



ANÁLISE GEOTÉCNICA DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA: CASO PRÁTICO.

LUIZ FELLIPE CAMPOS LOBO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Programa de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé, como requisito parcial para aquisição do título de engenheiro civil.

Orientadores: Gustavo Vaz de Mello Guimarães e Esdras Pereira de Oliveira.

Macaé

Dezembro de 2016

ANÁLISE GEOTÉCNICA DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA: CASO PRÁTICO.

LUIZ FELLIPE CAMPOS LOBO

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO APRESENTADO AO PROGRAMA DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO – CAMPUS MACAÉ, COMO REQUISITO PARCIAL PARA AQUISIÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães, D.Sc
Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Esdras Pereira de Oliveira, D.Sc
Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Anselmo Leal Carneiro, M.Sc
Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Marcos Antônio Campos Rodrigues, M.Sc
Universidade Federal do Rio de Janeiro

Eng. Roney de Moura Gomes, M.Sc
Groundtech – Engenharia e COPPE/UFRJ

MACAÉ; RJ - BRASIL

DEZEMBRO de 2016

Lobo, Luiz Fellipe Campos

Análise Geotécnica de Estaca Hélice Contínua: Caso Prático / Luiz Fellipe Campos Lobo- Macaé: UFRJ/Campus UFRJ - Macaé 2016.

X, 122 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Gustavo Vaz de Mello Guimarães e Esdras Pereira de Oliveira

Projeto de Graduação – UFRJ/ Macaé / Curso de Engenharia Civil, 2016.

Referências Bibliográficas: p. 91 - 95.

1. Capacidade de carga, 2. Estaca hélice, 3. Prova de carga, 4. Caso prático.

I. Guimarães, Gustavo Vaz de Mello, II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Macaé, Curso de Engenharia Civil. III. Análise Geotécnica de Estaca Hélice Contínua, Caso Prático.

*“Sonhar grande dá o mesmo trabalho que
sonhar pequeno.”*

Jorge Paulo Lemann

Dedico este projeto aos meus pais, Gustavo e Jussara, Meu Avô, Luciano e minha noiva, Torlany, por cada momento que recebi o amor de vocês.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, avô e noiva por acreditarem na minha capacidade e me incentivarem a buscar meus objetivos.

Agradeço ao Professor Gustavo Vaz de Mello Guimarães, pelos conselhos e por me encorajar a realizar novos trabalhos que expandiram meus limites e raciocínio de Engenheiro.

Ao Professor Esdras Pereira de Oliveira por me provocar a buscar novos caminhos para problemas de rotina, e pelas horas sobre os programas.

A todos os colegas de faculdade por toda ajuda que me concederam. Muito obrigado!

Aos professores que me incentivaram e contribuíram para minha formação, com eles aprendi a superar meus limites e sempre acreditar que é possível.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à UFRJ – Macaé como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

ANÁLISE GEOTECNICA DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, CASO PRÁTICO.

Luiz Fellipe Campos Lobo

Dezembro/2016

Orientadores: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Esdras Pereira de Oliveira.

Curso: Engenharia Civil

Este trabalho tem por objetivo comparar os valores de capacidade de carga geotécnica através de métodos semi-empíricos com o resultado obtido em um ensaio de carregamento dinâmico em uma estaca hélice contínua no município de Campos dos Goytacazes, estado do Rio de Janeiro. A estaca analisada possuía diâmetro de 500 mm e comprimento de 31 m e foi instalada em um solo com uma espessa camada de areia fofa e argila mole. Esta comparação foi possível, não só para a capacidade de carga total, mas também para as parcelas de capacidade de carga por atrito lateral e capacidade de carga de ponta. Para a capacidade de carga de cada uma das parcelas (ponta e atrito) o método semi-empírico que mais se aproximou do valor obtido no ensaio de carregamento dinâmico foi o de Décourt Quaresma - Modificado por Décourt et al. (1996). Já para a capacidade de carga total os métodos de Alonso (1996), Aoki-Velloso (1975) e Antunes Cabral (1996) estimaram os valores mais próximos do ensaio de carregamento dinâmico.

Palavras-chave: Capacidade de carga, Estaca hélice, Ensaio de carregamento dinâmico, Caso prático.

Abstract of the Undergraduate Project presented to UFRJ - Macaé as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

GEOTECHNICAL ANALYSIS OF LOAD CAPACITY IN A CONTINUOUS FLIGHT AUGER PILE FOUNDATION – AN ENGINEERING CASE STUDY

Luiz Felipe Campos Lobo

December/2016

Advisors: Gustavo Vaz de Mello Guimarães.

Esdras Pereira de Oliveira.

Course: Civil Engineering

This work compares the geotechnical load capacity using semi-empirical methods with a dynamic loading test in a continuous flight auger pile foundation at the city of Campos dos Goytacazes, Rio de Janeiro. The pile, with 500 mm in diameter and 31 m long, was installed in a loose sand and soft clay. It was possible to compare the load capacity in three different circumstances: total load capacity, base load capacity and friction load capacity. For both load capacities (base and friction), the semi-empirical method that most approached the value obtained in the dynamic load test was that of Décourt Quaresma - Modified by Décourt et al. (1996). For the total load capacity, the methods of Alonso (1996), Aoki-Velloso (1975) and Antunes Cabral (1996) estimated the closest values of the dynamic load test.

Keyword: Load capacity, Continuous flight auger piles foundations, Load test – an engineering case study.

Sumário

1. INTRODUÇÃO	11
1.1 GENERALIDADES.....	11
1.2 METODOLOGIA.....	11
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	11
2. CAPACIDADE DE CARGA AXIAL A COMPRESSÃO DAS ESTACAS	13
2.1 GENERALIDADES.....	13
2.2 TIPOS DE ESTACA	17
2.3 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS	19
2.3.1 Método de Meyerhof (1956)	20
2.3.2 Método de Aoki-Velloso (1975)	21
2.3.3 Método de Décourt-Quaresma (1978).....	24
2.3.4 Aoki-Velloso (1975) com as contribuições de Laprovitera (1988) e Benegas (1993).....	27
2.3.5 Aoki-Velloso (1975) com a contribuição de Monteiro (1997).....	29
2.3.6 Método de Pedro Paulo Velloso (1981).....	31
2.3.7 Método de Teixeira (1996)	33
2.3.8. Método de Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt et al. (1996).....	35
2.3.9 Método de Alonso (1996)	36
2.3.10 Método de Antunes-Cabral (1996)	39
2.3.11 Método de Gotlieb et al. (2000)	41
2.3.12 Método de Kárez-Rocha (2000)	42
2.3.13 Método de Vorcaro-Velloso (2000).....	43
2.4 MÉTODOS DINÂMICOS DE CONTROLE	46
2.4.1 INTRODUÇÃO	46
2.4.2 FÓRMULAS DINÂMICAS.....	47
2.4.3 TEORIA DA EQUAÇÃO DA ONDA.....	49
2.4.4 MEDIDA DA NEGA E REPIQUE ELÁSTICO	53
2.4.5 ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO	56
2.4.5.1 – MÉTODO CASE	61
2.4.5.2 – Método CAPWAP.....	66

3. ESTUDO DE CASO: UM EMPREENDIMENTO RESIDENCIAL EM CAMPOS DOS GOYTACAZES/RJ.....	68
3.1 A LOCALIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO	68
3.2 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO LOCAL DA OBRA.....	69
3.3 AS FUNDAÇÕES DA OBRA E A ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO	76
4. PREVISÃO VERSUS DESEMPENHO	79
4.1 PREVISÃO	79
4.2 DESEMPENHO.....	84
4.3 ANÁLISE CONJUNTA DOS DADOS	85
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	89
5.1 CONCLUSÕES	89
5.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	90
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	91
ANEXO A – BOLETINS DE SONDAGEM.....	96
ANEXO B – RESULTADO DO ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO	113
APENDICE A – MEMORIAL DE CÁLCULO.....	116

1. INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

A região Norte Fluminense do estado do Rio de Janeiro recebeu um alto volume de investimentos, originados pela produção de petróleo na bacia de Campos, tendo como consequência uma pressão no mercado da construção civil e uma dificuldade crescente de se encontrar terrenos bem localizados e com pouca vizinhança.

Sendo assim natural o desenvolvimento pela engenharia de fundações, novos métodos executivos que propiciam menor ruído.

Prazos cada vez mais curtos provocam o desenvolvimento de métodos construtivos que sejam de execução mais rápida, de modo sempre a respeitar a viabilidade econômica a que um empreendimento da construção civil é imposta.

1.2 METODOLOGIA

A metodologia do presente trabalho é estimar a capacidade de carga axial de uma fundação em estaca hélice contínua através de metodologias semi-empíricas e comparar com o resultado de um ensaio de carregamento dinâmico realizado no local. Foram utilizados os resultados de sondagens a percussão da região para alimentar as metodologias semi-empíricas. Esta comparação foi realizada, não só para a capacidade de carga total, mas também para as parcelas de capacidade de carga por atrito lateral e ponta.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Após essa introdução segue no capítulo 2, uma revisão bibliográfica dos principais métodos semi-empíricos de cálculo de capacidade estática de carga axial para estacas sujeita a esforços de compressão. Ainda no capítulo 2 são apresentadas as fórmulas de controle de estaqueamento dinâmico. Além disso, alguns detalhes sobre o ensaio de carregamento dinâmico com o PDA são apresentados.

No capítulo 3, exibe-se o estudo de caso. São apresentadas as características geotécnicas do terreno no local, além das características da estaca analisada. O ensaio de carregamento dinâmico realizado na estaca é brevemente descrito.

No capítulo 4, são apresentados os resultados de cálculo de capacidade de carga pelos tradicionais métodos semi-empíricos e os valores de capacidade de carga apresentado pelo ensaio de carregamento dinâmico (PDA). Uma comparação entre previsão e desempenho é realizada.

No capítulo 5, expõem-se as conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

A seguir são apresentadas as referências bibliográficas, anexos e apêndices do trabalho.

2. CAPACIDADE DE CARGA AXIAL A COMPRESSÃO DAS ESTACAS

2.1 GENERALIDADES

O conceito de fundação profunda é estabelecido pela NBR 6122/2010, Projeto e execução de fundações; 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 3 metros.

A verificação da segurança com relação à ruptura geotécnica de fundações profundas, no caso particular de estacas, é realizada por rotinas de cálculo utilizando os principais métodos de capacidade de carga, subdividindo-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 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.

Os métodos estáticos racionais surgiram com os trabalhos de Terzaghi na primeira metade do século XX, e constituem a base para 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 (1943) e Vesic (1975), onde o ângulo de atrito interno do solo é relacionado aos coeficientes de capacidade de carga do terreno.

Para as fundações profundas, alternativamente ao método racional, difundiram-se os métodos semi-empíricos, que objetivam a prática de relacionar medidas de ensaios in situ (e.g.: CPT e SPT) diretamente com a capacidade de carga de estacas.

Os métodos semi-empíricos constituem ferramentas valiosas à engenharia de fundações, porém, é importante reconhecer que sua abrangência é limitada à prática construtiva regional e às condições específicas dos casos históricos utilizados em seu estabelecimento.

Nestes métodos semi-empíricos a capacidade de carga de uma estaca é dada pela soma da parcela de atrito lateral e da parcela de ponta (ou base). Esse procedimento é ilustrado pela figura 2.1.

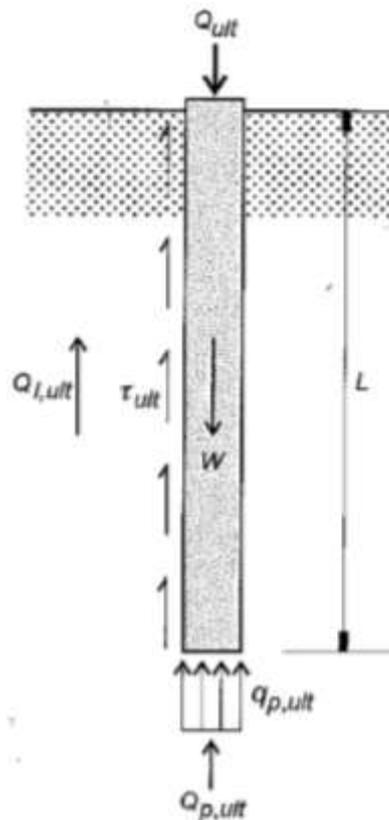


Figura 2.1: Estaca submetida à carga de ruptura de compressão (adaptado de Velloso e Lopes, 2010).

A equação 2.1 que é diretamente influenciada pelo tipo de solo e a geometria da estaca apresenta o cálculo da capacidade de carga de uma estaca.

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

Onde:

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

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

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

W = Peso próprio da estaca.

Visto que a ordem de grandeza do peso da estaca, frente as cargas envolvidas é muito pequena, despreza-se esta variável, assim sendo, reescreve-se a equação 2.1 com as resistências unitárias de acordo com a equação 2.2.

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

Onde:

A_b = Área de ponta ou da base da estaca

U = Perímetro da estaca;

$q_{p,ult}$ = 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.

Como visto anteriormente, esse cálculo é para a ruptura geotécnica, assim sendo a carga estrutural de uma estaca não armada, por exemplo, é

obtida analogamente a um pilar de concreto simples, como exposto na equação 2.3.

$$P_k = \frac{0.85A_c f_{ck}}{\gamma_f \gamma_c} \quad (2.3)$$

Onde:

A_c = Área da seção transversal da estaca;

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

γ_f = Coeficiente de majoração das cargas, usualmente 1,4;

γ_c = Coeficiente de minoração da resistência do concreto, usualmente 0,85.

Baseando-se na equação 2.3, tem-se as cargas admissíveis estrutural de estaca do tipo hélice contínua, não armada e totalmente enterrada, em função de seus diâmetros, conforme apresentado na tabela 2.1.

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

Para fins deste trabalho de conclusão de curso serão enfatizados os métodos semi-empíricos e dinâmicos para estacas tipo hélice contínua. Historicamente também serão apresentados os principais métodos semi-empíricos para estimativa da capacidade de carga de ruptura, embora estes métodos não apresentem soluções para estaca do tipo hélice contínua.

2.2 TIPOS DE ESTACA

Existem alguns tipos de materiais de estacas, estacas de madeira foram a primeira a ser utilizada, em vales e áreas alagadas, um dos principais aspectos que tonam estacas de madeira, um material ideal, por possuir elevada relação resistência por peso, é de fácil manuseio, corte e arrasamento.

Desde que permanentemente imersas, ou seja, integralmente abaixo do lençol freático, as estacas de madeira possuem uma longa vida útil, mesmo sem qualquer tratamento.

Estacas pré-moldadas de concreto usualmente constituem a opção de menor custo nos casos em que não há contraindicação, a principal vantagem é a possibilidade de trabalhar com concreto de boa qualidade, A armação deve ser distribuída igualmente na estaca de forma a poder ser levantada com qualquer face para baixo ou para cima, com estribos concentrados nas extremidades. De modo a atingir maiores profundidades, utiliza-se solda de anéis metálicos.

Estacas de aço, usualmente por perfis laminados, sendo prática comum da engenharia a utilização de trilhos, adquiridos a um custo baixo como rejeito de estradas de ferro, verificando as dimensões de entrada, como perímetro e área da base. As estacas metálicas podem ser utilizadas, ainda, como elementos múltiplos, duplos ou mesmo triplos, os quais se constituem de soldagem de elementos individuais. Tem-se como principal vantagem a facilidade de cravação, tanto em solos arenosos quanto argilosos. Corte e

emenda, atividades relacionados a estacas pré-fabricadas, são fáceis de serem realizadas com estacas metálicas.

A principal desvantagem da estaca metálica em relação aos outros tipos de estacas é o custo, por unidade de carga, geralmente superior.

As estacas também podem se classificadas em principais três grupos, estacas que produzem grande deslocamento de solo, através de percussão ou prensagem, como pré-fabricadas de concreto, as que produzem um pequeno deslocamento, por exemplo, estacas metálicas e as que não geram deslocamento lateral do solo, onde todo o solo ocupado pela estaca será removido. Como mostrado na figura 2.2 abaixo.

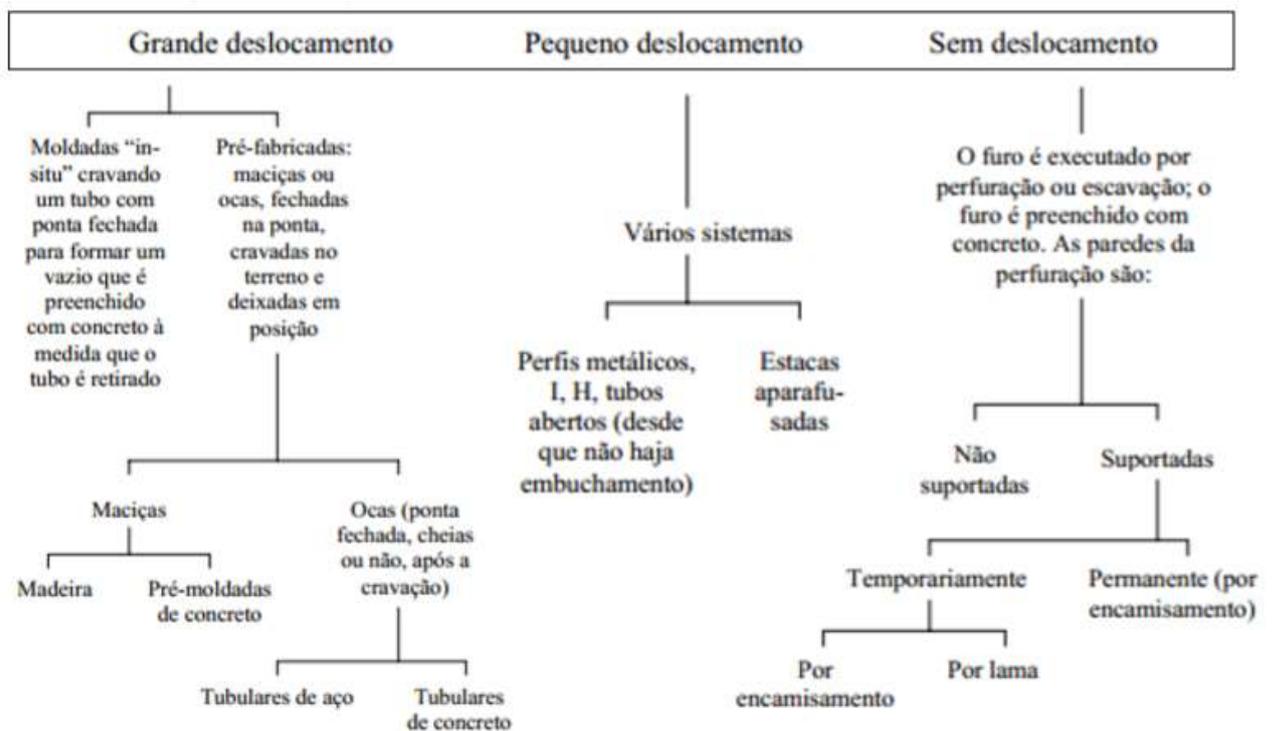


Figura 2.2: Principais tipos de estacas, Velloso e Lopes (2001).

2.3 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

Serão apresentados os mais tradicionais e os mais específicos métodos semi-empíricos para previsão da capacidade de carga. Em relação aos tradicionais, Meyerhof (1956), Aoki - Velloso (1975) e Decourt - Quaresma (1978). Já com relação aos mais específicos, o trabalho de Velloso (1981), que leva em consideração um coeficiente específico para estacas escavadas; as contribuições de Laprovitera (1988) e Benegas (1993), que consideram novos valores para os coeficientes referentes ao tipo de solo e os fatores de redução de carga de acordo com o tipo de fundação utilizada; a contribuição de Monteiro (1997), também apresenta novos coeficientes para o solo e o tipo de estaca além de propor um novo método para o cálculo da resistência de ponta (considerando os N_{SPT} ao longo de sete diâmetros acima da estaca e três diâmetros e meio abaixo da estaca). A contribuição de Décourt et al. (1996) introduz dois novos coeficientes com a finalidade de se aplicar novas estacas. É válido destacar os métodos de Kárez-Rocha (2000) e Gotlieb (2000) que não dependem do tipo de solo, apenas do N_{SPT} . Alonso (1996) e Antunes-Cabral (1996) apresentam métodos específicos para estaca hélice contínua.

O tipo de solo encontrado e a investigação geotécnica, são as principais variáveis para originar métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga geotécnica que são baseados em correlacionar equações com provas 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 projetistas de fundações buscam direcionar métodos de cálculo da capacidade de carga de estacas empregando os resultados das sondagens à percussão. A seguir são apresentados alguns métodos tradicionais para previsão de capacidade de carga em estacas.

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 conforme apresentado em Velloso e Lopes (2010).

- 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/cm^2) 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 (em kgf/cm^2), conforme equação 2.6.

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

- Para estacas escavadas em solo não coesivos, 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.

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

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 desenvolveu-se 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.

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

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

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) apresentados nas equações 2.10 e 2.11.

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

$$\tau_c = \alpha q_c = \alpha KN \quad (2.11)$$

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

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

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 (1975) constam na tabela 2.2.

Tabela 2.2: Coeficientes de k e α (Aoki-Velloso, 1975).

Tipo de solo	k(kgf/cm²)	α(%)
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2
Areia siltoargilosa	7	2,4
Areia argilosiltosa	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 arenosiltosa	3	2,8
Argila siltoarenosa	3,3	3
Argila siltosa	2,2	4
Argila	2	6

Os valores de F_1 e F_2 foram obtidos a partir da retroanálise dos resultados de ensaio de carregamento dinâmico realizado 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 F_1 e F_2 . 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 $F_2 = 2F_1$. Os valores obtidos estão na tabela 2.3. Para estacas escavadas, os valores foram obtidos 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, Magalhães (1994), Raposo (1999) e Salem (1999) conduziram a uma estimativa razoável e ligeiramente conservativa das estacas raiz, hélice contínua e ômega, adotando-se os valores de $F_1=2$ e $F_2=4$.

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

Tabela 2.3 – Coeficientes de transformação F1 e F2 (Aoki-Velloso, 1975; Velloso et al, 1978).

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	5
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 notar que, o uso desse método semi-empírico foi sugerido há mais de 40 anos, e desenvolvido em uma área geotécnica específica, portanto, sua utilização de maneira compulsória e direta em outras regiões implica na descaracterização da confiabilidade dos resultados.

2.3.3 Método de Décourt-Quaresma (1978)

Em 1978 os engenheiros Luciano Décourt e Arthur Quaresma apresentaram no 6° (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_{SPT} 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 2.13:

$$q_{p,ult} = CN_p \quad (2.13)$$

onde:

C = Coeficiente que varia em tipo de solo (tabela 2.4);

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

Tabela 2.4 – Valores de C, Décourt-Quaresma (1978);

Tipo de solo	C(tf/m²)
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_{SPT} ao longo do fuste, sem levar em conta àqueles utilizados para a estimativa da resistência de ponta. Tira-se a

média, e na tabela 2.5, obtém-se o atrito médio ao longo do fuste (em tf/m²). Nenhuma distinção é feita quanto ao tipo de solo.

Tabela 2.5 – Valores de atrito médio ao longo do fuste, Décourt-Quaresma (1978).

N_{SPT} (médio ao longo do fuste)	Atrito Lateral (tf/m²)
≤ 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/m² é dada pela equação 2.14;

$$\tau_{l,ult} = \frac{\bar{N}}{3} + 1 \quad (2.14)$$

onde:

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

Desta forma a expressão geral para o cálculo da capacidade de carga é a da equação 2.15.

$$Q_{ult} = q_{p,ult}A_p + \tau_{l,ult}A_s \quad (2.15)$$

Ou ainda, de acordo com a equação 2.16,

$$Q_{ult} = CN_p \frac{\pi D^2}{4} + U \sum \left[\left(\frac{\bar{N}}{3} \right) + 1 \right] \Delta l \quad (2.16)$$

onde:

A_p = Área de ponta da estaca;

A_s = Área lateral da estaca;

U = Perímetro da seção transversal do fuste;

Δl = Comprimento de cada camada.

2.3.4 Aoki-Velloso (1975) com as contribuições de Laprovitera (1988) e Benegas (1993)

Em duas dissertações de mestrado da COPPE-UFRJ Laprovitera, (1988) e Benegas, (1993), foram feitas avaliações do método Aoki-Velloso (1975) 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 (1982), alguns valores foram complementados através de interpolação por Laprovitera (1988). Os valores finais de K e α constam na tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Coeficientes K e α , Laprovitera (1988).

Tipo de solo	k(kgf/cm²)	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

Nas análises realizadas, não se manteve a relação $F2 = 2F1$ do trabalho original de Aoki-Velloso, mas tentaram-se outras relações de forma a obter um melhor ajuste. Os valores de F1 e F2 obtidos estão apresentados na tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Coeficientes de transformação F1 e F2 Laprovitera (1988); Benegas, (1993).

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

Nessa contribuição, considerou-se, para a resistência de ponta a média dos N_{SPT} numa faixa de 1 diâmetro da estaca para cima e 1 para baixo (ou pelo menos 1 m acima e 1 m abaixo da cota de assentamento da base da fundação), 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 (entre os vários tipos).

2.3.5 Aoki-Velloso (1975) com a contribuição de Monteiro (1997)

Com base em sua experiência adquirida através da análise de inúmeras provas de carga na firma Estacas Franki Ltda, Monteiro (1997) estabeleceu correlações diferentes, tanto para k e α , que estão apresentadas tabela 2.7,

Tabela 2.7 – Coeficientes K e α Monteiro (1997).

