de projeto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2001). Sondagem de simples reconhecimento com SPT: NBR-6484. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.

ABNT (2006). Estacas – Prova de carga estática: NBR-12131. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 12 p.

ABNT (2007). Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico: NBR-13208. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 7 p.

ABNT (2010). Projeto e execução de fundações: NBR-6122. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.

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

ALONSO, U.R. (1996). Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPTT. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo, 2: 141 -151.

ALONSO, U.R. (2000a). Contribuição para a formação de um banco de dados de prova de carga estáticas em estaca Hélice Contínua. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo, 2: 430 - 450.

ALONSO, U.R. (2000b). Reavaliação do método de capacidade de carga de estaca hélice contínua proposto por Alonso em 96 para duas regiões geotécnicas distintas. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo, 2: 425 - 429.

ANTUNES, W.R & CABRAL, D.A. (1996). Capacidade de carga em estacas hélice contínua. 3º Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnia. São Paulo, 2: 105 - 109.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PAN AMERICAN CSMFE, 5., 1975, Buenos Aires. Proceeding... Buenos Aires, v. 1.

BENEGAS, H. Q. (1993). Previsões para a curva carga-recalque de estacas a partir de SPT.1993. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

DANZIGER, B. R. (1982). Estudo de correlações entre os ensaios de penetração estática e dinâmica e suas aplicações ao projeto de fundações profundas. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

DANZIGER, F. A. B. (2008). Fundações. Notas de aula, Escola politécnica, UFRJ, Rio de Janeiro.

DÉCOURT, L; QUARESMA, A. R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CBMSEF, 6., Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro, v. 1.

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

FRANCISCO, G. M; VELLOSO, D. A; LOPES, F. R; SANTA MARIA, P. E. L; ALONSO, U. R. (2004). Uma avaliação de métodos de previsão da capacidade de carga de estacas hélice contínua. SEFE, São Paulo.

GEOFIX (1998). Hélice contínua monitorada. Catálogo técnico. São Paulo: Geofix.

GOTLIEB, M; PENNA, A.S.D; ROMANO JR, R; RODRIGUES, L.H.B. (2000). Um método simples para a avaliação da tensão admissível no topo de estacas do tipo hélice contínua. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo. 312 -319.HACHICH,

KAREZ, M. B.; ROCHA, E. A. C. (2000). Estacas tipo hélice contínua – previsão da capacidade da carga. In: SEFE,4., São Paulo. Anais. São Paulo, v. 1, p. 274-278.

LAPROVITERA, H. (1988). Reavaliação de método semi-empírico de previsão da capacidade de carga de estacas a partir do Banco de Dados. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

MEYERHOF, G. G. (1951). The ultimate bearing capacity of foundations, *Geotechnique*, v. 2, n. 4, p. 301-332.

MILITSKY, J. (1986). Relato do estado atual de conhecimento: fundações. In: *CBMSEF*, 8., 1986, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre, v. 7.

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

POLIDO, U. F. (2013). Experiência com estacas hélice contínua na região sudeste – algumas questões prática. In: *CTF 2013*.

TEIXEIRA, A. H. (1996). Projeto e execução de fundações. In: *SEFE*, 3., São Paulo. Anais... São Paulo, v. 1.

TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons.

TERZAGHI, K; PECK, R. B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practic*. 1. ed. New York: John Wiley & Sons.

TERZAGHI, K; PECK, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practic*. 2. ed. New York: John Wiley & Sons.

VELLOSO, D.A. & LOPES, F.R. (2010). *Fundações*. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

VELLOSO, P. P. C. (1981). *Estacas em solo: dados para a estimativa do comprimento*, Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas, Rio de Janeiro, Clube de Engenharia.

VESIC, A. S.; (1972). Expansion of cavities in infinite soil mass, *JSMFD, ASCE*, v. 98, n. SM3, p. 265-290.

VORCARO, M. C.; VELLOSO, D. A. (2000a). Avaliação de carga última em estacas hélice-contínua por regressão linear múltipla. In: *SEFE*, 4. Anais. São Paulo, v. 2, p. 331-344.