Tipo de solo	k(kgf/cm²)	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

Já para os valores F1 e F2 a tabela 2.8 apresenta o resumo encontrado durante a análise de Monteiro (1997) ao banco de dados, da então, Empresa Estacas Franki Ltda.

Tabela 2.8 – Coeficientes de transformação F1 e F2 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
Escava com lama bentonítica	3,5	4,5
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice Contínua	3	3,8

Sugestões para aplicação do método de Monteiro (1997):

- O valor do N_{SPT} 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 2.3).

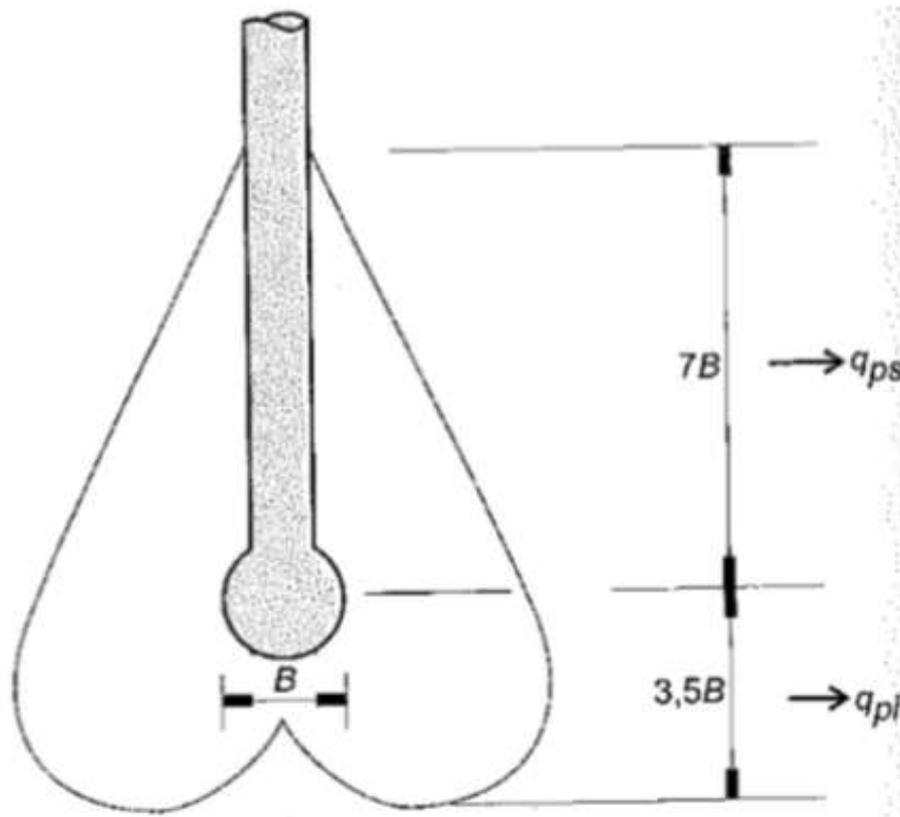


Figura 2.3 – Determinação da resistência de ponta segundo Monteiro (1997). (Velloso e Lopes, 2010).

- 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 2.17.

$$q_{p,ult} = \frac{q_{ps} + q_{pi}}{2} \quad (2.17)$$

2.3.6 Método de Pedro Paulo Velloso (1981)

Ressalta-se que o Pedro Paulo Velloso é uma pessoa diferente de Velloso (de Aoki-Velloso, 1975). Velloso do Aoki-Velloso, (1975) foi Professor da COPPE/UFRJ, o Prof. Dirceu de Alencar Velloso.

Pedro Paulo Velloso apresentou um critério para o cálculo de capacidade de carga e recalques de estaca e grupos de estacas no trabalho Velloso (1981) onde um coeficiente específico para estacas escavadas é apresentado (α). A capacidade de carga de uma estaca, com comprimento L, diâmetro de fuste D e diâmetro de base D_b , poderia ser estimada tomando-se por base os valores de $Q_{l,ult}$ e $Q_{p,ult}$ obtidos com as expressões 2.18 e 2.19.

Resistência de ponta

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

Resistência por atrito lateral

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

onde:

U = Perímetro da seção transversal do fuste;

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

α = Fator de execução da estaca;

$\alpha = 1$ (estaca cravadas);

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

λ = Fator de carregamento;

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

β = Fator de 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 (3,6 cm no cone padrão).

A partir dos resultados de ensaios N_{SPT} , podem-se adotar as equações 2.21 e 2.22 para se calcular as resistências unitárias, por atrito lateral e de ponta, respectivamente.

$$\tau_{l,ult} = a' N^{b'} \quad (2.21)$$

$$q_{p,ult} = a N^b \quad (2.22)$$

Onde a' , b' , a e b , são parâmetros de correlação entre a sondagem a percussão e o ensaio de cone, a serem definidos para os solos típicos de cada região e que constam na tabela 2.9.

Tabela 2.9 – 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	0,5	1
Argilas sedimentares submersas	25	1	0,63	1
Solos residuais de gnaiss arenosiltosos 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

¹Dados obtidos na obra da refinaria Duque de Caxias(RJ);

²Dados obtidos na obra Aço-Minas (MG).

2.3.7 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 2.23.

$$Q_{ult} = \alpha \bar{N}_b A_p + U \beta \bar{N}_l L \quad (2.23)$$

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 2.10, em função da natureza do solo e do tipo de estaca. O parâmetro β só depende do tipo de estaca.

Tabela 2.10 – 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 _{SPT} < 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 do tipo Franki; III - Estacas escavadas a céu aberto; IV - Estacas raiz.

Os dados da tabela 2.10, não se aplicam ao cálculo do atrito lateral de estacas pré-moldadas de concreto, cravadas em argilas moles sensíveis quando, normalmente, o N_{SPT} é inferior a 3.

2.3.8. 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 2.24.

$$Q_{ult} = \alpha q_{p,ult} A_p + \beta \tau_{l,ult} A_s \quad (2.24)$$

Ou ainda pela equação 2.25.

$$Q_{ult} = \alpha C N_{spt} \frac{\pi D^2}{4} + \beta U \sum 10 \left[\left(\frac{\bar{N}}{3} \right) + 1 \right] \Delta L \quad (2.25)$$

Os valores atribuídos aos coeficientes α e β sugeridos para os diversos tipos de estacas estão apresentados na tabela 2.11

Tabela 2.11 – Coeficientes α e β para cada tipo de estaca.

ESTACA	CRAVADA (estaca padrão)	ESCAVADA (em geral)	ESCAVADA (c/bentonita)	HÉLICE CONTÍNUA	RAIZ	INJETADA (alta pressão)
--------	-------------------------------	------------------------	---------------------------	--------------------	------	-------------------------------

SOLO	α	β										
ARGILAS	1,00*	1,00*	0,85	0,8	0,85	0,90*	0,30*	1,00*	0,85*	1,50*	1,00*	3,00*
SOLOS**	1,00*	1,00*	0,6	0,65	0,6	0,75*	0,30*	1,00*	0,60*	1,50*	1,00*	3,00*
AREIAS	1,00*	1,00*	0,5	0,5	0,5	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.

2.3.9 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 2.26 e 2.32, respectivamente.

Resistência lateral por atrito

$$Q_{l,ult} = U \sum \tau_{l,ult} \Delta l \quad (2.26)$$

onde:

U = Perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

Δl = Trecho onde se admite atrito lateral unitário τ_l constante;

$\tau_{l,ult}$ = Resistência lateral unitária (tabela 2.12).

A resistência por atrito lateral unitária da estaca é obtida com a equação 2.27.

$$\tau_{l,ult} = \alpha \cdot f \leq 200 \text{ kPa} \quad (2.27)$$

α = coeficiente de correção do atrito lateral f , obtido através da interpretação de provas de carga carregadas até as proximidades da carga última (tabela 2.12);

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

Tabela 2.12 – 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	$\leq 200\text{kPa}$	0,65
Formação Guabirota	$\leq 80\text{kPa}$	0,65
Cidade de Serra - ES	$\leq 200\text{kPa}$	0,76

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

Para a obtenção do valor de f , utiliza-se a equação 2.28, proposta pelo idealizador do ensaio SPT-T, Ranzini (1988).

$$f = \frac{100T_{m\acute{a}x}}{0,41h - 0,032} \text{ kPa} \quad (2.28)$$

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 expressão acima resulta na equação 2.29.

$$f = \frac{100T_{m\acute{a}x}}{0,18} \text{ kPa} \quad (2.29)$$

O autor sugere as equações 2.30 e 2.31 que estabelecem correlações entre o tradicional ensaio SPT e o SPT-T, para o cálculo do atrito lateral e resistência de ponta, a partir do número de golpes N_{SPT} do ensaio SPT.

$$T_{m\acute{a}x} = 1,2Nspt \quad \text{e} \quad T_{min} = 1,0Nspt \quad (2.30)$$

Para a formação Guabirota, as correlações são:

$$T_{m\acute{a}x} = 1,13Nspt \quad \text{e} \quad T_{min} = 0,98Nspt \quad (2.31)$$

Alonso (1996) alerta que, antes de utilizar o método, o ideal é inicialmente encontrar estas correlações para o caso de outras regiões.

Resistência de ponta

Calcula-se a resistência de ponta conforme a equação 2.32

$$Q_{p,ult} = A_p q_{p,ult} \quad (2.32)$$

Onde a resistência unitária de ponta pode ser expressa pela equação 2.33.

$$q_{p,ult} = \beta' \frac{T_{min}^{(1)} + T_{min}^{(2)}}{2} \quad (2.33)$$

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 (1996a, 1996b) 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 Guabirotuba	-	-	80
Cidade de Serra - ES	260	195	130

2.3.10 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 2.34 e 2.35:

Resistência por atrito lateral

$$Q_{l,ult} = \pi D \sum (N_{SPT} \beta'_1) \Delta l \quad (2.34)$$

Onde:

D = diâmetro da estaca;

Δl = comprimento da estaca;

N_{SPT} = 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

$$Q_{p,ult} = \beta'_2 N_p \left(\frac{\pi D^2}{4} \right); \quad \beta'_2 N_p \leq 40 \text{ kgf/cm}^2 \quad (2.35)$$

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

2.3.11 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 2.36.

$$P_{adm} = (60 \cdot N_{med.ponta}) + \left(\frac{\sum N}{0,125D} \right) \quad (2.36)$$

onde:

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

$N_{med.ponta}$ = 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) concluem 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.

2.3.12 Método de Kárez-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 2.37 e 2.38.

Resistência por atrito lateral

$$Q_{l,ult} = 4,9\pi D \sum N_{spt} \quad (2.37)$$

onde:

D = diâmetro da estaca (m);

$\sum N_{spt}$ = soma de golpes de SPT ao longo do fuste da estaca.

Resistência de ponta

$$Q_{p,ult} = K_{kr} N_{SPT} A_p \quad (2.38)$$

onde:

K_{kr} = 210 para argila, 250 para siltes e 290 para areias (kN/m²);

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

A_p = área da ponta da estaca (m²).

2.3.13 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 2.39 proposta para o cálculo da capacidade de carga em estacas hélice contínua, detalhando o cálculo da ponta e do fuste conforme as equações 2.40 e 2.41.

$$Q_{ult} = e^{1,96 \ln x_p - 0,34 \ln x_p + \ln x_l + 1,36 \ln x_l \pm 0,29} \quad (2.39)$$

sendo:

$$x_p = A_p N_{spt(ponta)}; \quad (2.40)$$

$$x_l = U \sum N_{spt(fuste)}; \quad (2.41)$$

A_p = área da ponta da estaca (m²);

U = perímetro da estaca (m).

A tabela 2.16, apresenta um resumo dos métodos de capacidade de carga axial abordados neste trabalho.

Tabela 2.16 – Resumo de alguns dos métodos de previsão 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)	$Q_{ult} = A_b \frac{KN_p}{F1} + U \sum \frac{\alpha KN_l}{F2} \Delta l$		-
Décourt & Quaresma (1978)	$Q_{ult} = CN \frac{\pi D^2}{4} + U \sum 10 \left[\left(\frac{N}{3} \right) + 1 \right] \Delta l$		$3 \leq N \leq 50$
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)	$Q_{ult} = L \alpha \bar{N}_b A_p + U B \bar{N}_l$		-
Décourt et al. (1996)	$Q_{ult} = \alpha CN \frac{\pi D^2}{4} + \beta U \sum 10 \left[\left(\frac{N}{3} \right) + 1 \right] \Delta l$		$\alpha = 0,3$ $\beta = 1,0$
Alonso (1996)	$Q_{l,ult} = \sum (U \cdot \tau_{l,ult} \Delta l)$	$Q_{p,ult} = A_b q_{p,ult}$	-
Antunes & Cabral (2000)	$Q_{l,ult} = \pi D \sum (N \beta_1) \Delta l$	$Q_{p,ult} = \beta_2 N_b \left(\frac{\pi D^2}{4} \right)$	$\beta_2 N_p \leq 40 \text{ kgf/cm}^2$
Kárez & Rocha (2000)	$Q_{l,ult} = 4,9 \cdot \pi \cdot D \sum N$	$Q_{p,ult} = K_{kr} N A_p$	-
Gotlieb et al. (2000)	$P_{adm} = (N_{medio.ponta} \cdot 60) + \left(\frac{\sum N}{0,125 * D} \right)$		$P_{adm} \leq 500 \text{ tf/m}^2$
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 MÉTODOS DINÂMICOS DE CONTROLE

2.4.1 INTRODUÇÃO

Nos métodos dinâmicos a previsão da capacidade de carga de estacas é feita observando a resposta da estaca à cravação ou uma dada resposta à cravação é especificada para o seu controle, de forma a garantir uma dada capacidade de carga, Velloso e Lopes (2002).

Os métodos dinâmicos se dividem em:

- Fórmulas dinâmicas;
- Soluções da Equação da Onda.

As fórmulas dinâmicas utilizam as leis da física, umas enfocando a conservação de energia e outras, à lei de choque Newtoniana e a lei de Hooke e, relacionam grandezas medidas durante a cravação com a resistência do conjunto solo-estaca.

Pelas soluções da Equação da Onda, as quais utilizam as equações de propagação unidimensional de onda de tensões, o estudo da estaca a considera como uma barra, ao longo da qual, se propaga uma onda de tensão ou força gerada pelo golpe e, que, poderá ser atenuada pela ação do solo que envolve o elemento estrutural.

A resposta à cravação pode ser observada de diferentes maneiras. A mais simples consiste em riscar a lápis uma linha, na Fig. 2.4a, horizontal na estaca com uma régua apoiada em dois pontos da torre do bate-estaca, aplicar 10 golpes, riscar novamente, medir a distância entre os dois riscos e dividi-la por 10. Obtém-se dessa forma, a penetração média por golpe, chamada nega. Outra maneira consiste em prender uma folha de papel ao fuste da estaca e no momento do golpe passar um lápis na horizontal, com o auxílio de uma régua apoiada em pontos fora da estaca, (Fig. 2.4b), obtém-se dessa maneira a nega e o repique elástico, Velloso e Lopes, (2002).

Há um procedimento que consiste na monitoração da cravação com instrumentos eletrônicos que registram os deslocamentos e as forças no topo da estaca ao longo do tempo. É realizada através de acelerômetros e extensômetros, (Fig. 2.4c). Os resultados desta monitoração são analisados pela teoria da Equação da Onda, Velloso e Lopes, (2010).

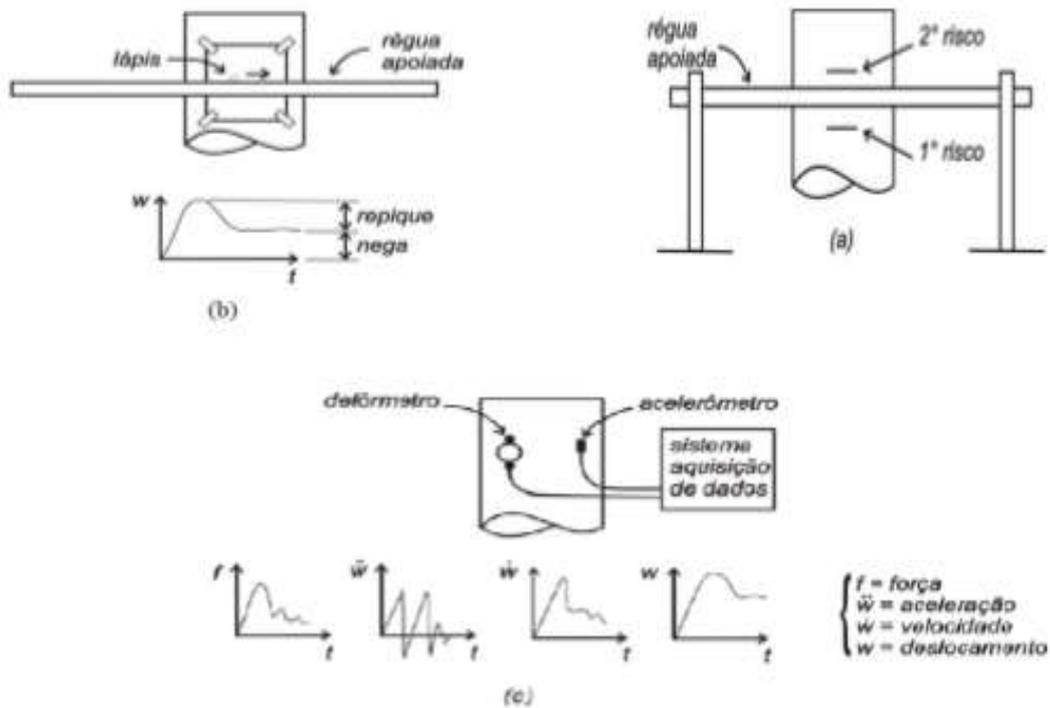


Figura 2.4 – Observação da resposta à cravação de uma estaca: a) medida simples da nega, b) medida da nega e repique e c) monitoração da cravação com instrumentos eletrônicos, tipo acelerômetros (adaptado de Velloso e Lopes, 2010).

2.4.2 FÓRMULAS DINÂMICAS

A primeira fórmula dinâmica para determinar a capacidade de carga última de uma estaca cravada, que a literatura cita, foi desenvolvida por Weisback (1820). Até 1955 outras centenas haviam sido cadastradas, mas o avanço tecnológico ocorreu a partir de 1960 com Smith através da Teoria de Propagação de Ondas. No final do século XX, o uso da teoria da equação da onda substituiu essas fórmulas, com medidas em campo pelo sistema PDA (*Pile*

Driving Analyser). Com a teoria da equação da onda, outros parâmetros passaram a ser viáveis e novas fórmulas dinâmicas surgiram e, as existentes puderam ser avaliadas e aferidas, Gonçalves et al., (2007). Vale ressaltar que a definição da capacidade de carga última, tanto no uso de formulações dinâmicas quanto no ensaio de carregamento dinâmico, utiliza um impacto representativo de uma série de impactos de energia constante.

Os métodos mais difundidos no Brasil são os de Hiley (1925) e de Uto et al. (1985) para estimar a capacidade de carga estática e controlar a nega. Já, para o critério de interrupção da cravação, os métodos mais utilizados são o do Velloso (1987) e Aoki (1989), Gonçalves et al., (2007).

Na Eq. 2.42 apresenta-se o princípio básico das fórmulas dinâmicas, a energia efetiva transmitida e o trabalho realizado no impacto do martelo na cabeça da estaca.

$$e_F e_S Wh = Q_d (S + \Delta S_{pp}) + \varepsilon Q_d \Delta S_{ep} + \beta Q_d \Delta S_{es} \quad (2.42)$$

onde:

S = nega ou penetração da estaca;

W = peso do martelo;

h = altura de queda do martelo;

ΔS_{pp} = deformação plástica da estaca;

ΔS_{ep} = deformação elástica da estaca;

ΔS_{es} = deformação elástica do solo;

e_F = eficiência do martelo;

e_S = eficiência devido ao impacto;

Q_d = resistência dinâmica;

β e ε = fatores de redução de deslocamento.

Como as fórmulas dinâmicas resultam de diversas hipóteses geram resultados diferentes e, o uso do coeficiente de segurança segue o adotado pela hipótese utilizada. As fórmulas dinâmicas fundamentadas na teoria de choque Newtoniana mais utilizada no meio geotécnico são: BRIX, HOLANDESA., DINAMARQUESA (1957) e “ENGINEERING NEWS RECORD, 1888”. Todas elas dependem do valor da nega e/ou do repique. Outras fórmulas foram definidas baseadas integralmente na teoria do choque Newtoniana, como a de Benabencq (1911), Eytelwein (1920), Vierendel (1920), Redtenbacher (1852).

2.4.3 TEORIA DA EQUAÇÃO DA ONDA

Gonçalves et al., (1996), apresentam o fenômeno da propagação de onda de forma simplificada. Inicialmente, os autores supõem uma estaca carregada em uma extremidade, por uma força aplicada F , decorrente do impacto do martelo no topo da estaca, no instante t (tempo).

Após o impacto as partículas saíram do instante $t = 0$ para o tempo dt , onde o primeiro elemento dL é deformado pela compressão do impacto. Com o tempo, essa deformação gera força de compressão que age no elemento seguinte, que é comprimido e se deforma, subsequentemente deformando os demais elementos, apresentado na Fig. 2.5, o que gera pela ação de uma força aplicada F , uma onda de compressão que se propaga com uma velocidade c .

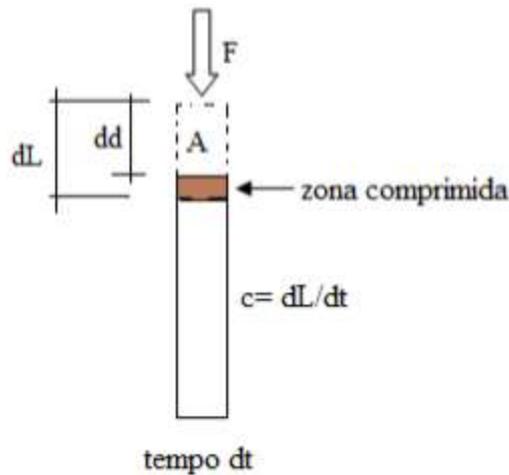


Figura 2.5: Deformação do elemento (Marchezini, 2013)

O emprego da Teoria da Equação da Onda teve avanços significativos com a publicação de Smith (1960). Ele propôs um modelo baseado na equação da onda, que simula o efeito de propagação da onda ao longo da estaca durante o processo de cravação. É uma solução de diferenças finitas que pode ser resolvida analiticamente, mas que só ganhou interesse prático com o uso do computador digital, quando, rotinas de trabalho puderam ser implementadas e a determinação da capacidade de carga pôde ser expeditamente determinada, Bowles (1988).

O método permite avaliar, além da resistência última, as tensões, as velocidades, as acelerações e os deslocamentos nas diversas seções da estaca, em cada intervalo de tempo considerado.

No artigo original de Smith (1960) e em Velloso e Lopes (2002) encontra-se o conjunto de equações utilizadas pelo autor.

A figura 2.6 representa o modelo de Smith, um dispositivo no qual a estaca e o sistema de cravação são representados por um conjunto de massas e molas, capaz de simular o deslocamento de tensão longitudinal causada pelo impacto do martelo e, a reação oposta pelo solo por um conjunto de molas e amortecedores. O peso do martelo funciona como o sistema de acionamento, simulado como uma massa. O cepo, capacete e coxim - sistema de amortecimento – e, a estaca, são representados como uma série de massa e

molas interligadas, as quais se aplicam as forças resistentes. As molas e amortecedores modelam a reação do solo.

A estaca é dividida em diversos segmentos de massa e a resistência é calculada no nível de cada segmento. Os amortecedores são descritos por meio de três parâmetros: resistência última (R_{ui}), “*quake*” (termo utilizado para o máximo deslocamento elástico do solo, antes de mobilizar a máxima resistência estática. Podendo mobilizar tanto a resistência estática de fuste, ou da ponta, respectivamente) – conhecido como “ q_i ” e o fator de amortecimento viscoso “ J_i ”, onde i representa cada segmento da estaca. A capacidade de carga estática total é o somatório de R_{ui} ao longo de todo o fuste. A força de resistência total (estática e dinâmica), em cada segmento é definida pela Eq. 2.43:

$$R_i = R_{ui} + R_{di} \quad (2.43)$$

onde:

R_i = resistência total para um segmento de massa da estaca;

R_{ui} = resistência estática última para o mesmo segmento (mola);

R_{di} = resistência dinâmica do segmento (amortecedor).

Smith (1960) considerou a resistência dinâmica oferecida pelo solo ao deslocamento rápido da estaca, função da resistência estática, do fator de amortecimento do solo J_c e da velocidade (v), dada pelo deslocamento do ponto da estaca considerada, conforme a equação 2.44 a seguir:

$$R_{di} = J_c v \quad (2.44)$$

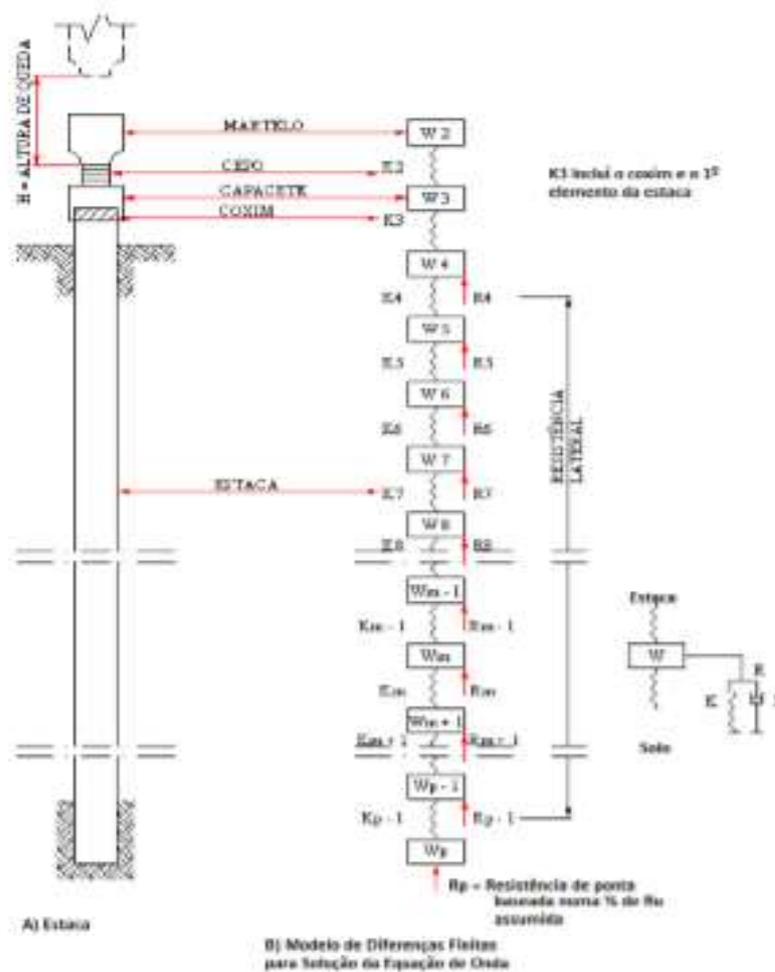


Figura 2.6: Modelo de Smith 1960, adaptado de Rojas Saldívar (2008).

O modelo elasto-plástico, de Smith (1960), considera que o solo comprime-se elasticamente até um valor máximo, *quake*, a partir desse valor o solo rompe-se plasticamente com resistência constante conforme apresentado na figura 2.7. Para a ponta e para o atrito, independente do solo, Smith sugeriu o valor de *quake* igual a 2,54 mm. Partindo da origem O, a ponta da estaca se move até uma deformação Q, comprimindo o solo elasticamente até o ponto A, mobilizando a resistência última R_u . Uma ruptura plástica ocorre e a resistência permanece igual a R_u até que a ponta da estaca alcance o ponto B, quando uma recuperação elástica de valor igual a Q ocorre, cessando a movimentação no ponto C. A deformação permanente é dada por S, Smith (1960).

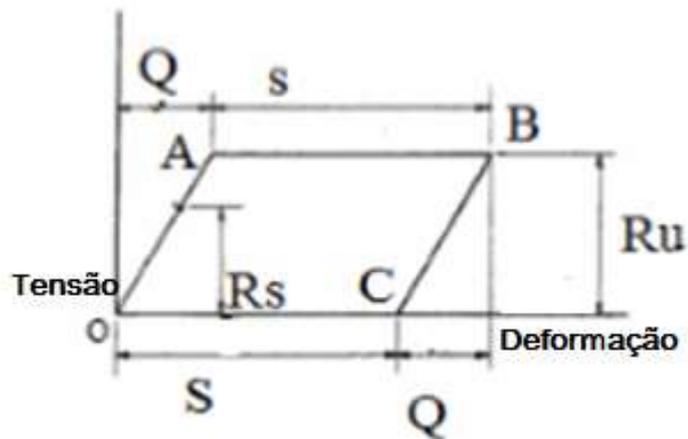


Figura 2.7 Tensão versus deformação na ponta da estaca, adaptado de Velloso e Lopes (2002).

O solo quando submetido a movimentos apresenta uma resistência instantânea, denominada resistência dinâmica. Para computá-la, introduz-se o conceito de damping viscoso (J_c), ou coeficiente de amortecimento. Os valores sugeridos por Smith foram de 0,48 s/m para a ponta e 0,16 s/m para o atrito lateral. A resistência mobilizada por damping é temporária e não contribui para a capacidade de carga. Sendo, damping (ou fator de amortecimento), a forma como a energia é dissipada pelo solo, correspondendo a uma diminuição da energia efetiva transmitida ao restante dos elementos da estaca.

2.4.4 MEDIDA DA NEGA E REPIQUE ELÁSTICO

Em estacas cravadas o controle mais tradicional é realizado através da nega. Ela corresponde a medida da penetração permanente da estaca causada pela aplicação de uma série de golpes.

Segundo Gonçalves et al., (2007), as fundações profundas executadas por estacas pré-fabricadas de concreto apresentam uma característica diferenciada das demais. O ato de cravação funciona como elemento de controle da resistência do solo, permitindo em campo a imediata correção para readequar o projeto. Um dos métodos de verificação ocorre com o uso do repique elástico. É um método muito simples e, com o auxílio de um lápis,

avalia o comportamento da estaca de forma bastante confiável, apresentado na figura 2.8.



Figura 2.8 Verificação da nega – <http://Geocities.ws/fundacoesufsc20082/f6.JPG>, Marchezini (2013).

Logo que cada golpe é aplicado sobre o topo da estaca, obtêm-se os sinais, de forma gráfica, que representa o deslocamento do conjunto estaca-solo quando submetido a um carregamento dinâmico. O registro mostra o deslocamento máximo e mínimo, ocorrido no topo da estaca sem, contudo, determinar o tempo decorrido entre eles, o que caracteriza uma deficiência na tentativa de interpretação do sinal, fundamentada na Teoria da Equação de Onda, Gonçalves et al., (2007).

O Brasil adota o repique elástico e a nega para o controle de cravação das estacas pré-fabricadas de concreto, fundamentada do ponto de vista físico na Lei de Hooke: “a uma dada força está associada uma deformação”.

Sob o prisma da teoria da equação da onda, o repique elástico é o deslocamento temporário de um determinado ponto da estaca em função do tempo, em que, a onda de tensão provocada por uma solicitação dinâmica, propaga-se axialmente através da estaca. Sendo assim, os deslocamentos máximos em qualquer ponto ocorrerão em instantes diversos, por conta da

resultante da superposição das ondas que atuam ao longo da estaca, durante o tempo de propagação. Admitindo que os deslocamentos máximos em todos os pontos do eixo da estaca ocorram simultaneamente, o repique representa o deslocamento elástico máximo no topo da estaca, independentemente do fator tempo.

Gonçalves et al. (1996) sugerem uma metodologia de controle da cravação de estacas baseada no repique elástico aferido. Os autores procuraram demonstrar que o controle de cravação de estacas de concreto por meio do repique pode ser considerado confiável, desde que as variáveis existentes na formulação matemática do método sejam preliminarmente aferidas. A resistência dinâmica da estaca é determinada medindo-se o valor da deformação elástica da estaca durante a cravação, e considera-se que o valor da parcela da deformação elástica do solo devido ao carregamento aplicado (“*quake*”, inicialmente estimado em 2,5 cm) possa ser aferido através da execução de ensaios de carregamentos dinâmicos com PDA (*Pile Driving Analyzer*). Estes ensaios correspondem às análises CAPWAP, onde se determina um parâmetro α específico para a obra, e se afere o repique determinando a resistência dinâmica da estaca, para todas as estacas da obra.

Na prática tem-se observado que os deslocamentos máximos (DMX) obtidos nas provas de carga dinâmicas (PCD) com PDA® (*Pile Driving Analyser*) são comparáveis aos valores dos repiques elásticos somados as negas (deslocamentos permanentes), medidos simultaneamente.

O repique (K) é composto de duas parcelas: o deslocamento elástico do fuste da estaca (C2) e o deslocamento elástico do solo sob a ponta da estaca (C3). O deslocamento máximo (DMX) é dado pela soma das parcelas de nega e repique, como pode ser visualizado na figura 2.9.

Neste trabalho não será realizado o controle pelo repique de cravação. A análise ocorrerá pela estaca hélice contínua, nega e repique obtido pelo ensaio de carregamento dinâmico.

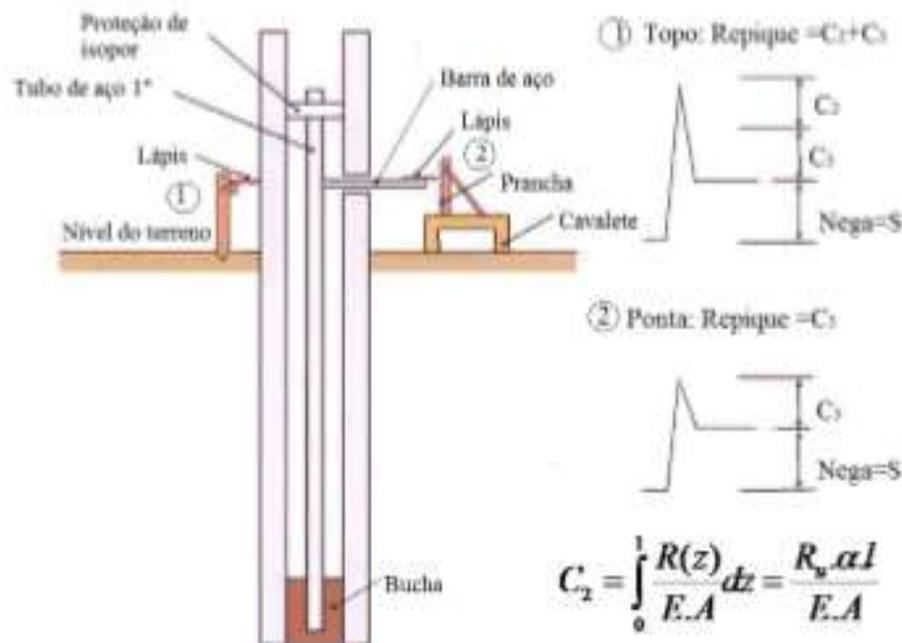


Figura 2.9: Dispositivos para medição dos valores de C_2 , C_3 e $\text{nega} (S)$, Gonçalves et al. (2007).

2.4.5 ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO

A Prova de Carga Dinâmica (PCD) ou Ensaio De Carregamento Dinâmico foi desenvolvido em 1964, na Universidade Case, Cleveland, Ohio – EUA. O pioneiro das pesquisas de carregamento dinâmico foi o professor Goble, através de testes e medições de efeitos dinâmicos em estacas, originados através de martelo de alto impacto. Com a análise dinâmica das pesquisas desenvolvidas foi criado o Método CASE, com aferição e calibração através da análise numérica CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*). A partir de 1972, a empresa Pile Dynamics, sob a coordenação do professor Goble, introduziu no mercado os equipamentos PDA (*Pile Driving Analyser*) e softwares para a aplicação no desenvolvimento e interpretação de resultados do ensaio, (www.estacas.com.br/predin.swf).

O ensaio de carregamento dinâmico promove a avaliação da capacidade de carga de estacas e permite verificar a integridade do elemento ensaiado. O conhecimento das condições físicas do elemento embutido é tão importante

quanto a sua capacidade de carga, já que a existência de trincas, alargamentos, estrangulamentos influi de maneira decisiva no bom desempenho de uma fundação profunda. Isto se torna da maior importância quando o tipo de fundação é estaca moldada in loco, já que o próprio método executivo não proporciona a padronização das dimensões da seção do fuste.

No caso de estacas pré-moldadas, o processo de cravação no solo provoca tensões de tração elevadas no topo da estaca, devido ao impacto do martelo. Estas tensões podem gerar danos estruturais no elemento, que são detectados quando se executa o ensaio com PDA.

Inicia-se o ensaio de carregamento dinâmico a partir da aplicação de um carregamento dinâmico axial à estaca que se pretende obter a estimativa da capacidade de carga geotécnica estática.

A análise ocorre com base nos fundamentos da teoria da equação da onda, aplicada à cravação ou à recravação de uma estaca.

O processo tradicional do ensaio de carregamento dinâmico, mostrado na figura 2.10, consiste na aplicação de um ciclo de impactos de energia constante. Registram-se neste ensaio os sinais de força e velocidade para cada golpe com o equipamento PDA. A análise é feita em um impacto considerado representativo no ensaio cíclico. A figura 2.11 apresenta a obtenção do repique elástico no momento da realização do ensaio de carregamento dinâmico.



Figura 2.10: Ensaio de Carregamento Dinâmico, Marchezini (2013).



Figura 2.11: Coleta do repique elástico, Marchezini (2013).

Aoki (1989) iniciou uma metodologia denominada de carregamento dinâmico de energia crescente. O ensaio é realizado com a aplicação de golpes do martelo de alturas crescentes de queda, a figura 2.12 apresenta o equipamento para aplicar impactos com alturas crescentes.



Figura 2.12: Bate estaca para altura crescente de queda.

<http://www.equipedebra.com.br/construcao-reforma/35/imagens/i262730.jpg>,
Marchezini (2013).

Os principais resultados deste ensaio são a verificação da capacidade de carga e da integridade estrutural das estacas. Outros dados podem ser obtidos como: a força máxima do impacto, as tensões máximas ao longo da estaca, além das características dinâmicas do solo.

Os sinais de força e velocidade são registrados pelo aparelho PDA. Os sinais são obtidos através de um par de sensores, (transdutores de deformação específica e acelerômetros) instalados no fuste do elemento de fundação a ser testado, figura 2.13, colocado em posição diametralmente oposta para compensar eventuais excentricidades dos golpes que, no momento do impacto, são acionados e emitem dados de deformação específica e aceleração em função do tempo. Os acelerômetros registram acelerações que são integradas, as velocidades e os deslocamentos no tempo e os deformêtros ou *Strain*

Gauges medem as deformações, que são multiplicadas pela área da seção e pelo módulo de elasticidade da estaca quando se obtém o registro das forças. Os sinais são armazenados e interpretados por métodos de cálculo ou programas específicos, fundamentado na Teoria de Equação de Onda.

Reflexões parciais da onda de impacto, ondas ascendentes, podem ser provocadas pela existência de emendas na estaca, pelo atrito lateral entre ela e o solo, pela resistência de ponta e até pela qualidade dos materiais que a constituem. Dessa forma, com a análise dos registros de deformação específica e a aceleração tratada, pode-se avaliar singularidades existentes ao longo da estaca, além de sua capacidade de carga, Gonçalves et al. (2007).



Figura 2.13: Sensores instalados na estaca para a realização do PCD, Marchezini (2013).

Os registros armazenados no PDA representado na figura 2.14, podem ser analisados pelo Método CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*) ou CAPWAPC (*Case Pile Wave Analysis Program - Continuous Model*), fundamentados em modelos numéricos que simulam o comportamento dinâmico de um conjunto estaca-solo, através do ajuste de todos os

parâmetros envolvidos no processo. No Brasil há um domínio praticamente absoluto dos métodos CASE® (simplificado) e CAPWAP® (numérico), como é indicado na NBR 13208/2007.

Diversos trabalhos utilizando PDA vêm sendo desenvolvidos na UFRJ, COPPE/UFRJ, UERJ, UNB, UFPR, UNICAMP, USP, UFPE, E ESC/USP destacam-se: Décourt e Quaresma (1978), Bernardes e Nordal (1991), Bernardi et al. (1991), Nyama e Aoki (1991), Albuquerque (1996), Gonçalves et al.(1998), Cunha e Costa (1998), Menezes (2000), Gonçalves et al. (2000), Foá (2001), Andraos (2009), Avelino (2006), Branco (2006).

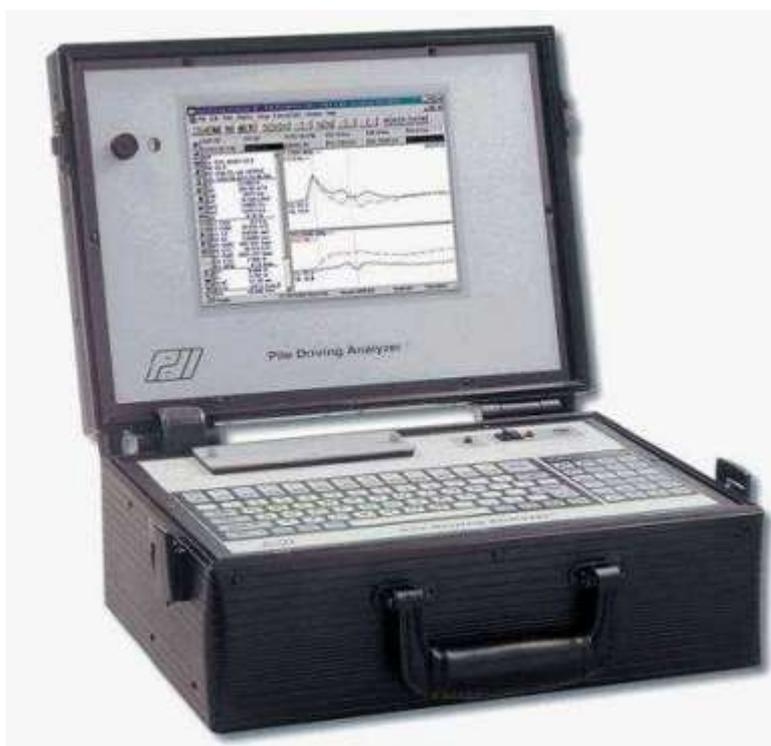


Figura 2.14: Pile Driving Analyzer (PDA)

2.4.5.1 – MÉTODO CASE

O Método Case é de mais simples processamento, podendo ser utilizado à medida que os golpes são aplicados, gerando uma estimativa de capacidade de carga estática em tempo real. A instrumentação prevista proporciona o

registro contínuo dos sinais de força e velocidade no tempo. Estes registros são usualmente apresentados juntos (a velocidade multiplicada pela impedância), tomando-se como referência inicial da escala de tempo o instante em que a onda descendente passa pelo nível da instrumentação.

As resistências ao longo o fuste causam ondas de compressão deslocando-se para cima, que aumentam a força na cabeça da estaca e diminuem a velocidade. A expressão básica do método Case mostra que a resistência total da estaca, R , pode ser determinada através dos registros de força e velocidade medidos na cabeça da estaca, durante a passagem da onda de tensão, como mostra a equação 2.45.

$$R = \frac{1}{2}((F_{t1} + F_{t2}) + Z(v_{t1} - v_{t2})) \quad (2.45)$$

onde:

F_{t1} = Força medida no instante t_1 , quando as ondas oriundas do golpe do martelo incidem no nível de instrumentação;

F_{t2} = Força medida no instante t_2 , quando as ondas oriundas do golpe do martelo refletem no nível de instrumentação.

Z = impedância da estaca;

v_{t1} = velocidade medida no instante t_1 ;

v_{t2} = velocidade medida no instante t_2 .

Entretanto, interessa saber a parcela estática da resistência, para isto calcula-se a parcela dinâmica, R_d , pela expressão 2.46:

$$R_d = J_c \frac{EA}{C} v_p = J_c(2F_{t1} - R) \quad (2.46)$$

onde:

J_c = constante de amortecimento;

v_p = velocidade da ponta da estaca;

E = módulo de elasticidade da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

C = velocidade de propagação da onda de tensão.

A grandeza J_c é a constante de amortecimento, parâmetro chave de entrada para a obtenção da carga mobilizada pelo Método Case. Os valores desta constante foram obtidos a partir de comparações diretas entre a instrumentação dinâmica e provas de carga estáticas e são mostrados na tabela. 2.17.

Tabela 2.17: Valores da constante de amortecimento, Rausche et al. (1985).

Tipo de solo	Faixa de valores J_c	Valor sugerido J_c
Areia	0,05 - 0,20	0,05
Areia siltosa ou silte arenoso	0,15 - 0,30	0,15
Silte	0,20 - 0,45	0,3
Argila siltosa e silte argiloso	0,40 - 0,70	0,55
Argila siltosa e silte argiloso	0,60 - 1,10	1,1

A resistência estática pode, então, ser obtida pela diferença entre a resistência total e a dinâmica, como na equação abaixo, conforme Jansz et al. (1976), como mostra a equação 2.47.

$$R_u = R - J_c(2F_{t1} - R) \quad (2.47)$$

É importante que se faça a consideração de que para a interpretação adequada da carga mobilizada, deve-se executar o ensaio para diferentes alturas de queda do martelo de modo a avaliar o aumento da resistência em função da energia aplicada. Este aumento de energia visa garantir um deslocamento suficiente da ponta da estaca para mobilizar a sua resistência total. A resistência total da estaca é obtida com base nas premissas de que a seção transversal da estaca é constante, o comportamento da estaca é elástico linear, apenas tensões axiais são impostas à estaca, e a resistência do solo é do tipo rígido plástico, sendo mobilizada simultaneamente ao longo de toda estaca. Portanto, há a possibilidade da ocorrência de erros na determinação da capacidade de carga.

O processo descrito anteriormente apresenta possibilidades de erros na determinação da capacidade de carga enumerados pelos autores, pois:

- a) A capacidade de carga pode não ser totalmente mobilizada no instante $t_1 + 2L/c$
- b) A energia do impacto pode não ser suficiente para ativar todas as forças resistentes do solo.
- c) A onda de tensão pode ser curta em relação ao comprimento da estaca sobre o qual as forças resistentes atuam; portanto, as forças resistentes não serão mantidas no seu valor total durante o período de tempo considerado.
- d) Similar ao primeiro item, a resistência de ponta pode não ser totalmente mobilizada no tempo $t_1 + 2L/c$ e,
- e) O valor da capacidade de carga pode variar com o tempo pelos efeitos “*set-up*” e relaxação.

Segundo Gonçalves et al. (1996), é importante considerar que, para interpretar de maneira adequada a carga mobilizada, deve-se executar o ensaio para diferentes alturas de queda do martelo de modo a avaliar o aumento da resistência em função da energia aplicada.

O aumento da energia deve garantir deslocamento suficiente da ponta da estaca para mobilizar a resistência total.

Demonstração realizada por Aoki (1989) apresenta resultados da monitoração da cravação de uma estaca usando martelo caindo de altura variando de 10 cm a 140 cm. Os resultados quando plotados mostraram que a resistência mobilizada cresce com o nível de energia aplicada, até que seja mobilizada toda a resistência disponível.

Segundo Fellenius (2006), o fator de amortecimento varia de 0 a 1 sendo o menor valor para solos granulares e o maior valor para solos finos. O único parâmetro do método CASE para o solo é o fator de amortecimento.

Diferentes estacas cravadas no mesmo solo podem ter diferentes valores de J_c variáveis e a troca de martelo requer a reativação desse fator. Pode-se dizer que o fator J_c depende das combinações de martelo-estaca, solo-estaca. Não é uma tarefa simples e requer calibração para a real capacidade da estaca e experiência dos profissionais em campo, Fellenius (2006).

Gonçalves et al. (1996) citam que para estacas com grandes comprimentos cravados, que apresentam uma parcela significativa de resistência proveniente do atrito lateral, este método de cálculo pode subestimar a capacidade de carga durante a cravação quando há repique na cabeça da estaca. Neste caso, a velocidade no topo da estaca torna-se negativa antes que a onda refletida na ponta alcance esta parte superior da estaca, o que ocasiona o deslocamento para cima dessa parte da estaca e provoca o descarregamento de uma parcela de resistência lateral, invertendo os sinais das forças de atrito. Deve-se neste caso, para prever a capacidade da carga efetuar uma correção. Gonçalves et al. (1996), citam que uma dúvida frequente que ocorre na execução do ensaio de carregamento dinâmico com o auxílio de PDA é a correlação entre os valores obtidos da capacidade de carga no ensaio e com os determinados através da execução de provas de carga estática.

Os mesmos autores relatam que quando a energia aplicada na cravação da estaca pelo martelo é insuficiente para sua penetração no solo, não ocorrendo a mobilização total da ponta, a resistência é subestimada.

2.4.5.2 – Método CAPWAP

O CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*) é um programa de computador que utiliza os registros da variação com o tempo de duas grandezas independentes, a força e a velocidade obtidas pelo PDA. Os dados da estaca são conhecidos, e os parâmetros do solo são inicialmente assumidos. O programa resolve a Equação da Onda, utilizando como condição de contorno uma das variáveis (por exemplo, a velocidade), para obtenção da outra variável da qual se possui um registro (por exemplo, a força). Este método foi desenvolvido simultaneamente com o método Case, e como requer certo tempo de processamento, só é realizado posteriormente no escritório. No modelo CAPWAP, admitem-se as forças de reação do solo como passivas, sendo expressas como função apenas do movimento da estaca.

A reação do solo é representada por componentes elasto-plásticos e visco-lineares. Assim sendo, o modelo admitido para o solo possui para cada ponto três incógnitas: (i) a resistência estática limite; (ii) a deformação elástica máxima (*quake*) e (iii) constantes de amortecimento (*damping*). Modela-se a estaca como uma série de massas e molas, nas quais se aplicam forças resistentes. Durante o cálculo, todos os parâmetros do solo são estimados, e então o movimento da estaca é simulado, utilizando-se como condição de contorno a aceleração medida na seção instrumentada. Os sinais medidos e calculados são comparados, e o modelo do solo é iterativamente modificado até que a melhor coincidência possível dos dois sinais seja alcançada, (figura. 2.15). Para solução da Equação da Onda é utilizado o algoritmo inicialmente proposto por Smith (1960), atualmente bastante aprimorado a partir da extensa experiência acumulada.

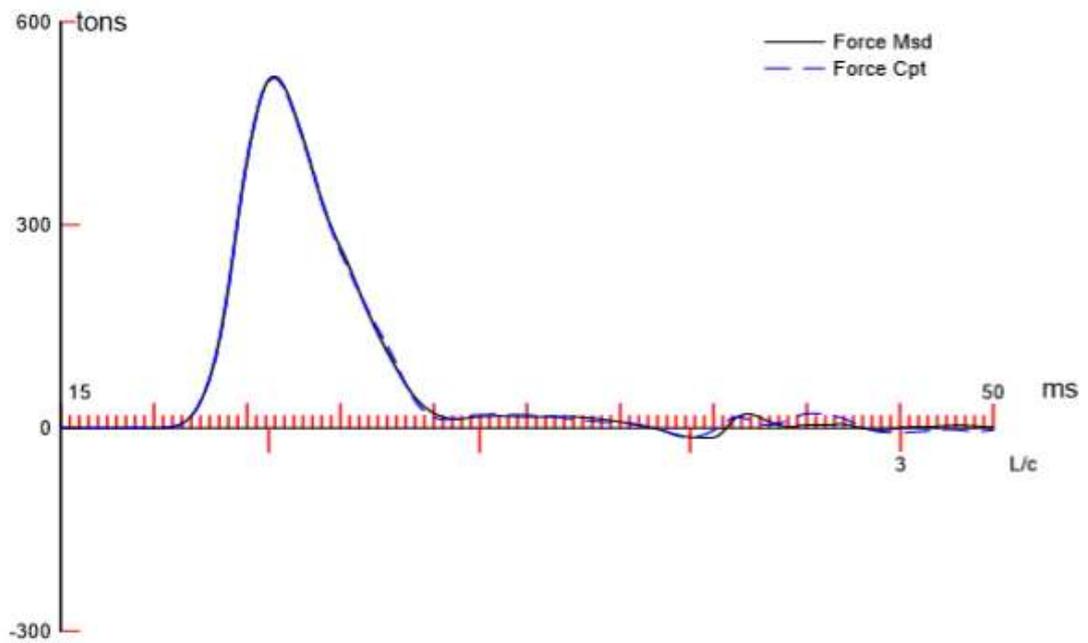


Figura 2.15: Exemplo de ajuste de sinais de onda (Fonte: Relatório PDI).

Ao final, obtém-se a reação mobilizada pelo golpe do martelo, bem como sua distribuição ao longo da profundidade. O resultado obtido pelo método do tipo Case deverá ser confirmado e calibrado através da análise numérica do tipo CAPWAP.

3. ESTUDO DE CASO: UM EMPREENDIMENTO RESIDENCIAL EM CAMPOS DOS GOYTACAZES/RJ.

Expõem-se nesse capítulo, a localização idealizada da obra e as sondagens a percussão realizadas durante fase inicial da obra. Foram realizadas sondagens a percussão e dois teste de carregamento dinâmico. Apenas as sondagens mais próximas do teste de carregamento dinâmico analisado são apresentadas.

3.1 A LOCALIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO

Trata-se de um empreendimento residencial, no município de Campos dos Goytacazes/RJ. A figura 3.1 ilustra o local idealizado do empreendimento.



Figura 3.1: Localização do empreendimento (<http://maps.google.com.br/maps>, acesso em 26/11/2016)

Campos dos Goytacazes é um município do interior do estado do Rio de Janeiro. De acordo como o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), possui uma população de 487.186 habitantes, é a mais populosa cidade do interior do estado e o município com a maior extensão territorial do estado, ocupando uma área de 4.826,696 quilômetros quadrados. Localizam-se no município, importantes universidades públicas e privadas do estado do Rio de Janeiro. Segundo o IBGE, Campos dos Goytacazes tinha em 2013, o sétimo maior PIB do Brasil, sendo a cidade não capital com o maior PIB nacional em 2013.

3.2 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO LOCAL DA OBRA

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).

A NBR 6484/2001 normatiza esse ensaio que se compõem em medir a resistência à penetração do solo com a aquisição de amostras representativas a cada metro. A utilização de trado e circulação de água são as etapas que configuram a perfuração do terreno. 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.

Com o auxílio de um “trado cavadeira”, perfura-se o terreno até a profundidade de 1 m para o começo da penetração dinâmica. A queda do peso de 65 kg de modo repetitivo limita-se a penetração de 45 cm, subdividindo-se em três etapas de 15 cm, sempre anotando o número de golpes para cravar cada ciclo de 15 cm, a soma dos golpes dos 30 cm iniciais compõe o N_{SPT} inicial, por outro lado o N_{SPT} final é formado pela soma dos golpes dos 30 cm finais da cravação, sendo o último, normalmente, adotado para o

dimensionamento de fundações N_{SPT} final, muitas vezes, representa melhor a condição natural do terreno, visto que no avanço da sondagem por desagregação e lavagem podem descaracterizar as condições naturais do solo nos 15 cm iniciais. A figura 3.2 ilustra o ensaio de sondagem.

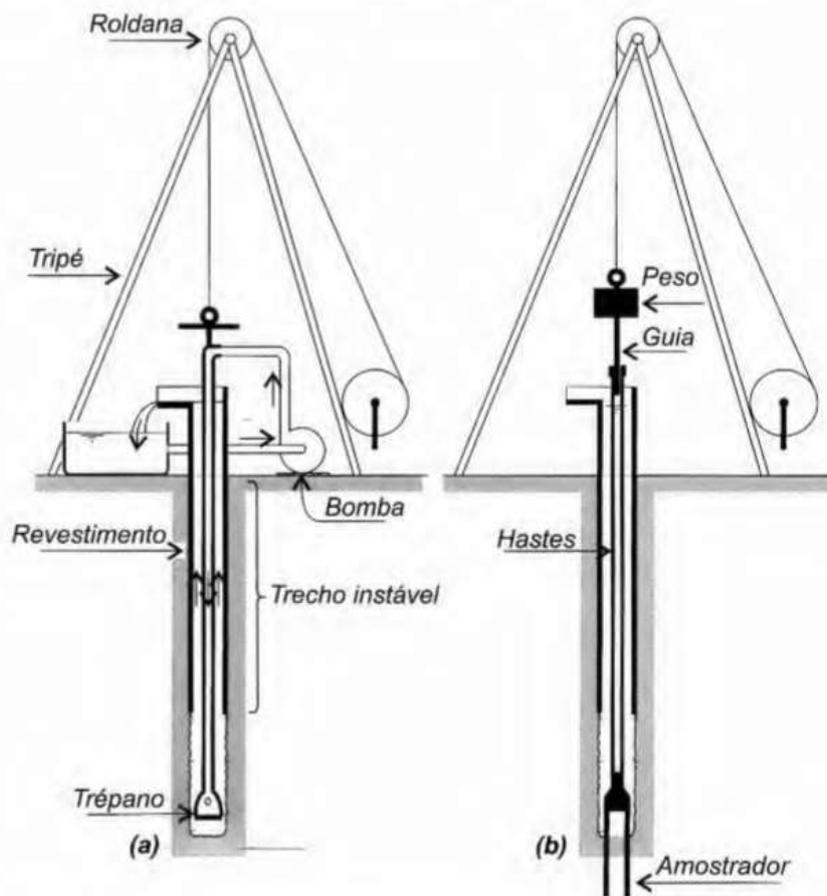


Figura 3.2: Etapas na execução de sondagem a percussão: (a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem; (b): ensaio de penetração dinâmica (SPT). Velloso e Lopes (2010).

No caso da obra em questão foram realizados 70 furos para a realização de sondagens a percussão, apenas as sondagens representadas por SA (sondagens adicionais) foram obtidas para o presente trabalho, sendo somente estas consideradas. A figura 3.3 apresenta a planta de localização das sondagens utilizadas para traçar quatro perfis geotécnicos (PG01 até PG04).

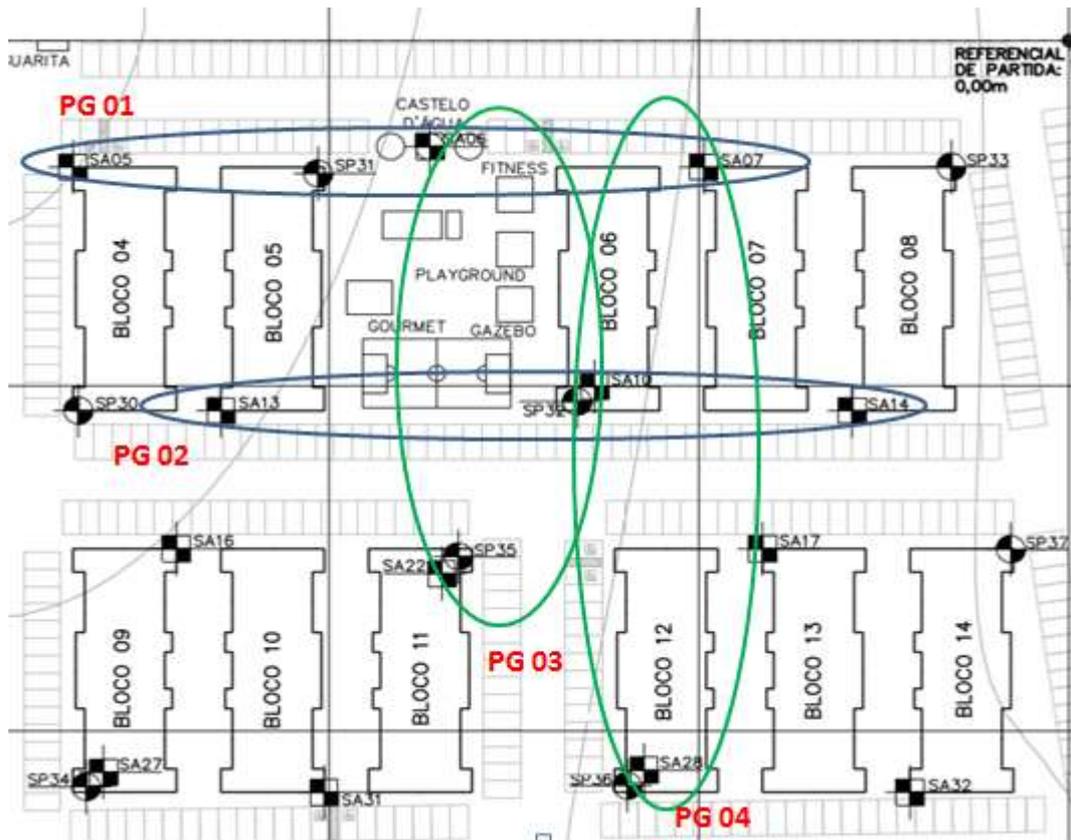


Figura 3.3: Planta de localização das sondagens e das seções dos perfis geotécnicos.

Os boletins analisados no presente trabalho são: SA05, SA06, SA07, SA10, SA13, SA14, SA22 e SA28, que estão expostos no anexo A.

Para uma melhor análise dos dados apresentados pelas sondagens, traçaram-se quatro perfis geotécnicos que foram utilizados para uma melhor visualização das condições estratigráficas locais. Um detalhe que cabe ser ressaltado é que não foram fornecidas as cotas do início da sondagem. Assim, adotou-se a cota 0 m, como o nível do terreno para todos os furos.

O perfil geotécnico PG01, abrange os furos SA05, SA06 e SA07 conforme apresentado na figura 3.4.

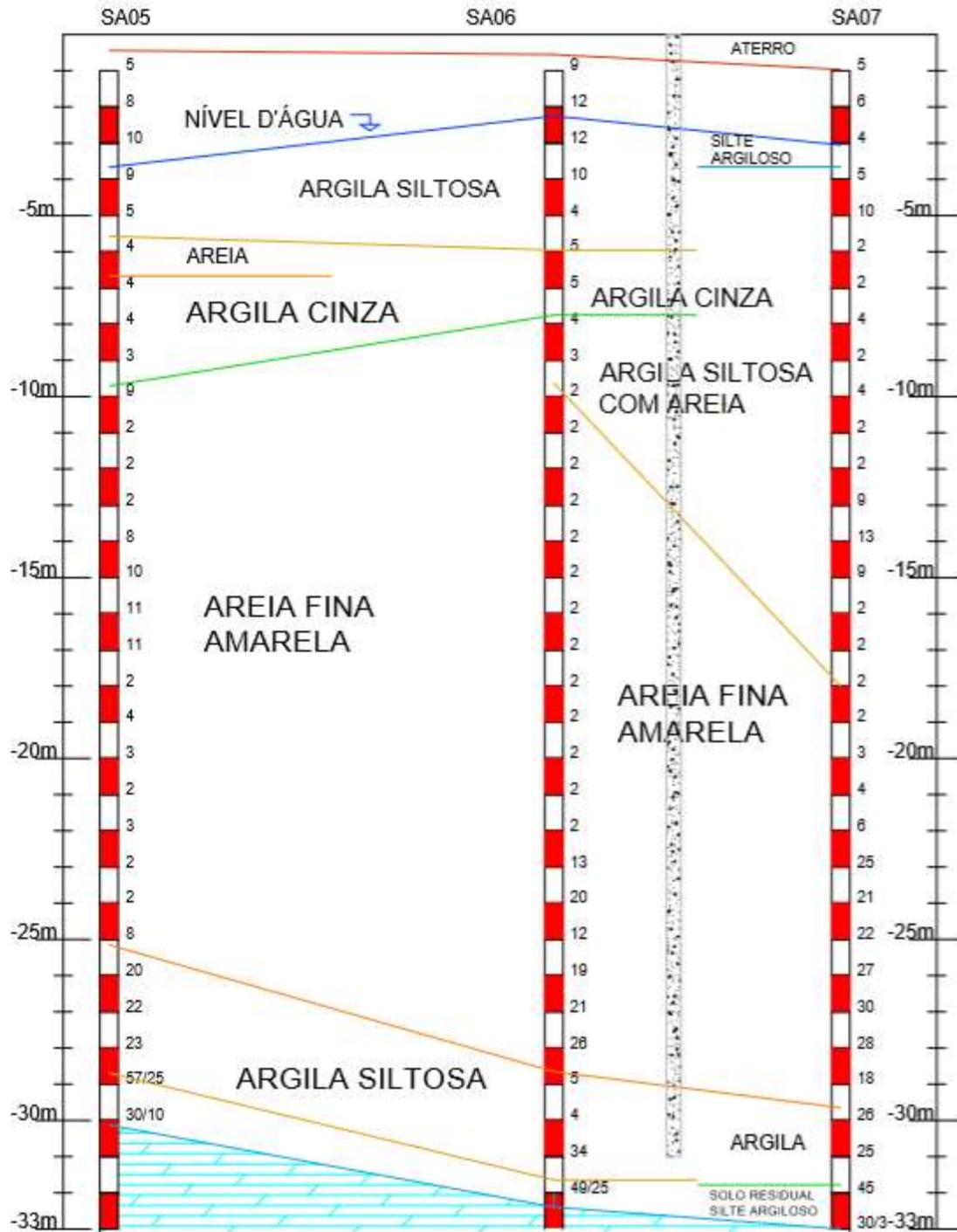


Figura 3.4: Perfil geotécnico PG01.

O perfil geotécnico, PG02 abrange os furos de sondagem SA13, SA10 e SA14, conforme a figura 3.5.

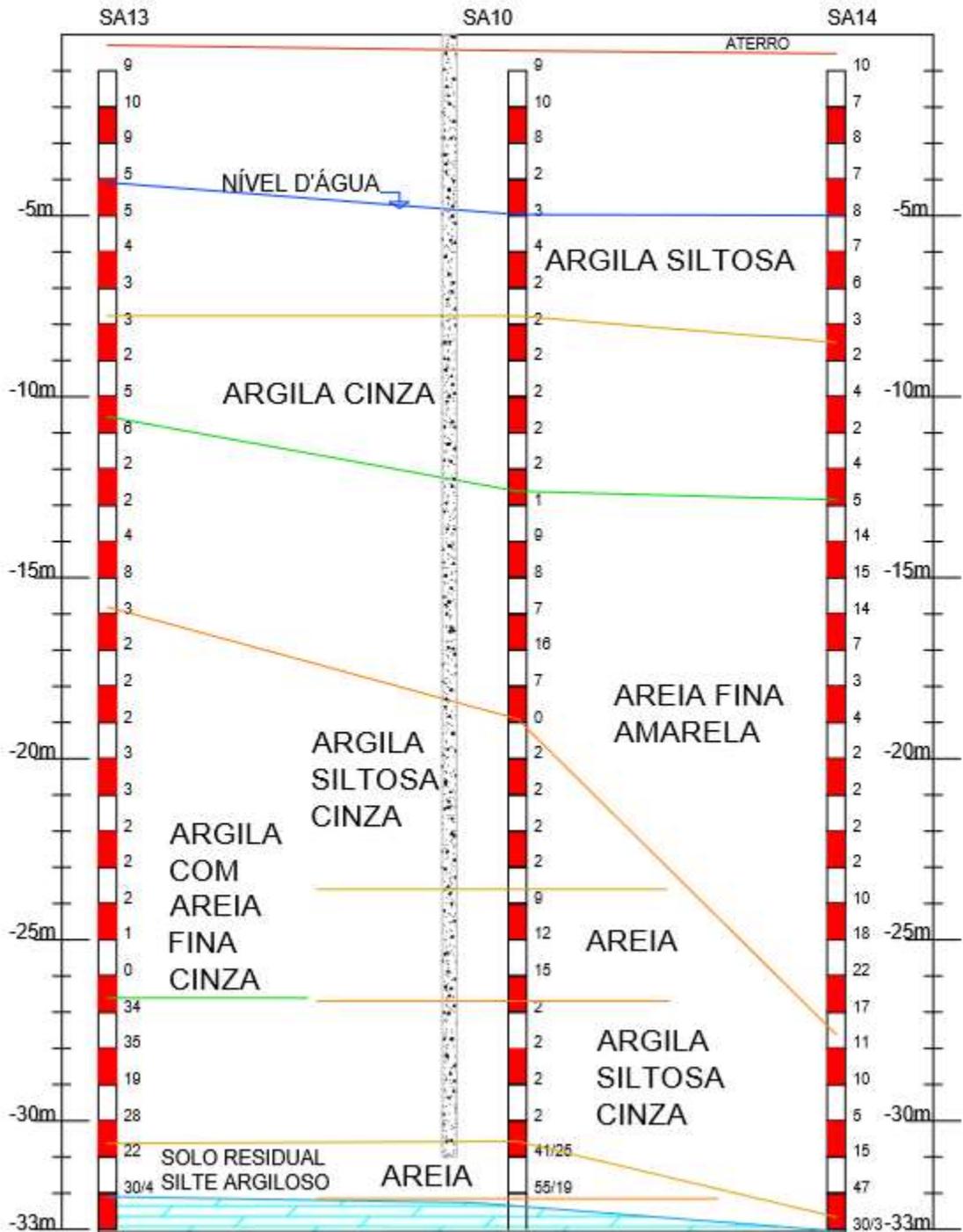


Figura 3.5: Perfil geotécnico PG02.

O perfil geotécnico, PG03 abrange os furos de sondagem SA06, SA10 e SA22 conforme a figura 3.6.

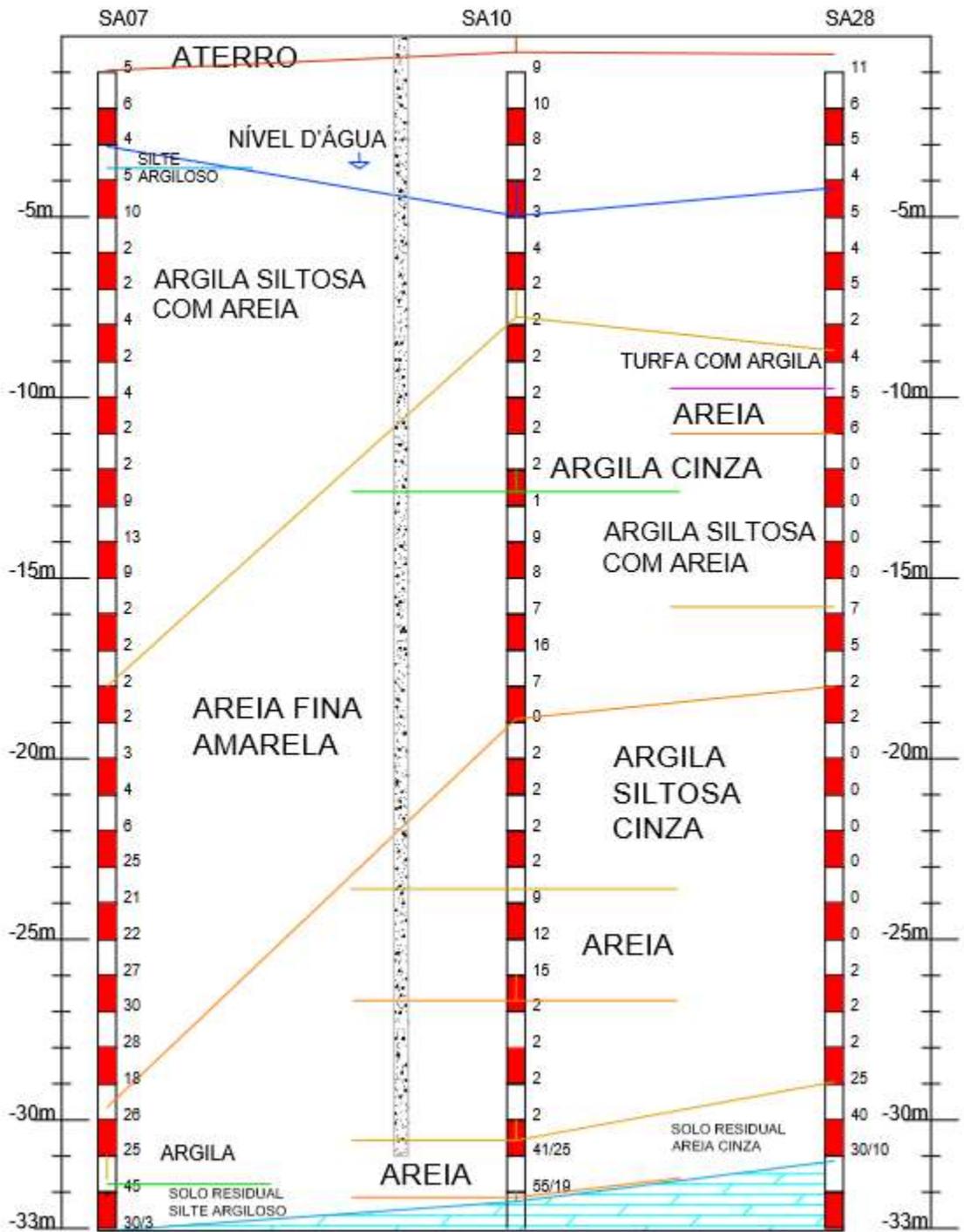


Figura 3.7: Perfil geotécnico PG04.

3.3 AS FUNDAÇÕES DA OBRA E A ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO

Parte das fundações da obra eram compostas por estacas tipo hélice contínua. O diâmetro acabado das estacas foi da ordem de 500 mm e comprimento aproximado de 31 m. Foi adicionada armadura de 6 m de comprimento. Foram realizadas provas de carga.

O ensaio de carregamento dinâmico analisado foi realizado após passados 46 dias da execução da estaca. Os pares de acelerômetros e transdutores de deformação específica foram instalados nos blocos, em uma profundidade de pelo menos 1,5 vezes o diâmetro da estaca, diametralmente opostos, visando compensar os efeitos da flexão quando da realização do ensaio. O peso do martelo utilizado no ensaio foi de 2,02 tf e foram dados 8 golpes com alturas de quedas crescentes: 20 cm, 40 cm, 60 cm, 80 cm, 100 cm, 150 cm, 200 cm e 250 cm.

Cabe ressaltar o elevado tempo esperado entre a concretagem da estaca e a realização da ensaio de carregamento dinâmico (46 dias). Este fato pode ser positivo, pois este elevado tempo poderia funcionar melhor para atenuar os efeitos de “*set up*” ou “relaxação” do solo para a estimativa do valor de capacidade de carga da estaca.

O ensaio de carregamento dinâmico na estaca denominada E01 foi realizada na proximidade do furo de sondagem SA10 conforme mostra a figura 3.8.

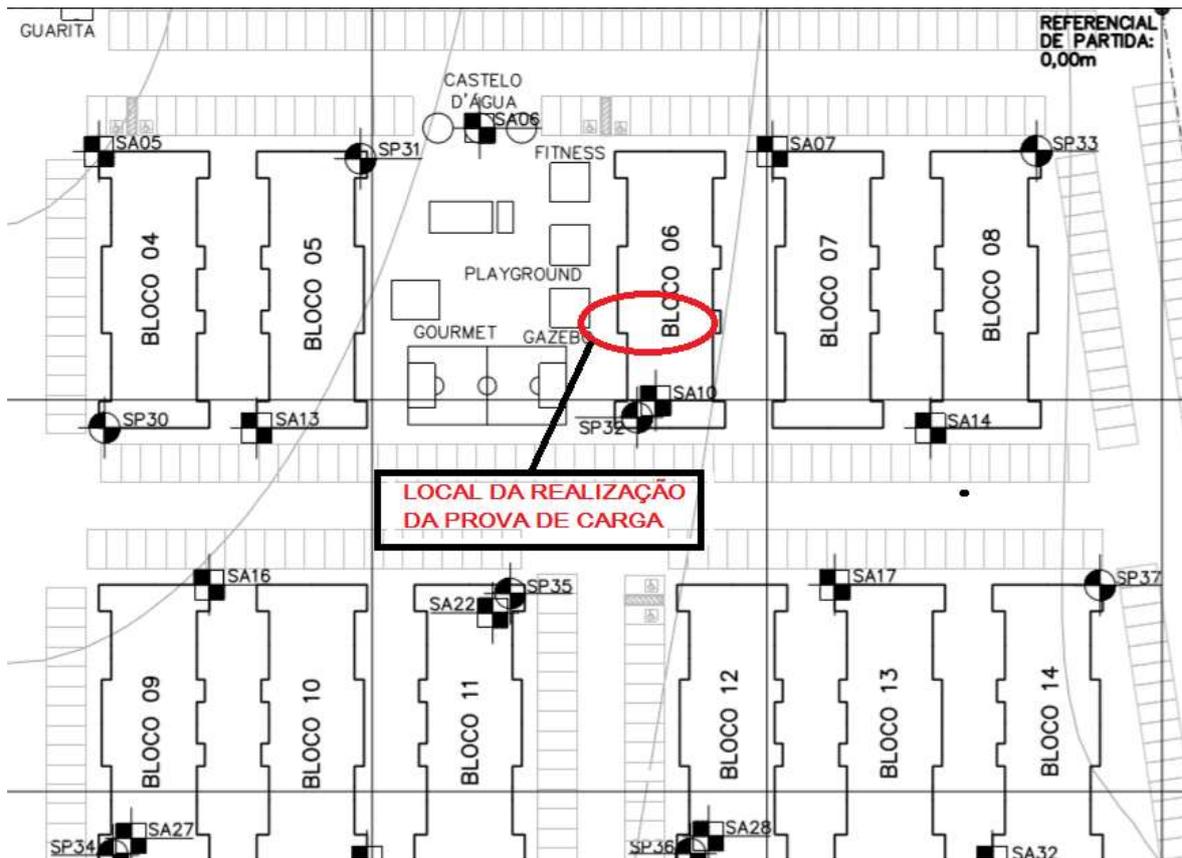


Figura 3.8: Localização da estaca E01

Nota-se que de acordo com a sondagem SA10, boletim utilizado no dimensionamento devido à proximidade com o local do ensaio de carregamento dinâmico, solo é composto por uma cada de areia de pouco menos de 1 metro, seguida por uma camada de 13 metros de argila siltosa, mole à muito mole com presença de mica, sendo de cor amarela nos primeiros metros 7 m e cor cinza até 13 m, seguida por uma camada de areia fina, média e grossa, argilosa com mica de cor cinza até 19 metros de compactidade variando de medianamente compacta a pouco compacta, a partir daí retorna a camada de argila siltosa muito mole até 23 m, na sequência uma nova camada de areia fina, média e grossa argilosa medianamente compacta até 26 m. Acompanhada por uma camada de argila siltosa muito mole até 30 m onde se encontra uma seguida camada de areia grossa, silto argilosa muito compacta até 32 m obtendo-se o impenetrável ao trépano de lavagem, de acordo com a NBR 6484/2001, a 32,26 m num solo residual de silte argiloso com areia fina, média e grossa com mica, de coloração cinza, muito dura.

A profundidade do impenetrável ao trépano de lavagem deu-se a aproximadamente 33 m.

4. PREVISÃO VERSUS DESEMPENHO

O objetivo desse capítulo é comparar os resultados obtidos através dos métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga com a interpretação do resultado do ensaio de carregamento dinâmico.

A Capacidade de carga foi estimada pelos métodos semi-empíricos: Aoki-Velloso (1975), Aoki-Velloso com contribuição de Monteiro (1997), Antunes-Cabral (1996), Alonso (1996), Décourt Quaresma, modificado por Décourt et al. (1996) e Kárez-Rocha (2000),

O desempenho foi avaliado pela análise dos resultados do ensaio de carregamento dinâmico pelo programa PDA utilizando o método CASE e o programa CAPWAP.

4.1 PREVISÃO

A previsão de capacidade de carga foi obtida por diversos métodos semi-empíricos. A análise considerou os parâmetros do solo e coeficientes de cada método de acordo com o relatório de sondagem do furo SA10. As rotinas de cálculo geraram os valores que estão apresentados na tabela 4.1.

Tabela 4.1: Previsão de capacidade de carga para estaca E01

Métodos para (E01)	$Q_{ult}(tf)$	$Q_{l,ult}(tf)$	$Q_{p,ult}(tf)$
Aoki Velloso (1975)	333,94	107,16	226,78
Aoki-Velloso Contribuição de Monteiro (1997)	230,52	108,00	122,52
Alonso (1996)	254,89	126,61	128,28
Décourt Quaresma - Modificado por Décourt et al. (1996)	204,73	130,90	73,83
Antunes-Cabral(1996)	172,45	97,35	75,10
Kárez-Rocha(2000)	377,39	143,93	233,46

A figura 4.1 apresenta o valor da resistência de ponta da estaca hélice contínua E01.

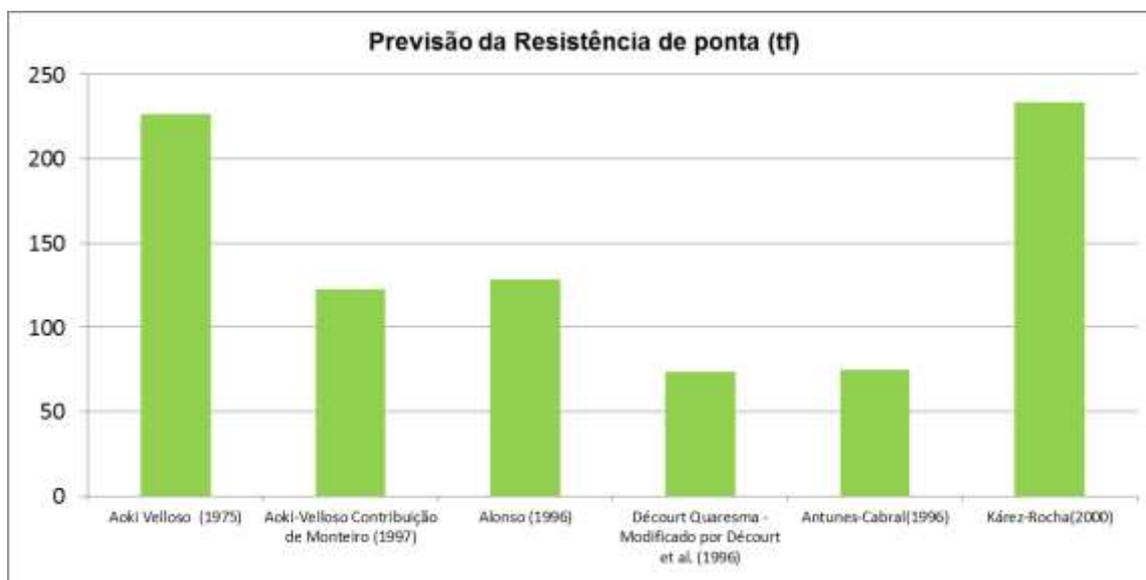


Figura 4.1: Resistência de ponta prevista por diversos métodos semi-empíricos.

O método de Aoki-Velloso (1975) apresenta o valor da capacidade de carga de ponta da ordem de 227 tf. Este valor considera a média dos valores de N_{SPT} 1 metro acima, na base e 1 metro abaixo da ponta da estaca, que são 2 golpes, 41 golpes e impenetrável, respectivamente. Ressalta-se que para o impenetrável foi adotado o N_{SPT} de 50 golpes (valor máximo permitido pelo método).

A contribuição de Monteiro (1997) para o método de Aoki-Velloso (1975) apresenta o valor da capacidade de carga de ponta da ordem de 122 tf. Este valor pode ser explicado pela média realizada no valor da resistência de ponta. Na contribuição de Monteiro (1997) é realizada uma média aritmética entre uma capacidade de carga superior e uma inferior. A capacidade de carga superior considera os N_{SPT} situados até sete vezes o diâmetro acima da base da estaca (para este caso de estudo: 2, 2, 2 e 40 golpes), sendo 40 golpes o valor máximo. Já a capacidade de carga inferior considera os N_{SPT} s situados

até três vezes e meio o diâmetro abaixo da base da estaca (para este caso de estudo: 40 e 40 golpes).

O método de Alonso (1996) deve ser utilizado com base em sondagens a percussão com medidas de torque (SPT-T). No presente trabalho não se dispunha deste ensaio, e uma correlação entre o torque e o N_{SPT} (equação 2.30) foi utilizada. O método apresenta um valor bem próximo à contribuição de Monteiro (1997) para o método de Aoki-Velloso (1975) no cálculo da capacidade de carga de ponta, da ordem de 128 tf. Além de valores próximos, esses métodos fazem uma consideração semelhante, ou seja, é realizada uma média aritmética entre uma capacidade de carga superior e uma inferior. Essa média, neste caso, é multiplicada por um fator β' , que depende do tipo de solo. A capacidade de carga superior considera os N_{SPT} situados até oito vezes o diâmetro acima da base da estaca (para este caso de estudo: 2, 2, 2, 2 e 41 golpes). Já a capacidade de carga inferior considera os N_{SPT} situados até três vezes o diâmetro abaixo da base da estaca (para este caso de estudo: 41 e 55 golpes). O valor de β' utilizado na análise foi de um solo arenoso, 200 kPa/kgf.m. Cabe ressaltar que um valor máximo entre o produto do torque e o coeficiente do solo deve ser respeitado ($T \cdot \beta' = 40$ kgf.m).

O método de Decourt-Quaresma, modificado por Decourt et al (1996) apresenta o menor valor para a capacidade de carga de ponta, em torno de 74 tf. Este método, assim como o de Aoki-Velloso (1975), também considera a média dos valores de N_{SPT} 1 metro acima, na base e 1 metro abaixo da ponta da estaca, que são 3 golpes, 41 golpes e impenetrável, respectivamente. Ressalta-se que para o metro acima da ponta da estaca foi adotado N_{SPT} de 3 golpes (valor mínimo permitido pelo método) e para o impenetrável foi adotado o N_{SPT} de 50 golpes (valor máximo permitido). Para a estimativa da capacidade de carga de ponta de uma estaca hélice contínua é introduzido um fator multiplicador α de 0,3.

O método de Antunes-Cabral (1996), desenvolvido a partir da análise de nove provas de carga em estaca hélice contínua, apresenta um valor próximo ao método de Decourt-Quaresma, modificado por Decourt et al (1996), cerca de 75 tf. Este método considera somente o valor do N_{SPT} da ponta da estaca

(41 golpes) e um valor β'_2 que depende do tipo de solo. O valor máximo do permitido entre produto de β'_2 e N_{SPT} é de 40 (kgf/cm²), sendo este valor utilizado na análise. Como o solo na ponta da estaca era uma areia, de acordo com o furo de sondagem número SA10, o valor de β'_2 utilizado na análise foi de 2,25. Assim, de modo a atender a restrição imposta pelo método adota-se 17^o N_{SPT} da base.

O método de Karéz-Rocha (2000), que também foi desenvolvido a partir da análise de provas de carga em estacas do tipo hélice contínua, apresenta o maior valor para a capacidade de carga de ponta, em torno de 233 tf. Neste método somente o valor do N_{SPT} na ponta da estaca é considerado, 41 golpes. Um fator multiplicador é utilizado dependendo do tipo de solo k_{kr} (para areia, 290 kN/m²).

A figura 4.2 apresenta o valor da resistência por atrito lateral da estaca hélice contínua.

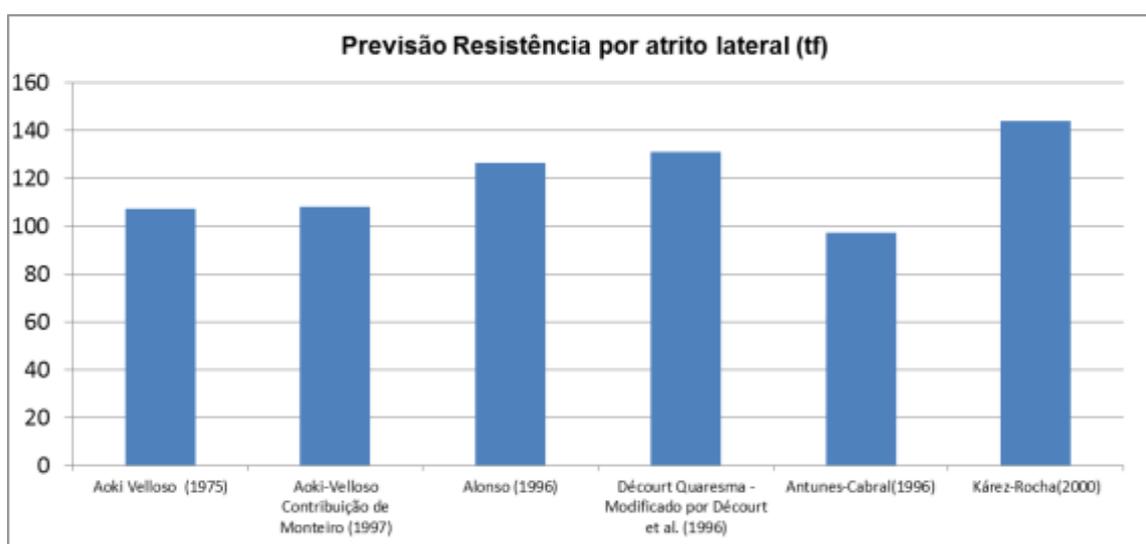


Figura 4.2: Resistência por atrito lateral por diversos métodos semi-empíricos.

Na análise da resistência por atrito lateral, o método de Aoki-Velloso (1975) apresenta o valor da capacidade de carga por atrito lateral da ordem de 107 tf. O método analisa cada camada separadamente ao longo do comprimento do fuste da estaca. São considerados coeficientes específicos para cada tipo de solo e N_{SPT} . Ao final é realizado o somatório de toda a resistência por atrito lateral unitária.

A contribuição de Monteiro (1997) para o método de Aoki-Velloso (1975) apresenta o menor valor da capacidade de carga de atrito lateral da ordem de 108 tf. A rotina de cálculo é semelhante ao de Aoki-Velloso (1975), porém novos valores de coeficientes foram propostos. Também são considerados os valores de N_{SPT} .

O método de Alonso (1996) apresenta o valor para a capacidade de carga por atrito lateral, da ordem de 126 tf. Conforme dito anteriormente, o método pressupõe que o SPT-T seja utilizado. Além de levar em conta a penetração total do amostrador, usualmente 45 cm, a variável α é em função do local ensaiado. Limita-se o produto $\alpha f \leq 200$ KPa.

O método de Decourt-Quaresma, modificado por Decourt et al (1996) apresenta elevado valor para a capacidade de carga por atrito lateral, em torno de 131 tf. Leva-se em conta o N_{SPT} médio ao longo de toda a estaca. É válido destacar que na sondagem em estudo obteve-se seguidos N_{SPT} inferiores a 3, ressalta-se que para valores inferiores a 3 golpes foi adotado N_{SPT} de 3 golpes (valor mínimo permitido pelo método) e para o impenetrável foi adotado o N_{SPT} de 50 golpes (valor máximo permitido). Para a estimativa da capacidade de carga por atrito lateral por este método é introduzido um fator multiplicador β , que no caso de uma estaca hélice contínua é 1,0.

O método de Antunes-Cabral (1996), apresenta um valor próximo ao método de Aoki-Velloso (1975), cerca de 97 tf. Este método considera o somatório da resistência lateral a cada camada, o valor do N_{SPT} e um valor β'_1 que depende do tipo de solo são as variáveis para o cálculo da resistência por atrito lateral. Os valores de β'_1 utilizados na análise a cada camada foi o valor intermediário ao intervalo proposto pelo autor do método.

O método de Karéz-Rocha (2000), apresenta o maior valor, próximo ao método de Decourt-Quaresma, modificado por Decourt et al (1996), para a capacidade de carga por atrito lateral, em torno de 144 tf. Neste método somente o valor do N_{SPT} influencia na capacidade de carga por atrito lateral.

A capacidade de carga total, naturalmente é a soma dos dois valores (ponta e atrito) como analisados globalmente na figura 4.3.

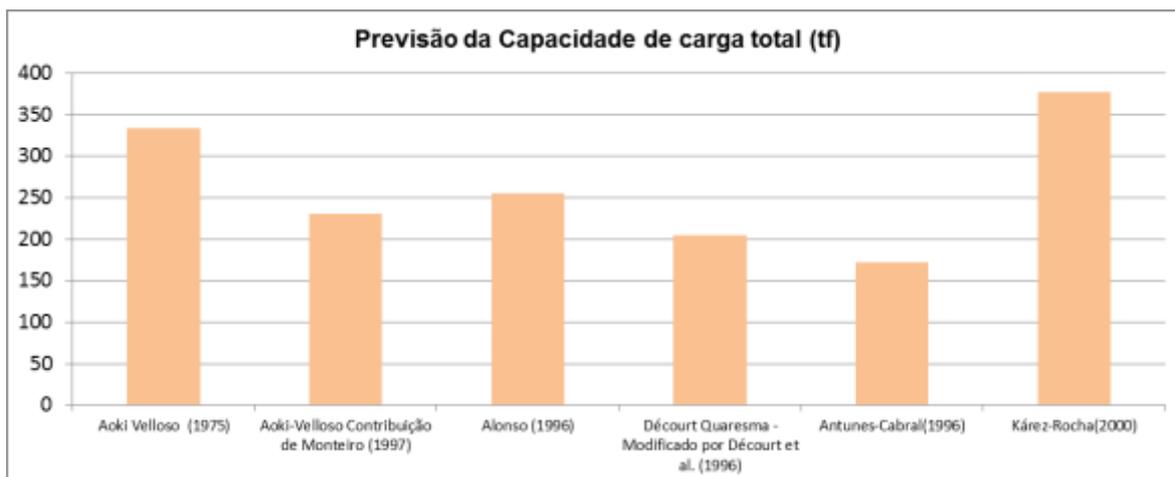


Figura 4.3: Capacidade de carga total por diversos métodos semi-empíricos.

A figura 4.3 a tendência da dispersão entre os métodos analisada na ponta. Como a resistência total é a soma entre as duas parcelas, ponta e atrito, esse fato pode ser atribuído à baixa variação apresentada na resistência por atrito lateral como observado nas figuras anteriores. É possível a separação das capacidades de carga, neste caso, em três grupos: um com capacidade de carga menores, em torno de 189 tf (Antunes-Cabral, 1996 e Decourt e Quaresma, modificado por Decourt et al., 1996;) outro com valores intermediários de 243 tf (Aoki-Velloso contribuição de Monteiro, 1997 e Alonso ,1996). E outro grupo com valores variando entre 334 e 377 tf obtidos respectivamente por (Aoki-Velloso, 1975 e Karéz-Rocha, 2000).

4.2 DESEMPENHO

O PDA registra imediatamente, após cada golpe do martelo, os valores de energia máxima transferida para a estaca (EMX), força máxima de compressão (FMX) carga mobilizada pelo método CASE (RMX), deslocamento (DMX), tensão de compressão (CSX), tensão de tração (TSX). A partir destes valores é possível, através de análises pelo programa CAPWAP, de obter a curva força em função do tempo na seção da estaca em que os sensores foram instalados. O modelo foi então iterativamente aprimorado para que se tenha um ajuste entre a curva de força medida e a curva de força calculada.

No caso da análise para este trabalho foi considerado o último golpe do martelo (peso de 2,02 tf) na estaca durante o ensaio de carregamento dinâmico, ou seja, com uma altura de queda de 2,5 m.

A resposta dos sensores a este último golpe do martelo na estaca pode fornecer através de análise com o programa CAPWAP a máxima mobilização de resistência do solo. Neste caso o programa fornece a resposta em termos de resistência de ponta e atrito da estaca. A tabela 4.2 apresenta o resultado da análise do ensaio de carregamento dinâmico.

Tabela 4.2: Resultado da análise CAPWAP

Estaca Nº	Golpe Nº	Capacidade Total CAPWAP tf	Resistência de atrito		Resistência de ponta	
			tf	%	tf	%
E01	8	280,0	222,6	79,5	57,4	20,5

Através da análise dos resultados é possível observar que a resistência de ponta representa apenas 20 % do valor total, enquanto a resistência de atrito quase 80 %. Outros dados estão disponíveis no anexo B – Resultados do Ensaio de Carregamento Dinâmico.

4.3 ANÁLISE CONJUNTA DOS DADOS

Neste item será realizada uma comparação entre os valores obtidos na previsão e no desempenho.

A figura 4.4 apresenta a comparação entre as resistências de ponta previstas pelos métodos semi-empíricos e a obtida no ensaio de carregamento dinâmico.

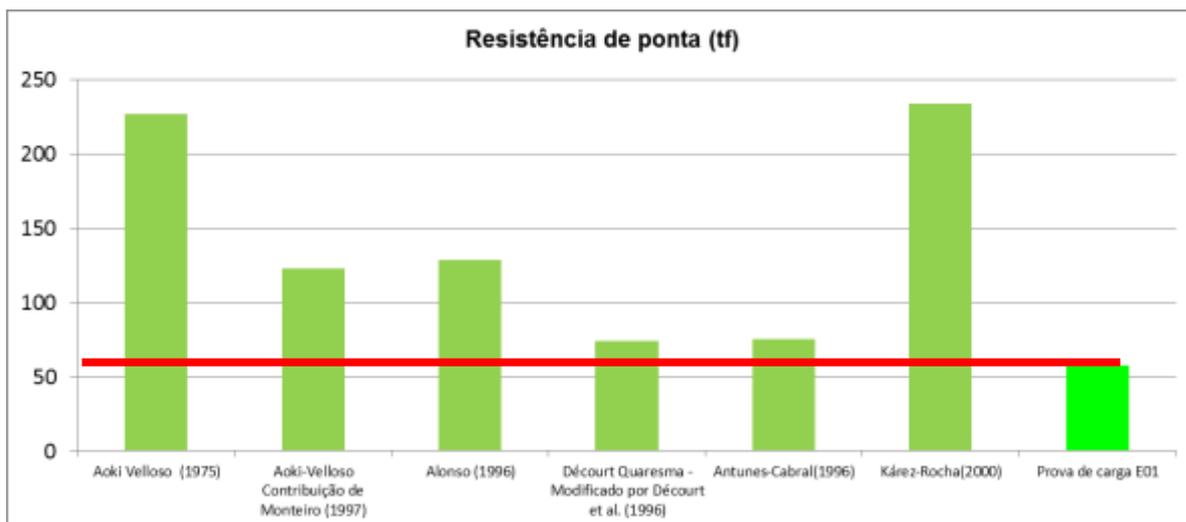


Figura 4.4: Comparação da resistência de ponta prevista por diversos métodos semi-empíricos e o valor do ensaio de carregamento dinâmico.

Nas previsões pelos métodos semi-empíricos para o valor da capacidade de carga da ponta da estaca hélice contínua pode-se dizer que o método Décourt Quaresma - Modificado por Décourt et al. (1996) e o de Antunes Cabral (1996) obtiveram um valor mais próximo do obtido pelo ensaio de carregamento dinâmico. O método de Kárez-Rocha (2000) obteve o valor mais distante do ensaio de carregamento dinâmico.

A figura 4.5 apresenta a comparação entre as resistências de atrito previstas e a obtida no ensaio de carregamento dinâmico.

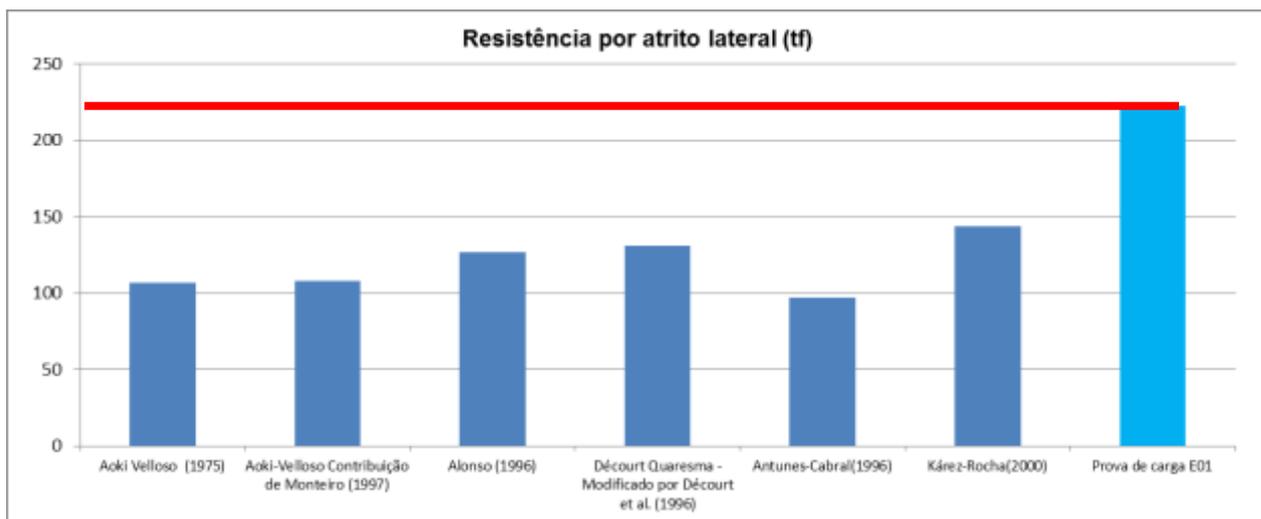


Figura 4.5: Comparação da resistência por atrito lateral prevista por diversos métodos semi-empíricos com o valor obtido do ensaio de carregamento dinâmico.

Nas previsões pelos métodos semi-empíricos para o valor da capacidade de carga por atrito da estaca hélice, todos os métodos apresentados nesse estudo obtiveram resultados abaixo do obtido pelo ensaio de carregamento dinâmico. Kárez-Rocha foi o método que melhor estimou, cerca de 65% do valor obtido pelo ensaio de carregamento dinâmico, Alonso (1996) e Décourt Quaresma - Modificado por Décourt et al. (1996), apresentam valores semelhantes, cerca de 58% do valor obtido pelo ensaio de carregamento dinâmico. O método de Aoki-Velloso (1975) e a contribuição de Monteiro (1997) obtiveram praticamente a metade do valor do ensaio de carregamento dinâmico, O método de Antunes-Cabral (1996), apresentou o menor valor, cerca de 44% do valor obtido pelo ensaio de carregamento dinâmico.

A figura 4.6 apresenta a comparação entre as resistências totais previstas e a obtida no ensaio de carregamento dinâmico.

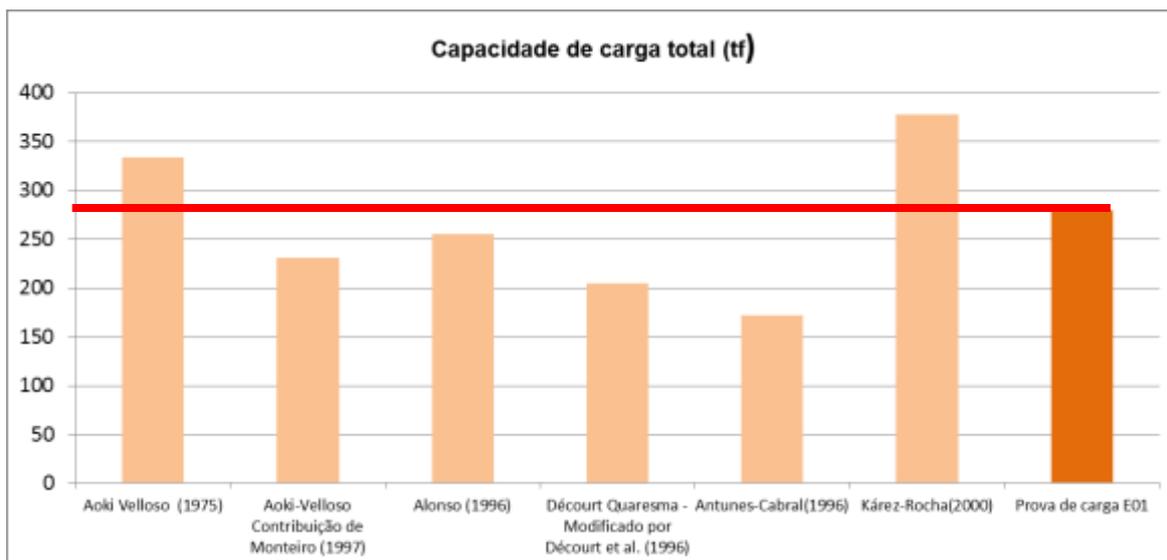


Figura 4.6: Comparação da capacidade de carga total prevista por diversos métodos semi-empíricos com os valores obtidos do ensaio de carregamento dinâmico.

Nos dados obtidos através da previsão pelos métodos semi-empíricos para o valor da capacidade de carga total da estaca hélice contínua, o comportamento segue a tendência da previsão da resistência de ponta. Esta tendência justifica-se pela baixa variação da previsão da resistência por atrito lateral. A metodologia de Alonso (1996), Aoki-Velloso (1975) e a contribuição de Monteiro (1997) apresentaram uma variação menor que 20% ao valor do ensaio de carregamento dinâmico. Para as de Décourt Quaresma - Modificado por Décourt et al. (1996) a capacidade de carga estimada foi intermediária 27% a menos do resultado do ensaio de carregamento dinâmico. Já para a metodologia de Karéz-Rocha (2000) e Antunes-Cabral (1996) estimaram-se valores que variam em mais de 34% ao valor encontrado no ensaio de carregamento dinâmico.

5.CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1 CONCLUSÕES

A análise geotécnica de uma estaca tipo hélice contínua de um empreendimento residencial em Campos dos Goytacazes foi realizada. A estaca (E01) possui 500 mm de diâmetro e um comprimento de cerca de 31 m. Foram utilizadas sondagens a percussão realizadas no local e o resultado de um ensaio de carregamento dinâmico realizado 46 dias após a conclusão da concretagem da estaca. A partir das sondagens foram traçados perfis geotécnicos do solo local, que ajudaram nas análises.

O solo é composto camadas de argila siltosa muito mole alternada com camadas de areias fofas a medianamente compacta até encontrar uma camada de silte argiloso duro, atingindo o impenetrável do ensaio SPT.

O resultado da capacidade de carga no ensaio de carregamento dinâmico foi comparado com os valores previstos nas metodologias semi-empíricas.

Houve grande dispersão nas previsões de capacidade de carga de ponta da estaca. Isto se deve aos diferentes critérios utilizados pelos métodos analisados. A parcela de carga de ponta obtida através do ensaio de carregamento dinâmico ficou mais próxima dos métodos de Antunes e Cabral (1996) e Décourt Quaresma - Modificado por Décourt et al. (1996).

A dispersão dos valores para a capacidade de carga prevista por atrito é bem menor que no caso da resistência de ponta. Cabe ressaltar que todas as metodologias estimaram valores abaixo do valor apresentado no ensaio de carregamento dinâmico. A parcela de carga de atrito obtida através do ensaio de carregamento dinâmico foi mais próxima da previsão pelos métodos de Karéz-Rocha (2000), Alonso (1996) e Décourt Quaresma - Modificado por Décourt et al. (1996). Por outro lado, o método que apresentou o valor mais distante do ensaio de carregamento dinâmico foi o de Antunes Cabral (1996).

Face ao exposto, a capacidade de carga total apresentada não seguiu a tendência do analisado nas parcelas por atrito lateral e carga de ponta. Pode-se observar que na carga por atrito lateral os métodos se aproximaram do resultado do ensaio de carregamento dinâmico, por um limite inferior e na determinação da capacidade de carga pela ponta os métodos se aproximaram por um valor superior. Este fato exerce um “fator compensador” no valor capacidade de carga total. Na análise da capacidade de carga total o método de Alonso (1996) foi o que mais se aproximou do valor obtido pelo teste de carregamento dinâmico, cerca de 9% a menos. Por outro lado, o método de Kárez-Rocha (2000) mostrou-se contra segurança por estimar, valores cerca de 35% maior que o apresentado no ensaio de carregamento dinâmico. Cabe ressaltar que o método de Antunes Cabral (1996) mostrou-se demasiadamente conservador por estimar valores cerca de 38% menor do que o apresentado no ensaio de carregamento dinâmico.

5.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- Analisar os outros dados fornecidos do ensaio de carregamento dinâmico na estaca E01;
- Realizar a análise de todas as provas de carga dinâmicas realizadas no local;
- Propor a realização de provas de carga estáticas;
- Avaliar a resistência característica a compressão do concreto (f_{ck}) da estaca hélice contínua e comparar com tensões medidas no ensaio de carregamento dinâmico;
- Realizar outros ensaios de campo, como o piezocone devido à complexa estratigrafia do local.

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.

ALBUQUERQUE, P.J.R. (1996). Análise do Comportamento de Estaca Pré-Moldada de Pequeno Diâmetro, Instrumentada, em Solo Residual de Diabásio da Região de Campinas. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Agrícola da Universidade Estadual de Campinas, Campinas - SP.

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.

ANDRADE, G.M (2009) – Fundação em estaca hélice contínua: estudo de caso em obra de viaduto no município de Feira de Santana-BA. Universidade Estadual de Feira de Santana. Feira de Santana, BA.

ANDRAOS, N.C. (2009). Ensaio de Carregamento Dinâmico em Estacas Moldadas In Loco: Contribuições para a seleção do Sistema de Impacto e Amortecimento a partir de Retro-análise, Tese de M.Sc., Universidade Federal do Paraná. Blog do Porto de Açu.

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.

AOKI, N. (1989). A new dynamic load test concept. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. ISSMGE, Rio de Janeiro, RJ, 1: 1-4.

AVELINO, J.D. (2006). Análise de Desempenho de Estacas de Fundação em um Terreno com Presença de Solos Moles. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, RJ.

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

BERNARDES, G.P. E NORDAL, S. (1991). Estudo da capacidade de carga de estacas modelo através de ensaios estáticos e dinâmicos. II Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – II SEFE. ABMS, São Paulo, SP, 1: 17-30.

BRANCO, C.J.M.C. (2006). Provas de Carga Dinâmica em Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro com Ponta Modificada. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

CUNHA, R.P., COSTA, F.L. (1998). Avaliação da integridade física de estacas assentes na argila porosa de Brasília pelo PIT. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. ABMS, Brasília, DF, 3: 1647-1654.

BOWLES, J.E. (1988). Foundation Analysis and Design. Mc Graw Hill, New York, USA.

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. (2007). 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. E 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. e Niyama, S. (eds), Editora PINI Ltda, São Paulo, SP, 265-327.

FELLENIIUS, B. H. (2006). Basics of Foundations Design. Electronic Edition, January. www.Fellenius.net acessado em 02.12.2016, 11:30h;

FOÁ, S.B. (2001). Análise do Prova de Carga Dinâmica de Energia Crescente para o Projeto de Fundações Profundas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-078A/01, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 200 p.

GOMES. R.M (2011). Comportamento de diferentes tipos de estacas cravadas no Porto de Açú e submetidas a Ensaios de Carregamento Dinâmico/ Roney de Moura Gomes. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica.

GONÇALVES, C., ANDREO, C.S., BERNARDES, G.P., FORTUNATO, S. G. S. (1998). Controle da cravação de estacas pré-fabricadas de concreto através do repique elástico. ABMS, Revista Solos e Rochas, São Paulo, SP, 21, (2): 103-116.

GONÇALVES, C. et al., 2000, Controle de Fundações Profundas Através de Métodos Dinâmicos. 1. ed. São Paulo. GRAVARE, C. J. et al., 1980, Pile Driving Construction Control by the Case Method. United Kingdom, Ground Engineering.

GONÇALVES, C., BERNARDES, G.P., NEVES, L. F. S. (2007). Estacas Pré-fabricadas de Concreto, Teoria e Prática. 1º Edição.

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.

JANSZ, J. W., VAN HAMME, G. E. J. S. L., GERRITSE, A., BOMER, H. (1976), "Controlled pile driving above and under water with a hydraulic hammer", OFFSHORE TECHNOLOGY CONFERENCE, paper 2477, pp. 593-609, Dallas.

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.

LIKINS, G. E. et. al., 1996, "CAPWAP Correlation Studies", Fifth International Conference on the Application of Stress-wave Theory to Piles, pp. 447-464, Orlando, Florida.

MACHADO, M. C. B., 2009, Acompanhamento do estaqueamento da obra do Porto de Açú, Projeto de Graduação, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

MANTUANO, R.M. (2013) Comparação entre os métodos de dimensionamento e influência do processo executivo no comportamento de estacas hélice. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica.

MARCHEZINI, S. F. (2013). Comparação entre Métodos Estáticos e Dinâmicos de Previsão de Capacidade de Carga em Estacas Assentes em Solo Tropical. Dissertação de Mestrado, Publicação Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 171p.

MENEZES, S.M., CARVALHO, D., SOUZA, T. M. (2000). Controle in situ da capacidade de carga – parte I. IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – IV SEFE, ABMS, São Paulo, SP, 1: 373 - 378.

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.

NIYAMA, S. et al., (1982a), “Instrumentação e Monitoração do Teste de Cravação de uma Estaca num Solo Calcário na Bacia de Curimã, Ceará”, VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Olinda, Recife.

NIYAMA, S., AOKI, N. (1991). Correlação entre as provas de carga dinâmica e estática no campo experimental da EPUSP/ABEF. In: SEFE, 2., São Paulo. Anais: ABEF/ABMS, v.1, p. 285-293.

PDI ENGENHARIA, Relatórios Ensaio de carregamento Dinâmico (PDA).

RAUSCHE, F., LIKINS, G. E., HUSSEIN, M. H., (1988), “Pile Integrity by Low and High Strain Impacts”, Third International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, pp. 44-55, Ottawa, Canada, May. 68.

RAUSCHE, F., LIKINS, G. E.; GOBLE, G. G., (1985), “Dynamic determination of pile capacity”, JGED, ASCE, v. 111, n. 3, pp. 367-383, Ottawa, Canada.

ROJAS SALDIVAR, R. E. (2008). Retroanálise Probabilista Aplicada à Análise Dinâmica da Cravação de Estacas. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica. São Paulo, SP.

SEITZ, J. M., (1984), “Dynamic Testing of Bored Piles in Non-cohesive Soils”, Proceedings of the Second International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, pp. 201-209.

SMITH, E. A. L., (1960), “Pile Driving Analysis by the Wave Equation”, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v. 86 (Aug), n.SM4, pp. 35-61. SODERBERG, L. O., 1962, “Consolidation theory applied to foundation pile time effects”, Geotechnique, v. 12, n. 3, pp. 217-225.

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, 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.

VELLOSO, P.P.C. (1987). Fundações – Aspectos Geotécnicos Vol. 2 e 3. 5 ed., Publicação do Depto. de Engenharia Civil, PUC/RJ.

VELLOSO, D. A., LOPES, F. R. (2002). Fundações: Fundações Profundas. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ.

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

VESIC, A. S., (1977), Design of pile foundations, Synthesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board, National Research Council, Washington.

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.

ANEXO A – BOLETINS DE SONDAGEM

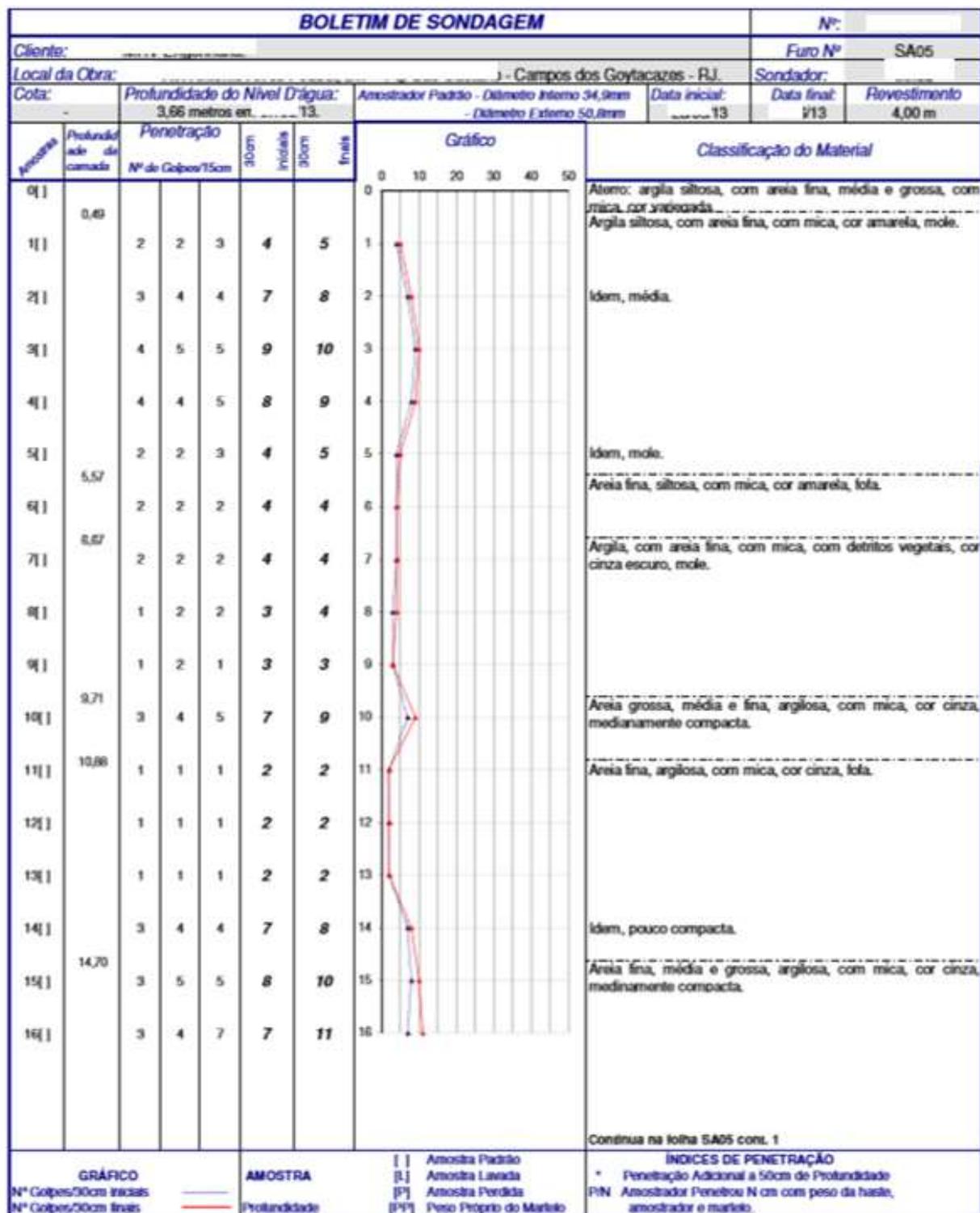


Figura A.1a: Relatório da sondagem à percussão SA05 (folha 1/2).

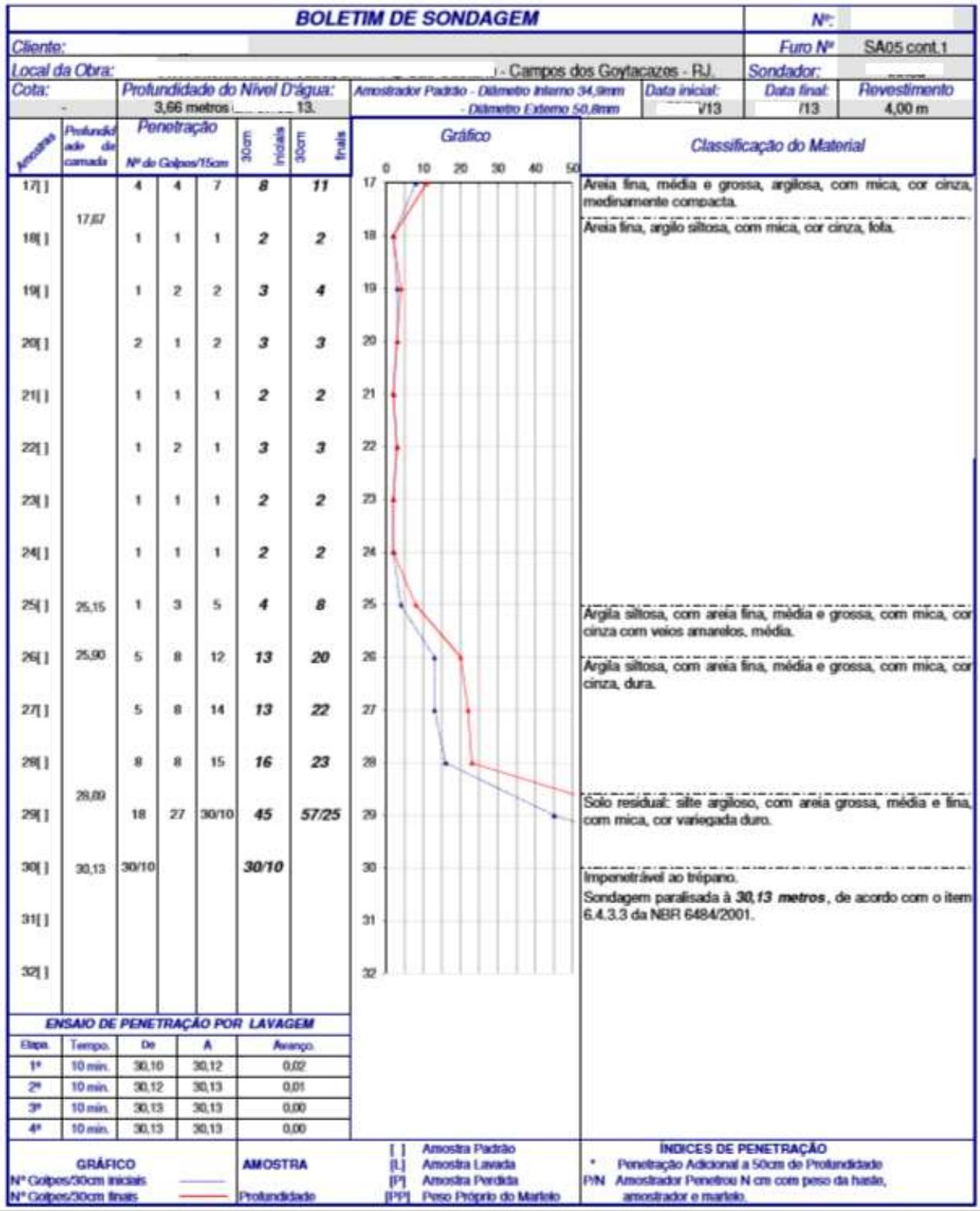


Figura A.1b: Relatório da sondagem à percussão SA05 (folha 2/2).

BOLETIM DE SONDAGEM						Nº:		
Cliente:						Furo Nº SA06		
Local da Obra: Campos dos Goytacazes - RJ.						Sondador:		
Cota:	Profundidade do Nivel D'água: 2,25 metros		5/13.		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm	Data inicial: 13 Data final: /13 Revestimento 4,00 m		
Amostra	Profundidade da camada	Penetração Nº de Golpes/15cm			30cm Iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material
0[]	0,55							
1[]		4	4	5	8	9		
2[]	1,76	5	6	6	11	12		
3[]		4	5	7	9	12		
4[]	3,90	5	5	5	10	10		
5[]		2	2	2	4	4		
6[]	5,95	2	3	2	5	5		
7[]		1	2	3	3	5		
8[]	7,75	2	2	2	4	4		
9[]		1	1	2	2	3		
10[]	9,63	1	1	1	2	2		
11[]		1	1	1	2	2		
12[]		1	1	1	2	2		
13[]		1	1	1	2	2		
14[]		1	1	1	2	2		
15[]		1	1	1	2	2		
16[]		1	1	1	2	2		
Continua na folha SA06 cont. 1								
GRÁFICO N° Golpes/30cm Iniciais — N° Golpes/30cm finais —		AMOSTRA [] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo		ÍNDICES DE PENETRAÇÃO * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade PIN Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.				

Figura A.2a: Relatório da sondagem à percussão SA06 (folha 1/2).

BOLETIM DE SONDAGEM							Nº: _____		
Cliente: _____							Furo Nº SA06 cont.1		
Local da Obra: _____ Campos dos Goytacazes - RJ.							Sondador: _____		
Cota: _____		Profundidade do Nível D'água: 2,25 metros em 1/13.		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: _____/13	Data final: _____/13	Revestimento 4,00 m	
Amostras	Profundidade de camada	Penetração			30cm Iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material	
		Nº de Golpes/15cm							
17[]		1	1	1	2	2		Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor cinza claro, fofa.	
18[]		1	1	1	2	2			
19[]		1	1	1	2	2			
20[]		1	1	1	2	2			
21[]		1	1	1	2	2			
22[]		1	1	1	2	2			
23[]		6	7	6	13	13		Idem, medianamente compacta.	
24[]		7	9	11	16	20		Idem, compacta.	
25[]		5	6	6	11	12		Idem, medianamente compacta.	
26[]		6	9	10	15	19		Idem, compacta.	
27[]		9	10	11	19	21			
28[]		11	12	14	23	26			
29[]	28,75	2	2	3	4	5		Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor marrom, mole.	
30[]	30,57	1	2	2	3	4			
31[]	31,61	13	15	19	28	34		Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza, dura.	
32[]	31,61	17	19	30/10	36	49/25		Solo residual: silt argiloso, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada, duro.	
33[]	32,40							Sondagem paralisada à 32,40 metros, por ordem do Eng.	

Figura A.2b: Relatório da sondagem à percussão SA06 (folha 2/2).

BOLETIM DE SONDAGEM						Nº:			
Cliente:						Furo Nº SA07			
Local da Obra:						Campos dos Goytacazes - RJ.			
Cota:		Profundidade do Nível D'água:		Amostrador Padrão - Diâmetro interno 34,9mm		Data inicial:	Data final:		
		3,05 metros em		113.		13	13		
				- Diâmetro Externo 50,8mm		Revestimento 3,00 m			
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm Iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material	
		Nº de Golpes/15cm							
0[]								Atorro; silte, com areia fina, média e grossa, com mica, cor amarela.	
1[]	0,56	2	2	3	4	5		Silte argiloso, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada, mole.	
2[]		2	3	3	5	6		Idem, média.	
3[]	2,66	2	2	2	4	4		Argila silteosa, com areia fina e média, com mica, cor cinza escuro, mole.	
4[]		2	2	3	4	5			
5[]		6	5	5	11	10		Idem, média.	
6[]		1	1	1	2	2		Idem, muito mole.	
7[]		1	1	1	2	2			
8[]	8,56	2	2	2	4	4		Idem, mole.	
9[]		2	1	1	3	2		Argila silteosa, com areia fina, média e grossa, com detritos vegetais, cor cinza escuro, muito mole.	
10[]		2	2	2	4	4		Idem, mole.	
11[]		2	1	1	3	2		Idem, muito mole.	
12[]		1	1	1	2	2			
13[]		3	5	4	8	9		Idem, média.	
14[]		2	6	7	8	13		Idem, rija.	
15[]		3	5	4	8	9		Idem, média.	
16[]	16,70	1	1	1	2	2		Idem, muito mole.	
								Argila silteosa, com areia fina, com mica, cor cinza claro.	
								Continua na folha SA07 cont. 1	
GRÁFICO		AMOSTRA			INDICES DE PENETRAÇÃO				
Nº Golpes/30cm iniciais		Profundidade			[]	Amostra Padrão			* Penetração Adicional a 50cm de Profundidade
Nº Golpes/30cm finais					[.]	Amostra Lavada			P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.
					[P]	Amostra Perdida			
					[PP]	Peso Próprio do Martelo			

Figura A.3a: Relatório da sondagem à percussão SA07 (folha 1/3).

BOLETIM DE SONDAGEM							Nº: SA07 cont.1		
Cliente:							Furo Nº SA07 cont.1		
Local da Obra: Campos dos Goytacazes - RJ.							Sondador:		
Cota:		Profundidade do Nível D'água: 3,05 metros em 713		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data Inicial: 13	Data final: 13	Revestimento 3,00 m	
Amostrador	Profundidade da camada	Penetração			30cm iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material	
		Nº de Golpes/15cm							
17[]		1	1	1	2	2		Argila silteosa, com areia fina, com mica, cor cinza claro, muito mole.	
18[]	18,00	1	1	1	2	2		Areia fina, média e grossa, com mica, cor amarela, fofa.	
19[]		1	1	1	2	2			
20[]		1	1	2	2	3			
21[]	21,00	2	2	2	4	4		Areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, fofa.	
22[]		1	3	3	4	6		Idem, pouco compacta.	
23[]		9	12	13	21	25		Idem, compacta.	
24[]		8	10	11	18	21			
25[]		11	10	12	21	22			
26[]		10	11	16	21	27			
27[]		9	12	18	21	30			
28[]		10	13	15	23	28			
29[]	29,65	5	8	10	13	18		Idem, medianamente compacta.	
30[]		8	10	16	18	26		Argila, com areia fina, média e grossa, cor variegada, dura.	
31[]	31,78	9	12	13	21	25			
32[]	32,50	18	20	25	38	45	Areia fina, média e grossa, silteosa, com mica, cor cinza escuro, muito compacta.		
							Solo residual: silte argiloso, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada.		
							Continua na folha SA07 cont. 2		

Figura A.3b: Relatório da sondagem à percussão SA07 (folha 2/3).

BOLETIM DE SONDAAGEM										N°: _____		
Cliente: _____										Furo N° SA07 cont.2		
Local da Obra: Campos dos Goytacazes - RJ.										Sondador: _____		
Cota: _____		Profundidade do Nível D'água: 3,05 metros em 13.			Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: ____/____/13	Data final: ____/____/13	Revestimento 3,00 m			
Anos	Profundidade da camada	Penetração			30cm iniciais	30cm finais	Gráfico					Classificação do Material
		N° de Golpes/10cm					0 10 20 30 40 50					
33	33,11	30/3			30/3							Solo residual: silte argiloso, com areia fina, média e grossa, com raras cor variada de amarelo a vermelho. Sondagem paralisada à 33,11 metros, por ordem do Eng. _____
34												
35												
36												
37												
38												
39												
40												
41												
42												
43												
44												
45												
46												
47												
48												
ENSAIO DE PENETRAÇÃO POR LAVAGEM												
Etapa	Tempo	De	A	Avanço								
1ª	10 min.	33,03	33,09	0,06								
2ª	10 min.	33,09	33,10	0,01								
3ª	10 min.	33,10	33,11	0,01								
4ª	10 min.	33,11	33,11	0,00								
GRÁFICO					AMOSTRA			INDICES DE PENETRAÇÃO				
N° Golpes/30cm iniciais					[] Amostra Padrão			* Penetração Adicional a 50cm de Profundidade				
N° Golpes/30cm finais					[L] Amostra Lavada			P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.				
					[P] Amostra Perdida							
					[PP] Peso Próprio do Martelo							

Figura A.3c: Relatório da sondagem à percussão SA07 (folha 3/3).

BOLETIM DE SONDAGEM						N°:		
Cliente:						Furo N° SA10		
Local da Obra: Campos dos Goytacazes - RJ.						Sondador:		
Cota:		Profundidade do Nível D'água: 4,97 metros em 13.		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 13	Data final: 13	Revestimento 4,00 m
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm		Gráfico	Classificação do Material
		N° de Golpes/15cm	iniciais	30cm	iniciais	30cm		
0[]	0,44						0	Aterro: argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada.
1[]		4	4	5	8	9	1	Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.
2[]		4	5	5	9	10	2	
3[]		3	4	4	7	8	3	
4[]		1	1	1	2	2	4	Idem, muito mole.
5[]		1	2	1	3	3	5	Idem, mole.
6[]	5,65	1	2	2	3	4	6	Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor cinza e amarela, mole.
7[]		1	1	1	2	2	7	Idem, muito mole.
8[]	7,77	1	1	1	2	2	8	Argila, com areia fina, com mica, cor cinza, muito mole.
9[]		1	1	1	2	2	9	
10[]		1	1	1	2	2	10	
11[]		1	1	1	2	2	11	
12[]		1	1	1	2	2	12	
13[]		P	P	1	0	1	13	
14[]	13,61	4	4	5	8	9	14	Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor cinza, medianamente compacta.
15[]		3	4	4	7	8	15	Idem, pouco compacta.
16[]	16,57	3	4	3	7	7	16	Areia fina e média, silto argilosa, com mica, cor cinza.
Continua na folha SA10 cont. 1								
GRÁFICO		AMOSTRA		INDICES DE PENETRAÇÃO				
N° Golpes/30cm iniciais		[] Amostra Padrão		* Penetração Adicional a 50cm de Profundidade				
N° Golpes/30cm finais		[L] Amostra Lavada		P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.				
		[P] Amostra Perdida						
		[PP] Peso Próprio do Martelo						
		Profundidade						

Figura A.4a: Relatório da sondagem à percussão SA10 (folha 1/2).

BOLETIM DE SONDAGEM										N°:	
Cliente:										Furo N° SA10 cont.1	
Local da Obra: Campos dos Goytacazes - RJ.										Sondador:	
Cota:		Profundidade do Nível D'água: 7'13.			Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data Inicial: '13	Data final: '13	Revestimento 4,00 m		
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm Iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material			
		N° de Golpes/15cm									
17[]		7	9	7	16	16		Areia fina e média, silto argilosa, com mica, cor cinza, medianamente compacta.			
18[]		5	4	3	9	7		Idem, pouco compacta.			
19[PP]	18,90	P	P	P	0	0		Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor cinza, muito mole.			
20[]		1	1	1	2	2					
21[]		1	1	1	2	2					
22[]		1	1	1	2	2					
23[]		1	1	1	2	2					
24[]	23,61	4	5	4	9	9		Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.			
25[]		6	5	7	11	12					
26[]	26,70	7	7	8	14	15					
27[]		1	1	1	2	2		Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor marrom, muito mole.			
28[]		1	1	1	2	2					
29[]		1	1	1	2	2					
30[]	30,57	1	1	1	2	2					
31[]		6	11	30/10	17	41/25		Areia grossa, média e fina, silto argilosa, com mica, cor cinza, muito compacta.			
32[]	32,15 32,26	25	30/4		55/19		Solo residual: silte argiloso, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza, duro, impenetrável ao trépano. Sondagem paralisada à 32,26 metros, de acordo com o item 6.4.3.3 da NBR 6484/2001.				
ENSAIO DE PENETRAÇÃO POR LAVAGEM											
Etapa	Tempo	De	A	Avanço							
1ª	10 min.	32,19	32,23	0,04							
2ª	10 min.	32,23	32,25	0,02							
3ª	10 min.	32,25	32,26	0,01							
4ª	10 min.	32,26	32,26	0,00							
GRÁFICO				AMOSTRA				ÍNDICES DE PENETRAÇÃO			
N° Golpes/30cm iniciais		—		Profundidade		[] Amostra Padrão		* Penetração Adicional a 50cm de Profundidade			
N° Golpes/30cm finais		—		Profundidade		[L] Amostra Lavada		P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.			
						[P] Amostra Perdida					
						[PP] Peso Próprio do Martelo					

Figura A.4b: Relatório da sondagem à percussão SA10 (folha 2/2).

BOLETIM DE SONDAGEM							Nº: _____		
Cliente: _____							Furo Nº SA13		
Local da Obra: _____ Campos dos Goytacazes - RJ.							Sondador: _____		
Cota: _____		Profundidade do Nivel D'água: 4,08 metros em _____ '13.		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: _____/13	Data final: _____/13	Revestimento 4,00 m	
Amostra	Profundidade da camada	Penetração			30cm Iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material	
		Nº de Golpes/15cm							
0[]	0,29							Alero: argila silteosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variada.	
1[]		2	3	6	5	9		Argila silteosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.	
2[]		4	5	5	9	10			
3[]		4	4	5	8	9			
4[]	3,70	2	2	3	4	5		Argila silteosa, com areia fina, com mica, cor cinza e amarela, mole.	
5[]		2	2	3	4	5			
6[]		2	2	2	4	4		José Narciso de Souza Fiscado ENGENHEIRO CIVIL CREA - RJ 39-1-00046-2	
7[]		2	1	2	3	3			
8[]	7,77	1	2	1	3	3		Argila, com areia fina, com mica, com detritos vegetais, cor cinza escuro, mole.	
9[]		1	1	1	2	2		Idem, muito mole.	
10[]		2	3	2	5	5		Idem, mole.	
11[]	10,55	4	3	3	7	6		Areia fina, silte argilosa, com mica, cor cinza, pouco compacta.	
12[]		1	1	1	2	2		Idem, tofa.	
13[]		2	1	1	3	2			
14[]		2	2	2	4	4			
15[]		4	2	6	6	8		Idem, pouco compacta.	
16[]	15,81	1	2	1	3	3	Argila, com areia fina, com mica, com detritos vegetais, cor cinza, mole.		
							Continua na folha SA13 cont. 1		
GRÁFICO N° Golpes/30cm Iniciais ——— N° Golpes/30cm finais ———		AMOSTRA [] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo		ÍNDICES DE PENETRAÇÃO * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade PIN Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.					

Figura A.5a: Relatório da sondagem à percussão SA13 (folha 1/2).

BOLETIM DE SONDAGEM						N°:		
Cliente:						Furo N° SA13 cont.1		
Local da Obra: - Campos dos Goytacazes - RJ.						Sondador:		
Cota: -		Profundidade do Nível D'água: 4,08 metros		13.		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		
		Data inicial: 13		Data final: 13		Revestimento 4,00 m		
Profundidade de cada camada	Penetração			30cm		Gráfico		Classificação do Material
	N° de Golpes/15cm	Iniciais	30cm	Iniciais	30cm	Profundidade	Final	
17	16,00	1	1	1	2	2	17	Argila, com areia fina, com mica, cor cinza, muito mole.
18		1	1	1	2	2	18	
19		1	1	1	2	2	19	
20		1	2	1	3	3	20	idem, mole.
21		1	1	2	2	3	21	
22		1	1	1	2	2	22	idem, muito mole.
23		1	1	1	2	2	23	
24		1	1	1	2	2	24	
25		1	P	1	1	1	25	
26 [PP]		P	P	P	0	0	26	
27	26,61	8	14	20	22	34	27	Argila silteosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada, dura.
28		10	14	21	24	35	28	
29		8	8	11	16	19	29	idem, rija.
30		10	10	18	20	28	30	idem, dura.
31	30,63	15	10	12	25	22	31	Solo residual: silte argiloso, com areia grossa, média e fina, com mica, cor cinza, duro.
32	32,10	30/4			30/4		32	Impenetrável ao tripão. Sondagem paralisada à 32,10 metros, de acordo com o item 6.4.3.3 da NBR 6484/2001.
ENSAIO DE PENETRAÇÃO POR LAVAGEM								
Etapa	Tempo	De	A	Averço				
1ª	10 min.	32,04	32,07	0,03				
2ª	10 min.	32,07	32,09	0,02				
3ª	10 min.	32,09	32,10	0,01				
4ª	10 min.	32,10	32,10	0,00				
GRÁFICO			AMOSTRA			ÍNDICES DE PENETRAÇÃO		
N° Golpes/30cm Iniciais			[] Amostra Padrão			* Penetração Adicional a 50cm de Profundidade		
N° Golpes/30cm finais			[L] Amostra Lavada			[PN] Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.		
			[P] Amostra Perdida					
			[PP] Peso Próprio do Martelo					

Figura A.5b: Relatório da sondagem à percussão SA13 (folha 2/2).

BOLETIM DE SONDAGEM							N°: _____		
Cliente: _____							Furo N° SA14		
Local da Obra: Campos dos Goytacazes - RJ							Sondador: _____		
Cota: _____		Profundidade do Nível D'água: 4,99 metros em _____/13.		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: _____/13	Data final: _____/13	Revestimento 4,00 m	
Amostragem	Profundidade da camada	Penetração			30cm Iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material	
		N° de Golpes/15cm							
0[]	0,52							Alévio: argila silty, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada. Argila silty, com areia fina, com mica, cor amarela, média.	
1[]		5	6	4	11	10		Argila silty, com areia fina, com mica, cor amarela, média.	
2[]		5	4	3	9	7			
3[]		3	4	4	7	8			
4[]		3	3	4	6	7			
5[]		2	4	4	6	8			
6[]		2	4	3	6	7			
7[]	0,88	2	3	3	5	6		Argila silty, com areia fina, com mica, cor cinza e amarela, média.	
8[]		1	1	2	2	3		Idem, mole.	
9[]	8,50	1	1	1	2	2		Argila, com areia fina, com mica, cor cinza, muito mole.	
10[]		1	2	2	3	4		Argila, com areia fina, com mica, com detritos vegetais, com turfa, cor cinza escuro, mole.	
11[]	9,03	2	1	1	3	2		Idem, muito mole.	
12[]		2	2	2	4	4		Idem, mole.	
13[]		2	3	2	5	5			
14[]	13,85	8	7	7	15	14		Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.	
15[]		6	7	8	13	15			
16[]		7	7	7	14	14			
17[]	16,90	2	3	4	5	7	Areia fina, silty argilosa, com mica, cor cinza, pouco compacta.		

Figura A.6a: Relatório da sondagem à percussão SA14 (folha 1/2).

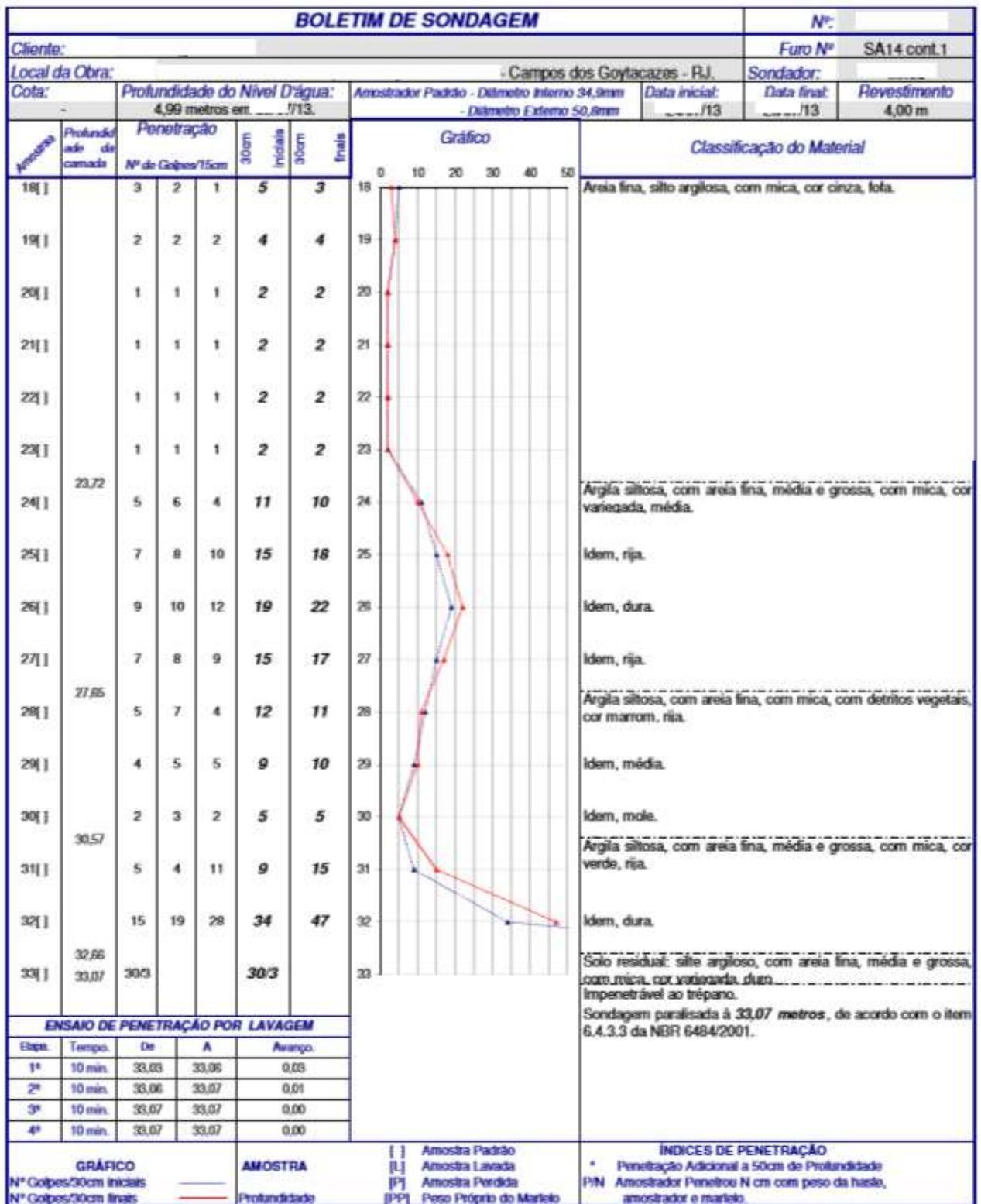


Figura A.6b: Relatório da sondagem à percussão SA14 (folha 2/2).

BOLETIM DE SONDAGEM										N°: _____		
Cliente: _____										Furo N° SA22		
Local da Obra: _____ - Campos dos Goytacazes - RJ.										Sondador: _____		
Cota: _____		Profundidade do Nível D'água: 3,95 metros em /13.			Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,0mm			Data inicial: 7/13	Data final: 7/13	Revestimento 2,00 m		
Amostragem	Profundidade da camada	Penetração					Gráfico	Classificação do Material				
		N° de Golpes/15cm			30cm Iniciais	30cm Finais						
0[]	0,40						0	<p>Atorro: argila silteosa, com areia fina, média e grossa, cor cinza escuro.</p> <p>Argila silteosa, com areia fina, cor amarela, média.</p> <p>Idem, rija.</p> <p>Idem, média.</p> <p>Argila silteosa, com areia fina, cor cinza claro, mole.</p> <p>Idem, muito mole.</p> <p>Argila silteosa, com areia fina, com detritos vegetais, cor cinza escuro, muito mole.</p> <p>Areia fina, argilosa, cor cinza, fofa.</p> <p>Argila silteosa, com areia fina, com mica, com detritos vegetais, cor cinza escuro, muito mole.</p>				
1[]		3	4	5	7	9	1					
2[]		4	5	6	9	11	2					
3[]		3	4	4	7	8	3					
4[]	3,95	2	2	2	4	4	4					
5[]		1	1	1	2	2	5					
6[]		1	1	1	2	2	6					
7[]	6,00	1	1	1	2	2	7					
8[]		1	1	1	2	2	8					
9[]		1	1	1	2	2	9					
10[]	9,00	2	2	2	4	4	10					
11[]		1	2	2	3	4	11					
12[]		2	2	2	4	4	12					
13[]		2	2	2	4	4	13					
14[]		2	2	2	4	4	14					
15[]	15,05	1	1	1	2	2	15					
16[]		1	1	1	2	2	16					

GRÁFICO

N° Golpes/30cm iniciais

N° Golpes/30cm finais

AMOSTRA

[] Amostra Padrão

[L] Amostra Lavada

[P] Amostra Perdida

[PP] Peso Próprio do Martelo

ÍNDICES DE PENETRAÇÃO

* Penetração Adicional a 50cm de Profundidade

P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.

Continua na folha SA22 cont. 1

Figura A.7a: Relatório da sondagem à percussão SA22 (folha 1/2).

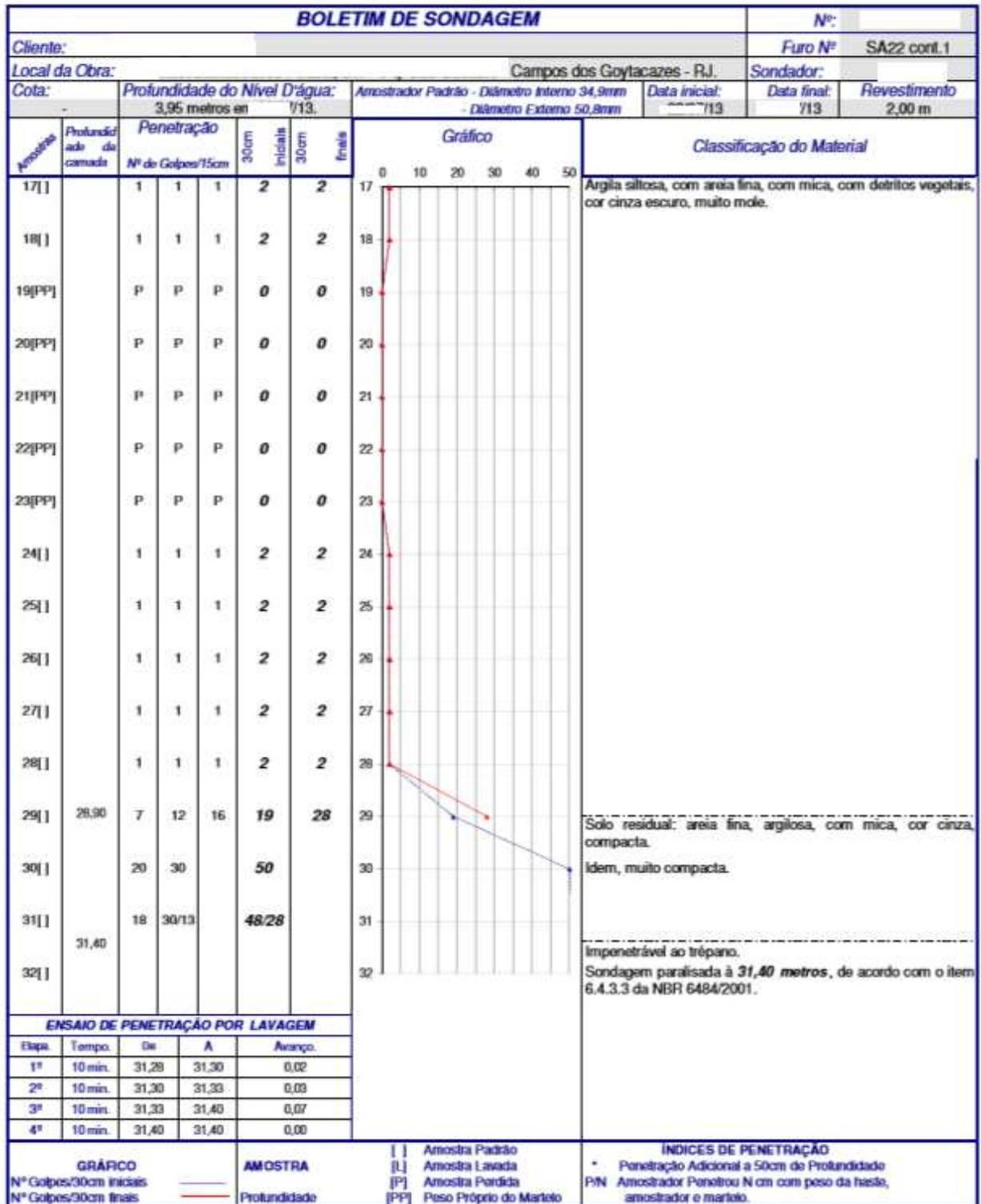


Figura A.7b: Relatório da sondagem à percussão SA22 (folha 2/2).

BOLETIM DE SONDAGEM							Nº:			
Cliente:						Furo Nº		SA28		
Local da Obra:						- Campos dos Goytacazes - RJ.		Sondador:		
Cota:		Profundidade do Nivel D'água:		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm		Data inicial:	Data final:	Revestimento		
		4,20 metros		/13.		/13		2,00 m		
				- Diâmetro Externo 50,8mm						
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			Gráfico		Classificação do Material			
		Nº de Golpes/15cm	30cm Iniciais	30cm Finais	0	10	20	30	40	50
0[]	0,50									Aterro: argila siltsosa, com areia fina, média e grossa, cor cinza escuro.
1[]		3	5	6	8	11				Argila siltsosa, com areia fina, cor amarela, rija.
2[]		3	3	3	6	6				Idem, média.
3[]		2	2	3	4	5				Idem, mole.
4[]		2	2	2	4	4				
5[]	4,90	2	2	3	4	5				Argila siltsosa, com areia fina, cor amarela e cinza, mole.
6[]		2	2	2	4	4				
7[]		2	2	3	4	5				
8[]	7,80	1	1	1	2	2				Argila siltsosa, com areia fina, cor cinza escuro, muito mole.
9[]	8,70	2	2	2	4	4				Turfa, com argila, cor preta.
10[]	9,75	2	2	3	4	5				Areia fina, argilosa, com mica, cor cinza, mole.
11[]	11,00	2	3	3	5	6				Argila siltsosa, com areia fina, cor cinza escuro, média.
12[PP]		P	P	P	0	0				Idem, muito mole.
13[PP]		P	P	P	0	0				
14[PP]		P	P	P	0	0				
15[PP]		P	P	P	0	0				
16[]	15,80	3	3	4	6	7				Areia fina, média e grossa, argilosa, com detritos vegetais, cor cinza, pouco compacta.
Continua na folha SA28 cont. 1										
GRÁFICO		AMOSTRA			[] Amostra Padrão		INDICES DE PENETRAÇÃO			
Nº Golpes/30cm iniciais		[L] Amostra Lavada			[P] Amostra Perdida		* Penetração Adicional a 50cm de Profundidade			
Nº Golpes/30cm finais		[PP] Poso Próprio do Martelo					P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.			

Figura A.8a: Relatório da sondagem à percussão SA28 (folha 1/2).

BOLETIM DE SONDAEM						Nº:		
Cliente:						Furo Nº SA28 cont.1		
Local da Obra: Campos dos Goytacazes - RJ.						Sondador:		
Cota:	Profundidade do Nivel D'água: 4,20 metros		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 13	Data final: 13		
						Revestimento 2,00 m		
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm Iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material
		Nº de Golpes/15cm						
17[]		2	2	3	4	5		Areia fina, média e grossa, argilosa, com detritos vegetais, cor cinza, pouco compacta.
18[]	18,00	1	1	1	2	2		Argila siltosa, com areia fina, cor cinza escuro, muito mole.
19[]		1	1	1	2	2		
20[PP]		P	P	P	0	0		
21[PP]		P	P	P	0	0		
22[PP]		P	P	P	0	0		
23[PP]		P	P	P	0	0		
24[PP]		P	P	P	0	0		
25[PP]		P	P	P	0	0		
26[]		1	1	1	2	2		
27[]		1	1	1	2	2		
28[]		1	1	1	2	2		
29[]	28,95	8	10	15	18	25		Solo residual: areia fina, argilosa, com mica, cor cinza, compacta.
30[]	30,05	10	17	23	27	40		Solo residual: areia fina, média e grossa, siltosa, com mica, com pedregulhos, cor cinza, compacta.
31[]	31,14	30/10		30/10				Impenetrável ao trépano. Sondagem paralisada à 31,14 metros, de acordo com o item 6.4.3.3 da NBR 6484/2001.
32[]								
ENSAIO DE PENETRAÇÃO POR LAVAGEM								
Etap.	Tempo	De	A	Avanço				
1ª	10 min.	31,10	31,12	0,02				
2ª	10 min.	31,12	31,13	0,01				
3ª	10 min.	31,13	31,14	0,01				
4ª	10 min.	31,14	31,14	0,00				
GRÁFICO		AMOSTRA		ÍNDICES DE PENETRAÇÃO				
Nº Golpes/30cm iniciais		[] Amostra Padrão		* Penetração Adicional a 50cm de Profundidade				
Nº Golpes/30cm finais		[L] Amostra Lavada		P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.				
		[P] Amostra Perdida						
		[PP] Peso Próprio do Martelo						

Figura A.8a: Relatório da sondagem à percussão SA28 (folha 2/2).

ANEXO B – RESULTADO DO ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO

O ensaio teve oito estágios estabilizados, na passagem do sétimo para o oitavo ponto a estaca apresentou um deslocamento expressivo frente ao carregamento correspondente, isso se deu pelo fato da estaca não conseguir mais reagir ao carregamento submetido, inviabilizando a passagem para o próximo carregamento. Utilizou-se o fator de amortecimento do solo $J_c = 0,39$. Obteve um fator β , integridade da estaca, de 26%. Os valores fornecidos pela análise do método CASE estão apresentados na tabela B.1.

Tabela B.1: Resultado do método CASE.

Número golpe	RMX (tf)	DMX (mm)	USR (m)	EXM (tf-m)	CSX (MPa)	TSX (MPa)	D (mm)
1	51,5	1,47	0,2	0,13	5,6	0,6	1,2
2	86,4	2,46	0,4	0,34	8,5	1,5	1,9
3	119,6	3,11	0,6	0,56	10,7	2,5	3
4	148,6	3,73	0,8	0,76	12,3	3,3	4
5	177,6	4,3	1	0,98	14,2	3,9	4,8
6	230,2	5,3	1,5	1,52	18	4,4	7,9
7	247,6	6,4	2	2,22	21,8	4,4	8,2
8	280	7,07	2,5	2,92	26,1	3,8	15

onde:

RMX = Capacidade mobilizada pelo método CASE;

DMX = Deslocamento máximo da estaca durante o golpe;

USR = Altura de queda do martelo, queda livre;

EMX = Energia máxima transferida para a estaca durante o golpe;

CSX = Tensão máxima de compressão;

TSX = Máxima tensão de tração calculada ao longo do fuste da estaca;

D = Deslocamento equivalente na curva carga versus deslocamento.

Ressalta-se que estes valores de capacidade mobilizada de carga (RMX) e deslocamentos (DMX) pelo método case e análise no programa CAPWAP referem-se às cargas e deslocamentos do solo para carregamentos verticais, axiais, de compressão e no momento de realização do ensaio dinâmico nos instantes dos golpes.

A figura B.1 apresenta uma curva de carga versus deslocamento com base no exposto anteriormente.

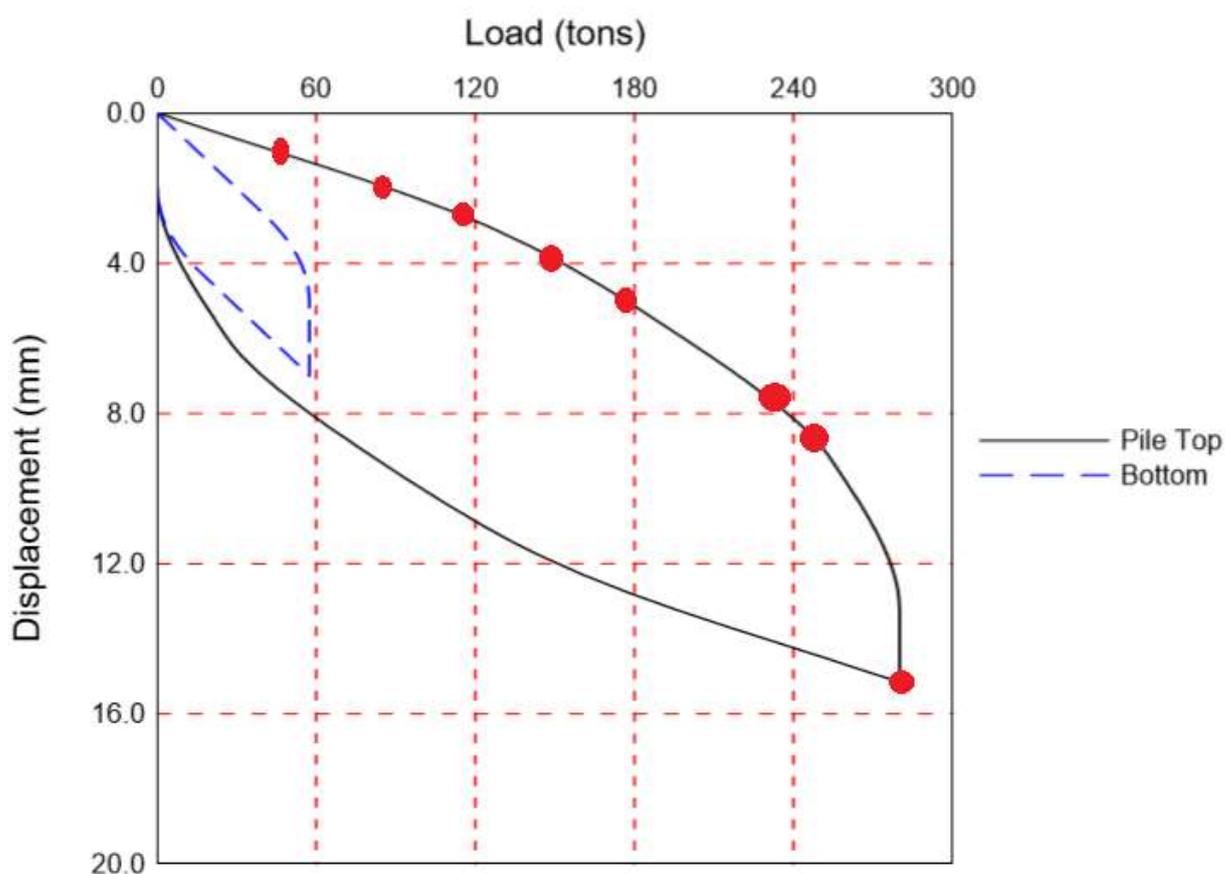


Figura B.1: Curva carga versus deslocamento E01. (Fonte: Relatório PDI)

Tabela B.2: Eficiência do sistema de cravação

Estaca N°	Golpe N°	Martelo (tf)	Altura de queda (m)	Energia transf. EMX (tf.m)	Eficiência do sistema ETH (%)
E01	8	2,02	2,5	2,89	57

A eficiência média dos martelos de gravidade, estão compreendidas na faixa entre 30% e 60%. Assim o valor obtido para o sistema de cravação obtido está dentro da faixa de valores usualmente obtidos.

Entretanto, é válido ressaltar que a questão das eficiência do sistema de percussão não é relevante para ensaios dinâmicos em estacas tipo hélice contínua, este equipamento não é utilizado para a execução deste tipo de estaca.

APENDICE A – MEMORIAL DE CÁLCULO

Expõem-se nesse capítulo as verificações da NBR 6122/2010 sobre a verificação da resistência por atrito lateral mínima para estacas tipo escavadas, a figura AP.1 mostra essa verificação para o método de semi-empírico de Aoki-Velloso (1975).

Qual o método utilizado?

- 1 - Aoki - Velloso (1975);
- 2 - Aoki - Velloso / Laprovitera (1988) e Benegas (1993);
- 3 - Aoki - Velloso / Monteiro (1997).

tmu := 1

B) Cálculos:

☑ Cálculos preliminares

$$A := \begin{bmatrix} & 1 & \\ 1 & & \dots \end{bmatrix} \quad B := \begin{bmatrix} & 1 & \\ 1 & & \dots \end{bmatrix}$$

n := rows(N) = 33

F1 := vlookup(t_e, B, if(tm_u = 1, 3, if(tm_u = 2, 5, 7)))₁ = 2

F2 := vlookup(t_e, B, if(tm_u = 1, 4, if(tm_u = 2, 6, 8)))₁ = 4

k(i) := vlookup(N_{i,2}, A, if(tm_u = 1, 3, if(tm_u = 2, 5, 7)))₁

α(i) := vlookup(N_{i,2}, A, if(tm_u = 1, 4, if(tm_u = 2, 6, 8)))₁

☑ Cálculos preliminares

☑ Efeito de grupo

C) Capacidade de carga geotécnica:

$$Q_{lat}(i) := e_{grupo} \cdot 10^{-3} U \cdot \sum_{j=1}^i \left(\frac{\alpha(j) \cdot k(j) \cdot N_{j,3}}{F2} \cdot \Delta l \right)$$

C) Capacidade de carga geotécnica:

$$Q_{lat}(i) := e_{grupo} \cdot 10^{-3} U \cdot \sum_{j=1}^i \left(\frac{\alpha(j) \cdot k(j) \cdot N_{j,3}}{F2} \cdot \Delta l \right)$$

$$Q_{ponta}(i) := \begin{cases} e_{grupo} \cdot 10^{-3} A_b \cdot \frac{k(i) \cdot (N_{i,3})}{F1} & \text{if } (tmu = 1) \wedge (t_e = 1 \vee t_e = 2 \vee t_e = 3 \vee t_e = 4) \\ \text{otherwise} \end{cases}$$

$$e_{grupo} \cdot 10^{-3} A_b \cdot \frac{k(i) \cdot \left(\frac{N_{i,3} + N_{\max(i-1,1),3} + N_{i+1,3}}{3} \right)}{F1} \quad \text{if } [(tmu = 1) \wedge (t_e = 6 \vee t_e = 7 \vee t_e = 9 \vee t_e = 10)] \vee tmu = 2$$

$$e_{grupo} \cdot \frac{A_b}{10^3} \cdot \frac{\frac{k(i)}{2} \cdot \left[\frac{N_{i,3} + \left(\sum_{j=\max(i-1,1)}^{\max(\text{floor}(i-7D), 1)} N_{j,3} \right)}{7D} \right] + \frac{N_{i,3} + \left(\sum_{j=\min(i+1, \text{rows}(N))}^{\min(\text{floor}(i+3.5D), \text{rows}(N))} N_{j,3} \right)}{3.5D}}{F1}}{2} \quad \text{if } tmu = 3$$

Q_{ult}(i) := Q_{lat}(i) + Q_{ponta}(i)

i := 31	m		Profundidade em análise.
Q _{lat} (i) = 107.16	tn	Q _{lat} (i) ÷ Q _{ult} (i) = 33.467 %	Resistência de atrito lateral.
Q _{ponta} (i) = 213.039	tn	Q _{ponta} (i) ÷ Q _{ult} (i) = 66.533 %	Resistência de ponta.
Q _{ult} (i) = 320.199	tn		Carga de ruptura geotécnica.

Figura AP.1: Método de Aoki-Velloso (1975).

A figura AP.2 mostra essa verificação para o método de semi-empírico de Aoki-Velloso com contribuição de Monteiro (1997).

$n := \text{rows}(N) = 33$
 $F1 := \text{vlookup}(t_e, B, \text{if}(tmu = 1, 3, \text{if}(tmu = 2, 5, 7)))_1 = 3$
 $F2 := \text{vlookup}(t_e, B, \text{if}(tmu = 1, 4, \text{if}(tmu = 2, 6, 8)))_1 = 3.8$
 $k(i) := \text{vlookup}(N_{i,2}, A, \text{if}(tmu = 1, 3, \text{if}(tmu = 2, 5, 7)))_1$
 $\alpha(i) := \text{vlookup}(N_{i,2}, A, \text{if}(tmu = 1, 4, \text{if}(tmu = 2, 6, 8)))_1$

Cálculos preliminares
 Efeito de grupo

C) Capacidade de carga geotécnica:

$$Q_{lat}(i) := e_{grupo} \cdot 10^{-3} \cdot U \cdot \sum_{j=1}^i \left(\frac{\alpha(j) \cdot k(j) \cdot N_{j,3}}{F2} \cdot \Delta l \right)$$

$$Q_{ponta}(i) := \begin{cases} e_{grupo} \cdot 10^{-3} \cdot A_b \cdot \frac{k(i) \cdot (N_{i,3})}{F1} & \text{if } (tmu = 1) \wedge (t_e = 1 \vee t_e = 2 \vee t_e = 3 \vee t_e = 4) \\ \text{otherwise} \\ e_{grupo} \cdot 10^{-3} \cdot A_b \cdot \frac{k(i) \cdot \left(\frac{N_{i,3} + N_{\max(i-1,1),3} + N_{i+1,3}}{3} \right)}{F1} & \text{if } [(tmu = 1) \wedge (t_e = 6 \vee t_e = 7 \vee t_e = 9 \vee t_e = 10)] \vee tmu = 2 \\ e_{grupo} \cdot \frac{A_b}{10^3} \cdot \frac{k(i)}{2} \cdot \left[\frac{N_{i,3} + \left(\sum_{j=\max(i-1,1)}^{\max(\text{floor}(i-7D), 1)} N_{j,3} \right)}{7D} + \frac{N_{i,3} + \left(\sum_{j=\min(i+1, \text{rows}(N))}^{\min(\text{floor}(i+3.5D), \text{rows}(N))} N_{j,3} \right)}{3.5D} \right] & \text{if } tmu = 3 \end{cases}$$

 $Q_{ult}(i) := Q_{lat}(i) + Q_{ponta}(i)$

$i := 31$	m		Profundidade em análise.
$Q_{lat}(i) = 107.995$	tn	$Q_{lat}(i) \div Q_{ult}(i) = 46.849 \cdot \%$	Resistência de atrito lateral.
$Q_{ponta}(i) = 122.522$	tn	$Q_{ponta}(i) \div Q_{ult}(i) = 53.151 \cdot \%$	Resistência de ponta. +
$Q_{ult}(i) = 230.517$	tn		Carga de ruptura geotécnica.

Figura AP.2: Método de Aoki-Velloso contribuição de Monteiro (1997).

Abaixo a figura AP.3 para o método de Décourt-Quaresma modificado por Décourt et al. (1996).

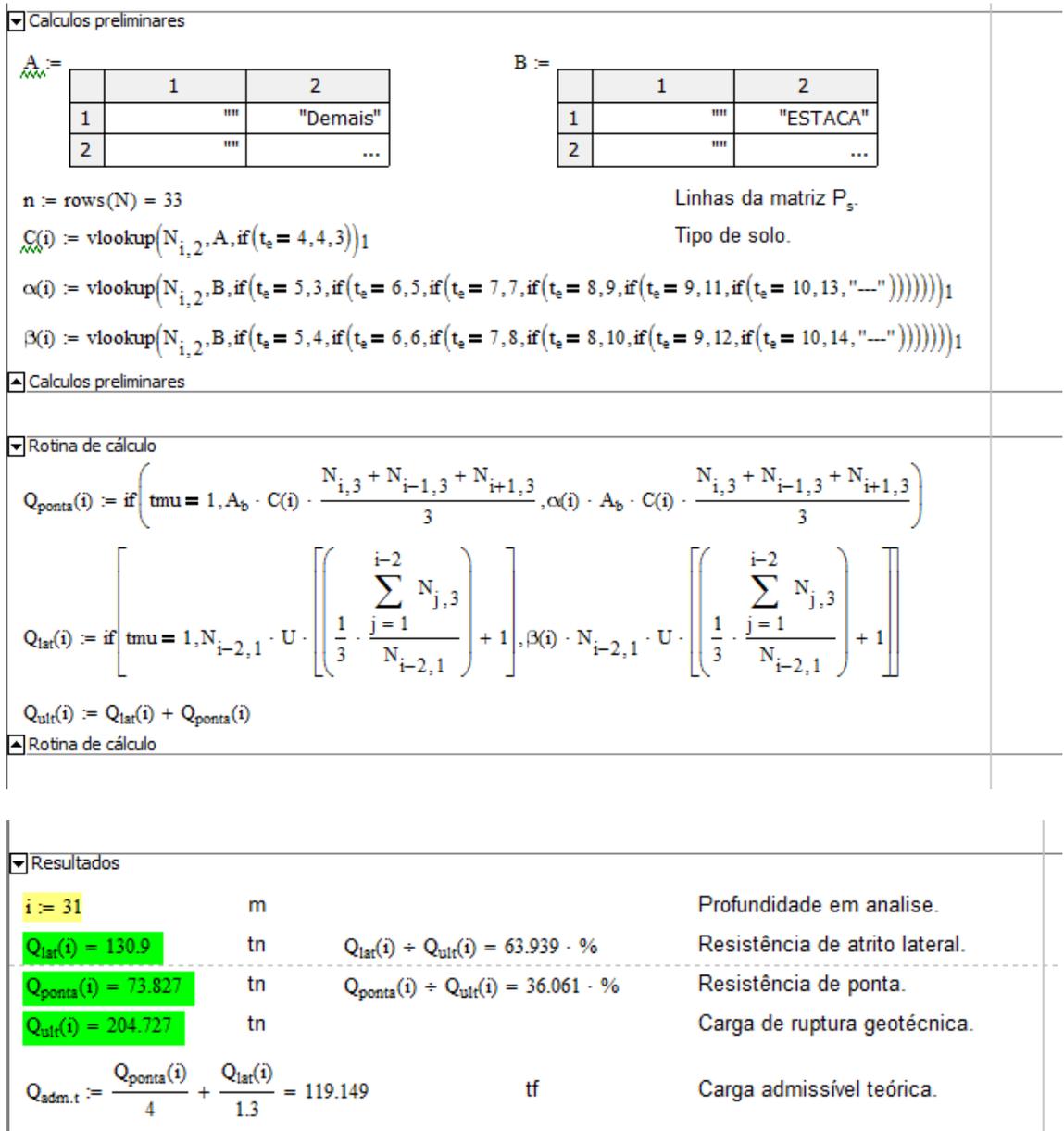


Figura AP.3: Método de Décourt-Quaresma modificado por Décourt (1996).

Abaixo a figura AP.4 correspondente ao método de Alonso (1996).

$n := \text{rows}(N) = 33$

$\beta(i) := \text{if}(N_{i,2} = 1, 200, \text{if}(N_{i,2} = 2, 150, \text{if}(N_{i,2} = 3, 100, \text{"--"})))$ Depende do tipo de solo.

Rotina de cálculo

$$Q_{\text{lat}}(i) := 0.1 \cdot U \cdot \sum_{j=1}^i \left(\frac{1.2 \cdot N_{j,3}}{0.18} \cdot 0.65 \cdot \Delta l \right)$$

$$Q_{\text{ponta}}(i) := 0.1 \cdot A_b \frac{\beta(i)}{2} \cdot \left[\frac{N_{i,3} + \left(\sum_{j=\max(i-1,1)}^{\max(\text{floor}(i-8D),1)} N_{j,3} \right)}{8D} + \frac{\left[N_{i,3} + \left(\sum_{j=\min(i+1,\text{rows}(N))}^{\min(\text{floor}(i+3D),\text{rows}(N))} N_{j,3} \right) \right]}{3D} \right]$$

$$Q_{\text{ult}}(i) := Q_{\text{lat}}(i) + Q_{\text{ponta}}(i)$$

Rotina de cálculo

Resultados

$i := 31$	m		Profundidade em análise.
$Q_{\text{lat}}(i) = 126.606$	tn	$Q_{\text{lat}}(i) \div Q_{\text{ult}}(i) = 49.671\%$	Resistência de atrito lateral.
$Q_{\text{ponta}}(i) = 128.282$	tn	$Q_{\text{ponta}}(i) \div Q_{\text{ult}}(i) = 50.329\%$	Resistência de ponta.
$Q_{\text{ult}}(i) = 254.888$	tn		Carga de ruptura geotécnica.
$Q_{\text{adm.t}} := Q_{\text{ult}}(i) \div 2 = 127.444$	tf		Carga admissível teórica.

Figura AP.4: Método de Alonso (1996).

A figura AP.5 corresponde ao método de Antunes-Cabral (1996).

$n := \text{rows}(N) = 33$
 $\beta_2(i) := \text{if}(N_{i,2} = 1, 2.25, \text{if}(N_{i,2} = 2, 1.5, \text{if}(N_{i,2} = 3, 1.25, \text{"--"})))$
 $\beta_1(i) := \text{if}(N_{i,2} = 1, \frac{4.5}{100}, \text{if}(N_{i,2} = 2, \frac{3}{100}, \text{if}(N_{i,2} = 3, \frac{2.75}{100}, \text{"--"})))$

Fatores que depende do tipo de solo e possuem um intervalo, afavor da segurança, escolheu-se os menores.

Rotina de cálculo

$$Q_{\text{lat}}(i) := 10U \left[\sum_{j=1}^i (\beta_1(j) \cdot N_{j,3} \cdot \Delta l) \right]$$

$$Q_{\text{ponta}}(i) := 10(\beta_2(i) \cdot N_{i,3}) A_b$$

$$Q_{\text{ult}}(i) := Q_{\text{lat}}(i) + Q_{\text{ponta}}(i)$$

Rotina de cálculo

Resultados

$i := 31$	m		Profundidade em analise.
$Q_{\text{ponta}}(i) = 75.104$	tn	$Q_{\text{lat}}(i) \div Q_{\text{ult}}(i) = 56.45\%$	Resistência de atrito lateral.
$Q_{\text{lat}}(i) = 97.35$	tn	$Q_{\text{ponta}}(i) \div Q_{\text{ult}}(i) = 43.55\%$	Resistência de ponta.
$Q_{\text{ult}}(i) = 172.454$	tn		Carga de ruptura geotécnica.
$\text{Obs}_1 := \text{if}(\beta_2(i) \cdot N_{i,3} \leq 40, \text{"Ok."}, \text{"Não Ok, tensão alta na base, reduzir o } N_{\text{spt}} \text{ da ponta."})$			
$\text{Obs}_1 = \text{"Ok."}$			

Figura AP.5: Método de Antunes-Cabral (1996).

A figura AP.6 corresponde ao método de Kárez-Rocha (2000).

$n := \text{rows}(N) = 33$
 $k_{kr}(i) := \text{if}(N_{i,2} = 1, 290, \text{if}(N_{i,2} = 2, 250, \text{if}(N_{i,2} = 3, 210, \text{---})))$ Tipo de solo.

▾ Rotina de cálculo

$Q_{ponta}(i) := 0.1 \cdot (k_{kr}(i) \cdot N_{i,3} \cdot A_b)$
 $Q_{lat}(i) := 0.1 \cdot \left[4.9 \cdot \pi \cdot D \cdot \sum_{j=1}^i (N_{j,3}) \right]$
 $Q_{ult}(i) := Q_{lat}(i) + Q_{ponta}(i)$

▴ Rotina de cálculo

▾ Resultados

$i := 31$	m		Profundidade em análise.
$Q_{ponta}(i) = 233.46$	tn	$Q_{lat}(i) \div Q_{ult}(i) = 38.139\%$	Resistência de atrito lateral.
$Q_{lat}(i) = 143.932$	tn	$Q_{ponta}(i) \div Q_{ult}(i) = 61.861\%$	Resistência de ponta.
$Q_{ult}(i) = 377.392$	tn		Carga de ruptura geotécnica.
$Q_{adm.t} := Q_{ult}(i) \div 2 = 188.696$		tf	Carga admissível teórica.

Figura AP.6: Método de Kárez-Rocha (2000).